UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Efectos en la Respuesta Sísmica de la Duración de los

Registros Sísmicos



2017

Por Juan Andrés Urrutia Urrutia

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Prof. Guía Alejandro Morales Gómez

Marzo, 2017

Nadie tiene éxito sin esfuerzo... Los que tienen éxito deben su éxito a la perseverancia. Ramana Maharshi.

Dedicado a mi Familia y todos quienes fueron partícipes de este proceso.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi Madre por todo el sacrificio, paciencia, amor y apoyo incondicional entregado.

A mis hermanos, quienes siempre me han amado y apoyado.

A Daniela por estos 5 años de una hermosa relación, por su paciencia, aliento y apoyo en todo momento.

A aquellos que conocí en la Universidad y formamos una linda amistad, Carlos, Chico, Daniel, Jerome, Juan, Salvador, Negra, Felipe, Diego, Rodrigo.

A mi profesor guía, por su apoyo, paciencia, motivación y disposición mostrada a lo largo de este proceso.

A todos los profesores que contribuyeron en mi formación como ingeniero a lo largo de estos años.

Índice

Indice de Fi	guras	5
Indice de Ta	blas	11
Capítulo I		14
1 Introd	ducción	14
1.1	Planteamiento del problema	14
1.2	Objetivos	16
1.2.1	Objetivo General	16
1.2.2	Objetivos Específicos	16
1.3	Alcances	17
1.4	Metodología	18
Capítulo II		19
2 Anter	cedentes	19
2.1	Parámetros para caracterizar la intensidad sísmica	19
2.1.1	Aceleración Máxima (PGA).	19
2.1.2	Intensidad de Arias (AI)	19
2.2	Parámetros de duración	19
2.2.1	Definiciones generales de Duración.	20
2.2.2	Definiciones específicas de duración.	21
2.2.3	Metodología para truncar los registros.	23
2.3	Obtención de registros truncados	26
Capítulo III.		32
3 Espe	ctros de respuesta.	32
3.1	Espectros de respuesta elástica	32
3.1.1	Obtención espectros de respuesta elásticos	35
3.2	Espectro de Respuesta inelástico	43
3.2.1	Modelo elastoplástico.	43
3.2.2	Ductilidad.	43
3.2.3	Obtención espectros de respuesta inelásticos.	44
Capitulo IV		52
4 Análi	sis y Diseño de acuerdo a la Práctica Actual	52
4.1	Análisis Sísmico.	53
4.1.1	Espectro de Diseño.	53
4.1.2	Corte basal de diseño.	54
4.1.3	Deformaciones Sismicas.	55
4.2	Diseño de Elementos Estructurales.	57
4.2.1	Resistencia de diseño	57
4.2.2	Diseño de Vigas.	58
4.2.3	Diseño de columnas.	64

	4.2.4	Diseño de Muros	68
Capi	tulo V		
5	Análi	sis no lineal	
	5.1	Parámetros y modelación de la estructura en Ruaumoko 2D	
	5.1.1	Regla de Histéresis	
	5.1.2	Registros de aceleraciones.	
	5.2	Análisis de resultados	80
	5.2.1	Demanda de esfuerzos.	
	5.2.2	Demanda de aceleraciones.	
	5.2.3	Demanda de desplazamientos.	
	5.2.4	Energía	
Capi	tulo VI.		
6	Conc	lusiones y comentarios	
Capi	tulo VII		
7	Refer	rencias	
Capi	tulo VII	l	
8	ANE	XO A	
9	ANE	KO B	
	9.1	Resolución para Sistemas Lineales.	
		Método de Newmark.	
	9.2	Rutina	
	9.3	Resolución numérica sistemas no lineales.	
	9.4	Espectros respuesta elásticos e inelásticos de velocidad	
	9.5	ANEXO C	
	9.6	ANEXO D	
	9.6.1	Rutina para programa Ruaumoko 2D	
	9.7	ANEXO E	

Índice de Figuras

Figura 2-1	Duración entre intervalo Db de un registro sísmico.	20
Figura 2-2	Duración Uniforme DU de un registro sísmico.	20
Figura 2-3	Definición de DS de un acelerograma [21].	21
Figura 2-4	(a) Registro Marga-Marga componente este-oeste. (b) % Intensidad de Arias (c) Registro truncado según la metodología de Trifunac & Brady	23
Figura 2-5	(a) Registro Marga-Marga componente este-oeste. (b) % Intensidad de Arias (c) Registro truncado según la metodología de Donovan.	24
Figura 2-6	(a) Registro Marga-Marga componente este-oeste. (b) % Intensidad de Arias	24
Figura 2-7	 (a) Registro Marga-Marga componente este-oeste. (b) Intensidad de Arias (m/s). (c) Registro truncado según la metodología de Bommer & Martínez Pereira. 	25
Figura 2-8	 (a) Registro de Marga-Marga con 100 (s) duración, componente este-oeste 27 de febrero 2010. (b) Registro truncado Trífunac & Brady. (c) Registro truncado Donovan. (d) Registro truncado Somerville. (e) Registro truncado Bommer & Martinez Pereira. 2 	6
Figura 2-9	(a) Registro de Marga-Marga componente norte-sur 27 de febrero 2010. (b) Registro truncado Trifunac & Brady. (c) Registro truncado Donovan. (d) Registro truncado Somerville. (e) Registro truncado Bommer & Martínez Pereira. 2	7
Figura 2-10	 (a) Registro de Concepción con 90 (s) duración, componente este-oeste 27 de febrero 2010. (b) Registro truncado Trifunac & Brady. (c) Registro truncado Donovan. (d) Registro truncado Somerville. (e) Registro truncado Bommer & Martínez Pereira 2 	8
Figura 2-11	 (a) Registro de Concepción con 90 (s) duración, componente norte-sur 27 de febrero 2010. (b) Registro truncado Trifunac & Brady. (c) Registro truncado Donovan. (d) Registro truncado Somerville. (e) Registro truncado Bommer & Martínez Pereira 2 	9
Figura 2-12	 (a) Registro de Constitución con 143.275 (s) duración, componente C1 del 27 de febrero 2010. (b) Registro truncado Trifunac & Brady. (c) Registro truncado Donovan. (d) Registro truncado Somerville. (e) Registro truncado Bommer & Martínez Pereira. 3 	0
Figura 2-13	 (a) Registro de Constitución con 143.275 (s) duración, componente C3 del 27 de febrero 2010. (b) Registro truncado Trifunac & Brady. (c) Registro truncado Donovan. (d) Registro truncado Somerville. (e) Registro truncado Bommer & Martínez Pereira. 3 	1
Figura 3-1	(a) Aceleración del suelo; (b) respuesta de deformación de tres sistemas de 1GDL con $\zeta = 2\%$ y $Tn = 0.5$, 1 y 2 segundos (c) Espectro de deformación para. $\zeta = 2\%$	3
Figura 3-2	(a) Comparación entre los espectros de respuesta de pseudo-velocidad y velocidad relativa con $\zeta = 10\%$ (b) relación <i>Vuo</i> para $\zeta = 0, 10 y 20\%$	4
Figura 3-3	Componente Este-Oeste, Espectros: (a) Pseudo-aceleración (b) Desplazamiento 3	6
Figura 3-4	Componente Norte-Sur, Espectros:(a) Pseudo-aceleración (b) Desplazamiento 3	7
Figura 3-5	Componente Este-Oeste, Espectros: (a) Pseudo-aceleración (b) Desplazamiento 3	8
Figura 3-6	Componente Norte-Sur, Espectros: (a) Pseudo-aceleración (b) Desplazamiento 3	9
Figura 3-7	Componente C1, Espectros: (a) Pseudo-aceleración (b) Desplaz amiento 4	0
Figura 3-8	Componente C3, Espectros: (a) Pseudo-aceleración (b) Desplaz amiento 4	1
Figura 3-9	Sistema elastoplástico disipación de energía	3
Figura 3-10	Programa Seismo Signal 2016 [27]	4
Figura 3-11	Espectros inelásticos de aceleración del registro de Marga-Marga. Factor ductilidad de 1.5, 2.0 y 2.5 para: (a), (c) y (e) Componente Este-Oeste (b), (d) y (f) Componente Norte-Sur	5

Figura 3-12	Espectros inelásticos de desplazamiento del registro de Marga-Marga. Factor ductilidad de 1.5, 2.0 y 2.5 para: (a), (c) y (e) Componente Este-Oeste (b), (d) y (f) Componente Norte-Sur.	46
Figura 3-13	Espectros inelásticos de aceleración del registro de Concepción. Factor ductilidad de 1.5, 2.0 y 2.5 para: (a), (c) y (e) Componente Este-Oeste (b), (d) y (f) Componente Norte-Sur.	47
Figura 3-14	Espectros inelásticos de desplazamiento del registro de Concepción. Factor ductilidad de 1.5, 2.0 y 2.5 para: (a), (c) y (e) Componente Este-Oeste (b), (d) y (f) Componente Norte-Sur.	1 48
Figura 3-15	Espectros inelásticos de aceleración del registro de Constitución. Factor ductilidad de 1.5, 2.0 y 2.5 para: (a), (c) y (e) Componente C1 (b), (d) y (f) Componente C3	49
Figura 3-16	Espectros inelásticos de desplazamiento del registro de Constitución. Factor ductilidad de 1.5, 2.0 y 2.5 para: (a), (c) y (e) Componente C1 (b), (d) y (f) Componente C3 5	d 50
Figura. 4-1	Planta tipo de la estructura en estudio.	52
Figura 4-2	Espectro de Diseño: Elástico, dirección X e Y. Decreto Supremo Nº 61, 2011 [13] 5	54
Figura 4-3	Desplazamiento lateral de entrepiso dirección X e Y	6
Figura 4-4	Espectro de desplazamiento elástico y desplazamiento lateral de diseño en dirección e Y	X 57
Figura 4-5	Variación de Ø para cargas flexo-compresión ACI 318-08.	58
Figura 4-6	Planta tipo, en la cual se muestran los nombres de vigas, columnas y muros por eje. 5	59
Figura 4-7	Distribución de refuerzo a flexión en vigas del 1º-6º piso, ejes principales de la estructura en estudio.	50
Figura 4-8	Distribución de refuerzo a flexión en vigas del 7°-12° piso, ejes principales de la estructura en estudio	51
Figura 4-9	Momentos probables y corte de diseño en vigas6	52
Figura 4-10	Distribución armadura longitudinal en columnas	5
Figura 4-11	Diagrama de Interacción de la columna de 75/75, dirección X	5
Figura 4-12	Diagrama de Interacción de la columna de 75/75, dirección Y6	6
Figura 4-13	Corte de diseño para columnas. Fuente ACI 318-08	7
Figura 4-14	Diagrama de corte muro 1, dirección X 6	9
Figura 4-15	Diagrama de corte muro 2, dirección Y	9
Figura 4-16	Distribución armadura longitudinal muro 1	0
Figura 4-17	Diagrama de interacción muro 1, dirección X	0
Figura 4-18	Diagrama de interacción muro 1, dirección Y	1
Figura 4-19	Distribución armadura longitudinal muro 2	1
Figura 4-20	Diagrama de interacción muro 2, dirección X	2
Figura 4-21	Diagrama de interacción muro 2, dirección Y	2
Figura 4-22	Diagrama momento-curvatura del muro 1, dirección X	3
Figura 4-23	Diagrama momento-curvatura del muro 1, dirección Y	4
Figura 4-24	Diagrama momento-curvatura del muro 2, dirección X	4
Figura 4-25	Diagrama momento-curvatura del muro 2, dirección Y	5
Figura 5-1	Delimitación de los ejes utilizados para el modelo Ruaumoko	7
Figura 5-2	Representación gráfica del modelo en Ruaumoko 2D7	8

Figura 5-3	Modelo viga de Giberson de una componente [7].	. 78
Figura 5-4	Regla de histéresis Takeda Modificado [7].	. 79
Figura 5-5	Demandas de (a) momento y (b) corte para el registro original y truncados de Marga Marga, componente este-oeste, de 27 febrero 2010.	. 80
Figura 5-6	Demandas de (a) momento y (b) corte para el registro original y truncados de Marga Marga, componente norte-sur, de 27 febrero 2010.	. 81
Figura 5-7	(a) Demanda de momento y (b) corte para el registro original y truncados de Concepción, componente este-oeste, de 27 febrero 2010.	. 81
Figura 5-8	Demandas de (a) momento y (b) corte para el registro original y truncados de Concepción, componente norte-sur, de 27 febrero 2010.	. 82
Figura 5-9	Demandas de (a) momento y (b) corte para el registro original y truncados de Constitución, componente C1, de 27 febrero 2010.	82
Figura 5-10	Demandas de (a) momento y (b) corte para el registro original y truncados de Constitución, componente C3, de 27 febrero 2010.	83
Figura 5-11	Demanda de aceleraciones para el registro original y truncados de Marga-Marga, en sus componentes (a) este-oeste y (b) norte-sur, del 27 febrero 2010.	84
Figura 5-12	Demanda de aceleraciones para el registro original y truncados de Concepción, en s componentes (a) este-oeste y (b) norte-sur, del 27 febrero 2010.	sus 84
Figura 5-13	Demanda de aceleraciones para el registro original y truncados de Constitución, en sus componentes (a) C1 y (b) C3, del 27 febrero 2010.	85
Figura 5-14	Máximos desplazamiento relativos de entre piso (Drifts) para los registros de Marga- Marga en sus dos componentes, (a) este-oeste y (b) norte-sur, del 27 febrero 2010.	86
Figura 5-15	Máximos desplazamiento relativos de entre piso (Drifts) para los registros de Concepción en sus dos componentes, (a) este-oeste y (b) norte-sur, del 27 febrero 2010.	86
Figura 5-16	Máximos desplazamiento relativos de entre piso (Drifts) para los registros de Constitución en sus dos componentes, (a) C1 y (b) C3, del 27 febrero 2010	87
Figura 5-17	Desplazamientos máximos absolutos para los registros de Marga-Marga en sus dos componentes, (a) este-oeste y (b) norte-sur, del 27 febrero 2010.	87
Figura 5-18	Desplazamientos máximos absolutos para los registros de Concepción en sus dos componentes, (a) este-oeste y (b) norte-sur, del 27 febrero 2010.	88
Figura 5-19	Desplazamientos máximos absolutos para los registros de Constitución en sus dos componentes, (a) C1 y (b) C3, del 27 febrero 2010.	88
Figura 5-20	Deformaciones residuales para los registros de Marga-Marga en sus dos componentes, (a) este-oeste y (b) norte-sur, del 27 febrero 2010.	89
Figura 5-21	Deformaciones residuales para los registros de Concepción en sus dos componentes (a) este-oeste y (b) norte-sur, del 27 febrero 2010.	90
Figura 5-22	Deformaciones residuales para los registros de Constitución en sus dos componentes (a) C1 y (b) C3, del 27 febrero 2010.	s, 90
Figura 5-23	Curva de histéresis del muro 1 en la dirección X del análisis no lineal para (a) Registro Marga-Marga de 27 de febrero 2010, componente este-oeste. (b) Registro truncado Trifunac & Brady. (c) Registro truncado Donovan. (d) Registro truncado Somerville. (e) Registro truncado Bommer & Martínez Pereira.	92
Figura 5-24	Curva de histéresis del muro 1 en la dirección X del análisis no lineal para (a) Registro Marga-Marga de 27 de febrero 2010, componente norte-sur. (b) Registro truncado Trifunac & Brady. (c) Registro truncado Donovan. (d) Registro truncado Somerville. (e) Registro truncado Bommer & Martínez Pereira.	93
		8

- Figura 5-29 Curvas de histéresis de las vigas más solicitadas por eje: (a) Viga 1, (b) Viga 2, (c) Viga 3 y (d) Viga 4. Para el registro Marga-Marga en su componente este-oeste. 98

Figura 5-31 Curvas de histéresis de las vigas más solicitadas por eje: (a) Viga 1, (b) Viga 2, (c) Viga 3 y (d) Viga 4. Para el registro Concepción en su componente este-oeste......100

Figura 5	44 (a) Energía Cinética, (b) Energía Amortiguamiento, (c) Energía Elástica y (d) Energía Aplicada, producto del registro de Constitución de 27 de Febrero 2010, componente C1
Figura 5	45 (a) Energia Cinética, (b) Energia Amortiguamiento, (c) Energia Elástica, producto del registro de Constitución de 27 de Febrero 2010, componente C3
Figura 5	46 (d) Energía Aplicada, producto del registro de Constitución de 27 de Febrero 2010, componente C3
Figura 6	 1 (a) Deformada y (b) velocidad, por piso, que tiene la estructura en el instante de truncamiento del registro de Concepción 27 de febrero 2010, componente este-oeste. 114
Figura 6	2 (a) Deformada y (b) velocidad, por piso, que tiene la estructura en el instante de truncamiento del registro de Marga-Marga 27 de febrero 2010, componente este-oeste. .115
Figura 9	1 a) Movimiento sismico en la base (b) diagrama de cuerpo libre
Figura 9	2 El gráfico izquierdo representa el método de aceleración constante y el derecho método aceleración lineal
Figura 9	-3 Iteración de Newton-Raphson: (a) aplicación y fuerzas restauradoras, (b) fuerza residual
Figura 9	4 Espectro de respuesta Elástica de Velocidad: (a) MMEW (b) MMNS (c) CCEW (d) CCNS (e) CONT C1 (f) CONT C3 respectivamente
Figura 9	-5 Espectros inelásticos de velocidad del registro de Marga-Marga. Factor ductilidad de 1.5, 2.0 y 2.5 para: (a), (c) y (e) Componente Este-Oeste (b), (d) y (f) Componente Norte-Sur
Figura 9	-6 Espectros inelásticos de velocidad del registro de Concepción. Factor ductilidad de 1.5, 2.0 y 2.5 para: (a), (c) y (e) Componente Este-Oeste (b), (d) y (f) Componente Norte-Sur
Figura 9	-7 Espectros inelásticos de velocidad del registro de Constitución. Factor ductilidad de 1.5, 2.0 y 2.5 para: (a), (c) y (e) Componente C1 (b), (d) y (f) Componente C3135
Figura 9	 -8 Curvas de histéresis para la viga 1 truncada por. (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, en su componente este-oeste
Figura 9	 Qurvas de histéresis para la viga 2 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, en su componente este-oeste.
Figura 9	-10 Curvas de histéresis para la viga 3 truncada por. (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, en su componente este-oeste
Figura 9	-11 Curvas de histéresis para la viga 4 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, en su componente este-oeste
Figura 9	-12 Curvas de histéresis para la viga 1 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somenville, (d) Bommer & Martinez Pereira. Del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, en su componente norte-sur
Figura 9	L-13 Curvas de histéresis para la viga 2 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martinez Pereira. Del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, en su componente norte-sur

Figura 9-1	4 Curvas de histéresis para la viga 3 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, .	
	(c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, en su componente norte-sur.	e 45

Figura 9-15	Curvas de histéresis para la viga 4 truncada por. (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, en su componente norte-sur
Figura 9-16	Curvas de histéresis para la viga 1 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Concepción de 27 de Febrero 2010, en su componente este-oeste
Figura 9-17	Curvas de histéresis para la viga 2 truncada por. (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Concepción de 27 de Febrero 2010, en su componente este-oeste
Figura 9-18	Curvas de histéresis para la viga 3 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Concepción de 27 de Febrero 2010, en su componente este-oeste
Figura 9-19	Curvas de histéresis para la viga 4 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Concepción de 27 de Febrero 2010, en su componente este-oeste
Figura 9-20	Curvas de histéresis para la viga 1 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Concepción de 27 de Febrero 2010, en su componente norte-sur
Figura 9-21	Curvas de histéresis para la viga 2 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Concepción de 27 de Febrero 2010, en su componente norte-sur
Figura 9-22	Curvas de histéresis para la viga 3 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Concepción de 27 de Febrero 2010, en su componente norte-sur
Figura 9-23	Curvas de histéresis para la viga 4 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Concepción de 27 de Febrero 2010, en su componente norte-sur
Figura 9-24	Curvas de histéresis para la viga 1 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Constitución de 27 de Febrero 2010, en su componente C1
Figura 9-25	Curvas de histéresis para la viga 2 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Constitución de 27 de Febrero 2010, en su componente C1
Figura 9-26	Curvas de histéresis para la viga 3 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Constitución de 27 de Febrero 2010, en su componente C1
Figura 9-27	Curvas de histéresis para la viga 4 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Constitución de 27 de Febrero 2010, en su componente C1
Figura 9-28	Curvas de histéresis para la viga 1 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Constitución de 27 de Febrero 2010, en su componente C3
Figura 9-29	Curvas de histéresis para la viga 2 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Constitución de 27 de Febrero 2010, en su componente C3

Figura 9-31 Curvas de histéresis para la viga 4 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Constitución de 27 de Febrero 2010, en su componente C3......156

Índice de Tablas

Tabla	2-1	Definiciones de duraciones de los registros por autor y año	22
Tabla	4-1	Elementos estructurales y sus dimensiones.	52
Tabla	4-2	Parámetros Sísmicos	54
Tabla	4-3	Corte Basal Elástico.	55
Tabla	4-4	Resultados Análisis Sísmico.	55
Tabla	4-5	Desplazamiento lateral de diseño máximo en dirección X e Y.	57
Tabla	4-6	Factores de reducción de resistencia Ø dados desde 9.3.2.1 a 9.3.27 de ACI 318-08 [16]	57
Tabla	4-7	Verificación del corte de diseño en vigas	63
Tabla	4-8	Verificación del corte de diseño en vigas	64
Tabla	4-9	Armadura longitudinal en columnas.	65
Tabla -	4-10	Verificación del criterio columna fuerte y viga débil.	66
Tabla	4-11	Verificación del criterio columna fuerte y viga dé bil.	67
Tabla	4-12	Verificación del corte de diseño en colum nas.	68
Tabla	4-13	Verificación de curvatura y confinamiento.	76
Tabla	5-1	Limite deformaciones Residuales/Permanentes.	91
Tabla :	5-2	Demanda y capacidad de ductilidad del Muro 1 en dirección X para el registro de Marga-Marga de 27 febrero 2010, en su componente este-oeste	92
Tabla	5-3	Demanda y capacidad de ductilidad del Muro 1 en dirección X para el registro de Marga-Marga de 27 febrero 2010, en su componente norte-sur	93
Tabla	5-4	Demanda y capacidad de ductilidad del Muro 1 en dirección X para el registro de Concepción de 27 febrero 2010, en su componente este-oeste	94
Tabla	5-5	Demanda y capacidad de ductilidad del Muro 1 en dirección X para el registro de Concepción de 27 febrero 2010, en su componente norte-sur.	95
Tabla	5-6	Demanda y capacidad de ductilidad del Muro 1 en dirección X para el registro de Constitución de 27 febrero 2010, en su componente C1.	96
Tabla :	5-7	Demanda y capacidad de ductilidad del Muro 1 en dirección X para el registro de Constitución de 27 febrero 2010, en su componente C3.	97
Tabla	5-8	Demanda y capacidad de ductilidad de las vigas 1 a 4 para el registro original de Marga-Marga en su componente este-oeste.	98
Tabla :	5-9	Demanda y capacidad de ductilidad de las vigas 1 a 4 para el registro original de Marga-Marga en su componente norte-sur	99
Tabla !	5-10	Demanda y capacidad de ductilidad de las vigas 1 a 4 para el registro original de Constitución en su componente este-oeste	00
Tabla !	5-11	Demanda y capacidad de ductilidad de las vigas 1 a 4 para el registro original de Constitución en su componente norte-sur	01
Tabla (5-12	Demanda y capacidad de ductilidad de las vigas 1 a 4 para el registro original de Concepción en su componente C110	02
Tabla !	5-13	Demanda y capacidad de ductilidad de las vigas 1 a 4 para el registro original de Concepción en su componente C310	03
Tabla (6-1	Error % Espectro de Desplazamiento	13
Tabla 9	9-1	Armadura a flexión en vigas y verificación	36

Capítulo I 1 Introducción 1.1 Planteamiento del problema

Chile es un país símico, solo basta con ver el historial de registros con los que se cuenta, siendo un hito el registro con mayor magnitud que haya sido registrado (9.5 en la escala de Richter) el terremoto de Valdivia del 22 de mayo de 1960. Eso explica la importancia dada en Chile al efecto de las cargas dinámicas sobre las estructuras, especificamente las provenientes de los sismos. Estas cargas controlan mayoritariamente los diseños de las estructuras existentes en el país, ya sean habitacionales o industriales.

En sismos de gran intensidad, la duración del mismo tiene un efecto significativo en la demanda de deformación inelástica, degradación de rigidez y en la cantidad de energía (absorbida y disipada) por una estructura. Por lo tanto, una adecuada capacidad de deformación es requerida en la estructura y repetidas incursiones no líneales de las estructuras permiten disipar elevados niveles de energía durante eventos sísmicos. Por supuesto, se espera que los niveles de deformación estén asociados a un nivel de daño aceptable y predefinido [1], por ejemplo, que la estructura pueda quedar inutilizable, en última instancia, pero sin colapso.

El daño estructural se puede producir ya sea por la máxima respuesta de la estructura ante un sismo como también por un daño acumulado producto de los ciclos no lineales, que pueden llegar a degradar la rigidez y resistencia de la estructura. El daño acumulado ha sido analizado por varios investigadores [2] [3] [4] quienes atribuyen una relación entre el daño acumulado y la duración del terremoto, debido a que una mayor duración del registro sismico implica un mayor número de ciclos de carga y descarga (histéresis) en la estructura. Estos investigadores han propuesto que los actuales códigos de diseño sismo resistente, que hoy se basan básicamente en el valor máximo de aceleración (o pseudo-aceleración) para determinar las cargas de diseño, incluyan la duración del sismo debido a la relación existente entre esta variable y el daño acumulado.

Actualmente la normativa vigente en Chile no exige análisis del tipo no lineal para estructuras, sin embargo, es una tendencia en códigos de diseño avanzados donde el diseño por desempeño de estructuras es mandatorio. Este tipo de análisis permite detectar de manera más precisa potenciales falencias en el diseño logrando estructuras más seguras y con altos estándares de serviciabilidad después de un sismo [5].

En el diseño propiamente tal, entendiendo este como un proceso iterativo, los tiempos de análisis de una estructura usando registros sísmicos completos, normalmente resultan ser extensos, siendo una deficiencia en el diseño del proyecto. Es por esto que tener una buena herramienta que permita truncar registros a través de estimaciones de duraciones efectivas del movimiento reduciría considerablemente los tiempos de análisis sin perder información relevante de los registros.

El procedimiento se basa en los principios de diseño por capacidad, seguido de una serie de verificaciones del diseño por desempeño. Donde se deberá evaluar analiticamente el cumplimiento de dos estados limites.

No obstante lo anterior, el Comité NCh433 ha desarrollado el Procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios [6], actualmente en consulta, que busca incluir distintos estados límites en el análisis y diseño de estructuras, tales como: Estado límite de ocupación inmediata para el sismo de diseño (SD) y Capacidad de deformación adicional para el sismo máximo considerado (SMC).

 Para evaluar este estado límite (SD), se debe realizar una serie de análisis de respuesta dinámica no líneal donde se calcularán los parámetros de interés. Cuando se utilicen al menos siete pares de registros se podrá utilizar el valor promedio de respuesta del parámetro de interés como: aceleración máxima, drift máximo, diagrama de momento, digrama corte, entre otros. En caso contrario se deberá utilizar la respuesta máxima de los mismos.

 Capacidad de deformación adicional para el sismo máximo considerado (SMC), permite dos métodos para verificar este estado límite. Un análisis estático no lineal Pushover y un análisis dinámico no lineal.

Para el análisis dinámico no lineal se permite utilizar un análisis dinámico no lineal utilizando registros acordes a los utilizados en el estado límite de ocupación inmediata para el sismo de diseño.

En registros como los chilenos, los cuales son largos de 90, 100, 140 segundos de duración, al realizar un análisis no lineal con estos, resultan ser lentos por su extensión, por lo cual se pretende demostrar en este trabajo que hay criterio suficiente para reducir los registros considerablemente, donde los resultados no varien significativamente con una buena estimación de ciertos elementos. Resultando así, una buena herramienta para desarrollar el procedimiento alternativo que se está proponiendo en el Comité NCh 433. En el cual si bien para el análisis estático no lineal se utilizará (Pushover), se podría emplear también, utilizando criterio, un análisis no lineal con el registro truncando disminuyendo los tiempos de análisis, obteniéndose finalmente, una buena predicción del comportamiento bajo un sismo severo, lográndose finalmente, un diseño más eficiente y económico.

En este trabajo de título (TdT) se pretende aclarar si al usar duraciones efectivas truncando los registros sismicos, estos puedan ser buenos predictores de la deformación máxima y de las deformaciones locales.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Evaluar la influencia que tiene sobre la respuesta sismica, lineal y no lineal, de estructuras de hormigón armado el uso de registros de aceleraciones con Duraciones Efectivas¹ menores a las duraciones reales de los registros.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Obtener las Duraciones Efectivas para registros sísmicos chilenos con cuatro metodologías diferentes propuestas en la literatura.
- Determinar los espectros de respuesta elásticos para cada registro, considerando la duración real y Duraciones Efectivas.
- Determinar los espectros de respuesta inelásticos para cada registro, considerando la duración real y Duraciones Efectivas, para distintos valores de ductilidad.
- Evaluar la respuesta estructural, desde el punto de vista de los esfuerzos, deformaciones y criterios de aceptación a nivel de componente y global, para los sistemas estructurales diseñados.
- Diseñar una estructura de estudio, representativa y simple, de acuerdo a la normativa vigente en Chile.
- A través de análisis no-lineal tiempo-historia (ANLTH) con el programa Ruaumoko 2D [7] evaluar la respuesta sísmica de la estructura en estudio bajo las acciones de cada registro, considerando la duración real y Duraciones Efectivas.
- Analizar la respuesta a través de la comparación de demandas de momento, corte, deformación, ductilidad. Además, estudiar la respuesta desde un punto de vista energético.
- Plantear comentarios, recomendaciones respecto al uso de registros sísmicos y conclusiones relevantes del trabajo desarrollado.

¹ Duraciones Efectivas: Duración de un registro de aceleraciones que resulta de truncar al comienzo y al final el registro original.

1.3 Alcances

- Se utilizarán 3 pares de registros de aceleraciones correspondientes al Terremoto del Maule (Chile, 2010): Constitución, Concepción y Marga-Marga, cada uno en sus componentes Norte-Sur y Este-Oeste.
- Se utilizarán 4 metodologías para el cálculo y estimación de Duraciones Efectivas propuestas por:

Trifunac y Brady [8] Donovan [9] Somerville [10] Bommer y Martínez Pereira [11]

- Se diseñará una estructura de hormigón armado y se le realizará análisis no lineal con cada registro.
- Normativa a utilizar.
 - ✓ NCh 433 Of.1996 Modificada en 2009 [12], diseño sismico de edificios.
 - ✓ Decreto Supremo Nº 61 [13], Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios.
 - ✓ Decreto Supremo N° 60 [14], Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado.
 - ✓ NCh 1537 Of 2009 [15], "Diseño Estructural de edificios Cargas permanentes y sobrecargas de uso".
 - ✓ NCh 3171 Of.2010, disposiciones generales y combinaciones de carga.
 - ✓ ACI-318-08 [16], Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario.

1.4 Metodología

- Recopilación bibliográfica sobre Duración Efectiva y su estimación. Se utilizarán 4 métodos.
- Cálculo de los espectros de respuesta para registro completo y registros truncados tanto elásticos como inelásticos, para comparar potenciales diferencias entre ellos.
- Análisis no lineal de la estructura, utilizando registros sísmicos originales y truncados analizando su respuesta global y local.
- Por medio del programa MATLAB [17] se obtendrán las duraciones efectivas de cada registro, usando la Intensidad de Arías (AI) que representa la capacidad de producir daño de un sismo mediante un valor escalar [18]. Se obtendrán además los espectros de respuesta elásticos.
- La modelación y análisis lineal se hará con el programa ETABS 2015 [19], el análisis nolineal se realizará con el programa Ruaumoko 2D [7].

Capítulo II 2 Antecedentes.

En este capitulo se presentará, primero que todo, la definición de algunos parámetros de interés utilizados, luego se verán definiciones generales relativas a la duración de movimientos sísmicos, finalizando con algunas definiciones específicas de duración de movimiento sísmico, propuestas por algunos investigadores, exponiéndose en orden cronológico.

2.1 Parámetros para caracterizar la intensidad sísmica.

Los movimientos sísmicos se caracterizan por parámetros relacionados principalmente con la amplitud del movimiento y máxima aceleración del terreno.

La aceleración, velocidad, intensidad característica, intensidad de energía especificada y velocidad absoluta acumulada, son entre otros algunos parámetros que permiten caracterizar la intensidad sísmica, que además se relaciona a diferentes aspectos del comportamiento estructural de las edificaciones. Estos parámetros, tienen la función de representar variables tales como el contenido de frecuencia, la amplitud y la duración de los registros sismicos [20]. En este trabajo se considerarán solamente la aceleración máxima (PGA) y la Intensidad de Arias (Al).

2.1.1 Aceleración Máxima (PGA).

Es unos de los parámetros más utilizados en ingeniería sísmica y corresponde a la aceleración máxima del suelo registrado durante un sismo. Esto quiere decir que el PGA (Peak Ground Acceleration) del registro es la aceleración máxima experimentada por una particula de suelo durante el movimiento sísmico.

2.1.2 Intensidad de Arias (AI).

La Intensidad de Arias es un parámetro que permite representar el potencial destructivo de un sismo mediante un valor escalar [18], basado en la energía del movimiento del suelo (por unidad de peso) en un terremoto. Físicamente se puede interpretar la Intensidad de Arias como la energía contenida en un registro de movimiento sísmico, la cual puede ser expresada como:

$$A = \frac{\pi}{2g} \int_{o}^{t_{r}} a^{2}(t) dt$$
⁽²⁻¹⁾

Donde

a(t) = La aceleración a lo largo del registro

 $t_r = La duración total del sismo$

g = Aceleración de gravedad

2.2 Parámetros de duración.

En la literatura existe una serie de enfoques para identificar y calcular la duración de un movimiento sismico, los cuales han sido propuestos por diferentes investigadores.

En el próximo punto se verán algunas expresiones, propuestas por estos investigadores, para la duración de los sismos, de las cuales se mostrarán tres tipos de duración, agrupadas en cuatro grupos, clasificación que fue propuesta en el estudio de Bommer & Martínez-Pereira [21]:

(*i*) duración entre intervalos (*Db*), (*ii*) duración uniforme (*Du*), (*iii*) duración significativa (*Ds*) y (*iv*) duración de respuesta estructural.

2.2.1 Definiciones generales de Duración. 2.2.1.1 Duración entre intervalos.

Primer grupo de duración (D_b) conocido como Bracketed Duration que traducida significa duración entre intervalos. Corresponde al tiempo total transcurrido entre la primera y última incursión del registro por sobre un determinado nivel de aceleración a_0 (valor umbral). Tal como muestra la Figura 2-1.

La desventaja de esta definición es que considera sólo el primer y último peak sobre el umbral (incursión) y omite las características de la parte fuerte de un acelerograma, subestimando las duraciones para sismos con sub-eventos pequeños luego del movimiento principal. Por otra parte, para algunos acelerogramas, un cambio del umbral de quizás 0.03g a 0.02g, puede resultar en un aumento de la duración entre intervalos por 20 o más segundos [22].



Figura 2-1 Duración entre intervalo D₆ de un registro sísmico.

2.2.1.2 Duración Uniforme.

Segundo grupo de las definiciones se conoce con el nombre de "Duración uniforme" D_u que al igual que la anterior duración, está definida por un nivel umbral de aceleración a_0 , con la diferencia que la duración uniforme se define como la suma de tiempo durante el cual la aceleración es mayor que el umbral a_0 , como ilustra la Figura 2-2. Esta definición es menos sensible ante las variaciones del valor del umbral, como era el caso de D_b , pero la desventaja que tiene este tipo de duración es que no define una ventana de tiempo continuo, donde el sismo puede ser considerado fuerte.



2.2.1.3 Duración Significativa.

Tercer grupo de duración conocido como duración significativa o efectiva (D_s) , se basa en la acumulación de energía en el acelerograma (registro), la cual si se encuentra representada por la integral del cuadrado de la aceleración del suelo, se relaciona con la intensidad de Arias [18]. Si se representa por la integral al cuadrado de la velocidad, se relaciona con la densidad de energía [23] o desplazamiento. Ver ecuación 2-2

$$AI = \int_0^{t_r} a^2(t) dt \tag{2-2}$$

Duración significativa (D_s), se define como el intervalo en el cual se acumula cierta proporción de la integral total. Esto se visualiza mejor en un gráfico de Intensidad de Arias acumulada, conocido como gráfico de Husid [24] (Figura 2-3). Este tipo de duración D_s tiene la ventaja que define una ventana de tiempo continua donde el movimiento se puede considerar como fuerte, además contempla las características de todo el registro sísmico.



Figura 2-3 Definición de D_sde un acelerograma [21].

2.2.1.4 Duración de respuesta estructural.

Definición de duración que no está basada en las características del movimiento de algún registro sísmico en específico. Responde más bien, a las características de la respuesta estructural, de una estructura específica, sujeta al movimiento sísmico. Lo que significa estar fuertemente influenciado no solamente por el registro sísmico, sino además por las características de la estructura en estudio.

2.2.2 Definiciones específicas de duración.

En la literatura no existe una única definición para un registro sísmico, pero frecuentemente se habla de la duración de los movimientos sismos sin detallar la definición de duración utilizada. En la Tabla 2-1 se indican varias definiciones de duración propuestas por algunos investigadores, clasificadas de acuerdo a los grupos de duración descritos anteriormente.

Tabla 2-1 Definiciones de duraciones de los registros por autor y año.

Autor	Año	Criterio
Ambraseys y Sarma	1967	Usa el concepto de duración entre intervalos D_b para un umbral de aceleración de $0.03g$.
Donovan ²	1972	Define la duración significativa D_S como el intervalo entre el comienzo del registro hasta el 90% de la intensidad de Arias.
Bolt	1973	Introduce los conceptos de duración entre intervalos D_b y duracion uniforme D_u . Los registros son pasados por un filtro de banda definiendo la duración a una determinada frecuencia. Utiliza umbrales de $0.05g$ y $0.10g$.
Trifunac y Brady ²	1975	Utiliza el concepto de duración significativa D_s definida como el intervalo entre los tiempos que se alcanza el 5% y el 95% de la integral total de aceleración.
Trifunac y Westermo	1977	Modifican la duración de Trifunac y Brady alterando los límites de duración entre 5% a 90% de la integral total de aceleración.
McGuire y Bernhard	1979	Estudian las distintas duraciones para especificar la severidad de los sismos. D_b con umbrales de aceleración $0.05g$, $0.10g$ y $0.20g$. Y umbrales relativos de 0.5, 0.67 y 0.75 del máx. valor de la aceleración (PGA).
Pérez	1980	Usa el concepto de duración de respuesta estructural, duración de tiempo para el cual la velocidad de respuesta de un sistema de un grado de libertad <i>SDOF</i> ligeramente amortiguado esta sobre un cierto nivel.
Zahrah y Hall	1984	Propusieron otra duración de respuesta estructural como el tiempo donde la mayor cantidad de deformaciones inelásticas de un <i>SDOF</i> se lleva a cabo. Donde el 5% y el 75% de la energía absorbida en una estructura se disipa, de manera inelástica
Somerville ²	1997	Utiliza el concepto de duración significativa D_s entre los límites del 5% al 75% de la intensidad de Arias.
Bommer & Martínez Pereira ²	1999	Determina la D_s desde $AI_0 = 0.01 \ (m/s)$ hasta $\Delta Al_f = 0.125 \ (m/s)$ de la intensidad de Arias (Al) obteniendo los tiempos $t_i \ y \ t_f$, respectivamente mostrados en Figura 2-3.

² Estos cuatro criterios serán desarrollados más adelante.

2.2.3 Metodología para truncar los registros.

Tal como se explicitó en el capítulo I, cuatro metodologías para truncar registros sísmicos son analizadas. A continuación, se presentarán los resultados obtenidos:

Trifunac y Brady.

En la Figura 2.4 (b) se puede notar que para un 5% $AI = AI_0$ da un tiempo inicial t_i y que con un 95% $AI = AI_f$ se obtiene el tiempo final t_f . Por lo tanto el registro sísmico truncado se obtiene al comenzar los registros desde t_i y finalizar en t_f . Ver Figura 2-4.



Figura 2-4 (a) Registro Marga-Marga componente este-oeste. (b) % Intensidad de Arias. (c) Registro truncado según la metodología de Trifunac & Brady.

Donovan.

Determina la duración significativa D_s desde el comienzo del registro hasta el 90% de la Intensidad de Arias (AI) acumulada. En la Figura 2-5 se muestra el resultado del uso de este criterio para el truncamiento de los registros sísmicos.



Figura 2-5 (a) Registro Marga-Marga componente este-oeste. (b) % Intensidad de Arias. (c) Registro truncado según la metodología de Donovan.

· Somerville.

El registro sísmico truncado se obtienen al comenzar los registros desde un tiempo inicial t_i y finalizar en un tiempo t_f . Tal como se muestra en la *Figura 2-6 (b), donde* se puede apreciar que para un 5% $AI = AI_0$ da t_i y con un 75% $AI = AI_f$ se obtiene t_f . Ver Figura 2-6



Figura 2-6 (a) Registro Marga-Marga componente este-oeste. (b) % Intensidad de Arias. (c) Registro truncado según la metodología de Somerville.

Bommer & Martínez Pereira

La Figura 2-7 muestra el resultado de la metodología para determinar la duración significativa y truncamiento de los registros sísmicos, lograda por medio de la Intensidad de Arias (AI). Desde la cual se puede obtener el tiempo inicial t_i con una Intensidad de Arias $AI_0 = 0.01 \, (m/s)$ y el tiempo final $t_f \, \text{con } \Delta AI_f = 0.125 \, (m/s)$. Tal como se muestra en la Figura 2-7 (b).



Figura 2-7 (a) Registro Marga-Marga componente este-oeste. (b) Intensidad de Arias (m/s). (c) Registro truncado según la metodología de Bommer & Martínez Pereira.

2.3 Obtención de registros truncados

En el presente punto se muestra, primero que todo, los tres registros sísmicos utilizados: Marga-Marga, Concepción y Constitución del 27 de febrero 2010. Las figuras 2-8 a 2-13 ilustran, la duración efectiva y el resultado del truncamiento de cada uno de ellos según las metodologías propuestas en el punto 2.2.3.

Para la manipulación y obtención de los registros truncados se utilizó el programa Matlab [17]. En el Anexo A se encuentra la rutina con la cual se trabajó para obtener los registros truncados con su duración efectiva (DE).





(a) Registro de Marga-Marga con 100 (s) duración, componente este-oeste 27 de febrero 2010. (b) Registro truncado Trifunac & Brady. (c) Registro truncado Donovan. (d) Registro truncado Somerville. (e) Registro truncado Bommer & Martínez Pereira.





(a) Registro de Marga-Marga componente norte-sur 27 de febrero 2010. (b) Registro truncado Trifunac & Brady. (c) Registro truncado Donovan. (d) Registro truncado Somerville. (e) Registro truncado Bommer & Martínez Pereira.





(a) Registro de Concepción con 90 (s) duración, com ponente este-oeste 27 de febrero 2010. (b) Registro truncado Trifunac & Brady. (c) Registro truncado Donovan. (d) Registro truncado Somerville. (e) Registro truncado Bommer & Martínez Pereira.





Registro truncado Trifunac & Brady. (c) Registro truncado Donovan. (d) Registro truncado Somerville. (e) Registro truncado Bommer & Martinez Pereira.





(a) Registro de Constitución con 143.275 (s) duración, com ponente C1 del 27 de febrero 2010. (b) Registro truncado Trifunac & Brady. (c) Registro truncado Donovan. (d) Registro truncado Somerville. (e) Registro truncado Bommer & Martínez Pereira.



Figura 2-13

(a) Registro de Constitución con 143.275 (s) duración, componente C3 del 27 de febrero 2010. (b) Registro truncado Trifunac & Brady. (c) Registro truncado Donovan. (d) Registro truncado Somerville. (e) Registro truncado Bommer & Martínez Pereira.

Capítulo III 3 Espectros de respuesta.

La caracterización del movimiento del suelo (máxima o probable) por medio de espectros de respuesta es uno de los pasos más importantes en el diseño sismo-resistente. Los espectros de diseño elásticos generalmente son el punto de partida para la obtención de las fuerzas laterales de diseño y deformación lateral en las estructuras.

3.1 Espectros de respuesta elástica.

El espectro de respuesta proporciona un medio conveniente para resumir la respuesta máxima de todos los posibles sistemas lineales de un grado de libertad (1GDL) a un componente particular del movimiento del terreno, siendo un gráfico del valor máximo de una cantidad de respuesta, como una función del periodo de vibración natural T_n del sistema. Estos gráficos son desarrollados para sistemas de 1GDL para una determinada razón de amortiguamiento. En este trabajo se consideró una razón de amortiguamiento del 5% con respecto al crítico, $\zeta = 5\%$ usualmente utilizado en la práctica.

En la Figura 3-1 se muestra el procedimiento para determinar el espectro de respuesta de deformación, donde la Figura 3-1 (b), presenta la variación en el tiempo de la deformación inducida por el movimiento del suelo en tres sistemas de 1GDL. Para cada sistema, el valor máximo de deformación $D \equiv u_0$ se determina a partir de la historia de deformación. Generalmente, el peak se produce durante los movimientos del suelo, sin embargo, para sistemas ligeramente amortiguados con períodos muy largos, la respuesta máxima puede ocurrir durante la fase de vibración libre, después que el sismo ha finalizado [25]. El valor D, determinado para cada sistema, proporciona un punto en el espectro de respuesta de deformación. En Figura 3-1 (c) se pueden ver tres de estos puntos. La repetición de estos cálculos para intervalo de valores de T_n mientras ζ se mantiene constante, proporciona el espectro de respuesta de deformación, desde el cual se puede obtener el espectro de pseudo-aceleración.

La resolución de la ecuación de movimiento para sistemas lineales y no lineales se encuentran en el Anexo B.

Espectro de respuesta de pseudo-aceleración.

Considera una cantidad A para un sistema de 1GDL con frecuencia natural ω_n que se relaciona con su deformación máxima $D \equiv u_0$ debido a un movimiento sismico del suelo [25].

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D \tag{3-1}$$

La cantidad A tiene unidades de aceleración y se relaciona con el valor máximo del cortante basal V_{b0} (o el valor máximo de la fuerza estática equivalente f_{sn}).



Fuente: CHOPRA, Anil K. Dynamics of structures. p.199.

Figura 3-1 (a) Aceleración del suelo; (b) respuesta de deformación de tres sistemas de 1GDL con $\zeta = 2\%$ y $T_n = 0.5, 1$ y 2 segundos (c) Espectro de deformación para. $\zeta = 2\%$.

$$V_{b0} = f_{S0} = mA \tag{3-2}$$

La fuerza cortante basal máxima también se puede escribir de la forma

$$V_{b0} = \frac{A}{g} w \tag{3-3}$$

Donde w es el peso de la estructura y g la aceleración de la gravedad. A/g puede interpretarse como el coeficiente sismico o coeficiente de fuerza lateral. Se utiliza en los códigos de diseño para representar el coeficiente por el cual se multiplica el peso de la estructura para obtener la fuerza de corte basal.

El corte basal es igual a la fuerza de inercia asociada a la masa m mientras experimenta la aceleración A. Esta cantidad suele ser diferente de la aceleración máxima \ddot{u}_0^t del sistema. Por lo cual A se denomina como pseudo-aceleración máxima; el prefijo pseudo se utiliza para evitar posibles confusiones con la aceleración máxima verdadera \ddot{u}_0^t .

Por medio de los espectros de respuesta de pseudo-aceleración, pseudo-velocidad y deformación, se pueden determinar las deformaciones y las fuerzas máximas del sistema.

Para los espectros de pseudo-velocidad y velocidad relativa, las diferencias entre los dos espectros dependen del período natural del sístema. Para sístemas de período largo, V es menor que la velocidad inicial cero \dot{u}_0 y las diferencias entre los valores son significativos. Esto puede entenderse, si se reconoce que a medida que T_n se vuelve más grande, la masa del sístema

permanece inmóvil mientras que el suelo se mueve bajo de ella. Así cuando $T_n \to \infty, D \to u_{g0}$ y $\dot{u}_0 \to \dot{u}_{g0}$. Ahora $D \to u_{g0}$ implica que $V \to 0$. Estas tendencias se comprueban con la Figura 3-2. Para los sistemas de periodo corto, V excede a \dot{u}_0 y las diferencias crecen a medida que T_n disminuye. Para los sistemas de periodo medio, las diferencias entre V y \dot{u}_0 son pequeñas en un amplio intervalo de T_n .

Para los espectros de pseudo-aceleración y aceleración, la diferencia entre los dos espectros es pequeña para los sistemas de periodo corto y solo tiene cierta importancia para los sistemas de periodo largo con grandes valores de amortiguamiento. Así, para un amplio intervalo de condiciones, la pseudo-aceleración puede tratarse como una aproximación a la aceleración máxima verdadera.

Interesa trabajar con el valor crítico o valor máximo del desplazamiento relativo, velocidad relativa y aceleración absoluta, ya que, el máximo desplazamiento relativo multiplicado por la rigidez del sistema, k, conduce a la máxima fuerza de deformación que se pueda ejercer sobre la estructura durante todo el movimiento sísmico estudiado. De manera similar, la máxima velocidad relativa multiplicada por la constante de amortiguamiento, c, define la máxima fuerza a disipar. Por último, la máxima aceleración absoluta multiplicada por la masa, m, da la máxima fuerza inercial, por lo tanto, es evidente desde el punto de vista ingenieril la relevancia de estos valores máximos.

Con el gráfico de espectro de respuesta de desplazamiento se puede determinar la máxima fuerza en el sistema de 1GDL con un periodo dado, cuando se le somete a un registro, basta con entrar al gráfico con el periodo del sistema y leer el máximo desplazamiento relativo, el cual, al ser multiplicado por la constante de rigidez, se obtiene la máxima fuerza a que este puede verse sometido. El desplazamiento relativo u(t) de la masa, es la respuesta de mayor interés ya que está relacionada linealmente a las fuerzas internas (momentos flexionantes, corte en las columnas y vigas).



Fuente: CHOPRA, Anil K. Dynamics of structures. p.229.



3.1.1 Obtención espectros de respuesta elásticos.

Para la obtención de los espectros de respuesta elástica se creó una rutina en Matlab la cual se puede encontrar en el Anexo B.

Se utilizó el método de aceleración constante de Newmark que se encuentra con mayor detalle en el Anexo B.

En este punto se presentarán los espectros de respuesta elástica, obtenidos para cada uno de los registros original y truncados.

Los espectros se visualizarán en el siguiente orden:

- Espectro registro Marga-Marga en sus dos componentes (MMEW; MMNS)
- · Espectro registro Concepción en sus dos componentes (CCEW; CCNS)
- Espectro registro Constitución en sus dos componentes (CONT C1; CONT C3)

Cada uno con su espectro de respuesta de pseudo-aceleración y desplazamiento. Los espectros de pseudo- velocidad se encuentran en el Anexo B.



3.1.1.1 Espectros de respuesta elástico registro Marga-Marga.

Figura 3-3 Componente Este-Oeste, Espectros: (a) Pseudo-aceleración (b) Desplazamiento.




Componente Norte-Sur, Espectros:(a) Pseudo-aceleración (b) Desplazamiento.

37



3.1.1.2 Espectros de respuesta elástico registro Concepción.

Figura 3-5 Componente Este-Oeste, Espectros: (a) Pseudo-aceleración (b) Desplazamiento.





Componente Norte-Sur, Espectros:(a) Pseudo-aceleración (b) Desplazamiento.





Figura 3-7 Componente C1, Espectros: (a) Pseudo-aceleración (b) Desplazamiento.





Componente C3, Espectros: (a) Pseudo-aceleración (b) Desplazamiento.

3.1.1.4 Comentarios.

- Es posible notar que, para los 3 pares de registros originales, los espectros de pseudoaceleración son muy similares a los espectros obtenidos con registros truncados según las metodologías propuestas por Trifunac & Brady, Donovan y Bommer & Martínez Pereira. El espectro obtenido truncando los registros de acuerdo a lo propuesto por Somerville presenta muy pequeños desplazamientos para algunos registros en pequeños rangos de períodos, esto es atribuible a este criterio, ya que es el que mayor truncamiento impone a los registros. Sin embargo, los valores máximos de pseudo-aceleraciones y el período asociados es predicho correctamente por todos los modelos.
- En cuanto a los espectros de desplazamiento, es posible notar el mismo fenómeno con todas las metodologías, el cual corresponde a, un despegue de los espectros con respecto al espectro original en períodos de 2 [s].

En el caso del registro truncado de Somerville, este comienza a despegarse mucho antes del 1.5 [s] de período para los registros de Marga-Marga.

Para los registros de Constitución en sus dos componentes, tanto C1 como C3, los espectros de desplazamiento de los registros truncados, toman bastante diferencia del espectro original luego de los 2 [s] de período, siendo el más notorio en su componente C3.

3.2 Espectro de Respuesta inelástico.

Producto de sismos severos las estructuras se ven sometidas a deformaciones más allá del rango elástico. Estas deformaciones inelásticas, que dependen de las características de relación carga-deformación, a menudo resultan en un deterioro de la rigidez, representado a través de un comportamiento histerético.

Este comportamiento histerético, es una medida de la capacidad de la estructura para disipar energía, reduciendo la energía que se convierte en energía cinética, y disminuyendo las fuerzas inerciales a las cuales se ve sometida la estructura. La forma que tomen los ciclos histeréticos dependen, primero que todo, de la rigidez de la estructura y del desplazamiento de fluencia que estas sufran. Además de otros factores, tales como: el material, el sistema estructural y la configuración de las conexiones [26].

El espectro inelástico de diseño, nace por la necesidad de expresar la capacidad de los sistemas estructurales para responder en el rango inelástico, ante la acción sísmica.

En este trabajo se optará por determinar la respuesta del sistema inelástico a partir de la reducción del espectro elástico, por medio del uso de los factores de modificación de la respuesta o factores de reducción dependientes de la ductilidad demandada.

Para un sistema inelástico, la ecuación de movimiento que debe resolverse de manera numérica es:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_{s}u = p(t) \quad donde \quad p(t) = -m\ddot{u}_{o}(t) \tag{3-4}$$

Sometido, usualmente, a las condiciones iniciales

 $u_0 = u(0)$ $\tilde{u}_0 = \tilde{u}(0)$

3.2.1 Modelo elastoplástico.

El material se comporta como un material totalmente elástico, con rigidez k hasta que llega al nivel de fluencia f_y y a partir de este punto hay deformación sin que se presente un aumento en la fuerza. Luego cuando se invierte el movimiento, el material nuevamente reacciona como un material totalmente elástico hasta llegar a la fluencia en el lado opuesto $-f_y$.



Fuente: García. Luis. Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico. p.135.

Figura 3-9 Sistema elastoplástico disipación de energía.

3.2.2 Ductilidad.

Capacidad de los materiales de resistir, sin fallar, deformaciones que lleven al material más allá del límite elástico, donde las deformaciones son proporcionales, de manera lineal, al esfuerzo o fuerza aplicada. La ductilidad puede hacer referencia a: Ductilidad de desplazamiento: se mide respecto al desplazamiento o deflexión del elemento estructural. El desplazamiento se mide respecto de la posición original del eje longitudinal del mismo.

Para este caso en particular, se considerarán 3 niveles de ductilidad: $\mu = 1.5$, 2 y 2.5 respectivamente y la curva de comportamiento no lineal se asumirá elastoplástico perfecta.

La resolución numérica para los sistemas no lineales, se podrán ver en mayor detalle en el ANEXO B.

3.2.3 Obtención espectros de respuesta inelásticos.

Para la obtención de los espectros de respuesta inelástica se trabajó con el programa Seismo Signal 2016 [27].



Figura 3-10 Programa Seismo Signal 2016 [27].

En las figuras 3-11 a 3-16, se mostrarán los espectros de respuesta inelástica, obtenidos de cada uno de los registros, los cuales serán presentados en el siguiente orden:

- Espectro inelástico de aceleración y desplazamiento con tres niveles de ductilidad para el registro Marga-Marga en sus dos componentes.
- Espectro inelástico de aceleración y desplazamiento con tres niveles de ductilidad para el registro Concepción en sus dos componentes.
- Espectro inelástico de aceleración y desplazamiento con tres niveles de ductilidad para el registro Constitución en sus dos componentes.



(i) Espectros de respuesta inelástico registro Marga-Marga original y truncados.







Espectros inelásticos de desplazamiento del registro de Marga-Marga. Factor ductilidad de 1.5, 2.0 y 2.5 para: (a), (c) y (e) Componente Este-Oeste (b), (d) y (f) Componente Norte-Sur.



(ii) Espectros de respuesta inelástico registro Concepción original y truncados.



Espectros inelásticos de aceleración del registro de Concepción. Factor ductilidad de 1.5, 2.0 y 2.5 para: (a), (c) y (e) Componente Este-Oeste (b), (d) y (f) Componente Norte-Sur.

47





Espectros inelásticos de desplazamiento del registro de Concepción. Factor ductilidad de 1.5, 2.0 y 2.5 para: (a), (c) y (e) Componente Este-Oeste (b), (d) y (f) Componente Norte-Sur.



(iii) Espectros de respuesta inelástico registro Constitución original y truncados.



49



Figura 3-16 Espectros inelásticos de desplazamiento del registro de Constitución. Factor ductilidad de 1.5, 2.0 y 2.5 para: (a), (c) y (e) Componente C1 (b), (d) y (f) Componente C3.

Los espectros de aceleración inelásticos obtenidos de los registros sísmicos utilizados se comportan en general bastante similares a diferencia de los criterios de truncamiento propuesto por Somerville y Trifunac & Brady que presentan leves despegues siendo más notorios para el caso de Constitución componente C3 con ductilidad 1.5, donde el peak llega a ser 0.4g veces mayor que los otros criterios. Al comparar los espectros elásticos con los inelásticos, es posible observar que cuando el sistema está entrando en el rango no lineal la demanda baja, siendo este, el principal fundamento cuando se dice porque se diseña con fuerzas menores al elástico. Dividiendo por el factor *R*, se reduce el espectro, ya que cuando se incursiona en el rango no lineal la demanda disminuye.

Otro elemento interesante a considerar es el desplazamiento del peak que ocurre en los espectros inelásticos de aceleración, al ir aumentando la ductilidad, caso que ocurre en el registro de Marga-Marga. Ahora se compara con el espectro elástico donde el peak es de 1.3g y se produce en T=1.0 [s], en los espectros inelásticos se producen estos peak, menores al elástico, a menores períodos

Caso similar a lo anterior, ocurre para los espectros inelásticos de desplazamiento de Marga-Marga.

Para los registros de Concepción componente este-oeste, el peak de los espectros inelásticos se produce en un período de T=1 [s] antes que el espectro elástico. No así para la otra componente.

Con respecto a los Espectros Inelásticos de Desplazamiento, es importante señalar que en el fondo hay algunos criterios de truncamiento que para cierto rango de períodos no funcionan muy bien. Más o menos a T=2.5 [s] se produce una diferencia, no tan significativa, pero que de igual forma no está bien representada.

Los espectros inelásticos de velocidad no se muestran en este apartado por no tener mucha relevancia para los motivos de este estudio, de igual forma se encuentran en el Anexo B.

Capítulo IV 4 Análisis y Diseño de acuerdo a la Práctica Actual.

La estructura analizada corresponde a un edificio de hormigón armado de estructuración mixta, esto es marcos y muros que trabajan en conjunto; las dimensiones de los elementos estructurales se detallan en la tabla 4-1. El edificio tiene 12 niveles con altura de entrepiso constante igual a 2.8 [m] la que resulta en una altura total de 33.6 [m].

La figura 4-1 muestra la planta de estructura, ésta tiene una extensión de 26 [m] en la dirección X, y de 30 [m] en la dirección Y. En dirección X hay 6 ejes resistentes separados cada 6 [m], en la dirección Y el número de ejes es 5 con una separación de 6.5 [m], respectivamente, formándose 6 ejes longitudinales y 5 ejes transversales.

Tabla 4-1 Elementos estructurales y sus dimensi

Nº de Diese	Calidad del	Altura Columnas		Vinne	Muros (e=	espesor)
Nº de Pisus	hormigón	entrepiso	Columnas	vigas	Muro 1	Muro 2
12	H-25	2.8 [m]	75/75	25/60	e= 20[cm]	e= 30[cm]



Figura. 4-1 Planta tipo de la estructura en estudio.

La estructura se diseña siguiendo las disposiciones del código de diseño ACI 318-08 [16], los decretos supremos D.S. Nº 60 [14] y 61 [13], además de la norma NCh 433 Of 1996 Mod. 2009 [12]. Para la modelación y análisis de las estructuras se utiliza el programa ETABS versión 15.0 [CSI, 2015].

Para el análisis de la estructura se considera que los elementos verticales se encuentran empotrados en la base, bajo este supuesto, en este trabajo no se calculan ni diseñan fundaciones. Algo similar ocurre con las losas de piso que tampoco son diseñadas, sin embargo, se considera un espesor de 15 [cm] y se asume que proporcionan las características de diafragma rígido a nivel de piso.

Para el cálculo se utiliza una carga de peso propio adicional de 150 $[kg/m^2]$ y una sobrecarga de 250 $[kg/m^2]$, siguiendo las disposiciones de la NCh 1537 Of 2009 [15].

Los materiales considerados son hormigón de calidad H-25 con una resistencia cilíndrica a los 28 días de $f'_c = 200 [kg/cm^2]$. Acero de calidad A630-420H con una tensión de fluencia $f_y = 4200 [kg/cm^2]$ y una tensión ultima de ruptura $f_u = 6300 [kg/cm^2]$.

4.1 Análisis Sísmico.

El análisis sísmico de edificios se debe realizar según las disposiciones, tanto de la normativa NCh 433 Of. 96 Mod.2009 [12], como del decreto supremo D.S. N° 61 [13]. Se considera que la estructura se encuentra emplazada en zona sísmica 3 y en suelo tipo C.

4.1.1 Espectro de Diseño.

De acuerdo al D.S N° 61 [13], el espectro de diseño que determina la resistencia sismica mínima de la estructura está definido por la ecuación 4-1:

$$S_{\alpha} = \frac{SA_{0}\alpha}{(R^{*}/l)} \tag{4-1}$$

Donde:

- S_α Aceleración espectral de diseño.
- S Parámetro que depende según tipo de suelo.
- Ao Aceleración efectiva máxima del suelo.
- α Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.
- R* Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- I Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.

El factor α se determina para cada modo de vibrar n, según:

 $\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_{y}}{T_{0}}\right)^{p}}{1 + \left(\frac{T_{y}}{T_{0}}\right)^{3}}$ (4-2)

Donde:

T_n Periodo de vibración del modo n.

To, p Parámetros relativos al tipo de suelo.

El factor de reducción R* se determina según:

$$T^{*} = 1 + \frac{T^{*}}{0.1T_{0} + \frac{T^{*}}{R_{0}}}$$

R

Tabla 4-2

0.40

Donde:

T* Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

Ro Factor de modificación de la respuesta estructural (análisis modal espectral)

	Parámet	tros Sísmicos		
	Zona sísmica		3	
	Tipo de suelo		C	
	Categoría edific	io	11	
	R ₀		11	
	R		7	
	Aceleración Efe	ctiva (A_0/g)	0.4	
	Coef. de Import	ancia	1	
P	Parámetros depend	lientes del tipo	de suelo	
	To (s)	T' (s)	n	,

Parámetros Sísmicos

outegoila califolo	
R ₀	11
R	7

Con estos parámetros sísmicos se puede construir el espectro de diseño, el cual se muestra en la Figura 4-2.

0.45

1.40

1.60



4.1.2 Corte basal de diseño.

S 1.05

Luego de obtenido el espectro elástico, se puede obtener el espectro de diseño al reducir el espectro elástico por el factor R*, cuyo parámetro depende de la ductilidad del sistema y del material utilizado.

El corte basal elástico, se obtiene con el espectro elástico, la masa y los periodos fundamentales para las direcciones X e Y.

La Tabla 4-3 y 4-4 resumen los parámetros más importantes del diseño sísmico.

|--|

Dirección	X	Y
Período (s)	0.788	0.97
Masa (Ton/g)	78	9.5
Qelástico (Tonf)	4306	3570

$$Q_{min} = \frac{ISA_0P}{6g} \tag{4-4}$$

 $R^{**}(factor de reducción efectivo)$ resulta de multiplicar el valor de R^* por el cociente Q_0/Q_{min} , siempre que Q_0/Q_{min} sea menor o igual a 1. En caso contrario se debe utilizar $R^{**} = R^*$.

Dirección	X	Y			
R*	8.06	8.57			
Qefectivo [Tonf]	534.33	416.70			
R**	7.63	6.33			
Qmin [Tonf]	564	1.13			
Qmix [Tonf]	1184.67				
Odicada [Tonf]	564.13				

Tabla 4-4 Resultados Análisis Sísmico.

Los cortes basales mostrados en la tabla 4-4 cumplen con los límites establecidos en la norma NCh 433 Of 96 Mod. 2009 [12].

4.1.3 Deformaciones Sísmicas.

4.1.3.1 Desplazamiento lateral de entrepiso.

En el punto 5.9.2 de la norma NCh 433 Of 96 Mod. 2009 [12] menciona que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002.

Para la estructura analizada, se grafican los desplazamientos laterales en las direcciones X e Y, Figuras 4-3 y 4-4 respectivamente, mostrándose además el límite impuesto por la norma.



4.1.3.2 Desplazamiento lateral de diseño en el techo.

El desplazamiento lateral de diseño en el techo, δ_U , para efectos de diseño de estructuras de hormigón armado, se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamiento, S_{de} , para un amortiguamiento del 5% respecto al crítico, correspondiente al período de mayor masa traslacional en la dirección del análisis, multiplicada por un factor igual a 1.3. Ver Ecuación 4-5.

$$\delta_{y} = 1.3 \, S_{de}(T_{ag}) \tag{4-5}$$

Donde:

- T_{ag} Período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, considerando en su cálculo la influencia del acero y la pérdida de rigidez producto del agrietamiento del hormigón. Si T_{ag} ha sido calculado con las secciones brutas, sin considerar la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón, el T_{ag} de la estructura se puede aproximar a 1.5 veces al calculado sin considerar estos efectos.
- S_{de} Espectro elástico de desplazamiento, que se obtiene de la ecuación 4-6.

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^* \tag{4}$$

Donde:

- T_n Período de vibración del modo n.
- α Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.
- Ao Aceleración efectiva máxima del suelo.
- C_d Parámetro que depende del tipo de suelo.

El desplazamiento lateral estimado de la estructura analizada, se muestra en la Tabla 4-5 y se grafica en la Figura 4-4, para la dirección X e Y.

-6)

Tabla 4-5	Desplazamiento lateral de diseño máximo en dirección X e Y.
-----------	---

Estructura	Dirección	T (seg)	Tag (seg)	õu (cm)	Demanda [%h]
12 pisos	x	0.788	1.18	23.66	0.70
	Y	0.970	1.46	29.80	0.89



4.2 Diseño de Elementos Estructurales.

En el presente capitulo, se muestra el diseño de los elementos de hormigón armado, de acuerdo a las disposiciones establecidas, tanto en el código de diseño ACI 318-08 [16], como en el D.S Nº 60 [14].

4.2.1 Resistencia de diseño.

Los elementos estructurales deben diseñarse con la resistencia suficiente para absorber los casos de cargas más desfavorables. Por lo tanto la resistencia de diseño debe tomarse como la resistencia nominal multiplicada por factores de reducción ø que se especifican en el código ACI 318-08 [16], de tal forma que:

Ø · Resistencia Nominal ≥ Resistencia última.

Tabla 4-6 Factores de reducción de resistencia Ø dados desde 9.3.2.1 a 9.3.27 de ACI 318-08[16]

Cortante y Torsión	0.75
Secciones controladas por tracción	0.90
Secciones controladas por compresión con refuerzo en espiral	0.75
Secciones controladas por compresión con otro tipo de refuerzo	0.65
Cortante Sísmico	0.60





El factor Ø es más bajo en secciones controladas por compresión que las controladas por tracción, debido que las secciones controladas por compresión tienen menor ductilidad, siendo más sensibles a los cambios en la resistencia del hormigón. Por lo general se presentan en elementos que soportan mayores áreas cargadas que los elementos con secciones controladas por tracción.

4.2.2 Diseño de Vigas.

Los elementos estructurales sometidos a flexión deben cumplir con los requisitos expuestos en el punto 21.5 del código de diseño ACI 318-08 [16].

4.2.2.1 Flexión.

La condición de diseño para flexión se detalla en la ecuación 4-7

$$M_{u} \leq \phi M_{n}$$

$$= \rho \cdot b \cdot d^{2} \cdot f_{y} \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_{y}}{f'_{c}}\right)$$

$$(4-7)$$

$$(4-8)$$

Donde:

- M_n Momento resistente a flexión.
- M_u Momento último (solicitaciones de diseño).

Mn

- ø Factor de reducción.
- ρ Cuantía de refuerzo.
- b Ancho de la sección.
- d Distancia a la fibra en tracción.

El código de diseño [16] define la cuantía mínima, como una limitante, ya que cuando las cuantías de las barras de refuerzo son muy bajas, existe el riesgo que su capacidad sea menor que la del hormigón en tracción. Con esto, se evita este tipo de falla, con lo cual el acero tiene una mayor capacidad en tracción que el hormigón.

$$min = max\left(\frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y}; \frac{14}{f_y}\right)$$

(4-9)

Donde:

f'c

fy

Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión [kgf/cm2].

1

Tensión de fluencia $[kgf/cm^2]$.

58

Pero además el código [16] limita la cuantía máxima para asegurar una falla por tensión, donde la deformación unitaria del acero en tracción, ε_y , debe superar el 0.004. Por lo cual la cuantía del refuerzo, ρ , no debe exceder 0.025.

Los momentos en las vigas según [16], considera que la resistencia a momento positivo en la cara de los nudos, no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionado en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

Se considera la simetría de la estructura en ambas direcciones, por ello se utilizan los ejes principales de cada dirección, ejes 1, 2 y 3 en la dirección Y. Y los ejes A, B y C en la dirección X, ver figura 4-6.



Figura 4-6 Planta tipo, en la cual se muestran los nombres de vigas, columnas y muros por eje.

En el ANEXO C se muestran en detalle los elementos sometidos a flexión y la ubicación de estos en los ejes analizados de la estructura.

El refuerzo longitudinal de los elementos sometidos a flexión, fue determinado al identificar los esfuerzos máximos que se producen en cada una de estas vigas.

A continuación, en las figuras 4-7 y 4-8 se presenta la distribución de refuerzo longitudinal en los elementos sometidos a flexión, desde el primer a sexto piso y luego desde el séptimo al último respectivamente.





Figura 4-8 Distribución de refuerz o a flexión en vigas del 7°-12° piso, ejes principales de la estructura e estudio.

4.2.2.2 Corte.

La condición de diseño para el corte en vigas se detalla en la ecuación (4-10).

$$V_e \le \phi V_n; \qquad \phi = 0.75 \tag{4-10}$$

Donde:

- Ve Solicitación de diseño.
- V_n Resistencia nominal al corte.
- Ø Coeficiente de minoración de resistencia.

El corte, tanto en vigas como en columnas, se determina a través de un diseño por capacidad para asegurar que estos elementos fluyan por flexión, evitando que ocurra una falla por corte, falla frágil. El esfuerzo de corte de diseño en la viga V_e , se determina al considerar el corte dado por el diseño por capacidad más el corte debido a la acción gravitacional de las cargas mayoradas. El corte por capacidad en las vigas, se obtiene por medio de los momentos probables M_{pr} , los cuales actúan en los extremos de estos elementos con signos opuestos, considerando además, una fluencia del acero no menor que $1.25 f_v$.



Figura 4-9 Momentos probables y corte de diseño en vigas.

$$M_{pr} = 1.25 \cdot f_{y} \cdot A_{s} \cdot \left(d - 0.59 \frac{1.25 f_{y} \cdot A_{s}}{f'_{c} \cdot b} \right)$$
(4-11)

Donde:

- f_y Tensión de fluencia [kgf/cm²].
- A_s Área de refuerzo suministrado.
- d Distancia a la fibra en tracción.
- f'_c Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión $[kgf/cm^2]$.
- b Ancho sección.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_{-}} + \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$
(4-12)

Donde:

 $\begin{array}{lll} & M_{pr1} ; \ M_{pr2} & \mbox{Resistencia probable a flexión.} \\ & W_u & \mbox{Carga gravitacional mayorada.} \\ & l_n & \mbox{Longitud de la viga.} \end{array}$

El corte nominal máximo se obtiene desde la ecuación 4-13.

$$V_{n,max} = 2.2\sqrt{f'_c} \cdot A_{\nu} \tag{4-13}$$

Donde:

f'c Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión [kgf/cm²].

 A_{ν} Área de sección transversal de la viga $[cm^2]$.

Fia	Viga	L	Sección	As mín	Posición Armadura	As Req	As Sum	Mpr1	Mpr2	Vcap	Vgrav	Ve dis	ØVn
rje		[m]		[cm ²]		[cm ²]	[cm ²]	[Ton-m]	[Ton-m]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]
	10		25/00	4.70	Sup	6.83	7.63	21.52	21.52	6.62	8.76	15.38	33.54
	19	6.5	25/60	4.79	Inf	4.79	5.09	14.69	14.69	4.52	8.76	13.28	33.54
	20	C.F.	25/00	4.70	Sup	6.71	7.63	21.52	21.52	6.62	8.76	15.38	33.54
	20	0.5	25/00	4./5	Inf	4.79	5.09	14.69	14.69	4.52	8.76	13.28	33.54
140			25/50	4.70	Sup	6.71	7.63	21.52	21.52	6.62	8.76	15.38	33.54
	121	6.5	25/60	4.19	Inf	4.79	5.09	14.69	14.69	4.52	8.76	13.28	33.54
			25/50	4.70	Sup	6.83	7.63	21.52	21.52	6.62	8.76	15.38	33.54
	22	6.5	25/60	4./9	Inf	4.79	5.09	14.69	14.69	4.52	8.76	13.28	33.54
	17		25/00	4.70	Sup	17.71	19.01	47.98	47.98	14.76	17.48	32.24	33.54
	1/	0.3	25/00	4./9	Inf	5.21	10.18	28.03	28.03	8.63	17.48	26.11	33.54
2 7 5			25/52		Sup	17.71	19.01	47.98	47.98	14.76	17.48	32.24	33.54
	18 6.5 25/60 4.79	4.79	Inf	5.21	10.18	28.03	28.03	8.63	17.48	26.11	33.54		
-					Sup	11.32	15.21	39.90	39.90	12.28	14.46	26.74	33.54
	13	0.5	25/60	4.79	Inf	4.79	7.6	21.44	21.44	6.60	14.46	21.06	33.54
			4.70	Sup	13.49	15.21	39.90	39.90	12.28	14.46	26.74	33.54	
	14	6.5	25/60	25/60 4.79	Inf	4.79	7.6	21.44	21.44	6.60	14.46	21.06	33.54
3 9 4			25/00	4.70	Sup	13.49	15.21	39.90	39.90	12.28	14.46	26.74	33.54
	15	6.5	25/60	4./9	Inf	4.79	7.6	21.44	21.44	6.60	14.46	21.06	33.54
	10			1.70	Sup	11.32	15.21	39.90	39.90	12.28	14.46	26.74	33.54
	10	0.5	25/60	4.79	Inf	4.79	7.6	21.44	21.44	6.60	14.46	21.06	33.54
	20	-	25/00	4.70	Sup	7.92	10.18	28.03	28.03	9.34	9.46	18.80	33.54
	20	•	25/60	4./9	Inf	4.79	5.09	14.69	14.69	4.90	9.46	14.36	33.54
	25	-	25/50	4.70	Sup	8.98	10.18	28.03	28.03	9.34	9.46	18.80	33.54
	2	•	25/00	4.15	Inf	4.79	5.09	14.69	14.69	4.90	9.46	14.36	33.54
Ave	24		25/60	4 70	Sup	7.33	10.18	28.03	28.03	9.34	9.46	18.80	33.54
AVE	24	0	25/60	4.79	Inf	4.79	5.09	14.69	14.69	4.90	9.46	14.36	33.54
	22	5	25/60	4.79	Sup	8.98	10.18	28.03	28.03	9.34	9.46	18.80	33.54
	23		23/00	4.19	Inf	4.79	5.09	14.69	14.69	4.90	9.46	14.36	33.54
			25/60	4.70	Sup	7.92	10.18	28.03	28.03	9.34	9.46	18.80	33.54
	1	0	25/00	4.79	Inf	4 79	5.09	14 69	14 69	4.90	9.46	14.36	33.54

Tabla 4-7 Verificación del corte de diseño en vigas.

Eie	Viga	L	Sección	As mín	Posición Armadura	As Req	As Sum	Mpr1	Mpr2	Vcap	Vgrav	Ve di	øVn	
40		[m]		[cm ²]		[cm ²]	[cm²]	[Ton-m]	[Ton-m]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	
		-	25/00	4.70	Sup	11.32	19.01	47.98	47.98	15.99	16.68	32.67	33.54	
	29	0	25/60	4.79	Inf	4.79	11.4	31.03	31.03	10.34	16.68	27.02	33.54	
	20	c	25/00	4.70	Sup	16.66	19.01	47.98	47.98	15.99	16.68	32.67	33.54	
	20	0	25/00	/60 4.79	Inf	7.72	11.4	31.03	31.03	10.34	16.68	27.02	33.54	
вур		-	25/00		Sup	16.66	19.01	47.98	47.98	15.99	16.68	32.67	33.54	
	21	•	25/60	4.79	Inf	7.72	11.4	31.03	31.03	10.34	16.68	27.02	33.54	
	2	-	25/00	4.70	Sup	11.32	19.01	47.98	47.98	15.99	16.68	32.67	33.54	
		Ů	25/60	4./9	Inf	4.79	11.4	31.03	31.03	10.34	16.68	27.02	33.54	
		_	25.60	25/00	4.70	Sup	10.62	11.04	30.16	30.16	10.05	13.98	24.03	33.54
	34 6 25/60 4.79	Inf	4.79	7.6	21.44	21.44	7.15	13.98	21.13	33.54				
			Sup	10.04	11.04	30.16	30.16	10.05	13.98	24.03	33.54			
	35	0	25/60	4./9	Inf	4.79	7.6	21.44	21.44	7.15	13.98	21.13	33.54	
				4.70	Sup	9.03	11.04	30.16	30.16	10.05	13.98	24.03	33.54	
	32	0	25/60	4.79	Inf	4.79	7.6	21.44	21.44	7.15	13.98	21.13	33.54	
		6		25/50	4.70	Sup	10.04	11.04	30.16	30.16	10.05	13.98	24.03	33.54
	51		25/60	4.79	Inf	4.79	7.6	21.44	21.44	7.15	13.98	21.13	33.54	
	20		25/50	4.70	Sup	10.62	11.04	30.16	30.16	10.05	13.98	24.03	33.54	
	30	•	25/60	4./9	Inf	4.79	7.6	21.44	21.44	7.15	13.98	21.13	33.54	

Tabla 4-8 Verificación del corte de diseño en vigas.

4.2.3 Diseño de columnas.

Elementos compuestos por marcos especiales se deben diseñar satisfaciendo las condiciones de la sección 21.5 del código [16].

4.2.3.1 Diseño a flexo-compresión.

Las columnas son elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a marcos especiales, inducidas por sismos. Deben ser diseñados a flexo-compresión realizándose los diagramas de interacción que correspondan, utilizando todas las solicitaciones de las combinaciones de carga, donde estas en los diagramas de interacción, representan las demandas de carga axial y momento último (M_u , P_u) las cuales son simbolizadas como puntos en el interior del área de diseño ($\emptyset M_n$, $\emptyset P_n$) para que la columna tenga la capacidad de resistir esfuerzos combinados. Otra consideración, es verificar que los puntos de las solicitaciones estén por debajo del punto de balance de las curvas de resistencia nominal (M_n , P_n), esto para evitar una falla frágil.

En el código [16] para las columnas se establece una cuantía longitudinal que debe estar dentro del siguiente rango $1\% \le \rho \le 6\%$.

En la figura 4-10 se detalla la armadura longitudinal proporcionada para las columnas de 75/75. La tabla 4-9 resume el refuerzo longitudinal proporcionado a las columnas.

Tabla 4-9 Armadura longitudinal en columnas.

Columna	Eje	Sección	As min[cm ²]	A _{s, sum [cm²]}	ø	ρ
10	3-C	75/75	56.25	60.27	4Ø25+16Ø18	1.072



Figura 4-10 Distribución armadura longitudinal en columnas.

En las figuras 4-11 y 4-12 se presentan los diagramas de interacción de las columnas de 75/75, en las dos direcciones de análisis,



Figura 4-11 Diagrama de Interacción de la columna de 75/75, dirección X.



Figura 4-12 Diagrama de Interacción de la columna de 75/75, dirección Y.

Prevenir rótulas plásticas en los extremos de las columnas, pero sí que se formen éstas, en los extremos de las vigas, es por lo anterior que se debe verificar la relación de resistencia entre columnas y vigas. En el código de diseño [16] se establece cómo verificar el criterio de columna fuerte-viga débil.

$$\sum M_{\pi, \text{ columna}} \ge 1.2 \cdot \sum M_{\pi, \text{ Viga}}$$
(4-14)

Eje	Colum	Viga	Mpr	Mpr	Mpr Col	Mprv C	Mprv C	1.2∑Mn	∑Mn	∑Mn colum ≥
		Concurren	Viga (T-m)	Col(T-m)	base (T-m)	bottom	top	Beam	Colum	1.2∑Mn viga
	13	19	21.52	10.76	141.25	68.85	56.55	20.66	125.4	ок
			0.00	10.10						
1	14	19	21.52	21.52	114.95	64.78	49.85	41.32	114.63	ОК
		20	21.52							
	12	20	21.52	21.52	112.83	65.55	56.35	41.32	121.9	OK
		21	21.52							
2	11	17	47.98	47.98	84.11	60.24	54.23	92.12	114.47	ОК
-		18	47.98							
	8	13	39.90	19.95	114.95	66.17	49.53	38.30	115.7	ОК
3		-	0.00							
-	10	14	39.90	39.90	76.50	60.53	34.44	76.61	94.97	ОК
		15	39.90							
	13	26	28.03	14.02	141.25	68.85	56.55	26.91	125.4	ОК
A		-	0.00							
	8	24	28.03	28.17	114.95	66.17	49.53	54.08	115.7	OK

Tabla 4-10 Verificación del criterio columna fuerte y viga débil.

Eje	Colum	Viga	Mpr	Mpr	Mpr Col	Mprv C	Mprv C	1.2∑Mn	∑Mn	∑Mn colum ≥
		Concurren	Viga (T-m)	Col (T-m)	base (T-m)	bottom	top	Beam	Colum	1.2∑Mn viga
в	14	29	39.90	19.95	114.95	64.78	49.85	38.30	114.63	ОК
			0.00							
c	12	34	30.16	15.08	112.83	65.55	56 35	28.95	121.9	OK
	12	-	0.00	10.00	112.00	00.00	00.00	20.00	121.0	
	11	33	30.16	30.16	64.11	60.24	54.23	57.91	114.47	ок
		34	30.16							
	10	32	30.16	30.16	76.50	60.53	34.44	57.91	94.97	OK

Tabla 4-11 Verificación del criterio columna fuerte y viga débil.

4.2.3.2 Corte.

Para el diseño a corte, V_e en las columnas se logra al sumar los momentos probables opuestos en los extremos de la columna, tal como se representa en la Figura 4-13.

En la ecuación 4-15 se presenta el corte de diseño, considerando el acero en fluencia no menor al $1.25 f_v$.



Figura 4-13

Corte de diseño para columnas. Fuente ACI 318-08.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_u} \tag{4-15}$$

Donde:

 $\begin{array}{ll} M_{pr1} & \mbox{Momento probable, trasmitido a la columna por medio de las vigas que llegan a esta. } \\ M_{pr2} & \mbox{Momento probable, proporcionado en la base de la columna. } \\ l_n & \mbox{Longitud de la columna. } \end{array}$

El corte nominal máximo V_{n.máx} se obtiene de la ecuación 4-16.

$$V_{n, max} = 2.2\sqrt{f'_c} \cdot A_p \tag{4-16}$$

Donde:

- f'c Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión [kgf/cm²].
- A_{ν} Área de hormigón horizontal de la columna [cm²].

Eje	Columna	Viga Concurren	Mpr Viga (T-m)	Mpr Col(T-m)	Mpr Col base (T-m)	Ve dis (Ton)	Ø Vn (ton)
	13	19	21.52	10.76	141.25	54.29	122.51
		-	0.00				
1	14	19	21.52	21.52	114.95	48.74	122.51
		20	21.52	LINE			
	12	20	21.52	21.52	112.83	47.98	122.51
		21	21.52	21.52			
2	11	17	47.98	47.98	84.11	47.18	122.51
		18	47.98	41.50			
	8	13	39.90	19.95	114.95	48.18	122.51
3		-	0.00				
	10	14	39.90	39.90	76.50	41.57	122.51
		15	39.90				
	13	26	28.03	14.02	141.25	55.45	122.51
A		-	0.00				
	8	24	28.03	28,17	114.95	51.11	122.51
		25	28.30				
в	14	29	39.90	19.95	114.95	48.18	122.51
-		-	0.00				
	12	34	30.16	15.08	112.83	45.68	122.51
		-	0.00				
c	11	33	30.16	30.16	84.11	40.81	122.51
		34	30.16				
	10	32	30.16	30.16	76.50	38.09	122.51
		33	30.16	30.10			

Tabla 4-12 Verificación del corte de diseño en columnas.

4.2.4 Diseño de Muros

Elementos que son diseñados para resistir esfuerzos de corte, flexo-compresión y además de cumplir con los requisitos de capacidad de deformación cumpliendo con lo dispuesto en [16] y [14].

El confinamiento de los elementos de borde se hará en base al cálculo de la distancia en que se debe extender y no a su detallamiento, conforme al decreto supremo N°60 [14].

4.2.4.1 Corte.

La condición para el corte de diseño, limita al corte para resistir el puntal de compresión y así evitar el que se produzca una falla frágil, esta condición se presenta en la ecuación 4-17.

$$V_{u} = \emptyset \cdot V_{n};$$
 si $\emptyset = 0.6$ (4-17)
 $V_{n} = 2.65 \cdot A_{cn} \cdot \sqrt{f'_{c}}$ (4-18)

Donde:

- V_u Resistencia última al corte, producto de las combinaciones de carga.
- Ø Factor de reducción, 0.6 ya que se espera que los muros sean demandados ante un sismo.
- V_n Resistencia nominal al corte [kgf].
- A_{cn} f'c Área de la sección de hormigón del segmento horizontal del muro [cm2].
- Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión [kgf/cm2].

En las figuras 4-14 y 4-15 se presentan los diagramas de corte de los muros (muros 1 y 2). En las direcciones X e Y, respectivamente. Se grafica además la resistencia última al corte V, proveniente de las combinaciones de carga, la resistencia nominal V_n que limita al corte para evitar el puntal de compresión y la resistencia nominal requerida, obtenida de la división entre la resistencia última y el factor de minoración.



Figura 4-14 Diagrama de corte muro 1, dirección X.



Figura 4-15 Diagrama de corte muro 2, dirección Y.

4.2.4.2 Flexo-Compresión.

Para el diseño a flexo-compresión de los muros se obtienen los diagramas de interacción que correspondan, utilizando todas las solicitaciones de las combinaciones de carga, que representan las demandas de carga axial y momento ultimo (M_u, P_u) las cuales son simbolizadas como puntos en el interior del área de diseño $(\emptyset M_u, \emptyset P_u)$. Por otra parte, se debe cumplir con el límite de carga axial (ver ecuación 4-19) que actúa en la sección transversal del muro, para asegurar una mínima capacidad de deformación plástica en el muro.

$$P_u \le 0.35 f'_c \cdot A_a \tag{4-19}$$

Donde:

 f'_c Resistencia cilindrica del hormigón a compresión $[kgf/cm^2]$. A_a Área bruta de la sección de hormigón $[cm^2]$.

El código de diseño [16] establece que las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, para muros estructurales no debe ser menor a 0.0025, excepto que si V_u no excede $0.27A_{cu} \cdot \sqrt{f'_c}$.

En las siguientes figuras se detallan las armaduras longitudinales proporcionadas a los muros 1 y 2. Junto a sus respectivos diagramas de interacción en ambas direcciones de análisis.



Figura 4-17 Diagrama de interacción muro 1, dirección X.







Figura 4-19

71









4.2.4.3 Capacidad de deformación y elementos de borde.

Los muros deben tener una respuesta dúctil frente a sismos severos, por lo que se requiere de ellos, una capacidad de deformación adecuada. Por lo anterior es que el decreto [14] establece que la sección crítica de todo muro con razón de aspecto H_w/L_w mayor o igual a 3 debe tener una capacidad de cunatura ϕ , mayor que la demanda de cunatura ϕ_u , la cual se calcula mediante la ecuación 4-20 que además se permite calcular ϕ_w con la ecuación 4-21, la cual es una verificación que se debe hacer considerando la mayor carga axial P_u consistente con δ_u . La deformación unitaria del hormigón ε_c , en la fibra más comprimida de la sección crítica del muro deberá ser menor o igual a 0.008.

$$\phi_u = \frac{2\delta_u}{H_t \cdot l_w} \tag{4-20}$$
$$\phi_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p \left(H_t - \frac{l_p}{2}\right)} + \phi_e = \frac{\varepsilon_e}{C} \le \frac{0.008}{C}$$

Donde:

- δ_u Desplazamiento de diseño según [14].
- δ_e Capacidad de desplazamiento elástico de un muro en su extremo superior.
- H, Distancia entre el último nivel significativo del edificio y la sección crítica del muro.
- l_w Largo del muro.
- l_p Largo de la rótula plástica.
- ϕ_{e} Curvatura de fluencia de la sección crítica de un muro, consistente con δ_{e} .
- C Distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.

Para realizar el análisis de la capacidad de curvatura de la sección de muro, se utiliza la relación momento-curvatura, ya que esta representa la resistencia a flexión y curvatura sometida a distintos niveles de deformación y carga axial, tanto en los rangos elásticos como inelásticos de la sección de hormigón armado.

En las siguientes figuras, se presentan los diagramas de momento-curvatura para los muros 1 y 2 en ambas direcciones de análisis.

Pu utilizado se obtine de las combinaciones de carga: carga viva más carga muerta (D + L).

Las figuras 4-23 y 4-24 presentan los diagramas de momento-curvatura del muro 1, en ambas direcciones.



Figura 4-22 Diagrama momento-curvatura del muro 1, dirección X.

73

(4-21)



Figura 4-23 Diagrama momento-curvatura del muro 1, dirección Y.

Las figuras 4-25 y 4-26 presentan los diagramas de momento-curvatura del muro 2, en ambas direcciones.



Figura 4-24 Diagrama momento-curvatura del muro 2, dirección X.



Figura 4-25 Diagrama momento-curvatura del muro 2, dirección Y.

En casos de no cumplir con la capacidad de curvatura necesaria $[\emptyset < \phi_u]$, se deben utilizar elementos especiales de borde, para efectos de este trabajo solo se verificará y calculará la distancia en que se debe extender este confinamiento dentro de la sección de muro, además se verifica que la deformación unitaria del hormigón (ε_c), en la fibra más comprimida no exceda el 0.008. Para efectos de este trabajo no se realizará un detallamiento de estos elementos.

Para la obtención de la distancia en que el elemento de borde se debe extender, C_c, se debe conocer la distancia al eje neutro, C, obtenida para la fuerza axial mayorada y la resistencia nominal a momento, congruente con el desplazamiento de diseño, considerando una deformación unitaria de la fibra de compresión de 0.003.

$$C = \frac{0.003}{\phi_{u}}$$
(4-22)

Donde:

C Profundidad al eje neutro.

Øu Capacidad de curvatura de la sección crítica de un muro.

El decreto [14] establece que el espesor mínimo del elemento especial de borde debe ser mayor o igual a 30[cm].

En la tabla 4-13 se presenta la verificación de capacidad de curvatura para cada muro y la distancia del elemento de borde.

Eje	Muro	Dir	Lw [m]	Hw [m]	δu, DS n°61 [m]	Lp [m]	Øe [1/m]	Фи, DS n°60 [1/m]	C [m]	Ec,req	Cc [m]
		+X	7.25	33.6	0.232	3.625	0.00052	0.00083	-	-	-
2	1	- X	7.25	33.6	0.232	3.625	0.00052	0.00083	-	-	-
-	1	+ Y	0.75	33.6	0.298	0.375	0.00146	-	-	-	-
		- Y	0.75	33.6	0.298	0.375	0.00146	-	-	-	-
		+X	0.75	33.6	0.232	0.375	0.00572	-	-	-	-
_		- X	0.75	33.6	0.232	0.375	0.00572	-	-	-	-
в	2	+ Y	6.75	33.6	0.298	3.375	0.00055	0.00140	2.351	0.00651	1.083
		- Y	6.75	33.6	0.298	3.375	0.00055	0.00140	2.351	0.00651	1.083

Tabla 4-13 Verificación de curvatura y confinamiento.

Capítulo V 5 Análisis no lineal.

En el presente capitulo se realiza un análisis no lineal tiempo historia (ANLTH) para evaluar la respuesta estructural con cada uno de los registros sísmicos, originales y truncados.

La estructura al verse sometida a dichos registros o a un evento sísmico real cualquiera, puede llegar a sufrir cambios en la rigidez y resistencia de sus elementos estructurales, por lo cual, es necesario entonces realizar un modelo que considere la pérdida de rigidez, utilizando modelos histeréticos no lineales.

Se utiliza para esto el programa computacional Ruaumoko 2D [7] programa que resuelve la ecuación de movimiento de la estructura en forma numérica, en este caso con el método de Newmark de aceleración constante, considerando el comportamiento no lineal de los distintos elementos (vigas, columnas y/o muros).

El modelo tiene en cuenta las siguientes consideraciones y/o supuestos:

- La estructura se considera empotrada en la base infinitamente rígida.
- El análisis se realiza sólo en dirección X a través de un modelo plano en dos dimensiones.
- Debido a su simetría, sólo se modela la mitad de la estructura.
- Se considera un amortiguamiento de un 5% inherente al material para todos los modos de vibrar.
- Los nodos horizontales están acoplados entre si generando el efecto de diafragma rígido, permitiendo la compatibilidad de desplazamientos horizontales en el mismo nivel de piso.



Figura 5-1

Delimitación de los ejes utilizados para el modelo Ruaumoko.

5.1 Parámetros y modelación de la estructura en Ruaumoko 2D.

En Ruaumoko 2D [7] el modelo utilizado en este trabajo, consta de 3 ejes (1, 2 y 3) en la dirección X, que representa la mitad de la estructura, que como se manifestó previamente, es una simplificación razonable debido a la simetría de la misma.

165	-	160	-	100	-	- 214	-	- 111	+ 11	-	-	262	+	151	-	- 264	-	275	-
	24		38		48		672		-		58105		120		132		144		1
157	-	178	+	181	-	203		- 515	4 22	-		233	-	251	+	162	-	375	-
	23		33		47		10 75		-		38107		115		111		10		1
155	+	278	+	280	-	212		- 214	1 11	-		228	+	200	+	102	+	274	
	22		25		45		3370		-		34106		118		130		343		1
165	+	277	+	188	+	-		- 111	- 23	-		137	+	248	+	361	+	272	-
	21		23		43		17.0		4		59105		117		123		141		1
164	-	176	+	185	-	200		112	1 11	-		235	+	248		263	+	272	
	20		22		44		35 15		10		32104		116		125		242		1
161	+	115	+	187	+	100		- 111	- 1	1 -		235	+	247	+	255	+	271	
	18		31		4		se		1		91108		115		117		129		1
162	+	174	+	115	+	-188	-	- 22	+ 11	-		224	+	246	+	258	+	270	-
	15		25		42				+		20102		114		125		18		1
161	+	17	+	285	+	157		- 21	+ ==	-		555	+	215	+	257	-	213	
	17		23		4		33 65		7		89162		113		123		117		2
150	+	172-	+	14-	+	-111		- 10	- 22			222	+	244	+	235	+	252	-
	15		23		40		32 64		-		88100		112		124		138		1
111	-	172	+	182	+	185		- 207	4 11	-		271	+	243	+	253	+	217	-
	13		27		28		10		1		8.8		111		123		135		1
111	-	170	+	180	+	114		- 216	- 1			232	+	242	+	254	+	111	- 18
	24		25		30		50.62		*		35.55		220		122		234		2
15.	+	168	+	181	+	192	-	215	+ 1	-	=+	223	+	241	+	253	-	265	
	13		23		37		96		79		83 97		109		121		111		1

Hot of structure - Bit MILINE to continue

Figura 5-2 Representación gráfica del modelo en Ruaumoko 2D.

El comportamiento inelástico de las vigas, columnas y muros, se representa mediante el modelo de viga Giberson de una componente, considerando potenciales rótulas plásticas en ambos extremos de vigas y en la base de elementos verticales como columnas y muros.



Figura 5-3 Modelo viga de Giberson de una componente [7].

5.1.1 Regla de Histéresis.

El modelo histerético utilizado para modelar el comportamiento no lineal de los elementos de hormigón armado considerando la degradación de rigidez es el de Takeda Modificado, (Figura 5-4). Este modelo consta de una curva primaria bi-lineal, que representa los estados de un elemento en la fase de comportamiento elástico y la fase de fluencia. La pérdida de rigidez es considerada ya una vez que se incursiona en la fase de fluencia $(F_y + \circ F_y^{-})$, luego de esto, al someterse el elemento a carga en el sentido contrario, la rigidez disminuye más aún.

Para el modelo, la relación fuerza desplazamiento se define por medio de los siguientes parámetros: Rígidez inicial, la fuerza asociada iniciado el comportamiento inelástico, rigidez posterior al inicio del comportamiento inelástico, el factor α que es un parámetro que controla la rigidez de la rama de descarga, β que es un parámetro que controla la rigidez de la recarga, Ramberg-Osgood r parámetro que controla la perdida de rigidez. Es posible notar en el modelo de Takeda Modificado que la degradación de rigidez depende de la deformación plástica alcanzada en el ciclo anterior, sin considerar la degradación de la resistencia, al considerar que la fuerza de fluencia se mantiene constante, a los parámetros α y β se les asigna el valor de 0.3 y 0.2 respectivamente. [28]



Figura 5-4

Regla de histéresis Takeda Modificado [7].

A cada una de las secciones en el modelo se le debe asignar sus propiedades elásticas, tales como, módulo de elasticidad, momento de inercia y área de la sección transversal. Desde el diagrama momento-curvatura se puede obtener la inercia efectiva (l_{eff}) , relacionada con la rigidez, y relación que existe entre las pendientes pre y post fluencia (r).Ver ecuaciones 5-1 a 5-3

$$K = E \cdot I \quad además, \ K = \frac{M_y}{\phi_y}$$
(5-1)

$$I_{eff} = \frac{M_y}{E_c \phi_y}$$
(5-2)

$$r = \frac{E_c I_{eff}}{E_c I_p}$$
(5-3)

Donde:

- K Rigidez del elemento.
- E Módulo de elasticidad del elemento.
- I Inercia del elemento.
- Ieff Inercia efectiva.
- My Momento de fluencia.
- E_c Módulo de elasticidad del hormigón.

Øy Curvatura de fluencia.

Relación entre las pendientes pre y post fluencia.

Inercia posterior al punto de fluencia.

5.1.2 Registros de aceleraciones.

Los registros sísmicos utilizados son consistentes con la zona sísmica y el tipo de suelo utilizados para el análisis. Ver 2.3

La ruta para el programa Ruaumoko 2D [7] con el cual se trabajó y se realizó el análisis no lineal tiempo historia de la estructura, se encuentra en el Anexo D.

5.2 Análisis de resultados.

Los resultados obtenidos del análisis no lineal tiempo historia (ANLTH) para cada registro sísmico, que se comparan son: esfuerzos (momento y corte), aceleraciones de piso absolutas, desplazamiento de entre piso (o drifts), desplazamientos absolutos, deformaciones residuales y, demandas de ductilidad.

5.2.1 Demanda de esfuerzos.

Las siguientes figuras muestran los esfuerzos, de momento y corte, del muro 1 para cada uno de los registros utilizados en el análisis no lineal tiempo historia.



Figura 5-5 Demandas de (a) momento y (b) corte para el registro original y truncados de Marga-Marga, componente este-oeste, de 27 febrero 2010.



Figura 5-6 Demandas de (a) momento y (b) corte para el registro original y truncados de Marga-Marga, componente norte-sur, de 27 febrero 2010.





(a) Demanda de momento y (b) corte para el registro original y truncados de Concepción, componente este-oeste, de 27 febrero 2010.



Figura 5-8 Demandas de (a) momento y (b) corte para el registro original y truncados de Concepción, componente norte-sur, de 27 febrero 2010.



Figura 5-9

Demandas de (a) momento y (b) corte para el registro original y truncados de Constitución, componente C1, de 27 febrero 2010.



Figura 5-10 Demandas de (a) momento y (b) corte para el registro original y truncados de Constitución, componente C3, de 27 febrero 2010.

Las demandas tanto de momento como de corte, se comportan bastante similar, en cada uno de los registros truncados, con el registro original. Excepto con la metodología de truncamiento propuesta por Somerville, la cual se despega de las otras, siendo las más notorias para los registros de Constitución.

5.2.2 Demanda de aceleraciones.

Las figuras 5-11 a 5-13 muestran las máximas demandas de aceleraciones por piso obtenidas del análisis no lineal para cada uno de los registros sísmicos, utilizados en este trabajo.





Demanda de aceleraciones para el registro original y truncados de Marga-Marga, en sus componentes (a) este-oeste y (b) norte-sur, del 27 febrero 2010.





Demanda de aceleraciones para el registro original y truncados de Concepción, en sus componentes (a) este-oeste y (b) norte-sur, del 27 febrero 2010.



Figura 5-13 Demanda de aceleraciones para el registro original y truncados de Constitución, en sus componentes (a) C1 y (b) C3, del 27 febrero 2010.

Las demandas de aceleraciones resultan ser prácticamente las mismas en cada uno de los registros utilizados en el análisis no lineal. Presenta diferencias, en ciertos casos, la metodología de truncamiento propuesta por Somerville y Trifunac & Brady en el registro de Constitución del orden de 5% a 10%.

5.2.3 Demanda de desplazamientos.

5.2.3.1 Desplazamientos relativos de entre piso (Drifts).

Los desplazamientos relativos de entre piso (drift) obtenidos a través del análisis no lineal resultan ser un buen indicador del potencial nivel de daño de la estructura [29].

En las siguientes figuras se presentan los desplazamientos relativos de entre piso (Drifts) obtenidos para cada uno de los registros utilizados en el análisis no lineal.







Figura 5-15

Máximos desplaz amiento relativos de entre piso (Drifts) para los registros de Concepción en sus dos componentes, (a) este-oeste y (b) norte-sur, del 27 febrero 2010.



Figura 5-16 Máximos desplazamiento relativos de entre piso (Drifts) para los registros de Constitución en sus dos componentes, (a) C1 y (b) C3, del 27 febrero 2010.

Es posible notar que los desplazamientos relativos entre piso (Drifts) que se producen en cada uno de los registros utilizados, son muy similares entre sí, evidenciándose una diferencia en la figura 5-15 correspondientes a los registros de Concepción en su componente este-oeste para los registros truncados con las metodologías de Somerville y Trifunac & Brady. Ambos registros se separan completamente llegando a un drifts máximo de -1.13% a diferencia de los restantes registros que llegan a un máximo de -1.01%. Algo similar ocurre para el registro de Constitución en su componente C3, pero con una menor diferencia Somerville 1.13% y el resto de los registros 1.12% en sus máximos.

5.2.3.2 Desplazamientos máximos absolutos.

En las siguientes figuras se muestran los desplazamientos máximos del análisis con los registros completos y truncados según las metodologías propuestas.











Figura 5-19

Desplazamientos máximos ab solutos para los registros de Constitución en sus dos componentes, (a) C1 y (b) C3, del 27 febrero 2010.

Los desplazamientos máximos absolutos resultan ser muy similares entre si existiendo una diferencia en el registro de Concepción en su componente este-oeste, donde el criterio de truncamiento propuesto por Trifunac & Brady y Somerville se separa del resto.

5.2.3.3 Deformaciones residuales.

Con el análisis no lineal es posible obtener las deformaciones residuales, las cuales permiten ver cómo ha queda la estructura luego del sismo y si lo requiere ver una posible intervención en esta.

En las siguientes figuras se presentan las deformaciones residuales obtenidas del análisis no lineal con los registros completos y truncados según las metodologías propuestas.



Figura 5-20 Deformaciones residuales para los registros de Marga-Marga en sus dos componentes, (a) este-oeste y (b) norte-sur, del 27 febrero 2010.







Figura 5-22 Deformaciones residuales para los registros de Constitución en sus dos componentes, (a) C1 y (b) C3, del 27 febrero 2010.

En las figuras 5-21 a 5-23 es posible observar las diferencias que existen en cada uno de los registros truncados utilizados para la obtención de las deformaciones residuales con respecto al registro original. En primera instancia se podría decir que esta metodología de truncamiento no ayuda

ayuda en la obtención de una respuesta confiable de las deformaciones residuales, ya que si se quiere saber cómo va a ser la respuesta de una estructura, o para saber cómo esta ha quedado luego de un evento sísmico para una posible intervención, esta metodología de truncamiento no es recomendable para tales fines, sino más bien, se recomienda utilizar el registro completo.

Lo anterior es relevante a la hora de evaluar si una estructura, edificada o nueva, es reparable o no luego de un evento sísmico. Para determinar si la estructura puede o no ser reparable se utiliza como criterio las deformaciones residuales.

En el Modelo de Código de Diseño Sísmico de Estructuras basado en desplazamientos [30] se encuentra en el punto 2.3 una tabla que limita las deformaciones residuales/permanentes. Ver tabla 5-1.

System	Level 1 No Damage	Level 2 Repainable Damage	Level 3 No Collapse
Building Structures	0.002	0.005	No Limit
Bridge Structures	0.002	0.014	No Limit
Retaining Walls distant from Structures*	0.005	0.010	No Limit

Fuente: Modelo de código de diseño sísmico de estructuras basado en desplazamientos.DBD12 [30] p 26 punto 2.3 tabla 2.2.

5.2.3.4 Demanda de ductilidad.

Una de las implicancias de la filosofía de diseño, desafío para el Ingeniero Civil, es diseñar estructuras que tengan un daño controlado y acotado, pero sin colapsar.

Por lo anterior es importante en el diseño de una estructura, considerar la ductilidad (μ) de los elementos resistentes, ya que frente a un sismo de consideraciones, son estos los que deben ser capaces de absorber y disipar energía de deformación.

Es posible obtener la demanda de ductilidad de un elemento estructural por medio de su comportamiento histerético, a través de su respuesta al considerar la relación momento-curvatura, de cada elemento, al ser sometidos al análisis no líneal.

La capacidad de deformación inelástica o ductilidad (μ) de los elementos se puede conocer a través de su diagrama de momento-curvatura, en su relación entre la curvatura última y la curvatura de fluencia ($\mu = \theta_u / \theta_y$), la cual representa la capacidad de deformación luego que el elemento alcanza la fluencia.

En las siguientes tablas y figuras, se muestran las demandas y capacidades de ductilidad del muro 1 en la dirección de análisis X, considerando los registros originales y truncados por cada uno de los criterios de truncamientos propuestos en el apartado 2.2.3.



 Tabla 5-2
 Demanda y capacidad de ductilidad del Muro 1 en dirección X para el registro de Marga-Marga de 27 febrero 2010, en su componente este-oeste.





Tabla 5-3 Demanda y capacidad de ductilidad del Muro 1 en dirección X para el registro de Marga-Marga de 27 febrero 2010, en su componente norte-sur.





Tabla 5-4 Demanda y capacidad de ductilidad del Muro 1 en dirección X para el registro de Concepciónde 27 febrero 2010, en su componente este-oeste.





 Tabla 5-5
 Demanda y capacidad de ductilidad del Muro 1 en dirección X para el registro de Concepción de 27 febrero 2010, en su componente norte-sur.



Curva de histéresis del muro 1 en la dirección X del análisis no lineal para (a) Registro Concepción de 27 de febrero 2010, componente norte-sur. (b) Registro truncado Trifunac & Brady. (c) Registro truncado Donovan. (d) Registro truncado Somerville. (e) Registro truncado Bommer & Martínez Pereira.



 Tabla 5-6
 Demanda y capacidad de ductilidad del Muro 1 en dirección X para el registro de Constitución de 27 febrero 2010, en su componente C1.

Curva de histéresis del muro 1 en la dirección X del análisis no lineal para (a) Registro Constitución de 27 de febrero 2010, componente C1. (b) Registro truncado Trifunac & Brady. (c) Registro truncado Donovan. (d) Registro truncado Somerville. (e) Registro truncado Bommer & Martínez Pereira.



 Tabla 5-7
 Demanda y capacidad de ductilidad del Muro 1 en dirección X para el registro de Constitución de 27 febrero 2010, en su componente C3.

Figura 5-28

Curva de histéresis del muro 1 en la dirección X del análisis no lineal para (a) Registro Constitución de 27 de febrero 2010, componente C3. (b) Registro truncado Trifunac & Brady. (c) Registro truncado Donovan. (d) Registro truncado Somerville. (e) Registro truncado Bommer & Martinez Pereira.

Es posible notar tanto en las tablas 5-4, 5-5 y 5-7, como en las figuras 5-25, 5-26 y 5-28 de los registros de Concepción, ambas componentes, y Constitución componente C3. El muro 1 en la dirección de análisis es excedido en su capacidad de curvatura. La relación momento curvatura $M - \phi$, se obtuvo a partir del comportamiento del hormigón no confinado. Sin embargo, agregando confinamiento en los bordes se aumenta la capacidad de deformación [31].

Estimar cuanto y donde confinar escapa de la finalidad de este trabajo.

A continuación, se muestran las tablas y figuras de demandas y capacidad de ductilidad para las vigas más solicitadas por eje. Donde la viga 1 corresponde al eje 1, la viga 2 al eje 2 y las vigas 3 y 4 corresponden al eje 3, sólo para los registros originales.

Tabla 5-8 Demanda y capacidad de ductilidad de las vigas 1 a 4 para el registro original de Marga - Marga en su componente este-oeste.

Viga	Fie		Capacidad				
	cle	MMEW	Trifunac	Donovan	Somerville	Bommer	Ductilidad
1 (166)	1	4.04	4.07	4.04	4.07	4.04	13.60
2 (214)	2	3.94	3.89	3.94	3.89	3.94	9.36
3 (234)	3;1°-6°	3.120	3.18	3.12	3.18	3.12	10.50
4 (251)	3;7°-12°	3.42	3.47	3.42	3.47	3.42	10.40



Figura 5-29

Curvas de histéresis de las vigas más solicitadas por eje: (a) Viga 1, (b) Viga 2, (c) Viga 3 y (d) Viga 4. Para el registro Marga-Marga en su componente este-oeste.

Tabla 5-9

Demanda y capacidad de ductilidad de las vigas 1 a 4 para el registro original de Marga - Marga en su componente norte-sur.

Viga	Fie		Capacidad					
	Eje	MMNS	Trifunac	Donovan	Somerville	Bommer	Ductilidad	
1 (191)	1	2.93	2.93	2.93	2.93	2.91	13.60	
2 (214)	2	2.95	2.83	2.95	2.83	2.95	9.36	
3 (234)	3;1°-6°	2.180	2.2	2.18	2.2	2.18	10.50	
4 (251)	3;7°-12°	2.47	2.48	2.47	2.48	2.47	10.40	



Figura 5-30

Curvas de histéresis de las vigas más solicitadas por eje: (a) Viga 1, (b) Viga 2, (c) Viga 3 y (d) Viga 4. Para el registro Marga-Marga en su componente norte-sur.

 Tabla 5-10
 Demanda y capacidad de ductilidad de las vigas 1 a 4 para el registro original de Constitución en su componente este-oeste.

Viga				Capacidad			
	Eje	CCEW	Trifunac	Donovan	Somerville	Bommer	Ductilidad
1 (166)	1	4.31	4.32	4.31	4.32	4.23	13.60
2 (227)	2	4.56	4.38	4.56	4.38	4.22	9.36
3 (270)	3;1°-6°	3.600	3.5	3.6	3.5	3.52	10.50
4 (251)	3;7°-12°	3.72	3.75	3.72	3.75	3.67	10.40



Figura 5-31 Curvas de histéresis de las vigas más solicitadas por eje: (a) Viga 1, (b) Viga 2, (c) Viga 3 y (d) Viga 4. Para el registro Concepción en su componente este-oeste.

 Tabla 5-11
 Demanda y capacidad de ductilidad de las vigas 1 a 4 para el registro original de Constitución en su componente norte-sur.

Viga	Fin			Capacidad				
	Ele	CCNS	Trifunac	Donovan	Somerville	Bommer	Ductilidad	
1 (190)	1	4.2	4.14	4.2	4.14	4.21	13.60	
2 (227)	2	4.11	4.24	4.11	4.24	4.12	9.36	
3 (234)	3;1°-6°	3.300	3.28	3.3	3.28	3.3	10.50	
4 (275)	3;7°-12°	3.56	3.54	3.56	3.54	3.53	10.40	



Figura 5-32

Curvas de histéresis de las vigas más solicitadas por eje: (a) Viga 1, (b) Viga 2, (c) Viga 3 y (d) Viga 4. Para el registro Concepción en su componente norte-sur.

 Tabla 5-12
 Demanda y capacidad de ductilidad de las vigas 1 a 4 para el registro original de Concepción en su componente C1.

Viga	Fie		Capacidad				
	Lle	CONT_C1	Trifunac	Donovan	Somerville	Bommer	Ductilidad
1 (203)	1	3.21	3.08	3.21	3.08	3.2	13.60
2 (226)	2	2.98	2.9	2.98	2.9	2.97	9.36
3 (243)	3;1°-6°	2.570	2.58	2.57	2.58	2.57	10.50
4 (275)	3;7°-12°	2.68	2.65	2.68	2.65	2.6	10.40



Figura 5-33

Curvas de histéresis de las vigas más solícitadas por eje: (a) Viga 1, (b) Viga 2, (c) Viga 3 y (d) Viga 4. Para el registro Constitución en su componente C1.

 Tabla 5-13
 Demanda y capacidad de ductilidad de las vigas 1 a 4 para el registro original de Concepción en su componente C3.

Viga	Ei.		Capacidad				
	Lle	CONT_3	Trifunac	Donovan	Somerville	Bommer	Ductilidad
1 (200)	1	4.7	4.49	4.7	4.49	4.68	13.60
2 (227)	2	4.88	4.55	4.88	4.55	4.63	9.36
3 (270)	3;1°-6°	3.780	3.77	3.78	3.77	3.86	10.50
4 (275)	3;7°-12°	3.98	3.75	3.98	3.75	3.84	10.40



Figura 5-34 Curvas de histéresis de las vigas más solicitadas por eje: (a) Viga 1, (b) Viga 2, (c) Viga 3 y (d) Viga 4. Para el registro Constitución en su componente C3.

Las curvas de histéresis para los registros truncados por cada una de las metodologías propuestas, de las vigas más solicitadas por eje, se muestran en el Anexo E. Donde la viga 1 corresponde al eje 1, la viga 2 al eje 2 y las vigas 3 y 4 corresponden al eje 3.

5.2.4 Energía

En capítulos y secciones previas muchos análisis se han realizado con el fin de analizar los efectos que tiene, sobre la respuesta de estructuras, la reducción de duración de los registros de aceleraciones utilizados en análisis tiempo historia. Análisis que comenzaron desde lo más general como lo son los espectros de respuesta (elásticos e inelásticos) para, posteriormente, estudiar la influencia en la respuesta de elementos estructurales (vigas, muros y columnas) a través del análisis de caso.

Finalmente debido a la relevancia que ha tenido durante las últimas décadas, el uso de dispositivos pasivos de disipación de energía en estructuras (amortiguadores viscosos, amortiguadores histereticos, friccionales, aisladores, etc), es necesario analizar la influencia del acortamiento de registros en la respuesta de estructuras. Generalmente este tipo de análisis se desarrolla a través de balance energético, por lo tanto, en las siguientes figuras se muestra la distribución temporal de los distintos tipos de energía presente en el sistema durante su respuesta: energía cinética, energía viscosa (amortiguamiento), energía elástica (deformación elástica e inelástica) y energía total.





(a) Energía Cinética, (b) Energía Amortiguamiento producto del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, componente este-oeste.



Figura 5-36 (c) Energía Elástica y (d) Energía Aplicada, producto del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, componente este-oeste.





(a) Energía Cinética producto del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, componente norte-sur.





(b) Energía Amortiguamiento, (c) Energía Elástica y (d) Energía Aplicada, producto del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, componente norte-sur.





(a) Energía Cinética, (b) Energía Amortiguamiento, (c) Energía Elástica, producto del registro de Concepción de 27 de Febrero 2010, componente este-oeste.





(d) Energía Aplicada, producto del registro de Concepción de 27 de Febrero 2010, componente este-oeste.



Figura 5-41

(a) Energía Cinética, (b) Energía Amortiguamiento producto del registro de Concepción de 27 de Febrero 2010, componente norte-sur.


Figura 5-42 (c) Energía Elástica y (d) Energía Aplicada, producto del registro de Concepción de 27 de Febrero 2010, componente norte-sur.





(a) Energía Cinética producto del registro de Constitución de 27 de Febrero 2010, componente C1.



Figura 5-44 (a) Energía Cinética, (b) Energía Amortiguamiento, (c) Energía Elástica y (d) Energía Aplicada, producto del registro de Constitución de 27 de Febrero 2010, componente C1.





(a) Energía Cinética, (b) Energía Amortiguamiento, (c) Energía Elástica, producto del registro de Constitución de 27 de Febrero 2010, componente C3.





(d) Energía Aplicada, producto del registro de Constitución de 27 de Febrero 2010, componente C3.

Respecto a la energía presente en el sistema producto de los distintos registros sísmicos, se presenta un caso particular, donde es posible notar para el registro de Concepción 2010 en el sentido este-oeste, para cierto instante de tiempo las metodologías de truncamiento tanto de Trifunac & Brady, como de, Somerville, dan una mayor energía. Esto se debe únicamente a las condiciones iniciales, que en ese instante de tiempo son distintas a cero y al ser distintas a cero, parten con una mayor energía.

Al realizar un truncamiento al registro sísmico, no se están considerando que las condiciones iniciales son distintas al original, en el instante en que se trunca. Por lo cual se podría estar sobrestimando la energía cinética en ese punto, donde se estaría agregando energía que no existía en el sistema, ya que, si se considerasen las condiciones iniciales, éstas de alguna forma frenarían la energía.

Capítulo VI 6 Conclusiones y comentarios

Finalizados los análisis de este trabajo y luego del análisis de resultados, es posible afirmar que no existe una conclusión absoluta sobre el efecto que tiene, sobre la respuesta de estructuras la reducción de la duración de los registros sísmicos. Tampoco es posible generalizar sobre cual criterio es mejor que otro, por el contrario, que criterio a usar o cual es la mejor elección para el diseñador depende exclusivamente de qué parámetro o parte de la respuesta sísmica de la estructura es de interés. Por lo tanto, las conclusiones y comentarios de este trabajo se han dividido en tres grupos:

Espectros de respuesta: elásticos e inelásticos.

Los espectros de respuesta de pseudo-aceleración, tanto elásticos como inelásticos, son predichos de muy buena manera por todos los criterios de truncamiento utilizados, es decir, que la diferencia respecto a los espectros calculados usando registros de aceleraciones completos es marginal y/o despreciable. La relevancia de este tipo de análisis radica en que la determinación de espectros de diseño, en la mayoria de los códigos del mundo, se basa en análisis de registros históricos; por lo tanto, poder usar registros truncados en estos análisis permite mayor eficiencia desde el punto de vista computacional: más análisis en menos tiempo.

Respecto a los espectros de desplazamientos, la historia es un poco diferente ya que, tanto para respuesta elástica e inelástica, existen zonas del espectro donde los ajustes son mejores y otras donde el resultado no es tan bueno. Sin embargo, existe una clara tendencia entre los resultados que sirve para generalizar conclusiones:

- Para el rango de períodos comprendido entre 0 y 2 segundos el ajuste es, en general, muy bueno con un error máximo del orden del 10% para espectros inelásticos ($\mu = 2.5$).
- En el rango de períodos comprendido entre 2 y 4 segundos el ajuste comienza a mostrar diferencias significativas, con un error máximo del orden del 20% para espectros inelásticos (µ = 2.5).
- El ajuste no es bueno para el rango de períodos entre 4 y 6 segundos, el error máximo en la estimación del desplazamiento es de alrededor de 60 % para espectros inelásticos (µ = 2.0). A pesar del pobre ajuste, este resultado pierde relevancia práctica ya que son muy pocas las estructuras en este rango de períodos.

La tabla 6-1 resume los errores en la estimación de desplazamientos máximos para cada tipo de espectro.

[T1 - T2]	ERROR [%]						
	Espectro	Espectro Inelástico					
	Elástico	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 2.5$			
[0-2]	3.98	6.05	7.53	10.62			
[2-4]	13.04	17.98	15.93	20.72			
[4-6]	36.36	27.43	58.53	56.38			

Tabla 6-1 Error % Espectro de Desplazamiento.

Demandas máximas sobre la estructura en estudio.

De acuerdo a los resultados obtenidos, es posible inferir cualquiera de los criterios de truncamiento estudiados, entrega una muy buena estimación de envolventes máximas de la respuesta de una estructura tales como deformaciones de entrepiso, esfuerzos (momentos y cortes), desplazamientos y aceleraciones. Es decir, los resultados para estos parámetros obtenidos con registros truncados son similares a los obtenidos utilizando el registro de aceleraciones completo.

Por otro lado, en la estimación de deformaciones residuales existen diferencias significativas dependiendo del criterio de truncamiento usado, no siendo posible plantear una conclusión absoluta ya que no existe una correlación clara entre el desplazamiento residual y la duración del registro de aceleraciones, sin embargo, al comparar los resultados con los obtenidos usando el registro completo resulta evidente que el criterio propuesto por Bommer y Martínez funciona muy bien, por lo tanto, se recomienda su uso para estimar deformaciones residuales en las estructuras.

Balance de Energía.

Del balance energético de la estructura, obtenida tanto con registros truncados compara registros completos, se infiere que:

- Los resultados obtenidos usando el criterio propuesto por Bommer y Martínez se ajustan muy bien a los resultados obtenidos usando registros completos. Por lo tanto, su uso es recomendado para análisis que se basan en criterios energéticos.
- Los restantes criterios en muchos casos no tienen buen ajuste, cambian la distribución temporal de la energía durante la respuesta de la estructura influyendo en la cantidad total de la misma. En este sentido, la energía cinética es la que sufre mayores cambios. Una potencial explicación de por qué sucede este fenómeno se puede encontrar al analizar las condiciones iniciales, las que en todos los análisis son consideradas nulas (posición inicial no deformada y velocidad cero), esta hipótesis es razonable cuando se usan registros completos, sin embrago, con registros que se truncan al comienzo la hipótesis puede no ser representativa del fenómeno, las figuras 6-1 y 6-2 ilustran claramente que transcurrido un tiempo desde el comienzo del movimiento, tanto la posición y velocidad de la estructura dista mucho de cero.





(a) Deformada y (b) velocidad, por piso, que tiene la estructura en el instante de truncamiento del registro de Concepción 27 de febrero 2010, componente este-oeste.



ra 6-2 (a) Deformada y (b) velocidad, por piso, que tiene la estructura en el instante de truncamiento del registro de Marga-Marga 27 de febrero 2010, componente este-oeste.

Este resultado es particularmente relevante al analizar estructuras, por ejemplo, con amortiguadores viscosos y/o histeréticos, donde una no adecuada estimación de deformaciones y velocidades durante la respuesta de la estructura puede inducir a errores significativos en la estimación de la eficiencia de los dispositivos.

Capítulo VII 7 Referencias

- Oyarzo, C., Evaluación de daño en muros de hormigón armado sometido a altas demandas de ductilidad. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, 2003.
- [2] Hancock J. and Bommer J.J., Using spectral matched records to explore the influence of strongmotion duration on inelastic structural response. Soil Dynamics and Earthquake Engeneering 27, No. 4, pp 291-299, 2007.
- [3] Van de Lindt, J. and Goth, G., «Effect of earthquake duration on structural reliability.,» Enginnering structures, vol. 26, nº 11, pp. 1585-1597, 2004.
- [4] Iervolino, I., Manfredi, G. and Cosenza, E., «Ground Motion duration effects on nonlinear seismic response.,» Earthquake engineering and structural dynamics 35,, nº 1, pp. 21-38, 2006.
- [5] M. Priestley, «Performance Based Seismic Design,» de 12th World Conference on Earthquake Enginnering. Paper No. 2831, New Zealand, 2000.
- [6] ACHISINA, Subcomité nº7 de ACHISINA, «PROCEDIMIENTO ALTERNATIVO PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS,» Comité NCh433 - Rev. A, CHILE.
- [7] Athol J Carr, User Manual for the 2 Dimensional Version, Ruaumoko 2D, Christchurch New Zealand: University of Canterbury, 2008.
- [8] Trifunac, M. D. and Brady, A. G., «A study on the duration of strong earthquake ground motion,» Bull. Seis. Soc. Am 65, 1975, pp. 581-626.
- [9] Donovan, N. C, «Earthquake hazards for buildings,» Building Science Series, nº 46, pp. 82-111, 1972.
- [10] Somerville, P. G., Smith, N. F., Graves, R. W. and Abrahamson, N. A, «Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of nupture directivity,» Seismological Research Letters, nº 68, pp. 199-222, 1997.
- [11] Martinez-Pereira, Jualian J. Bommer and Alejandro, «The Effective Duration Of Earthquake Strong Motion,» Journal or Earthquake Enginnering, vol. 3, nº 2, pp. 127-172, 1999.
- [12] NCh 433 Of 1996 Mod. 2009, Diseño Sísmico de Edificios, Intituto Nacional de Normalización, 2009.
- [13] Decreto supremo nº 61, Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios, 2010.
- [14] Decreto Supremo nº 60, Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado, 2010.
- [15] NCh 1537 Of 2009, 2009, Diseño Estructural de edificios Cargas permanentes y sobrecargas de uso, instituto nacional de normalización, 2009.
- [16] ACI-318-08, Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario., 2008.

[17] MathWorks, Software MATLAB R2015a, 2015.

- [18] Arias, A., A measure of earthquake intensity., Cambridge, MA, USA: MIT Press, 1970, pp. 438-483.
- [19] I. Computers & Structures, User Manual ETABS Extended Tridemensional Analisys Of Building Systems, 2015.
- [20] F. Carrasco, «Efecto de la Duración de los Terremotos en la Respuesta Inelástica de Estructuras,» Universidad Católica de la Santísima Concepción, Concepción, 2009.
- [21] B. & M. Pereira, "The Effective Duration Of Earthquake Strong Motion," Journal of Earthquake Engineering, vol. 3, nº 2, pp. 127-172, 1999.
- [22] Pagratis, D., "Prediction of earthquake strong ground-motion for engineering use,", London: M. Sc. Disseertation, imperial College, 1995.
- [23] Sarma, S. K., "Energy flux of strong earthquakes," Tectonophysics 11, 159-173., 1971.
- [24] Husid, L. R, «"Características de terremotos. Análisis general,",» Revista del IDIEM 8, Santiago de Chile, pp. 21- 42, 1969.
- [25] CHOPRA, Anil K., Dynamics of structures. Theory and applications to earthquake, University of California at Berkeley: Prentice Hall, Inc., 1995.
- [26] E. P. Tiguila, Procedimiento de Cálculo para la Elaboración de Espectros Sísmicos para el Diseño Sismorresistente de Estructuras, Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, 2012.
- [27] S. Ltd, SeismoSignal 2016 A computer program for signal processing of strong-motion data, 2016.
- [28] S. Otani, Nonlinear Eartquake Response Analysis of Reinforced Concrete Buildings, University of Tokyo: Departament of Architecture, 2002.
- [29] P. S. A. L. y. E. M. Mijares, Cálculo de Distorsiones Máximas de Entrepiso en Edificios a Partir de Sistemas Equivalentes de un Grado de Libertad y de Análisis Estáticos no Lineales, México D.F.: Facultad de Ing. UNAM.
- [30] T. Sullivan, M. Priestley y G. Calvi, A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures DBD12, Pavia, Italy: IUSS Press, April, 2012.
- [31] M. P. T. Paulay, «Seismic Design Of Reinforced Concrete And Masonry Buildings. (p 98),» John Wiley & Sons Inc, 1992, pp. 98 - 106.
- [32] Ambraseys, N. N. and Sarma, S. K., «"Response of earth dams to strong earthquakes,",» Géotechnique, vol. 17, nº 2, pp. 181-283, 1967.
- [33] Bolt, B. A., «"Duration of strong ground motions",» vol. 1, Rome, Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Vol 1, 1973, pp. 1304 - 1313.
- [34] Trifunac, M. D. and Westermo, B. D., «"A note on the correlation of frequency-dependent duration of strong earthquake ground motion with the Modified Mercalli intensity and the geologic conditions at the recording site", » Bull. Seis. Soc. Am. 67(3), 1977, pp. 917-927.
- [35] McGuire, R. K. and Bemhard, T. P., «"The usefulnes of ground motion duration in prediction of severity of seismic shaking,",» Standford, Proc. Second US National Conference on Earthquake Engineering,, 1979, pp. 713 - 722.

- [36] Pérez, V., «"Spectra of amplitudes sustained for a given number of cycles: An interpretation of response duration for strong-motion earthquake records,",» Bull. Sies. Soc. Am. 70(5), 1980, pp. 1943 - 1954.
- [37] Zahrah, T. and Hall, W. J., "Earthquake energy absorption in SDOF structures.," J. Struct. Engrg. Div. ASCE 110. No. ST8, 1984, pp. 1757 - 1772.
- [38] NCh 3171 Of 2010, Disposiciones y Combinaciones de Carga, Intituto Nacional de Normalización, 2010.

Capítulo VIII 8 ANEXO A

A continuación, se presenta la rutina realizada en MATLAB [17] para determinar los registros truncados según las metodologías propuesta.

```
clc
clear
& Duración efectiva CONT C1 2010
load MMEW.txt;
                                                 % Carga el archivo
"nombre archivo.txt"
matrizaceleracion = MMEW(:,3);
                                                 * MATRIZ DE ACLERACIONES
A PARTIR DE LOS DATOS DE UN ACELEROGRAMA (de la columna 3)
MA=size(matrizaceleracion,1);
                                                % Nº Datos de la matriz,
en este caso columna 3.
acel = matrizaceleracion;
                                                % Crea la matriz que
contendra las aceleraciones
delta_t=0.02;
                                                Cambiar el paso de
tiempo según cada registro Eim= t2-t1
t=MMEW(:,2);
% intensidad de Arias.
aux=0;
for i=1:length(acel);
     IA=acel(i,1)^2*delta t*100*pi()/(2*9.8);
    aux=IA+aux;
    AI curva(1, i)=aux;
end
IA=aux;
AI=AI curva';
AII=AI./aux*100;
A95=aux*95/100;
A90=aux*90/100;
A75=aux*75/100;
A DE=aux-0.125;
A5=aux*5/100;
88
AI curva;
count75=0;
for k=1:length(AI curva);
    if AI curva(k) <A75;
         count75=count75+1;
    end
end
disp(AI curva);
count5=0;
for k=1:length(AI curva);
     if AI curva(k) <A5;
         count5=count5+1;
    end
end
disp(AI curva);
count90=0;
for k=1:length(AI curva);
    if AI curva(k) <A90;
```

```
count90=count90+1;
    end
end
disp(AI curva);
count95=0;
for k=1:length(AI curva);
    if AI curva(k) <A95;
        count95=count95+1;
    end
end
disp(AI curva);
countDE=0;
for k=1:length(AI curva);
    if AI curva(k) <A DE;
        countDE=countDE+1;
    and
end
disp(AI curva);
count=0;
for k=1:length(AI_curva);
    if AI curva(k)<0.01;
        count=count+1;
    end
end
disp(AI curva);
83
subplot(2,1,1); plot(MMEW(:,2),acel(:,1)); title('Acelerograma MMEW
2010');grid;
subplot(2,1,2); plot(MMEW(:,2),AI_curva),title('Intensidad de
Arias');grid;
t DE=(countDE-count)*delta t;
t de75=(count75-count)*delta t;
t de90=(count90-count)*delta t;
t de95=(count95-count)*delta t;
Resumen=[t acel AI AII acel acel acel];
                                              % Matriz con [tiempo,
aceleración, Intensidad Arias, Intensidad de Arias en (8),
acel (Trifunac), acel (Donovan), acel (Somerville), acel (Bommer)]
Las últimas cuatro columnas se deben asignar ceros en cada uno de ellos
al comienzo o fin según corresponda.
% acel(Trifunac, Somerville): Inicio= desde (LA PRIMERA LINEA) hasta
{count5}-1
                              Fin: Trifunac={count95}+1
                                                              :
Somerville={count75}+1 (HASTA EL FINAL)
% acel(Donovan): desde {count90}+1 (HASTA EL FINAL)
acel (Bommer): Inicio= desde (LA PRIMERA LINEA) hasta (count)-1
                Fin={countDE}+1 (HASTA EL FINAL)
% Relleno con ceros: en la variable "Resumen" en la columna que se elija,
con sus respectivos límites, hacer click con botón derecho y seleccionar
"Replace with Zero"
```

9 ANEXO B

9.1 Resolución para Sistemas Lineales.

Método de Newmark.

Desde la ecuación de movimiento con la cual se puede analizar el comportamiento de la estructura sujeta a su base con los movimientos sísmicos.

Figura 9-1 a) Movimiento sísmico en la base (b) diagrama de cuerpo libre.



Fuente: CHOPRA, Anil K. Dynamics of structures. p.20.

Donde:

 (u_g) , Es el desplazamiento del suelo, (u_t) desplazamiento total de la masa, (u) Desplazamiento relativo entre la masa y el suelo. Relacionados por la expresión:

$$u_t(t) = u(t) + u_a(t)$$
 (B.1)

Ecuación de equilibrio de D'Alembert, donde se considera una fuerza de inercia ficticia que es igual a la masa por la aceleración y que actúa en dirección opuesta a la aceleración; este estado, incluido la fuerza de inercia, es un sistema equilibrado en todo instante. Del diagrama de cuerpo libre de la Figura B-1 se obtiene:

$$f_1 + f_2 + f_3 = 0$$
 (B.2)

Las fuerzas elásticas f_s y de amortiguamiento f_b son producidas por el movimiento relativo, u entre la masa y la base; la fuerza de inercia f_i es relacionada a la aceleración total de la masa. Se utiliza la aceleración total ya que la Segunda Ley de Newton postula respecto de una aceleración absoluta.

La fuerza inercial sobre la masa es igual al producto de la masa por la aceleración total ü, por:

$$f_1 = m\ddot{u}_r \tag{B.3}$$

Reemplazando las ecuaciones (B.1) y (B.3) en (B.2) se obtiene:

$$m\ddot{u}_t + c\dot{u} + ku = 0$$

$$m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + c\dot{u} + ku = 0$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_-$$
(B.4)

La ecuación (B.4) es la que gobierna el desplazamiento relativo, u(t) del sistema lineal de la Figura 11-1, sujeta a la aceleración del suelo, $\bar{u}_{\alpha}(t)$.

De la ecuación (B.4) en la parte derecha de esta, la ecuación de movimiento para el mismo sistema con dos excitaciones por separado $\ddot{u}_g y P(t)$ es una y la misma. Por lo que el desplazamiento relativo debido a la aceleración del suelo, $\ddot{u}_g(t)$ será idéntico al desplazamiento de la estructura con base estacionaria sometida a la acción de una fuerza externa igual a $-m\ddot{u}_g$ Por lo tanto, el movimiento del suelo puede ser reemplazado por una fuerza sísmica efectiva [25].

$$P_{eff}(t) = -m\tilde{u}_{g}(t)$$

Fuerza que actúa en sentido opuesto a la aceleración y, sobre todo, que es proporcional a la masa de la estructura. Para una $\ddot{u}_g(t)$ dada, la respuesta u(t) del sistema depende solo de la frecuencia natural, ω_n o del periodo natural del sistema, T_n y del amortiguamiento; es decir $u \equiv u(t, T_n, \zeta)$.

Luego entonces la ecuación de movimiento (2.6) en función del tiempo.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_a(t)$$

Al dividir por la masa nos queda:

$$\ddot{u}(t) + 2\zeta \omega_n \dot{u}(t) + \omega_n^2 u(t) = -\ddot{u}_a(t) \tag{B.5}$$

Donde:

$$\begin{split} \omega_n &= \sqrt{\frac{K}{m}}; Frecuencia \ angular \ \left[\frac{rad}{s}\right], \\ \zeta &= \frac{c}{2m\omega_n}; factor \ de \ Amortiguamiento \ crítico. \\ T_n &= \frac{2\pi}{\omega_n}; Periodo \ no \ amortiguado \ [s]. \\ T_D &= \frac{T_n}{\sqrt{1-\zeta^2}}; Periodo \ amortiguado. \end{split}$$

En el intervalo de tiempo.

$$\Delta t_i = t_{i+1} - t_i \tag{B.6}$$

Se suele tomar como constante. La respuesta se determina en los instantes de tiempo discretos t_i , indicados como el tiempo i; el desplazamiento, velocidad y aceleración de un sistema de 1GDL(grado de libertad) son u_i , \dot{u}_i y \ddot{u}_i , respectivamente estos valores, que se suponen conocidos, satisfacen la ecuación (2.8) en el instante i

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + (f_S)_i = p_i \tag{B.7}$$

Donde $(f_S)_i$ es la fuerza restauradora del sistema en el momento i; $(f_S)_i = ku_i$ fuerza restauradora para un sistema elástico lineal, ahora si el sistema fuese no lineal, dependería de la historia previa de la historia del desplazamiento y de la velocidad en el instante i. Luego en el instante i + 1 se podrán determinar las cantidades de respuesta u_{i+1} , \dot{u}_{i+1} y \ddot{u}_{i+1} que satisfacen a la ecuación (2.10) en el instante i + 1

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + (f_S)_{i+1} = p_{i+1} \tag{B.8}$$

Newmark se basó en las siguientes ecuaciones para desarrollar una familia de métodos paso a paso de tiempo:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t] \ddot{u}_i + (\gamma \Delta t) \ddot{u}_{i+1}$$
(B.9)

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1}$$
(B.10)

Los parámetros de β y γ definen la variación de la aceleración durante un paso de tiempo y determinan las caracteristicas de estabilidad y precisión del método. Normalmente $\gamma = 1/2$ y el parámetro $1/6 \le \beta \le 1/4$. Estas dos ecuaciones combinadas con la ecuación de equilibrio (B.8) al final del paso de tiempo, proporcionan la base para determinar u_{i+1} , \dot{u}_{i+1} y \ddot{u}_{i+1} en el tiempo i + 1 a partir de u_i , \dot{u}_i y \ddot{u}_i conocidas en el tiempo i. Para realizar estos cálculos es necesario iterar ya que la \ddot{u}_{i+1} desconocida aparece en el lado derecho de las ecuaciones (B.9) y (B.10).

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + (f_S)_{i+1} = p_{i+1} \tag{B.11}$$

Para los sistemas lineales es posible modificar la formulación original de Newmark, con la finalidad de encontrar la solución de las ecuaciones (B.9), (B.10) y (B.8) sin iteración.

Para poder realizar lo antes mencionado, se debe modificar la ecuación (B.8) por

$$m\tilde{u}_{i+1} + c\tilde{u}_{i+1} + ku_{i+1} = p_{i+1} \tag{B.12}$$

De la ecuación (2.26) \ddot{u}_{i+1} puede expresarse en términos de u_{i+1}

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} (u_{i+1} - u_i) - \frac{1}{\beta \Delta t} \ddot{u}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right) \ddot{u}_i$$
(B.13)

Al reemplazar la ecuación (B.13) en la ecuación (B.9), resulta

$$\dot{u}_{i+1} = \frac{1}{\beta \Delta t} (u_{i+1} - u_i) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \ddot{u}_i$$
(B.14)

Luego las ecuaciones (B.13) y (B.14) se reemplazan en la ecuación que controla el movimiento (B.12) en el instante i + 1, resultando

$$\widehat{k}u_{i+1} = \widehat{p}_{i+1} \tag{B.15}$$

Donde:

$$\hat{k} = k + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c + \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} m \tag{B.16}$$

$$\hat{p}_{i+1} = p_{i+1} + \left[\frac{\gamma}{\beta\Delta t}c + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}m\right]u_i + \left[\frac{1}{\beta\Delta t}m + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right)c\right]\dot{u}_i$$

$$+ \left[\left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c\right]\ddot{u}_i$$
(B.17)

Con \hat{k} y \hat{p}_{i+1} conocidos de las propiedades del sistema $m_i k y c_i$ los parámetros $\gamma y \beta$ y el estado del sistema en el tiempo i definido por u_i , \hat{u}_i y \tilde{u}_i , el desplazamiento en el tiempo i + 1 se determina como

$$u_{i+1} = \frac{\hat{p}_{i+1}}{\hat{k}}$$
(B.18)

Ya conocido u_{i+1} , se puede determinar la velocidad \dot{u}_{i+1} y la aceleración \ddot{u}_{i+1} a partir de las ecuaciones (B.14) y (B.13) respectivamente.

La aceleración se puede obtener con base a la ecuación de movimiento en el tiempo i + 1:

$$\bar{u}_{i+1} = \frac{p_{i+1} - c\dot{u}_{i+1} - ku_{i+1}}{m}$$
(B.19)

Esto en vez de hacerio con la ecuación (B.13). Para iniciar los cálculos en cada paso de tiempo se requiere de la ecuación (B.19) para obtener \ddot{u}_{n} .

$$\ddot{u}_{0} = \frac{p_{0} - c\dot{u}_{0} + ku_{0}}{m}$$
(B.20)

123

Con el método de Newmark la solución en el tiempo i + 1 se determina a partir de la ecuación (B.14), la condición de equilibrio en el tiempo i + 1.

Figura 9-2

El gráfico izquierdo representa el método de aceleración constante y el derecho método aceleración lineal



Fuente: CHOPRA, Anil K. Dynamics of structures. p.165.

Si la excitación es la aceleración del suelo $\ddot{u}_{q}(t)$ reemplazar p_{i} por $-m\ddot{u}_{ql}$ en el siguiente resumen. Los resultados ui, ui y ui calculados dan los valores de la respuesta respecto del suelo

En resumen.

Casos especiales

- Método de aceleración constante $\left(\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{4}\right)$ 1.
- Método de aceleración lineal $\left(\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{2}\right)$ 11.
- Cálculos iniciales

$$1 \qquad \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 + ku_0}{m}$$

2 Seleccione At

$$3 \qquad a_1 = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} m + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c; \ a_2 = \frac{1}{\beta \Delta t} m + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right) c; \ a_3 = \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right) m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right) c$$

li

$$4 \quad k = k + a_1$$

Cálculos para cada paso de tiempo, i = 0, 1, 2, ... •

$$\begin{array}{l} p_{i+1} = p_{i+1} + a_1 u_i + a_2 u_i + a_3 u_i \\ p_{i+1} = \frac{p_{i+1}}{p_i} \end{array}$$

2
$$u_{i+1} =$$

$$\begin{aligned} & \dot{u}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} (u_{i+1} - u_i) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \ddot{u}_i \\ & \dot{u}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta (\Delta t)^2} (u_{i+1} - u_i) + \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i + \Delta t \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right) \ddot{u}_i \end{aligned}$$

3.0 Repetir para el siguiente paso de tiempo. Reemplace i por i + 1 y aplique los pasos de 2.1 a 2.4 para el siguiente paso de tiempo.

El método de Newmark es estable si

$$\frac{\Delta t}{T_{\rm n}} \le \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}} \tag{B.21}$$

Para $\gamma = 1/2$ y $\beta = 1/4$, esta condición se convierte en

$$\frac{\Delta t}{T_n} < \infty$$
 (B.22)

Lo que implica que el método de aceleración constante es estable para cualquier Δt , sin importar cuán grande sea, esto siempre que Δt sea lo suficientemente pequeño

Para $\gamma = 1/2$ y $\beta = 1/6$, esta condición indica que el método de aceleración lineal es estable si

$$\frac{\Delta t}{T_{\rm n}} \le 0.551 \tag{B.23}$$

9.2 Rutina

Rutina realizada en MATLAB [17] para determinar los espectros elásticos por medio del método de aceleración constante de Newmark.

```
clc
clear
% Cargar el registro, con las aceleraciones (en función de g) en el
archivo .txt
& Verificar "dt" del registro para cambiarlo manualmente en el código
Matlab, según cada registro
                                              Carga el archivo
load Donovan.txt
"nombre archivo.txt"
matrizaceleracion= Donovan(:,3);
                                             8 Nº Datos de la matriz,
MA=size(matrizaceleracion,1);
en este caso columna 3.
aceleracion = matrizaceleracion;
                                             % Crea la matriz que
contendrá las aceleraciones
PARAMETROS DE ESTABILIDAD
beta = 1/4;
v = 1/2;
                         § Parámetro Gamma
8 DATOS DE ENTRADA
n = length(aceleracion);
                          Incremento de tiempo del acelerograma (
dt= 0.02;
MODIFICAR SEGUN REGISTRO )
tmax = dt*(n-1);
                          Duración del Sismo
Masa del Sistema
m = 1;
d = 0.05;
                          8 Razón de Amortiguamiento del Sistema
q = 9.81;
                          Aceleración de gravedad
F = m*aceleracion;
X(1) = 0;
                          Condiciones iniciales
V(1) = 0;
A(1) = matrizaceleracion(1,1);
hold off
dT= 0.05;
                          Incremento de periodos
Tmin = 0.05;
                          Periodo Minimo
Tmax = 6;
                          Periodo Máximo
r = ((Tmax-Tmin)/dT)+1;
T = linspace (Tmin, Tmax, r)'; Vector de periodo
8--
```

```
% METODO NEWMARK LINEAL
```

```
8-----
for j = 1:length(T)
wn = 2*pi*T.^-1;
c = 2*d*wn'.*m;
                                                                                 Vector de frecuencias naturales
                                                                              Amortiguamiento del sistema
k=wn'.^2*m;
for i = 1:n-1
for i = (beta*F(1+i) + (m/(dt^2)+c(i)*v/dt)*X(i) + (m/dt+c(i)*(v-i))*v/dt) + (m/dt+c(i)*(v-i))*v/dt) + (m/dt+c(i)*(v-i))*v/dt) + (m/dt+c(i)*v/dt) + (m/dt+c(i)*v/dt
X(1+1)
beta) *V(i) +((0.5-beta) *m+c(j).*(v-
Deta//
2*beta)*0.5*dt)*A(i))/((m/(dt^2)+c(i).*v/dt+beta*k(i))); % obtiene Xn+1
A(i+1) = (X(i+1) - X(i)) / (beta*dt^2) - V(i) / (beta*dt) - A(i)*(1/(2*beta)-1);
Sobtiene An+1
V(i+1)=V(i)+((1-v)*A(i)+v*A(1+i))*dt; obtiene Vn+1
end
psd(j)=max(abs(X));
psv(j)=wn(j)'.*psd(j);
psa(j)=wn(j)'.^2*psd(j);
end
S ----
----
& ESPECTROS DE RESPUESTA
8-----
subplot (2,2,1)
plot(t, aceleracion)
grid on
title('Acelerograma')
xlabel('Tiempo s')
vlabel('Aceleracion m/s2')
 subplot (2,2,2)
plot(T,psd*9.81,'r')
arid on
title('Espectro de Desplazamiento')
xlabel('Periodo s')
 ylabel ('Desplazamiento m')
 subplot(2,2,3)
plot(T,psv, 'q')
 grid on
 title('Pseudoespectro de Velocidades')
 xlabel ('Periodo s')
 ylabel('Velocidad m/s')
 subplot(2,2,4)
 plot(T,psa,'k')
 grid on
 title('Espectro de Aceleraciones')
 xlabel('Tiempo s')
 ylabel('Aceleración g')
 Espectros=[T psd'*9.81 psv' psa'] Genera Matriz con [T, Sd, Sv, Sa]
```

9.3 Resolución numérica sistemas no lineales. Método de Newmark

El método de Newmark descrito para los sistemas lineales se extiende a los sistemas no lineales. Se debe tener presente que el método determina la solución en el tiempo i + 1; es decir, la lineales. Ou (B.8) para sistemas no lineales. Como la fuerza restauradora $(f_S)_{t+1}$ es una función implícita no lineal de la incógnita u_{i+1} este método requiere la realización de iteraciones. Esto es necesario en los métodos implícitos. Se utilizará la iteración con el método Newton-Raphson para el análisis estático de un sistema no lineal de 1GDI

Iteración de Newton-Raphson.

Si se excluyen la inercia y los términos de amortiguamiento en la ecuación de movimiento, ecuación (3-4), se obtiene la ecuación no lineal que debe resolverse en un problema estático:

$$f_S(u) = p \tag{B-24}$$

El trabajo consiste en determinar la deformación u debido a una fuerza externa p dada, donde la relación de fuerza- deformación no lineal $f_c(u)$ está definida para el sistema a analizar.

Suponer que luego de j ciclos de iteración, $u^{(j)}$ es una estimación del desplazamiento desconocido y se tiene interés en desarrollar un procedimiento iterativo que proporcione una estimación de $u^{(j+1)}$ Para este propósito, la expresión de la fuerza restauradora $f_{s}^{(j+1)}$ en una serie de Taylor alrededor de la estimación conocida u(j) da

$$f_{S}^{(j+1)} = f_{S}^{(j)} + \frac{\partial f_{S}}{\partial u}\Big|_{u^{(j)}} \left(u^{(j+1)} - u^{(j)}\right) + \frac{1}{2} \frac{\partial^{2} f_{S}}{\partial u^{2}}\Big|_{u^{(j)}} \left(u^{(j+1)} - u^{(j)}\right)^{2} + \cdots$$
(B-25)

Si $u^{(j)}$ esta cerca de la solución, el cambio de u. $\Delta u^{(j)} = u^{(j+1)} - u^{(j)}$ será pequeño y es posible despreciar los términos de segundo orden y orden superior. Lo anterior conduce a la ecuación linealizada

$$f_{S}^{(j+1)} \simeq f_{S}^{(j)} + k_{T}^{(j)} \Delta u^{(j)} = p$$
 (B-26)

ó

$$k_T^{(j)} \Delta u^{(j)} = p - f_S^{(j)} = R^{(j)}$$
(B-27)

Donde $k_T^{(j)} = \frac{\partial f_S}{\partial u} \Big|_{u(j)}$ es la rigidez constante en $u^{(j)}$ si se resuelve la ecuación línealizada (B-27) resulta $\Delta u^{(j)}$ y una estimación mejorada del desplazamiento:

$$u^{(j+1)} = u^{(j)} + \Delta u^{(j)}$$
(B-28)

La descripción del proceso iterativo: La fuerza $f_s^{(j)}$ está asociada con $u^{(j)}$ y no es igual a la fuerza aplicada p, además se define una fuerza residual: $R^{(j)} = p - f_s^{(j)}$ El desplazamiento adicional debido a esta fuerza residual se determina a partir de la ecuación (B-27) dando lugar a u^(j+1) Esta nueva estimación de la solución se utiliza para encontrar un nuevo valor de la fuerza residual R^(j+1) = p $f_{S}^{(j+1)}$ El desplazamiento adicional $\Delta u^{(j+1)}$ debido a esta fuerza residual se determina resolviendo

$$(j+1)_{AU}(j+1) = R^{(j+1)}$$
 (B-29)

Este desplazamiento adicional se utiliza para encontrar un nuevo valor del desplazamiento:

$$u^{(j+2)} = u^{(j+1)} + \Delta u^{(j+1)}$$
(B-30)

Y un nuevo valor de la fuerza residual R^(j+2). El proceso continúa hasta que se alcanza la convergencia. Este proceso iterativo se conoce como el método de Newton-Raphson.

Se puede comprobar que cerca del final del proceso de iteración, el algoritmo de Newton-Raphson converge con una tasa cuadrática a la solución exacta u, es decir $|u - u^{(j+1)}| \le c |u - u^{(j)}|^2$ Raphson e una constante que depende de la solución exacta u, es decir $|u - u^{(r,t)}| \le c|u - u^{(r,t)}|$ donde c es una constante que depende de la segunda derivada de la fuerza restauradora o el cambio donde c contractor de la segunda derivada de la fuerza restauradora o el cambio de rigidez tangente. Lo que implica que, cerca de la solución, el error en la (j + 1)-esima iteración de riguez de la solución, el error en la (j + 1)-esima iteración (igual a la diferencia entre $u \neq u^{(j+1)}$) es menor que el cuadrado del error en la iteración anterior.

Iteración de Newton-Raphson: (a) aplicación y fuerzas restauradoras, (b) fuerza residual Figura 9-3



Fuente: CHOPRA, Anil K. Dynamics of structures. p.177

Iteración de Newton-Raphson modificada.

Para evitar el cálculo de la rigidez tangente en cada iteración, la rigidez inicial al comienzo de un paso de tiempo puede usarse como rigidez constante en todas las iteraciones dentro de ese paso de tiempo. La convergencia es un poco más lenta debido que en cada iteración la fuerza residual R^(j) es más grande por lo que se requieren más iteraciones para lograr la convergencia.

Resumen de la iteración de Newton-Raphson modificado.

1.0 Datos iniciales

 $u_{i+1}^{(0)} = u_i \quad f_S^{(0)} = (f_S)_i \quad \Delta R^{(1)} = \Delta \hat{p}_i \quad \hat{k}_T = \hat{k}_i$

2.0 Cálculos por cada iteración, i = 1,2,3,...

2.1 Resolver.
$$\hat{k}_{\tau} \Delta u^{(j)} = \Delta R^{(j)} \Rightarrow \Delta u^{(j)}$$

22
$$u^{(j)} = u^{(j-1)} + \Lambda u$$

2.3
$$\Delta f^{(j)} = f_c^{(j)} - f_c^{(j-1)} + (k_T - k_T) \Delta u^{(j)}$$

(j)

2.4
$$\Lambda R^{(j+1)} = \Lambda R^{(j)} - \Lambda f^{(j)}$$

3.0 repetir para las siguientes iteraciones. Reemplazar j por j + 1 y repetir los pasos 2.1 a 2.4.

Resolución del método de Newmark.

Ya desarrollada la iteración de Newton-Raphson para resolver una ecuación de equilibrio no lineal que controla el problema estático. En el análisis dinámico, la finalidad es determinar los valores de las respuestas u_{i+1} , \dot{u}_{i+1} , y \ddot{u}_{i+1} en el tiempo i+1 que satisfacen a la ecuación (B.8) la cual se puede escribir como

$$(f_s)_{i+1} = p_{i+1}$$
 (B-31)

Donde

$$(f_s)_{i+1} = m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + (f_s)_{i+1}$$
(B-32)

si se incluye la inercia y las fuerzas de amortiguamiento en la definición de la fuerza restauradora f_s la ecuación del análisis dinámico (B-31) tiene la misma forma que la ecuación (B-24).

por lo tanto es posible utilizar la expansión de Taylor para la ecuación (B-25) a la ecuación (B-31), interpretar $(f_s)_{i+1}$ como una función de u_{i+1} y descargar los términos de segundo orden y órdenes superiores para obtener la ecuación análoga a la ecuación (B-26):

$$(f_S)_{i+1}^{(j+1)} \simeq (f_S)_{i+1}^{(j)} + \frac{\partial f_S}{\partial u_{i+1}} \Delta u^{(j)} = p_{i+1}$$
 (B-33)

Donde

$$\Delta u^{(j)} = u^{(j+1)}_{l+1} - u^{(j)}_{l+1}$$
(B-34)

Si se diferencia la ecuación (3-16) en el desplazamiento conocido $u_{l+1}^{(j)}$ da

$$\frac{\partial f_S}{\partial u_{i+1}} = m \frac{\partial \tilde{u}}{\partial u_{i+1}} + c \frac{\partial \tilde{u}}{\partial u_{i+1}} + \frac{\partial f_S}{\partial u_{i+1}}$$

Donde las derivadas en términos de la inercia y el amortiguamiento en el lado derecho pueden determinarse a partir de las ecuaciones (B.13) y (B.14), respectivamente, las cuales se derivan de las ecuaciones (B.9 y B.10):

$$\frac{\partial \ddot{u}}{\partial u_{i+1}} = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \qquad \qquad \frac{\partial \dot{u}}{\partial u_{i+1}} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t}$$

Al juntar las dos ecuaciones anteriores y aplicamos la definición de la rigidez tangente (vista en la iteración de Newton-Raphson), resulta

$$(\hat{k}_{T})_{i+1}^{(j)} \equiv \frac{\partial f_{S}}{\partial u_{i+1}} = (\hat{k}_{T})_{i+1}^{(j)} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c + \frac{1}{\beta (\Delta t)^{2}} m$$
 (B-35)

Con la definición anterior de $(k_T)_{i+1}^{(j)}$ la ecuación (3-20) puede escribirse como

$$(\hat{k}_T)_{i+1}^{(j)} \Delta u^{(j)} = p_{i+1} - (f_S)_{i+1}^{(j)} \equiv (\hat{R})_{i+1}^{(j)}$$
 (B-36)

Al sustituir las ecuaciones (B.13) y (B.14), en la ecuación (B-32) para luego combinarla con el lado derecho de la ecuación (B-36), se obtiene la siguiente expresión para la fuerza residual:

$$\begin{aligned} \left(\hat{R}\right)_{i+1}^{(j)} &= p_{i+1} - \left(f_{S}\right)_{i+1}^{(j)} - \left[\frac{1}{\beta(\Delta t)^{2}}m + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}c\right]\left(u_{i+1}^{(j)} - u_{i}\right) + \left[\frac{1}{\beta\Delta t}m + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right)c\right]\dot{u}_{i} \\ &+ \left[\left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c\right]\ddot{u}_{i} \end{aligned}$$
(B-37)

Se puede notar que la ecuación linealizada (B-36) para la *j*-ésima iteración del análisis dinámico es similar en forma a la correspondiente ecuación (B-27) del análisis estático. Pero existe una gran diferencia en las dos ecuaciones por lo que ahora se incluyen los términos de amortiguamiento e inercia, tanto en la rigidez tangente k_{τ} , ecuación (B-35) como en la fuerza residual \hat{K} , ecuación (B-37). En la cual los términos de primero, cuarto y quinto, del lado derecho de dicha ecuación no cambian de una iteración a otra. En cambio los términos segundo y tercero de dicha ecuación (B-37), deben actualizarse con cada nueva estimación del desplazamiento $u_{ij}^{(j)}$, durante la iteración.

Por lo tanto, la ecuación (B-36) proporciona la base para el método de la iteración de Newton-Raphson. Una vez ya determinado u_{i+1} , el resto del cálculo procede tal como para los sistemas lineales; en particular, \dot{u}_{i+1} y \ddot{u}_{i+1} se determinan a partir de las ecuaciones (B.14) y (B.13) respectivamente.

Resumen del método de Newmark: para los sistemas no lineales

Casos especiales

- (i) Método de aceleración constante $\left(\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{4}\right)$
- (ii) Método de aceleración lineal $\left(\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{2}\right)$
- 1.0 Cálculos iniciales
 - 1.1 determinación del estado: $(f_s)_0 y (k_r)_0$
 - 1.2 $\ddot{u}_0 = \frac{p_0 c\dot{u}_0 (f_S)_0}{c}$
 - 1.3 Seleccione ∆t

1.4
$$a_1 = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} m + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c; \quad a_2 = \frac{1}{\beta \Delta t} m + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right) c; \quad a_3 = \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right) m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right) c$$

2.0 Cálculos para cada instante de tiempo i = 0, 1, 2, ...

2.1 inicialice
$$j = 1$$
, $u_{i+1}^{(j)} = u_i$, $(f_S)_{i+1}^{(j)} = (f_S)_i$ $(k_T)_{i+1}^{(j)} = (k_T)_i$
2.2 $\hat{p}_{i+1} = p_{i+1} + a_i u_i + a_2 \dot{u}_i + a_2 \ddot{u}_i$

3.0 para cada iteración j = 1, 2, 3, ...

3.1
$$(\hat{R})_{i+1}^{(j)} = \hat{p}_{i+1} - (f_S)_{i+1}^{(j)} - a_1 u_{i+1}^{(j+1)}$$

3.2 Verificar la convergencia; si los criterios de aceptación no se cumplen, realice los pasos 3.3 a 3.7, de lo contrario, omita estos pasos y realice el paso 4.0

3.3
$$(k_T)_{i+1}^{(j)} = (k_T)_{i+1}^{(j)} + a_1$$

3.4
$$\Delta u^{(j)} = (\hat{R})_{i+1}^{(j)} + (\hat{k}_T)_{i+1}^{(j)}$$

3.5
$$u_{i+1}^{(j+1)} = u_{i+1}^{(j)} + \Delta u^{(j)}$$

3.6 Determinación del estado de: $(f_{s})_{i+1}^{(j+1)} y(k_{T})_{i+1}^{(j+1)}$

Reemplace j por j + 1 y repita los pasos de 3.1 a 3.6; indicar el valor final como u_{i+1}

4.0 Cálculos de la velocidad y aceleración

4.1
$$\dot{u}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \left(u_{i+1} - u_i \right) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i$$

4.2
$$\bar{u}_{i+1} = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} (u_{i+1} - u_i) - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - (\frac{1}{2\beta} - 1) \bar{u}_i$$

5.0 Repetición para el siguiente paso. Reemplace i por i + 1 y aplique los pasos 2.0 a 4.0 para el siguiente paso de tiempo

9.4 Espectros respuesta elásticos e inelásticos de velocidad







Espectro de respuesta Elástica de Velocidad: (a) MMEW (b) MMNS (c) CCEW (d) CCNS (e) CONT C1 (f) CONT C3 respectivamente





Espectros inelásticos de velocidad del registro de Marga-Marga. Factor ductilidad de 1.5, 2.0 y 2.5 para: (a), (c) y (e) Componente Este-Oeste (b), (d) y (f) Componente Norte-Sur.



Figura 9-6

Espectros inelásticos de velocidad del registro de Concepción. Factor ductilidad de 1.5, 2.0 y 2.5 para: (a), (c) y (e) Componente Este-Oeste (b), (d) y (f) Componente Norte-Sur.





Espectros inelásticos de velocidad del registro de Constitución. Factor ductilidad de 1.5, 2.0 y 2.5 para: (a), (c) y (e) Componente C1 (b), (d) y (f) Componente C3.

9.5 ANEXOC

Tabla 9-1	Armadura a	flexión en vio	as v verificación.
10010 0-1	minauuraa		

			As mín	Posición	As Requerida	As Suministrada	Armadura		$M_N^+ \ge \frac{M_N^-}{2}$	$M_N^+ \ge \frac{Mn m \Delta x}{4}$
Eje	Viga	Sección	(cm²)	Armadura	(cm²)	(cm²)	(cm²)	Mn	A State of the second	
1 y 6	19	25/60	4.79	Sup	6.55	7.63	3Ø18	17.21	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	5.09	2Ø18	11.75		
	20	25/60	4.79	Sup	6.83	7.63	3Ø18	17.21	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	5.09	2Ø18	11.75		
	21	25/60	4.79	Sup	6.83	7.63	3Ø18	17.21	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	5.09	2Ø18	11.75		
	22	25/60	4.79	Sup	6.55	7.63	3Ø18	17.21	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	5.09	2Ø18	11.75		
2 y 5	17	17 25/60	4.79	Sup	16.45	19.01	5Ø22	38.39	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.8	10.18	4Ø18	22.43		
	18	25/60	4.79	Sup	16.45	19.01	5Ø22	38.39	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.8	10.18	4Ø18	22.43		
3 y 4	13	25/60	4.79	Sup	11.08	14.73	3Ø25	31.06	CUMPLE CUM	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	7.6	2Ø22	17.15		
	14	25/60	4.79	Sup	12.77	14.73	3Ø25	31.06	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	7.6	2022	17.15		
	15	25/60	4.79	Sup	12.77	14.73	3Ø25	31.06	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	7.6	2Ø22	17.15		
	16	25/60	4.79	Sup	11.08	14.73	3Ø25	31.06	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	7.6	2Ø22	17.15		
AVE	26	25/60	4.79	Sup	7.86	9.82	2Ø25	21.71	CUMPLE	CUMPLE

1		25/60	4.79	Inf	4.79	5.09	2Ø18	11.75		
	25	25/60	4.79	Sup	8.79	9,82	2025	21.71	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	5.09	2Ø18	11.75		
	24	25/60	4.79	Sup	7.22	9.82	2Ø25	21.71	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	5.09	2Ø18	11.75		
	23	25/60	4.79	Sup	8.79	9.82	2Ø25	21.71	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	5.09	2Ø18	11.75		
	1	25/60	4.79	Sup	7.86	9.82	2Ø25	21.71	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	5.09	2Ø18	11.75		
ByD	29	25/60	4.79	Sup	11.16	18.47	3Ø28	37.50	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	9.82	2025	21.71		
	28	25/60	4.79	Sup	16.32	18.47	3Ø28	37.50	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	7.34	9.82	2.025	21.71		
	27	25/60	4.79	Sup	16.66	18.47	3Ø28	37.50	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	7.72	9.82	2025	21.71		
	2	25/60	4.79	Sup	11.32	18.47	3Ø28	37.50	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	9.82	2Ø25	21.71		
C	34	25/60	4.79	Sup	10.31	11.04	3Ø22	24.12	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	7.6	2Ø18	17.15		
	33	25/60	4.79	Sup	9.8	11.04	3Ø22	24.12	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	7.6	2Ø18	17.15		
	32	25/60	4.79	Sup	8.93	11.04	3Ø22	24.12	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	7.6	2Ø18	17.15		
	31	25/60	4.79	Sup	9.8	11.04	3Ø22	24.12	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	7.6	2Ø18	17.15		
	30	25/60	4.79	Sup	10.31	11.04	3Ø22	24.12	CUMPLE	CUMPLE
		25/60	4.79	Inf	4.79	7.6	2Ø18	17.15		

9.6 ANEXO D

9.6.1 Rutina para programa Ruaumoko 2D.

Eje X- Diseño 20112000000 20 276 9 12 1 2 9.81 5 5 0.005 130 1 0110111113210 500.0001 00000000

NODES

1001110000 202.80000000 305.60000000 408.40000000 5011.20000000

165 73.5 22.4 0 0 0 9 0 0 0 166 73.5 25.2 0 0 0 10 0 0 0 167 73.5 28 0 0 0 11 0 0 0 168 73.5 30.8 0 0 0 12 0 0 0 169 73.5 33.6 0 0 0 13 0 0 0

DRIFTS 12345678910111213

ELEMENTS 111200

222300 323400 424500 525600

272 8 152 165 0 0 273 8 153 166 0 0 274 8 154 167 0 0 275 8 155 168 0 0 276 8 156 169 0 0

PROPS

1 FRAME C75x75 10140000 2135462 889776 0.5625 0.525 0.0107 0 0 0.3 0 0 0 0.06413 0.75 0 -7.01 -7.01 -5.97 5.97 0 0 0 0 00150.4 -150.4 00 0.30.212

2 FRAME C75x75 100000000 1000 889776 0.5625 0.525 0.0132 0 0 0.3 0 0 3 FRAME Muro I 10040000 1004 889776 2.275 1.45 5.1314 0 0 0 0 0 2135462 869776 2.275 1.45 5.1314 0 0 0 0 0 0 0.0297 3.625 0 0 0 5934 -5934 0 0 0.3 0.2 1 2 4 FRAME Muro I 10000000 2135462 889776 2.275 1.45 7.552 0 0 0 0 0 5 FRAME V1 25X60 10140000 2135462 889776 0.15 0.1437 0.00133 0 0.375 0.375 0 0 0 0.00626 0.6 0.6 -7.59 -7.59 -5.78 5.78 0000 0010.67 -16.11 10.67 -16.11 0.30.212 6 FRAME V2 i zq 25X60 10140000 2135462 889776 0.15 0.1437 0.00261 0 3.25 0.375 0 0 00.01249 0.6 0.6 -15.34 -15.34 -10.89 10.89 0000 0021.17 - 39.12 21.17 - 39.12 0.3 0.2 1 2 7 FRAME V3 25X60 10140000 2135462 889776 0.15 0.1437 0.00212 0 0.375 0.375 0 0 0 0.00894 0.6 0.6 -14.37 -14.37 -9.84 9.84 0000 0016.56 -30.42 16.56 -30.42 0.3 0.2 1 2 8 FRAME V4 25X60 10140000 2135462 889776 0.15 0.1437 0.00215 0 0.375 0.375 0 0 0 0.01038 0.6 0.6 -15.49 -15.49 -10.21 10.21 0000 0016.66 -31.04 16.66 -31.04 0.30.212 9 FRAME V2 der 25X60 10140000 2135462 889776 0.15 0.1437 0.00261 0 0.375 3.25 0 0 00.01249 0.6 0.6 -15.34 -15.34 -10.89 10.89 0000 0021.17 - 39.12 21.17 - 39.12 0.30.212

168 0 0 0 169 0 0 0

EQUAKE MMEW.EQF 3 2 0.02 1 100 0 0 1

9.7 ANEXOE

En el presente Anexo se mostrarán las curvas de histéresis de las vigas 1 del eje 1, la viga 2 del eje 2 y las vigas 3 y 4 del eje 3. Producto del análisis no lineal con los registros truncados por las metodologías propuestas.









Figura 9-9 Curvas de histéresis para la viga 2 truncada por. (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, en su componente este-oeste.



Curvas de histéresis para la viga 3 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, en su componente este-oeste.



Figura 9-11 Curvas de histéresis para la viga 4 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, en su componente este-oeste.



143



igura 9-12 Curvas de histéresis para la viga 1 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, en su componente norte-sur.





Curvas de histéresis para la viga 2 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, en su componente norte-sur.


Figura 9-14 Curvas de histéresis para la viga 3 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Marga-Marga de 27 de Febrero 2010, en su componente norte-sur.











Curvas de histéresis para la viga 1 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Concepción de 27 de Febrero 2010, en su componente este-oeste.



2010, en su componente este-oeste.













Curvas de histéresis para la viga 4 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Concepción de 27 de Febrero 2010, en su componente este-oeste.



Figura 9-20 Curvas de histéresis para la viga 1 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereíra. Del registro de Concepción de 27 de Febrero 2010, en su componente norte-sur.











Curvas de histéresis para la viga 3 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Concepción de 27 de Febrero 2010, en su componente norte-sur.



Figura 9-23 Curvas de histéresis para la viga 4 truncada por. (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Concepción de 27 de Febrero 2010, en su componente norte-sur.



















8 Curvas de histéresis para la viga 1 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Constitución de 27 de Febrero 2010, en su componente C3.



9-29 Curvatura So Curvatura 9-20 Curvas de histéresis para la viga 2 truncada por: (a) Trifunac & Brady, (b) Donovan, (c) Somerville, (d) Bommer & Martínez Pereira. Del registro de Constitución de 27 de Febrero 2010, en su componente C3.









