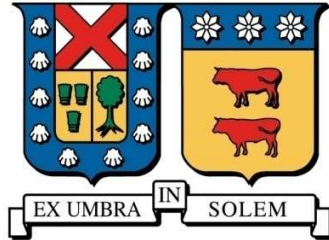


UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAISO-CHILE



**RESPUESTA SÍSMICA DE MARCOS DE HORMIGÓN
ARMADO CON DETALLES INNOVADORES PARA
LAS VIGAS EN LAS ZONAS PRÓXIMAS A LOS
NUDOS**

Memoria de titulación y Tesis de Grado presentada por:

RODRIGO ABEL LOBERA AYAVIRE

Como requisito parcial para optar al grado de:
Ingeniero Civil

Profesor Guía
Sr. René Tobar Ramos

Agosto de 2016

Agradecimientos

Mis agradecimientos a mi profesor guía el Sr. René Tobar, por su orientación y dedicación. También a mi familia por apoyarme a lo largo de estos años.

RESUMEN

Después de ocurrir un movimiento sísmico severo suele observarse que estructuras de hormigón armado que parecen estar adecuadamente diseñadas y construidas muestran una alta concentración de daño con un rápido vaciamiento del hormigón en zonas críticas, mientras que el resto de la estructura luce casi sin daños. En el laboratorio del Departamento de Obras Civiles de la UTFSM, esto también ha sido visto en ensayos de modelos a escala en mesa sísmica y en ensayos de elementos estructurales próximos a escala natural. Buscando obtener una reducción y una distribución más favorable del daño, en anteriores memorias desarrolladas en el mismo laboratorio se ha experimentado con la incorporación de estribos inclinados a 45° y suples longitudinales de corta longitud en el arranque de las vigas, habiéndose obtenido excelentes resultados en términos de estabilidad de los ciclos de histéresis, disipación de energía y control del deterioro en estas zonas críticas. Específicamente, se han realizado diez ensayos de vigas en voladizo con estos nuevos detalles, que fueron sometidas en su extremo libre a cargas cíclicas de amplitud variable, los que pueden interpretarse también como ensayos sísmicos de vigas de marcos en la zona próxima a la columna.

La intención del presente trabajo fue examinar algunos de los datos experimentales, anteriormente descritos y representar mediante un modelo analítico el comportamiento de elementos estructurales como los ensayados, para finalmente incorporarlos en un análisis sísmico tipo paso a paso de una estructura completa. Lo anterior se llevó a cabo primero mediante un análisis cuantitativo de la ductilidad, rigidez y disipación de energía, de esta manera se expresó numéricamente las ventajas que fueron observadas cualitativamente por anteriores memoristas. A partir de lo anterior, se encontró que un armado con estribos inclinados es levemente más rígido, alcanza un 60% más de ductilidad y disipa casi el triple de energía en comparación con un armado convencional. Por otro lado las simulaciones numéricas realizadas en la plataforma OpenSees, lograron reproducir de manera aproximada el comportamiento cíclico no lineal de los elementos ensayados, modelos que fueron incorporados a un marco real de hormigón armado, realizado también en la misma plataforma, permitiendo así asociar los desplazamientos en el extremo libre del voladizo con solicitaciones sísmicas reales. La hipotética respuesta del marco con estribos inclinados fue comparada con la del mismo marco pero con elementos detallados de la forma convencional, encontrándose que los estribos inclinados mejoran considerablemente la respuesta, manifestándose en un retardo en el inicio de la fluencia y en el colapso de la estructura.

ABSTRACT

It has been observed that, after a strong earthquake, reinforced concrete structures that appear to be properly designed and constructed show high concentration of damage, and rapid spalling and crushing of concrete in critical areas, which could carry the structure to collapse. At the UTFSM laboratories, this has been seen in scale models of RC cantilever beams tested quasi-statically and structural frames tested on a shaking table. Looking for a reduction and a more favorable distribution of damage, in previous experiences developed in the same laboratory, specimens with 45 degree inclined stirrups were tested achieving excellent results in terms of stability of hysteresis cycles, energy dissipation and damage control in these critical areas. The intention of this report is to examine the experimental data previously described, and to study an analytical model that represents the behavior of structural elements as those tested here, which could be incorporated into a time step seismic analysis of the complete structure.

The results indicated that cantilever beam specimens with 45 deg. stirrups could increase at least, 60% ductility, and three times the energy dissipation, as compared to conventional shear reinforcement system.

Keywords: beam, inclined stirrups, cyclic behavior, nonlinear analysis.

Contenido

Capítulo 1	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Objetivos	2
Capítulo 2	4
2. Estado del arte.....	4
2.1 Utilización de refuerzo transversal en espiral en columnas:	4
2.2 Uso de refuerzo transversal en espiral en uniones exteriores.....	5
2.3 Comportamiento cíclico de muros estructurales de hormigón armado con una red de refuerzos diagonales.....	8
2.4 Comentarios.....	10
Capítulo 3	11
3. Trabajos previos.....	11
3.1 Montaje de los ensayos:	11
3.2 Ensayos.....	12
3.2.1 Ensayos por M. Vergara:	12
3.2.2 Ensayos de B. Silva:	13
Capítulo 4	16
4. Análisis de datos	16
4.1 Parámetros de respuesta:	16
4.1.1 Parámetro de fluencia.....	16
4.1.2 Parámetro de deformación última:.....	19
4.1.3 Curvas envolventes:.....	20
4.1.4 Degradación de rigidez lateral.....	21
4.1.5 Ductilidad:.....	22
4.1.6 Disipación de energía	24
4.1.7 Relación energía -ductilidad acumulada:.....	25
4.1.8 Relación resistencia-ductilidad acumulada.	27

4.2 Evaluación del daño.....	28
4.2.1 Índice de daño de Park y Ang.	28
Capítulo 5.....	34
5. Modelo no lineal.....	34
5.2 Modelo de Giberson	34
5.1 Modelo histerético.....	35
5.1.1 Parámetros bajo una carga monotónica:	37
5.1.2 Parámetros bajo cargas cíclicas:.....	38
5.1.2.1 Parámetros de Pinching:	39
5.1.2.2 Degradación de rigidez:.....	40
5.1.2.3 Parámetros de daño:	40
5.2 Modelo teórico de ensayos cíclicos.....	41
5.2.1 Hipótesis del modelo.	41
5.2.1.1 Punto de fluencia.....	43
5.2.1.2 Punto de inicio de la degradación	43
5.2.2 Resultados de la calibración.....	44
5.2.2.1 Comportamientos monotónicos.	44
5.2.2.2 Comportamiento cíclico	45
5.3 Verificación de los modelos.	48
Capítulo 6.....	50
6. Descripción del problema estructural	50
6.1 Modelo de marco	51
6.2 Verificación de resistencia en base a la normativa vigente:	52
6.3 Materiales:	52
6.3.1 Hormigón:.....	52
6.3.2 Acero barras longitudinales:.....	52
6.3.3 Acero estribos:.....	52
6.4 Cubicación:	53

6.4.1	Peso propio:	53
6.4.2	Sobrecarga:	53
6.4.3	Peso sísmico	53
6.5	Modelo de análisis.....	54
6.6	Análisis lineal estático	54
6.6.1	Corte basal	54
6.6.2	Combinaciones de carga:.....	56
6.6.3	Desplazamiento sísmico	56
6.7	Diseño de vigas	57
6.7.1	Momentos últimos:	57
6.7.2	hipótesis de los armados en vigas.....	58
6.7.3	Diseño a flexión:	59
6.7.4	Diseño al corte:.....	61
6.6.6.1	resistencia nominal del acero.....	62
6.7.4.3	Resistencia nominal del concreto.....	62
6.7.4.4	Resistencia al corte	63
6.8	Diseño de columnas:.....	63
6.8.1	Verificación del refuerzo longitudinal.....	64
6.8.2	Análisis de flexocompresión	64
6.8.3	Diseño al corte.....	64
6.9	Verificación del nudo	65
6.10	Armados finales.....	66
6.11	Modelos no lineales de marcos de hormigón.	67
6.11.1	Modelo teórico	67
6.11.2	Verificación del Modelo en OpenSees.	69
Capítulo 7		71
7.	Respuesta de marcos:	71
7.1	Capacidad destructiva de los terremotos.....	71

7.1.1 Potencial destructivo (Araya y Saragoni), ...	71
7.2 Secuencia de Aceleraciones:.....	72
7.3 Respuesta del modelo numérico de marco sometido a solicitaciones cíclicas	74
7.3.1 Respuesta de Marcos	74
7.3.2 Respuesta de la zona del voladizo.....	76
7.4 Respuesta de distintos tipos de marco frente a otras solicitaciones:	78
7.4.1 Respuesta del voladizo, Sismo Kobe:	79
Conclusiones	82
Bibliografía	84

Índice de tablas

Tabla 4.1. Puntos de fluencia para los voladizos estudiados.	19
Tabla 4.2. Cuantificación del daño	29
Tabla 4.3. Parámetros de daño de Park & Ang para la viga V21.	30
Tabla 4.4. Evolución del estado de agrietamiento.	31
Tabla 5.5. Parámetros de calibración de la rigidez.	43
Tabla 5.6. Parámetros que controlan las curvas envolventes del comportamiento histerético.....	44
Tabla 5.7 Resultado de la calibración del modelo.....	46
Tabla 6.8. Peso propio de la estructura.	53
Tabla 6.9. Peso sísmico de la estructura.	53
Tabla 6.10. Parámetros de las secciones en el modelo estructural.....	54
Tabla 6.11. Combinaciones de carga	56
Tabla 6.12. Parámetros de desplazamiento sísmico.	57
Tabla 6.13. Momentos últimos en la viga.....	57
Tabla 6.14. Momentos máximos absolutos en el centro y extremo de la viga.	58
Tabla 6.15. Límite mínimo de refuerzo longitudinal.	59
Tabla 6.16. Límite máximo de refuerzo longitudinal.	59
Tabla 6.17. Detalle de la sección.....	60
Tabla 6.18. Verificación de los momentos nominales positivos de la sección.	60
Tabla 6.19. Momento probable de la sección de acuerdo a los resultados experimentales, llevados a escala real.	61

Tabla 6.20. Corte último de cada sección.....	61
Tabla 6.21. Resistencia al corte proporcionado por el acero.....	62
Tabla 6.22. Resistencia nominal al cortante del concreto.	63
Tabla 6.23. Verificación de resistencias al corte.	63
Tabla 6.24- Límites de cuantía de refuerzo longitudinal.	64
Tabla 6.25. Corte último según Ec 6.17.	65
Tabla 6.26. Verificación resistencia al corte último.	65
Tabla 6.27. Períodos naturales finales de la estructura con los resortes rotacionales.	70
Tabla 6.28. Propiedades de los registros sísmicos usados.	71
Tabla 7.29. Potencial de daño destructivo de algunos terremotos (Saragoni 2000).....	72
Tabla 7.30. Potencial destructivo de la secuencia sinusoidal.....	73
Tabla 7.31. Desplazamientos máximos del voladizo.....	77
Tabla 7.32. Períodos predominantes de los sismos.....	78
Tabla 7.33. Desplazamientos máximos del nodo i en el marco.	81

Índice de figuras

Figura 1.1. (a) Torre del ascensor aeropuerto dañada durante terremoto 2010 (Schnaidt 2010). (b) Ensayos cíclicos llevados a cabo por M. Vergara. (Vergara 2014).	1
Figura 1.2. Modelo tridimensional de pasarela.	2
Figura 2.3. (a) Configuración convencional AJ1S. (b) Configuración con espiral AJ1sp. (Karayannis y Sirkelis 2005).....	4
Figura 2.4 (a) Montaje experimental. (b) Ciclos de carga. (Karayannis y Sirkelis 2005).	4
Figura 2.5. (a) Estado agrietado AJ1s. (b) Estado agrietado AJ1sp. (Karayannis y Sirkelis 2005).	5
Figura 2.6. (a) Curvas de histéresis de ambos especímenes. (b) Energía acumulada. (Karayannis y Sirkelis 2005).	5
Figura 2.7. (a) Montaje experimental de Azimi (2015). (b) Esquema teórico del sistema de carga. (Azimi et al. 2015).	6
Figura 2.8.(a) Espiral rectangular simple (DCM-SINGLE), (b) Espiral rectangular doble (DCM-DOUBLE). (Azimi et al.2015).	6
Figura 2.9. a) Configuración convencional de acuerdo al código ACI 318-08, (DCM- CONVEN), b) secuencia de sollicitación cíclica. (Azimi et al. 2015).	6
Figura 2.10.(a) Disipación de energía de los especímenes estudiados. (b) Envoltente de resistencia alcanzada para un determinado nivel de desplazamiento. (Azimi et al. 2015).	7

Figura 2.11. (a) Respuesta histerética de los especímenes. (b) Abertura de las fisuras, Azimi et al. (2015).	7
Figura 2.12. (a) Muros ensayados con malla convencional en el alma (W1 y W2) y con malla inclinada en el alma (W3 y W4). (b) Vista tridimensional de la experimentación y detalle de la vista superior del armado transversal del muro. (Sittipunt et al. 2001).	8
Figura 2.13. Secuencia de desplazamiento en el extremo superior del muro (Sittipunt et al. 2001).	8
Figura 2.14. Relación carga-deformación de los diferentes muros ensayados. (Sittipunt et al. 2001).	9
Figura 2.15. (a) Estado de agrietamiento en muros. (b) Relaciones entre la energía acumulada y la ductilidad acumulada de cada muro. (Sittipunt et al. 2001).	10
Figura 3.16. Esquema del montaje de los ensayos.	11
Figura 3.17. Armado de los voladizos v21 y v30, unidades en [mm].	12
Figura 3.18. Vista tridimensional vigas V21 y V30, Vergara (2014).	12
Figura 3.19. Diagrama de histéresis del voladizo V21, ensayado a 2Hz.	13
Figura 3.20. Diagrama de histéresis del voladizo v30, ensayado a 0.02Hz.	13
Figura 3.21. Armado de los voladizos vc4 y vc6, unidades en [mm].	14
Figura 3.22. Vista tridimensional de los voladizos. (a) Viga VC6. (b) Viga VC4. Silva (2014).	14
Figura 3.23. Diagrama de histéresis del voladizo VC6, ensayado a 2Hz.	15
Figura 3.24. Diagrama de histéresis del voladizo VC4, ensayado a 2Hz.	15
Figura 4.25 Parámetros de fluencia, Park (1989). (a) Criterio 4.1.a. (b) Criterio 4.1.b. (c) Criterio 4.1.c. (d) Criterio 4.1.d.	16
Figura 4.26. Probeta V21 ensayada por Vergara (2014).	17
Figura 4.27. Probeta V30 ensayada por Vergara (2014).	17
Figura 4.28. Probeta VC4 ensayada por Silva (2014) con ganchos y estribos a 45°.	18
Figura 4.29. Probeta VC6 ensayada por Silva (2014) con ganchos y estribos a 45°.	18
Figura 4.30. Parámetro de resistencia última, Park (1989).	19
Figura 4.31. Comportamiento monotónico simulado, modelo OpenSees.	20
Figura 4.32. Curvas envolvente, sin tomar en cuenta el número de ciclos.	20
Figura 4.33. Parámetro de degradación de rigidez lateral.	21
Figura 4.34. Degradación de rigidez de los voladizos vc6, vc4, v30 y v21.	21
Figura 4.35. Curvas promedio de degradación de rigidez de cada tipo de distribución de estribos.	22
Figura 4.36. Parte de una secuencia para la evaluación de la ductilidad acumulada.	23
Figura 4.37. Ductilidad acumulada en cada ensayo estudiado.	23
Figura 4.38. Ciclo considerado para la integración numérica.	24
Figura 4.39. Energía disipada durante los ciclos de carga, voladizos con estribos inclinados.	25
Figura 4.40. Energía disipada durante los ciclos de carga, voladizos con estribos rectos.	25
Figura 4.41. Energía total disipada.	25
Figura 4.42. Ductilidad acumulada vs energía acumulada, desde la primera fluencia hasta cuando la degradación alcanza el 20% de la resistencia máxima.	26
Figura 4.43. Regresión lineal de energía acumulada vs ductilidad acumulada para cada tipo de configuración.	26

Figura 4.44. Relación entre degradación de resistencia y ductilidad, voladizos con configuración inclinada.	27
Figura 4.45. Relación entre degradación de resistencia, voladizos con estribos rectos.	27
Figura 4.46. Regresiones cuadráticas de resistencia vs ductilidad.	28
Figura 4.47. Evolución del índice de daño para la viga V21.	30
Figura 4.48. Evolución del índice de daño para la viga VC6.	31
Figura 5.49. Modelo de plasticidad concentrada de Giberson.	34
Figura 5.50. Comportamiento histerético de “Hysteretic Material”.....	36
Figura 5.51. Parámetros del material histerético “uniaxialMaterial Hysteretic”.....	37
Figura 5.52. Curva backbone. a) curva envolvente bilineal. b) curva envolvente trilineal.....	37
Figura 5.53. Curva envolvente bilineal.....	38
Figura 5.54. Carga sinusoidal aplicado al modelo explicativo.	38
Figura 5.55. Respuesta en el rango no lineal sin considerar pinching.	38
Figura 5.56. Evaluación del parámetro de pinching al modelo histerético.	39
Figura 5.57. Evaluación del parámetro de la rigidez en el modelo histerético.....	40
Figura 5.58. Evaluación del parámetro de daño debido a ductilidad. a) $\$damage1=0.1$, b) $\$damage1=0.15$	41
Figura 5.59. a) Modelo teórico representativo, θ_s rotación del resorte y θ_e rotación del elemento elástico, b) Esquema del modelo numérico empleado para simular los ensayos experimentales, unidades en mm.	42
Figura 5.60. Diferentes configuraciones en el arranque de vigas, a) VC6 con estribos inclinados y b) V21 caso convencional con alto número de estribos.....	42
Figura 5.61. Punto de inicio de la degradación de la resistencia.	44
Figura 5.62. Comparación de la curva envolvente bilineal del modelo con las envolventes experimentales en cada sentido de análisis, viga V21.	45
Figura 5.63. Comparación de la curva envolvente bilineal del modelo con las envolventes experimentales en cada sentido de análisis, viga VC6.....	45
Figura 5.64. Resultados de la calibración de los parámetros de pinching, vigas a) VC6 serie de 15mm y b) V21 serie de 18mm.	46
Figura 5.65 Resultado de la calibración del modelo numérico, viga V21.	47
Figura 5.66. Resultado de la calibración del modelo numérico, viga VC6.	47
Figura 5.67. a) Comparación entre la energía disipada acumulada por el modelo analítico y experimental viga V21, b) Comparación entre la energía disipada acumulada por el modelo analítico y experimental, viga VC6.	48
Figura 5.68. Comparación entre la energía disipada por ciclo del modelo analítico y experimental, viga V21.....	48
Figura 5.69. Comparación entre la energía disipada por ciclo del modelo analítico y experimental, viga VC6.....	49
Figura 6.70. Pasarela peatonal, estructura industrial de pórticos de hormigón armado.	50
Figura 6.71. Pasarela peatonal, estructura industrial de pórticos de hormigón armado.	50

Figura 6.72.a) Detalle de la incorporación de los voladizos en un marco, b) Plataforma equivalente que resiste cada marco. Unidades en [mm].	51
Figura 6.73. Perfil transversal de la plataforma, conformado por vigas prefabricadas (unidades en mm).	53
Figura 6.74. Modelo estructural en SAP2000.	54
Figura 6.75. Solicitaciones de momento, COMB1, COMB2 y COMB4 respectivamente (unidades en Tf-m).	57
Figura 6.76. Armado de la viga V21 a escala natural.	58
Figura 6.77. Armado de la viga VC6 a escala natural.	58
Figura 6.78. Sección de la columna, unidades en [mm].	63
Figura 6.79. Diagrama de interacción de la columna.	64
Figura 6.80. Armado de marco con estribos convencionales, V21.	66
Figura 6.81. Armado de marco con estribos inclinados, VC6.	67
Figura 6.82. Modelo analítico de marco, unidades en [mm].	68
Figura 6.83. Tipos de marcos estudiados, a) Marco con una configuración convencional con alto número de estribos en zonas adyacentes al nudo y b) Marco con estribos inclinados a 45°.	69
Figura 6.84. Modelos analíticos de marcos de hormigón.	69
Figura 6.85. Respuestas elásticas de ambos algoritmos, con período natural 0.41[s].	70
Figura 7.86. Secuencia sinusoidal.	73
Figura 7.87. Magnitudes a considerar en la respuesta de marcos.	74
Figura 7.88. Desplazamiento relativo del piso vs corte basal, configuración de corte.	75
Figura 7.89. Desplazamiento relativo del piso vs corte basal, configuración inclinada.	75
Figura 7.90. Energía acumulada disipada.	76
Figura 7.91. Esquema del voladizo estudiado en el marco.	76
Figura 7.92. Respuesta Δy en un marco con estribos rectos, V21.	77
Figura 7.93. Respuesta Δy en un marco con estribos inclinados a 45°.	77
Figura 7.94. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.	78
Figura 7.95. Respuesta de ambos tipos de voladizo en el marco con H=4.8[m], Sismo Kobe.	79
Figura 7.96. Respuesta de ambos tipos de voladizo en el marco con H=12[m], Sismo México 1985.	79
Figura 7.97. Respuesta de ambos tipos de voladizo en el marco con H=3.2[m], Sismo Constitución 2010.	80
Figura 7.98. Respuesta de ambos tipos de voladizo en el marco con H=5.3[m], Sismo Viña del Mar 1985.	80

Capítulo 1

1.1 Introducción

Un marco especial de momento, conformado por vigas, columnas y sus conexiones está diseñado para que durante un gran terremoto la respuesta inelástica sea predominantemente de flexión, controlada y sin gran deterioro. Sin embargo en el pasado terremoto de Constitución 2010 se observó que estructuras diseñadas de acuerdo a los presentes códigos de construcción mostraron una alta concentración de daños, acompañado de un vaciamiento del hormigón en algunas zonas críticas, mientras que el resto de la estructura mostraba muy pocos daños (Figura 1.1a). Estos problemas, también han sido observados en marcos de hormigón a escala reducida en el laboratorio de la UTFSM (Figura 1.1b). Para evitar estos inconvenientes, anteriores memoristas estudiaron modificaciones que consistieron en variar de forma gradual la cuantía del refuerzo transversal e incorporar estribos inclinados. Así M. Vergara (2014) y B. Silva (2014) para sus respectivos trabajos de título llevaron a cabo ensayos de una serie de especímenes que representaban un nudo exterior a escala 1:3, los cuales fueron sometidos a una carga cíclica en el extremo libre del voladizo, con los detalles de armadura anteriormente mencionados.

La presente memoria reúne esta información con el fin de cuantificar el desempeño de estos nuevos detalles en términos de energía disipada, ductilidad, degradación de rigidez y las relaciones que puedan existir entre ellas.



**Figura 1.1. (a) Torre del ascensor aeropuerto dañada durante terremoto 2010 (Schnaidt 2010).
(b) Ensayos cíclicos llevados a cabo por M. Vergara. (Vergara 2014).**

El buen comportamiento logrado en el laboratorio hace más interesante examinar en detalle estas configuraciones no convencionales en el armado de estructuras de marcos de hormigón armado. Debido a esto, se exploran herramientas computacionales para confeccionar modelos predictivos que reproduzcan el comportamiento sísmico de una

estructura real, que en este caso ha sido un pórtico de una pasarela peatonal de uso industrial (Figura 1.2).

Como se muestra en el capítulo 7, los modelos numéricos realizados en el programa OpenSees permiten asociar los desplazamientos logrados en laboratorio con solicitaciones sísmicas reales, además de entregar una visión general del desempeño de estos detalles no tradicionales en zonas críticas de un marco de hormigón armado cuando es sometido a diferentes registros sísmicos.



Figura 1.2. Modelo tridimensional de pasarela.

1.2 Objetivos

Los objetivos de este trabajo son:

- Estudiar el comportamiento cíclico de los voladizos ensayados previamente, cuantificando sus respectivos parámetros de comportamiento.
- A partir de los resultados experimentales, sintetizar curvas de histéresis mediante un modelo analítico no-lineal en la plataforma OpenSees.
- Incorporar las simulaciones numéricas antes mencionadas en un modelo virtual de marco de hormigón armado.
- Observar y comparar la respuesta sísmica del marco virtual con estas nuevas configuraciones en las zonas cercanas al nudo.
- Relacionar las solicitaciones sísmicas en los nudos con ensayos cíclicos de laboratorio, en estas zonas críticas.

Presentación de la memoria:

Para cumplir con los objetivos, se analizarán los datos previamente obtenidos en función de algunos parámetros de comportamiento, luego se simularán las curvas de histéresis a través de un modelo computacional para finalizar el estudio con las respuestas sísmicas de marcos.

Este documento se divide en los siguientes capítulos:

Capítulo 2: se presenta una revisión del material bibliográfico acerca del empleo de barras inclinadas en estructuras de hormigón armado.

Capítulo 3: se detallan los resultados de ensayos cíclicos realizados por anteriores memoristas que son examinados en la presente memoria.

Capítulo 4: se examina cuantitativamente los datos presentados en el capítulo anterior.

Capítulo 5: junto con establecer los supuestos considerados para el modelo analítico, se explora un modelo no lineal que reproduzca el comportamiento cíclico experimental de los voladizos.

Capítulo 6: se detalla el diseño de un marco especial de hormigón armado de acuerdo a las normativas vigentes y las consideraciones del modelo no lineal.

Capítulo 7: se presentan observaciones sobre las respuestas no lineales logradas con el modelo analítico de marco, luego de ser sometido a diferentes sollicitaciones sísmicas.

Capítulo 8: se resumen las conclusiones obtenidas en esta investigación.

Capítulo 2

2. Estado del arte

Este capítulo se refiere a la experimentación realizada por diversos autores con refuerzo inclinado. La literatura presentada en este capítulo se encontró después de una extensa búsqueda y los resultados aquí mencionados fueron una base de comparación para los resultados propios, expuestos en posteriores capítulos.

2.1 Utilización de refuerzo transversal en espiral en columnas:

Karayannis y Sirkelis (2005) estudiaron el potencial mejoramiento de la capacidad sísmica de los elementos de hormigón armado, incorporando un refuerzo rectangular continuo en espiral como refuerzo de corte en la columna. El programa experimental, fue compuesto de dos uniones exteriores de marco, donde las columnas tenían una altura de 1.80 [m], con una sección transversal de $20 \times 20 [cm^2]$ y las vigas 1.10 [m] de largo con una sección transversal de $20 \times 30 [cm^2]$. La unión exterior con armado tradicional en la columna fue llamada AJ1S y la unión con refuerzo rectangular en espiral fue llamada AJ1SP, la cual tenía una inclinación de 58° con respecto al eje vertical de la columna, figura 2.3a y 2.3b respectivamente. Ambos especímenes cuyo montaje experimental es mostrado en la figura 2.4a fueron sometidos al mismo historial de carga, figura 2.4b.

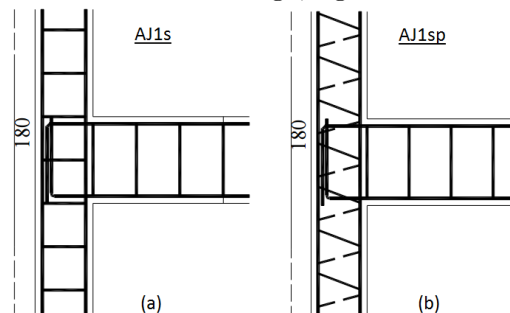


Figura 2.3. (a) Configuración convencional AJ1S. (b) Configuración con espiral AJ1sp. (Karayannis y Sirkelis 2005).

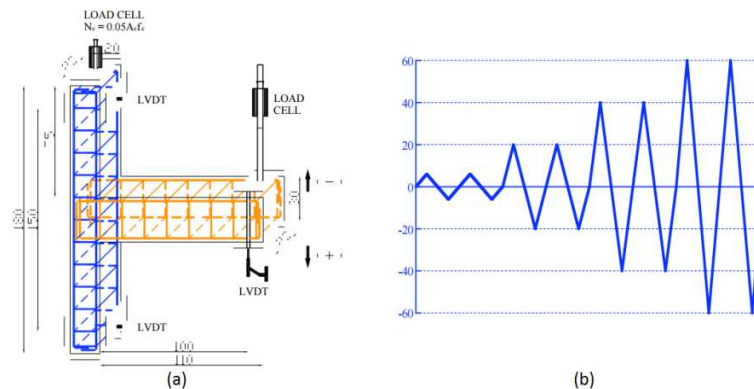


Figura 2.4 (a) Montaje experimental. (b) Ciclos de carga. (Karayannis y Sirkelis 2005).

Los autores observaron que en especímenes con armado convencional el daño fue localizado y apareció en la región crítica de la unión viga-columna. Caso contrario al espécimen con refuerzo en espiral, que exhibió daño solamente en el arranque de la viga, con formación de la rótula plástica, figura 2.5a y 2.5b respectivamente. Con respecto a la respuesta histerética, el espécimen AJ1SP mejoró la disipación de energía en un 34% con respecto al espécimen AJ1S, figura 2.6a y 2.6b.

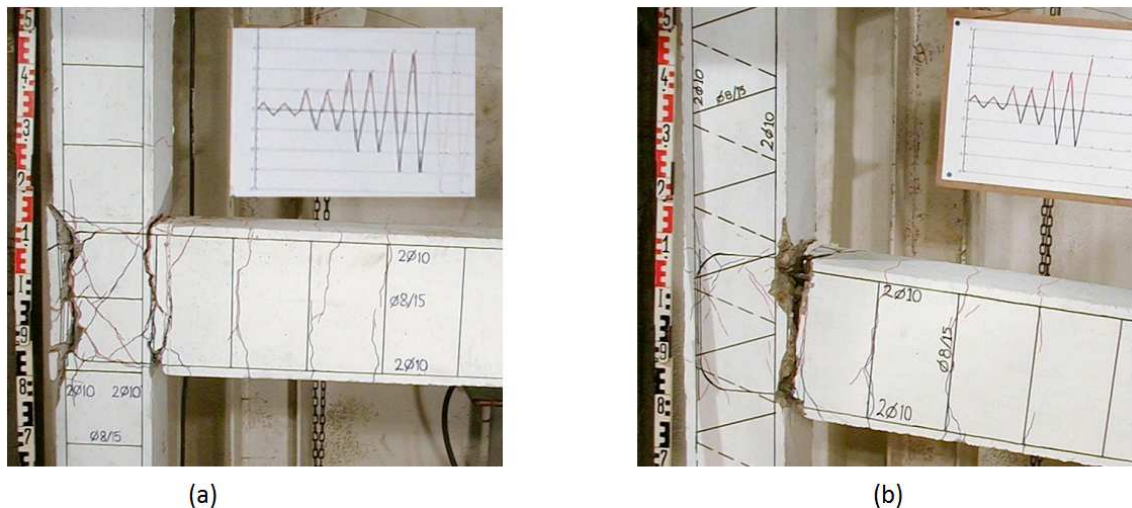


Figura 2.5. (a) Estado agrietado AJ1s. (b) Estado agrietado AJ1sp. (Karayannis y Sirkelis 2005).

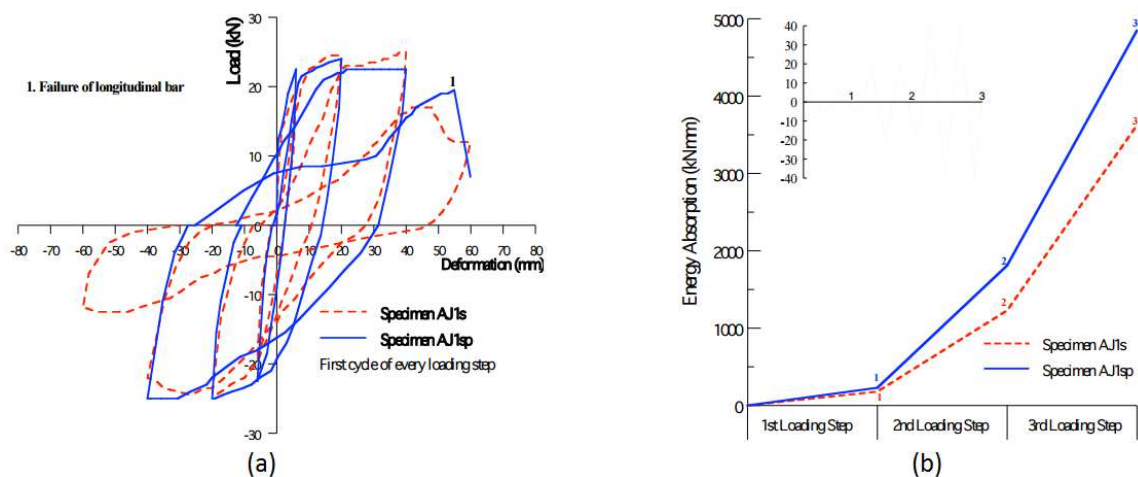


Figura 2.6. (a) Curvas de histéresis de ambos especímenes. (b) Energía acumulada. (Karayannis y Sirkelis 2005).

2.2 Uso de refuerzo transversal en espiral en uniones exteriores.

Buscando un mejor comportamiento cíclico en una unión exterior, Azimi et al. (2015) emplearon una espiral continua rectangular en la viga y columna. Su experimentación consistió en ensayar nudos exteriores a escala real (figura 2.7a y 2.7b), introduciendo una espiral rectangular simple (figura 2.8a) y dos espirales rectangulares cruzadas (figura 2.8b).

Para poder comparar los resultados, también fue ensayada una unión con armadura transversal convencional, figura 2.9a. Todos los especímenes fueron sometidos a una secuencia cíclica en el extremo superior de la columna dada por la figura 2.9b.

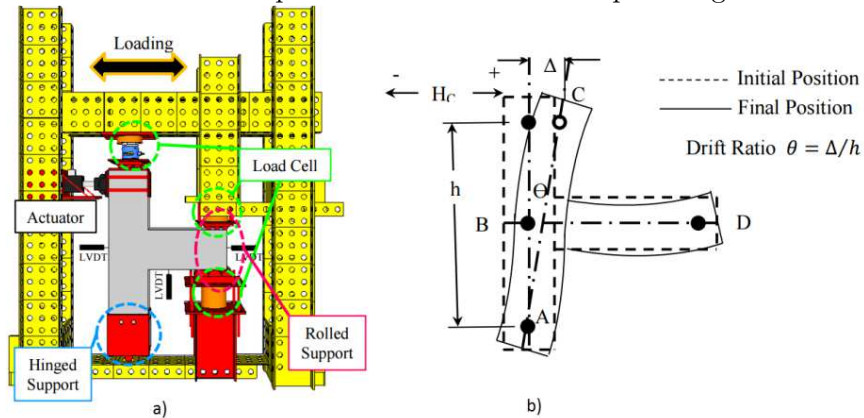


Figura 2.7. (a) Montaje experimental de Azimi (2015). (b) Esquema teórico del sistema de carga. (Azimi et al. 2015).

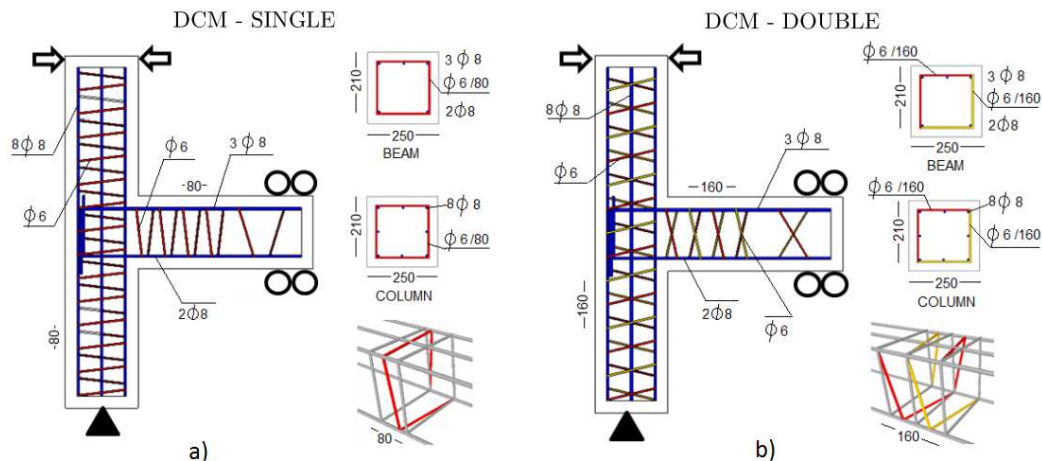


Figura 2.8. (a) Espiral rectangular simple (DCM-SINGLE), (b) Espiral rectangular doble (DCM-DOUBLE). (Azimi et al.2015).

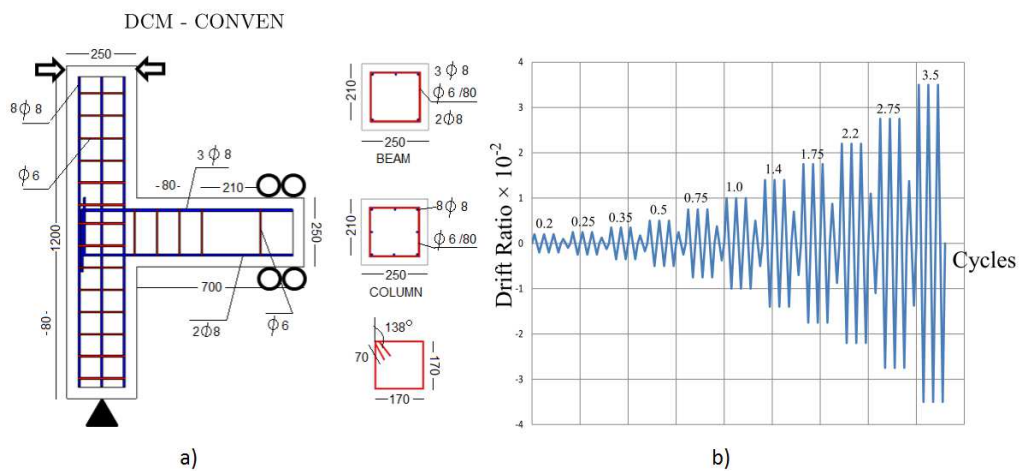


Figura 2.9. a) Configuración convencional de acuerdo al código ACI 318-08, (DCM- CONVEN), b) secuencia de sollicitación cíclica. (Azimi et al. 2015).

Los resultados obtenidos por Azimi et al. (2015) mostraron mejoras importantes en la capacidad de absorber energía en los especímenes con espiral, como se muestra en la figura 2.10a, los autores también indican que altos desplazamientos podrían ser resistidos por estas distribuciones sin tener un gran deterioro de la resistencia, como se muestra en la figura 2.10b y figura 2.11a. En ellas también se puede observar que las resistencias máximas alcanzadas para cada desplazamiento fueron similares tanto para un armado con espiral simple como doble.

Con respecto a la abertura de las grietas, los autores indican que las deflexiones y el modo de falla dependen del patrón y de la cantidad de refuerzo al corte, si bien la abertura de las fisuras en miembros de RC son usualmente acompañadas por deslizamiento a lo largo de las superficies de contacto entre ellas, los autores indican que esto es un factor clave en la transferencia de corte a través de este tipo de configuración. La investigación concluyó que las aberturas de las fisuras diagonales fueron influenciadas en gran medida por el ángulo entre el refuerzo al corte y las grietas de corte, observándose mayores anchos de fisura en la viga con estribos rectos. La figura 2.11b muestra las curvas de la apertura de la grieta para todas las muestras analizadas en el estudio.

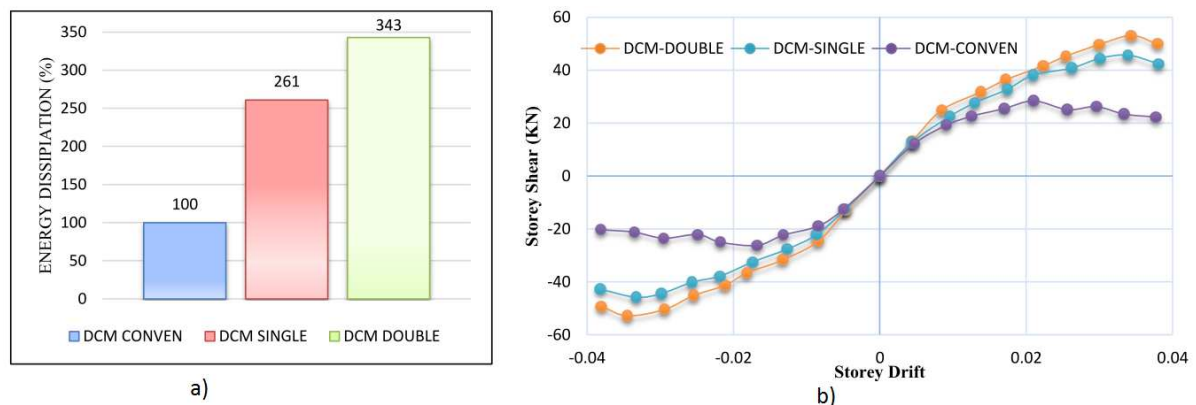


Figura 2.10.(a) Disipación de energía de los especímenes estudiados. (b) Envoltente de resistencia alcanzada para un determinado nivel de desplazamiento. (Azimi et al. 2015).

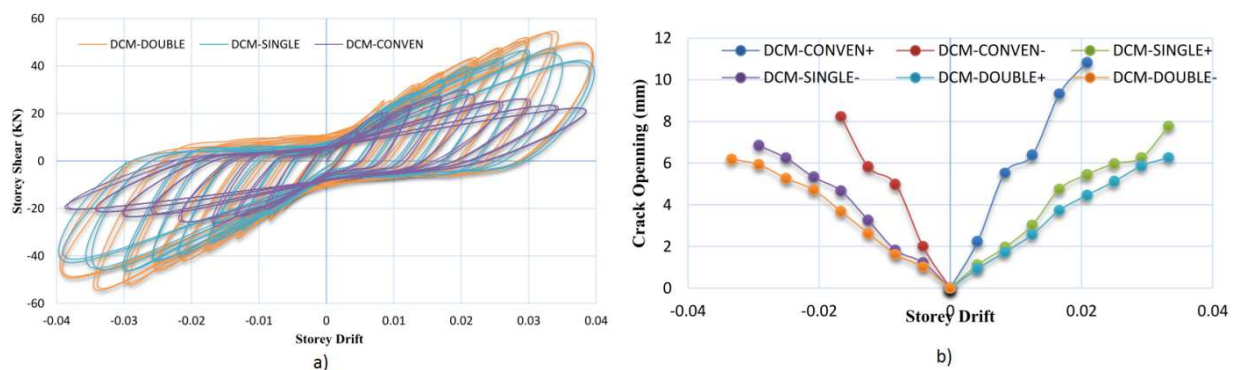


Figura 2.11. (a) Respuesta histerética de los especímenes. (b) Abertura de las fisuras, Azimi et al. (2015).

2.3 Comportamiento cíclico de muros estructurales de hormigón armado con una red de refuerzos diagonales.

Sittipunt et al. (2001) analizaron una serie de cuatro muros de hormigón armado, que fueron ensayados hasta la falla con el fin de evaluar la influencia de una red de refuerzo diagonal en la respuesta histerética, los muros fueron hechos con el mismo refuerzo longitudinal y transversal en los elementos de borde y una única malla en el alma. Los muros que son detallados en la figura 2.12a y 2.12b fueron sometidos en su borde superior a solicitaciones cíclicas como las mostradas en la figura 2.13.

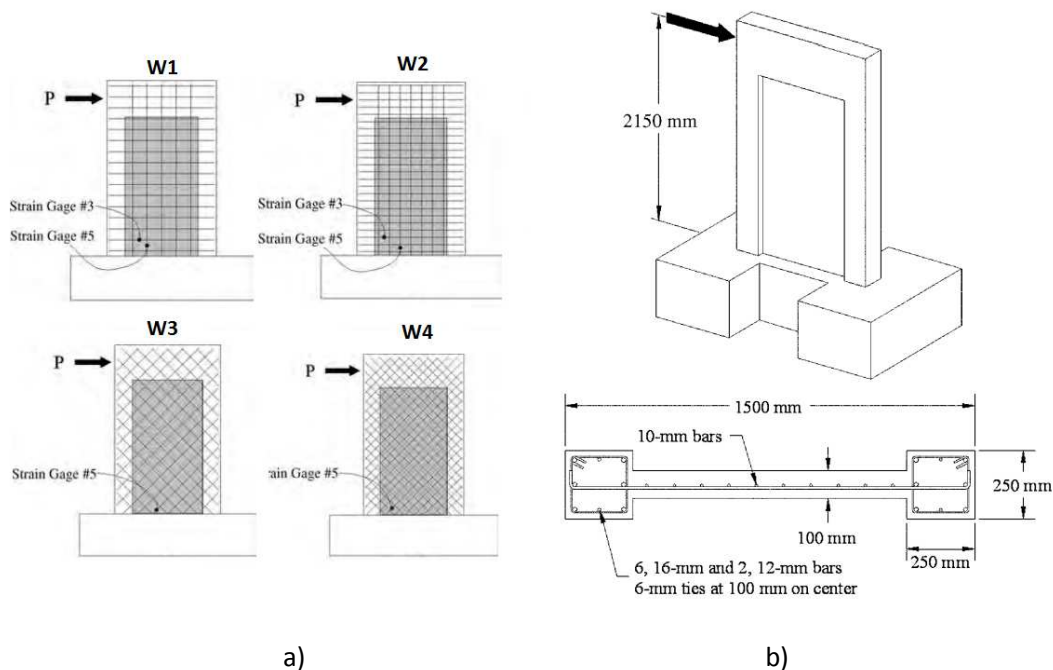


Figura 2.12. (a) Muros ensayados con malla convencional en el alma (W1 y W2) y con malla inclinada en el alma (W3 y W4). (b) Vista tridimensional de la experimentación y detalle de la vista superior del armado transversal del muro. (Sittipunt et al. 2001).

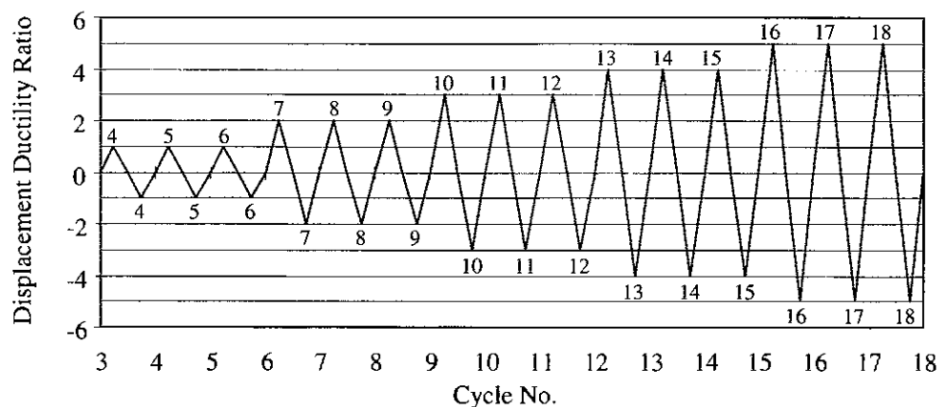


Figura 2.13. Secuencia de desplazamiento en el extremo superior del muro (Sittipunt et al. 2001).

Los autores indican que la malla de refuerzo diagonal en el alma puede significativamente mejorar la disipación de energía y prevenir el aplastamiento en el alma en los muros de hormigón, figura 2.14 y 2.15a respectivamente. La cantidad de refuerzo diagonal también tuvo una influencia sobre los cambios de la resistencia, así los muros con malla inclinada resistieron mayores cargas que los muros con refuerzo convencional, sin embargo, ésta sobre-resistencia no fue significativa para muros con una alta razón de refuerzo en el alma. Los autores observaron dos modos de falla característicos en los muros, que fueron el aplastamiento en el alma para los muros W1 y W2 (malla convencional en el alma) y aplastamiento de los elementos de borde en los muros W3 y W4 (malla inclinada en el alma), figura 2-15a. También indican un incremento en la pendiente de la curva de energía disipada y razón de ductilidad acumulada para los muros con refuerzo diagonal, indicando así la habilidad para disipar mayor energía en un mismo nivel de ductilidad en comparación con muros con una malla convencional, figura 2-15b.

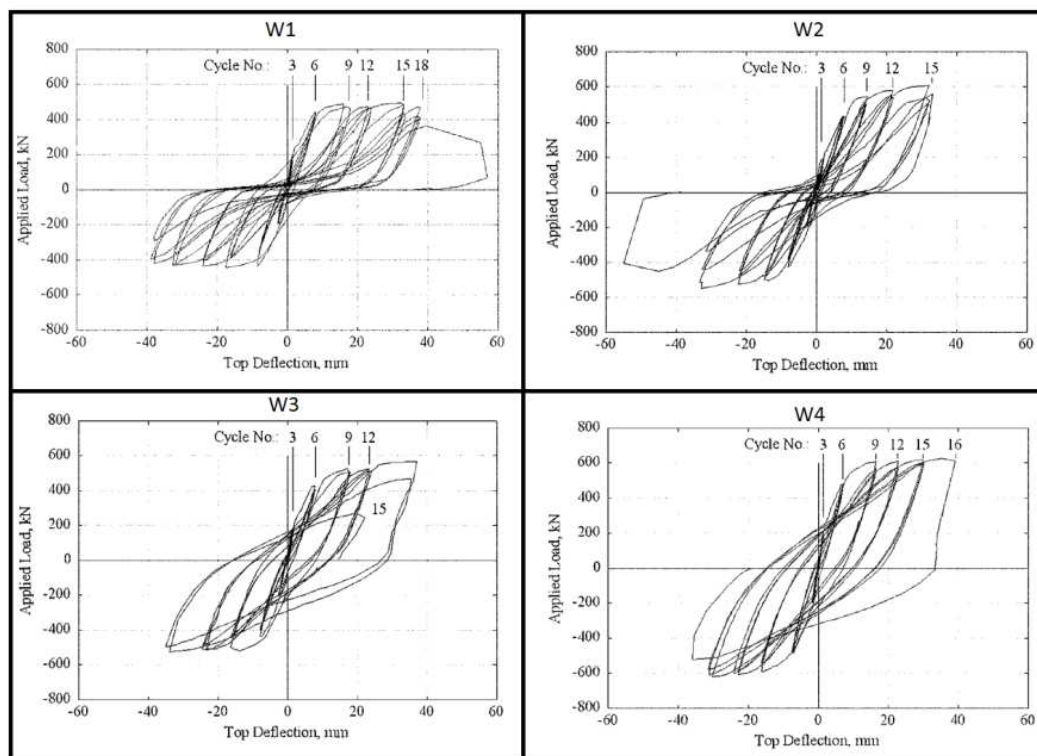


Figura 2.14. Relación carga-deformación de los diferentes muros ensayados. (Sittipunt et al. 2001).

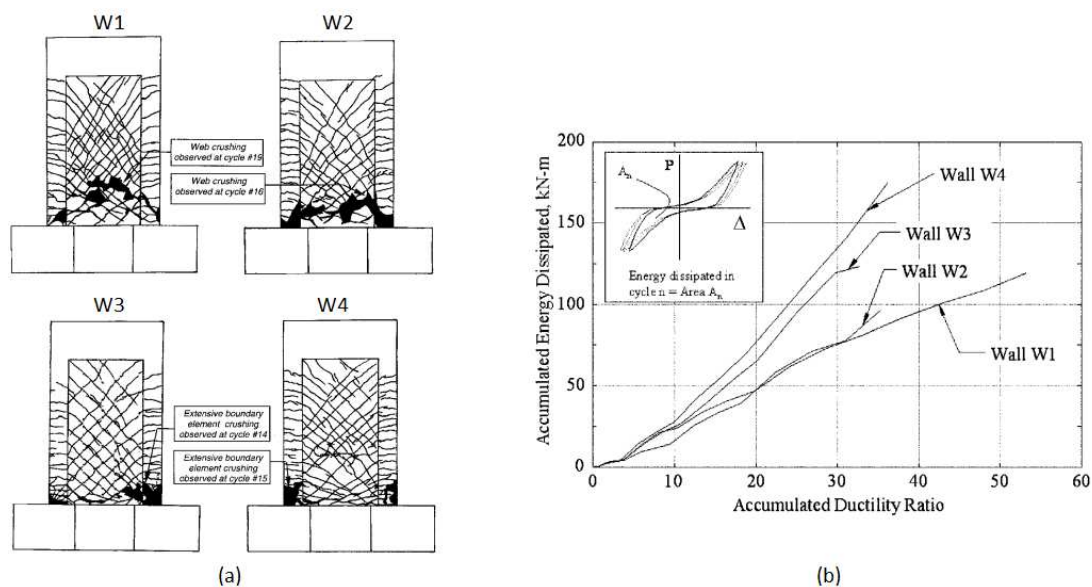


Figura 2.15. (a) Estado de agrietamiento en muros. (b) Relaciones entre la energía acumulada y la ductilidad acumulada de cada muro. (Sittipunt et al.2001).

Nota: a pesar de ser un artículo que esta fuera del alcance de esta memoria, se citó, ya que se observaron similares comportamientos cíclicos y tipos de agrietamiento con los especímenes estudiados en posteriores capítulos.

2.4 Comentarios

A partir de la bibliografía encontrada se puede decir que los armados con refuerzo inclinado presentan en general un leve aumento de la resistencia e impiden el apresurado deterioro del hormigón, ya que la compresión en esta etapa agrietada se realiza por un sistema acero-hormigón, al contrario de un arreglo tradicional en que toda la compresión se deposita sobre el hormigón. La mejor transferencia de esfuerzos de corte en la superficie de contacto de las fisuras hace que el cierre de grietas se realice sin un apresurado deterioro, por lo que observan ciclos amplios de histéresis, al contrario de una configuración con estribos rectos, que producto del daño en el voladizo las grietas crecen en magnitud lo que se manifiesta en un fuerte pinching o estrechamiento en las curvas de histéresis. La mayor permanencia del hormigón circundante en los refuerzos longitudinales se traduce también en un menor deterioro cíclico de adherencia a lo largo de las barras longitudinales, permitiendo así que estas alcancen niveles mayores de esfuerzos, en comparación a un elemento con armado convencional.

Cabe mencionar además que las observaciones realizadas por anteriores memoristas, las cuales se refieren a la cantidad de ciclos que soporta la viga antes del vaciamiento y la trabazón de los fragmentos de hormigón en la armadura transversal intentaran ser cuantificadas en posteriores capítulos.

Capítulo 3

3. Trabajos previos

Este capítulo presenta una descripción general del programa experimental llevado a cabo en el laboratorio de la UTFSM, junto con los resultados obtenidos por anteriores memoristas en ensayos de vigas en voladizo con armados especiales en zonas próximas al nudo.

3.1 Montaje de los ensayos:

Todas las experiencias se desarrollaron en el sistema MTS del laboratorio de Ingeniería Sismoresistente del Departamento de Obras Civiles. Se empleó un actuador hidráulico MTS-244 que impone desplazamientos cíclicos en el extremo libre del voladizo, a 40[cm] de la cara de la columna, la fuerza fue medida por una celda de carga ubicada en el cabezal del actuador y los desplazamientos fueron medidos con el LDVT interno que el actuador posee. Los datos fueron recogidos por el sistema de adquisición de datos HP75000, junto con registros videográficos y fotográficos capturados con la cámara NAC Hot Shot Mega SC, complementándolo con una cámara Panasonic con sensor 3MOS (figura 3.16). Más detalles de los equipos mencionados y del montaje experimental se pueden encontrar en las memorias de Ovalle (2004), Moreno (2012), Vergara (2014) y Silva (2014).

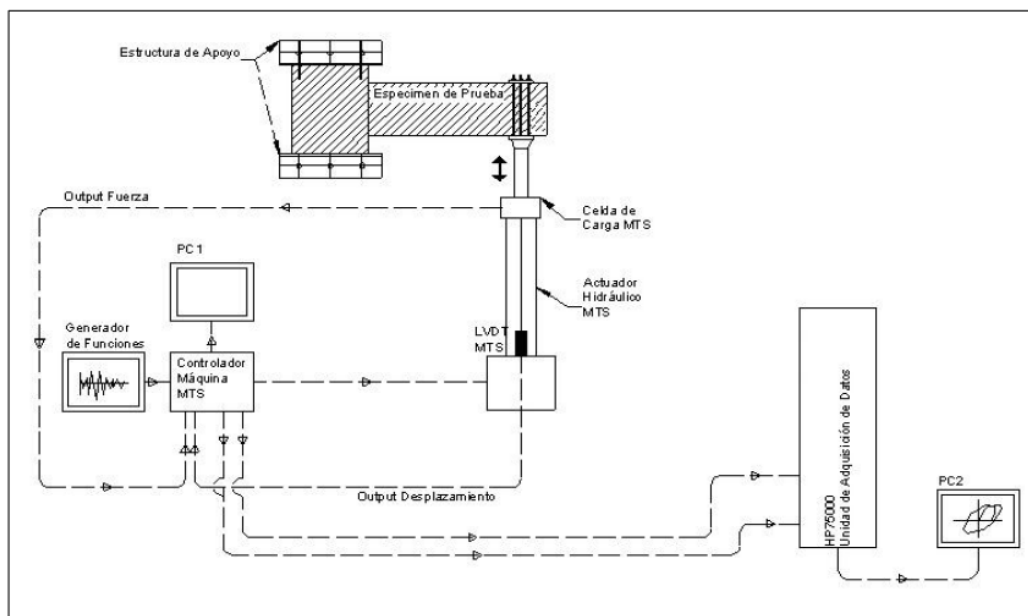


Figura 3.16. Esquema del montaje de los ensayos.

3.2 Ensayos

A continuación se presentan los armados especiales que fueron ensayados por Vergara (2014) y Silva (2014). Se revisa solo los resultados que son de interés para el presente trabajo. Más información se puede encontrar en sus respectivas memorias de título.

3.2.1 Ensayos por M. Vergara:

Vergara (2014) ensayó voladizos que incluyen barras de corta longitud en el arranque de las vigas y alternó la separación entre los estribos. El autor concluyó que el alto confinamiento y el armado longitudinal variable, logran un desplazamiento de la falla desde la columna, junto con una mayor longitud de la zona de agrietamiento. Además se comprobó, un leve aumento de la ductilidad. Estas observaciones están referidas a los voladizos V21 y V30 que emplearon el tipo de hormigón H-40, junto con barras longitudinales A440-280H de 8[mm] de diámetro, suples de longitud 10 y 20[cm] con acero de refuerzo transversal tipo AT56-50H de 4.2[mm] de diámetro, cuyo armado es mostrado en las figuras 3.17 y 3.18.

Las figuras 3.19 y 3.20 muestran las respectivas respuestas obtenidas de las vigas V21 y V30 en una relación carga-desplazamiento.

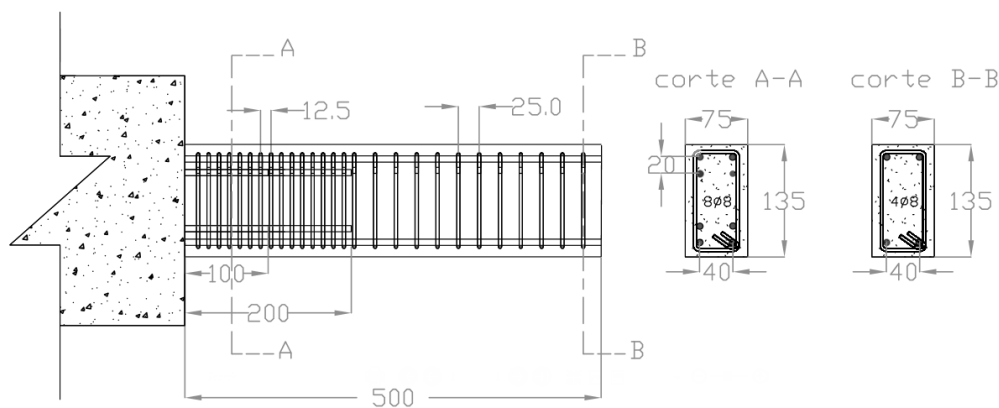


Figura 3.17. Armado de los voladizos v21 y v30, unidades en [mm].

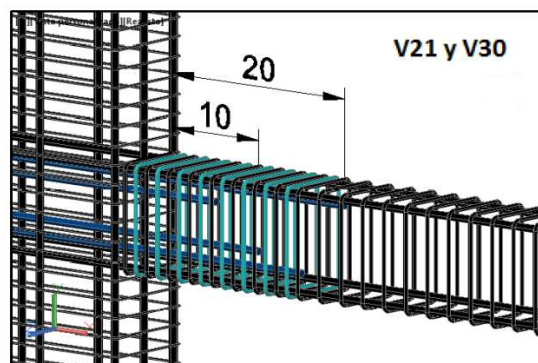


Figura 3.18. Vista tridimensional vigas V21 y V30, Vergara (2014).

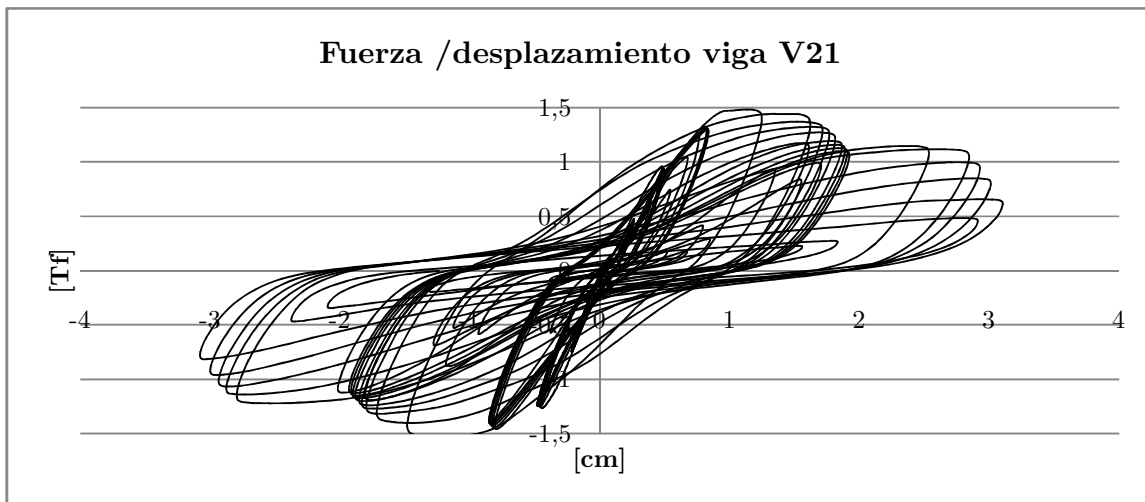


Figura 3.19. Diagrama de histéresis del voladizo V21, ensayado a 2Hz.

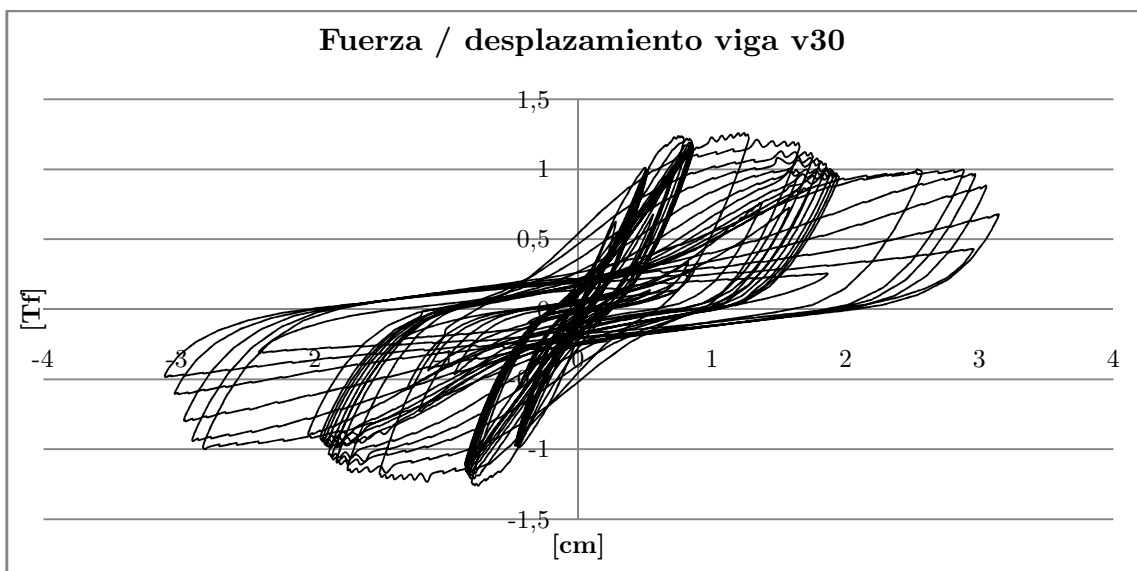


Figura 3.20. Diagrama de histéresis del voladizo v30, ensayado a 0.02Hz.

Cabe mencionar que las vigas V21 y V30 fueron ensayadas a una velocidad de carga de 2 y 0.02 [Hz] respectivamente. Ambas probetas idénticas en armado, presentaron diferencias de resistencias máximas del orden de un 20%, que según Ovalle (2004) son atribuibles a la velocidad de carga.

3.2.2 Ensayos de B. Silva:

Silva (2014) realizó seis ensayos de vigas en voladizo, que fueron compuestas de estribos inclinados a 45°, suples longitudinales de corta longitud en el arranque de las vigas y ganchos de unión entre los estribos. Se observó que los especímenes que tienen los estribos conectados en sus extremos (figura 3.21), fueron capaces de resistir mayor número de

ciclos, mostrando una respuesta estable y disipando gran cantidad de energía. La anterior descripción está referida a los resultados de las vigas gemelas VC6 y VC4, cuyos materiales empleados en su construcción fueron hormigón H-40, con acero en barras longitudinales tipo A440-280H de 8[mm] de diámetro, con acero en estribos tipo AT56-50H de 4.2[mm] de diámetro y suples de longitud 12 y 20[cm].

Para evitar el movimiento de los estribos a lo largo de las barras longitudinales en estados avanzados de agrietamiento, se introdujeron trabas de unión al centro y a los costados entre los estribos en las vigas VC6 y VC4, mostradas en las figuras 3.22a y 3.22b respectivamente.

Nota: El historial de desplazamiento impuesto en el extremo libre de cada una de las probetas estudiadas en este capítulo se encuentra en el anexo A.

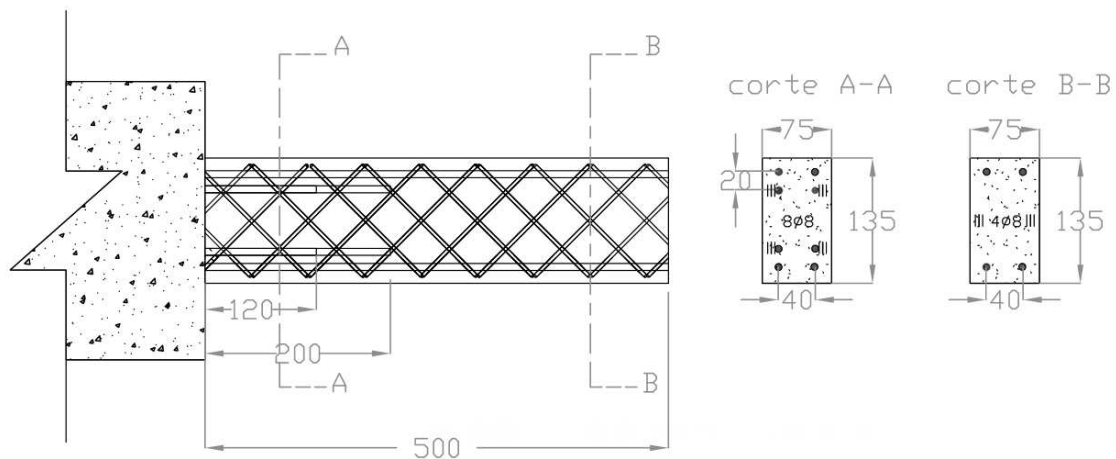


Figura 3.21. Armado de los voladizos vc4 y vc6, unidades en [mm].

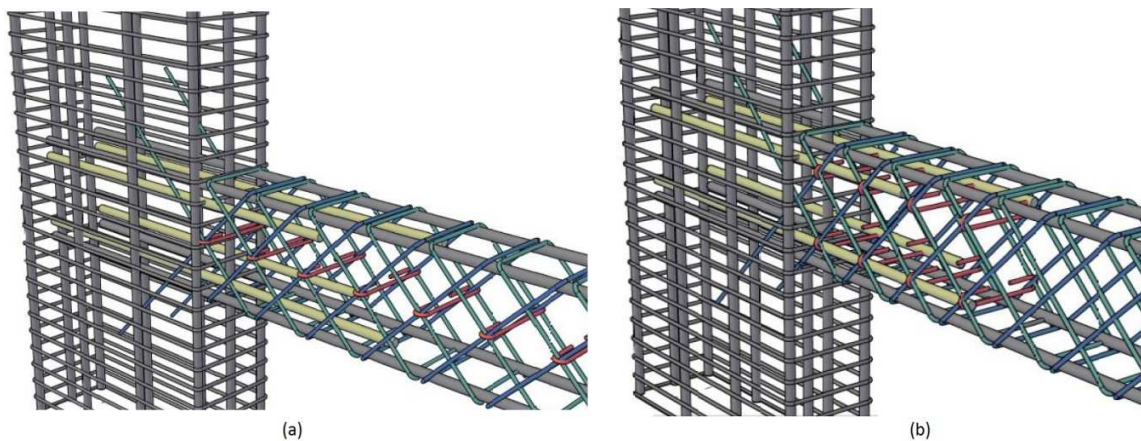


Figura 3.22. Vista tridimensional de los voladizos. (a)Viga VC6. (b) Viga VC4. Silva (2014).

Las figuras 3.23 y 3.24 muestran las respectivas respuestas cíclicas en una relación carga-desplazamiento de las vigas VC6 y VC4.

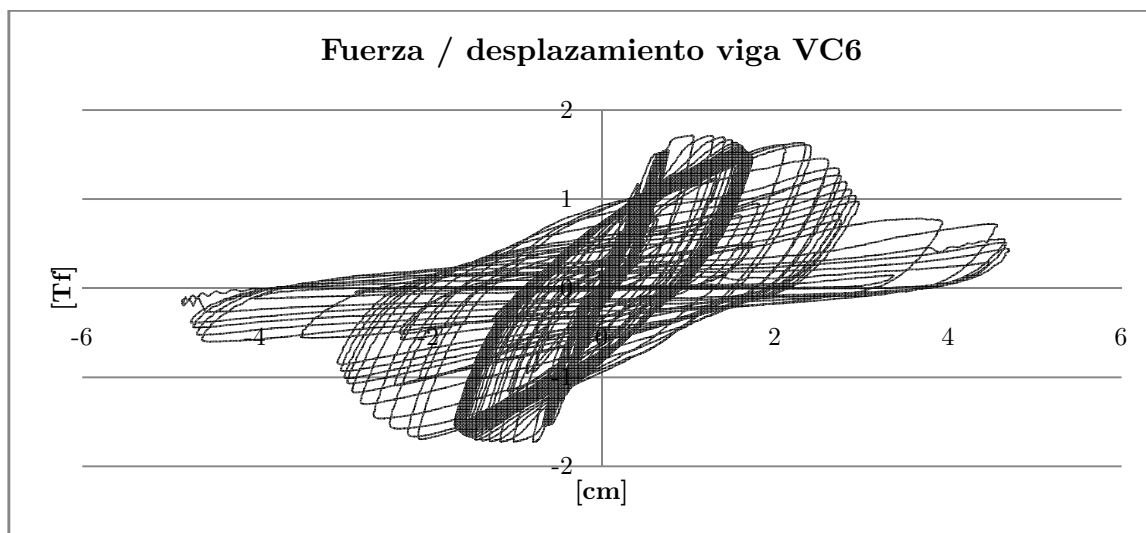


Figura 3.23. Diagrama de histéresis del voladizo VC6, ensayado a 2Hz.

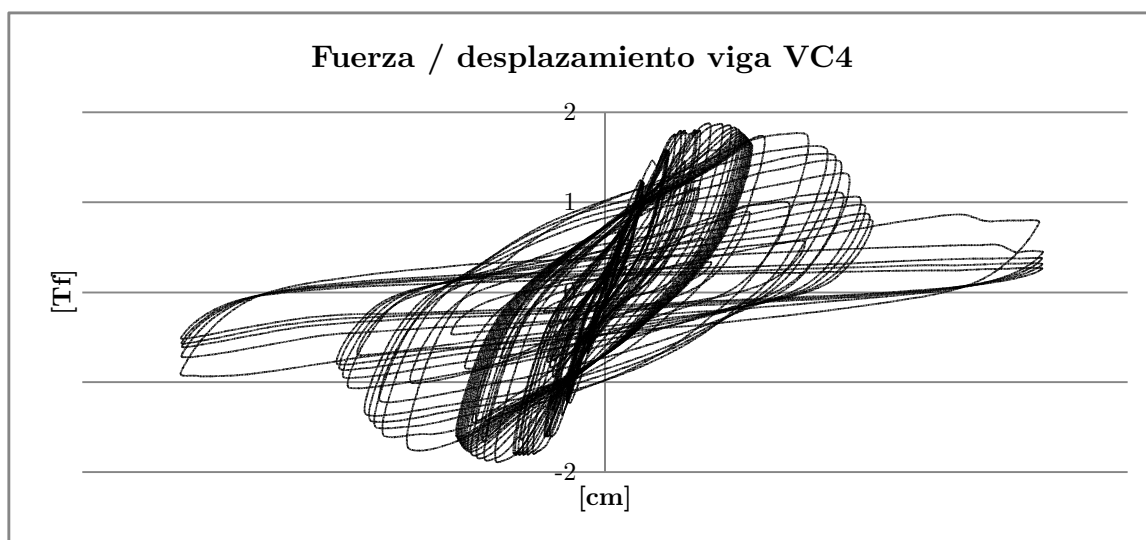


Figura 3.24. Diagrama de histéresis del voladizo VC4, ensayado a 2Hz.

Nótese la gran cantidad de ciclos que se desarrolla a un desplazamiento de 15[mm], la forma amplia de las curvas de histéresis y el leve aumento de las resistencias máximas, en comparación a las anteriores vigas presentadas. Todas las vigas poseen prácticamente el mismo refuerzo longitudinal y solo varía el tipo de refuerzo al corte.

Capítulo 4

4. Análisis de datos

En este capítulo son analizados los resultados de los voladizos VC6, VC4, V21, y V30 descritos en el capítulo 3. El primer par posee estribos inclinados a 45° , ensayados por Silva(2014) y tomados como representativos de una configuración inclinada, mientras que las vigas V21 y V30 ensayadas por Vergara(2014) son llamadas en este capítulo como una configuración convencional con alto confinamiento.

4.1 Parámetros de respuesta:

4.1.1 Parámetro de fluencia

De acuerdo a lo expuesto por Park (1989), cuando se calcula los factores de ductilidad, la definición de deformación de fluencia a menudo causa dificultad en su identificación en una curva carga-deformación y suele definirse de las siguientes formas:

- El desplazamiento cuando ocurre la primera fluencia en el sistema (figura 4.25a).
- El desplazamiento de fluencia de un sistema elastoplástico equivalente con la misma rigidez elástica y carga última como el sistema real (figura 4.25b).
- El desplazamiento de fluencia de un sistema elastoplástico equivalente con la misma energía absorbida del sistema real (figura 4.25c).
- El desplazamiento de fluencia de un sistema elastoplástico equivalente con rigidez elástica reducida pasando por un punto ubicado a un 75% de la resistencia máxima o la primera fluencia, considerando la que sea menor de ambas (figura 4.25d).

La definición ilustrada en la figura 4-25d fue empleada en la determinación de los puntos de fluencia de las probetas estudiadas. De esta manera se trazó una curva envolvente a partir de la respuesta histerética, se identificó el 75% de la resistencia máxima alcanzada (H_e) y posteriormente se obtuvo el desplazamiento de fluencia del sistema elastoplástico equivalente, resultados que son mostrados desde la figura 4-26 hasta figura 4-29.

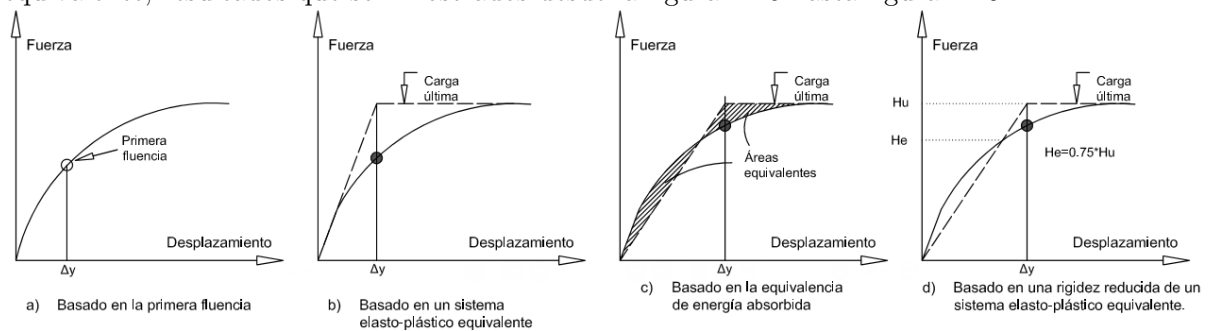


Figura 4.25 Parámetros de fluencia, Park (1989). (a) Criterio 4.1.a. (b) Criterio 4.1.b. (c) Criterio 4.1.c. (d) Criterio 4.1.d.

Configuración con estribos a 90° y alto confinamiento:

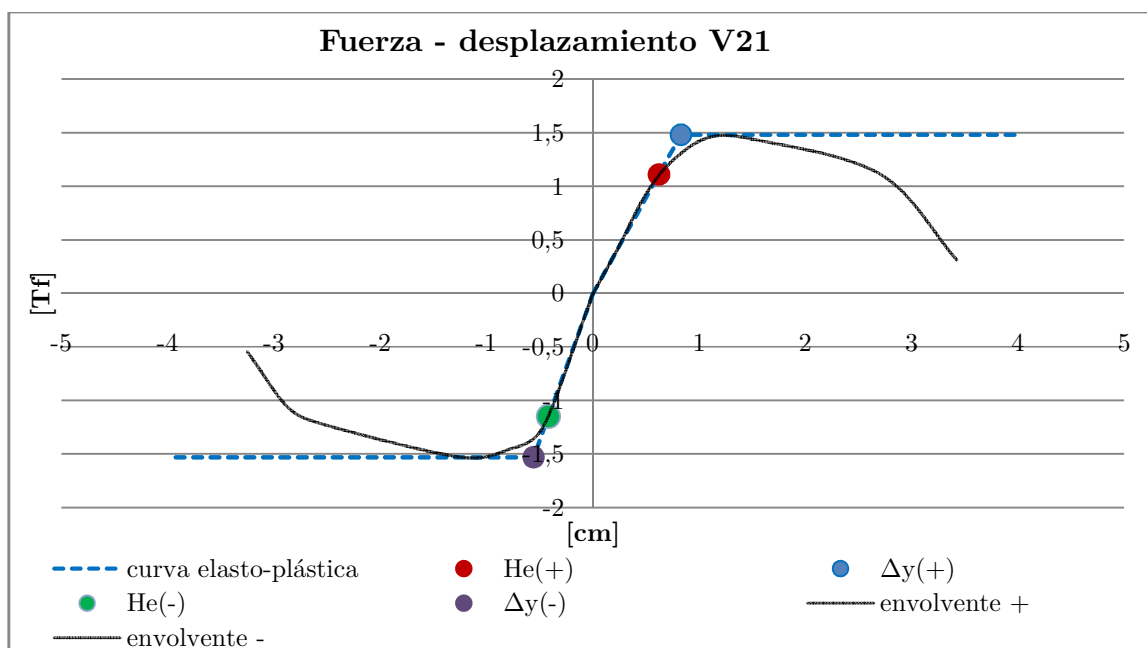


Figura 4.26. Probeta V21 ensayada por Vergara (2014).

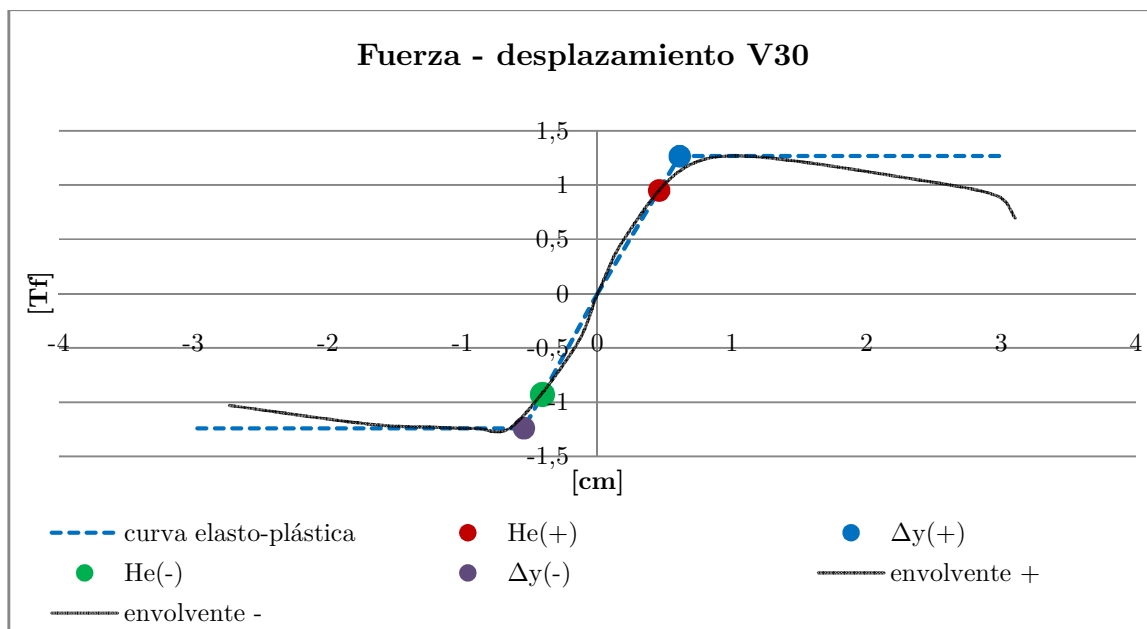


Figura 4.27. Probeta V30 ensayada por Vergara (2014).

Configuración con estribos a 45°:

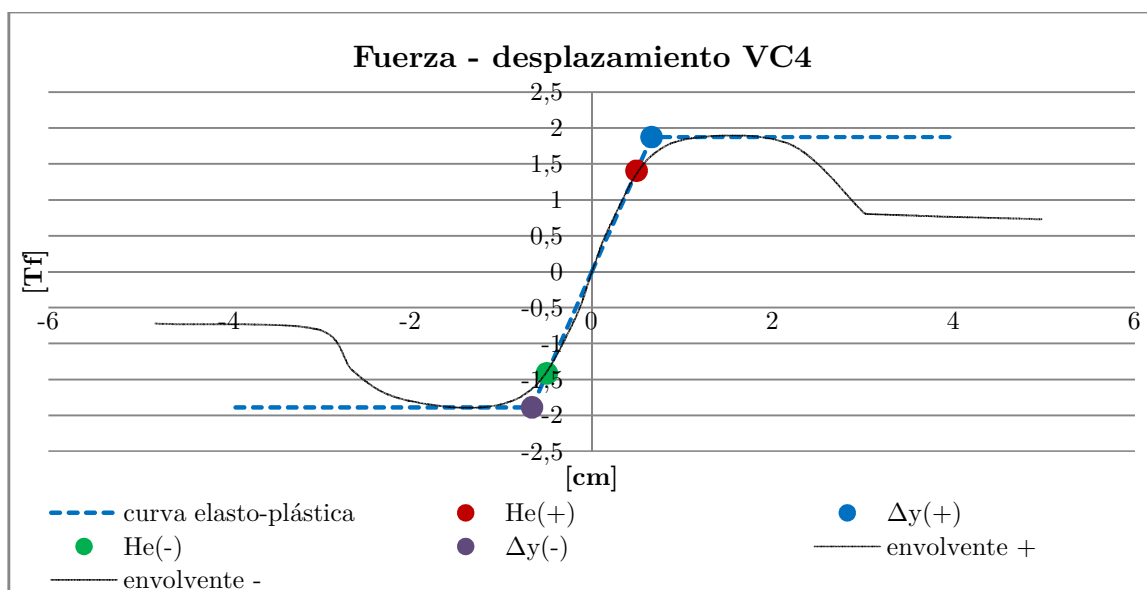


Figura 4.28. Probeta VC4 ensayada por Silva (2014) con ganchos y estribos a 45°.

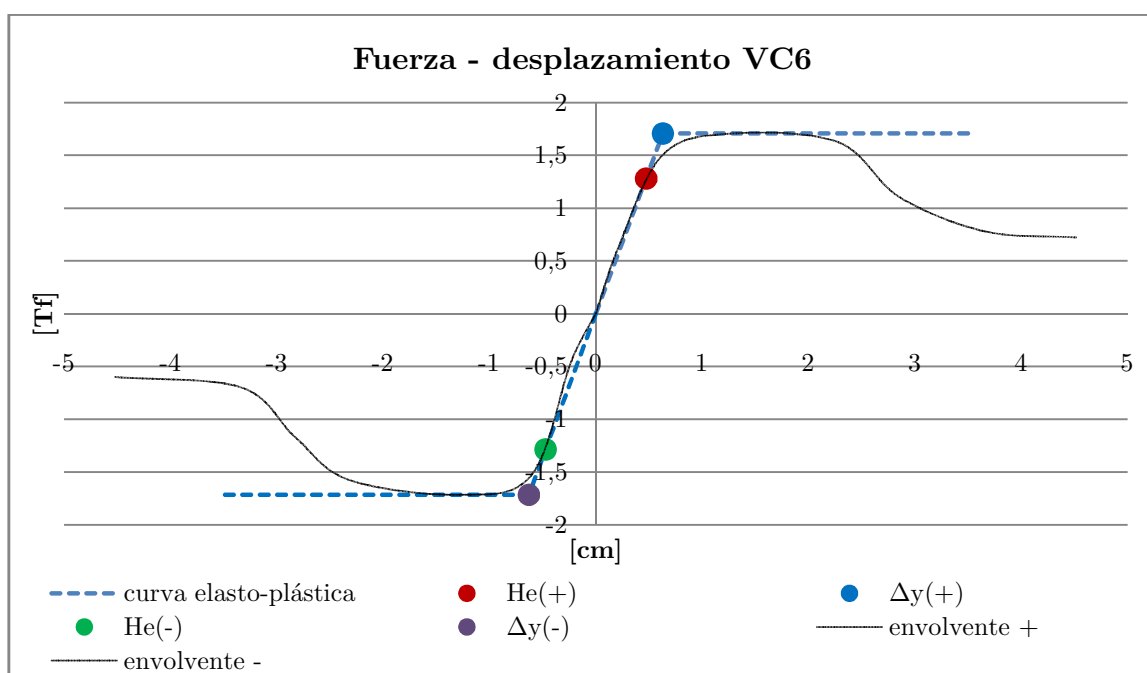


Figura 4.29. Probeta VC6 ensayada por Silva (2014) con ganchos y estribos a 45°.

Los puntos de fluencia obtenidos se resumen en la tabla 4.1 y de ella se puede decir que la configuración inclinada incrementa la resistencia de fluencia entre un 20% a 30% con respecto a las vigas con estribos a 90°.

Tabla 4.1. Puntos de fluencia para los voladizos estudiados.

	$\Delta y(+)[\text{cm}]$	$F_y[\text{Tf}](+)$	$\Delta y(-)[\text{cm}]$	$F_y[\text{Tf}](-)$
V21	0.83	1.11	-0.56	-1.14
V30	0.61	0.95	-0.55	-0.93
VC4	0.66	1.4	-0.66	-1.41
VC6	0.63	1.28	-0.63	-1.28

4.1.2 Parámetro de deformación última:

La figura 4.30 muestra las posibles definiciones para el desplazamiento último en un ensayo monotónico según Park (1989) las cuales son:

- El desplazamiento correspondiente a un valor límite particular para la deformación por compresión. Por ejemplo cuando se logra la deformación última del concreto (figura 4.30a).
- El desplazamiento correspondiente a la máxima capacidad de carga (figura 4.30b).
- El desplazamiento cuando se logra una reducción de resistencia de un 20% luego de haber alcanzado la resistencia máxima (figura 4.30c).
- El desplazamiento cuando falla el material, por ejemplo cuando se fractura el refuerzo transversal o longitudinal u ocurre pandeo por compresión (figura 4.30d).

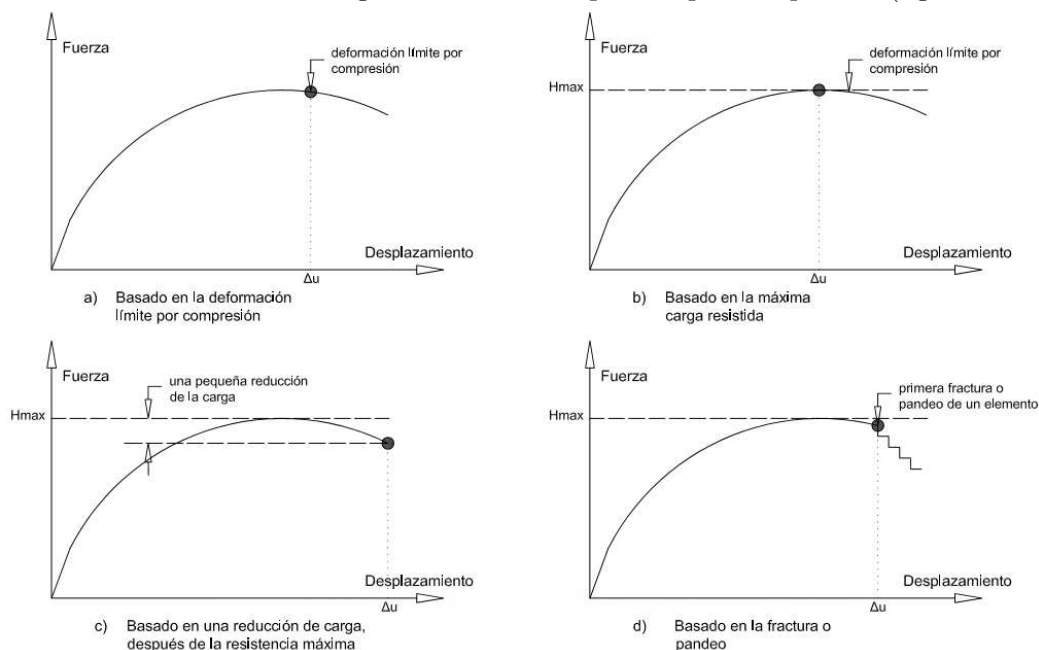


Figura 4.30. Parámetro de resistencia ultima, Park (1989).

Al no disponerse de ensayos monotónicos, el desplazamiento último se estimó a partir de un modelo de fibras realizado en la plataforma OpenSees, junto con los criterios 4.1.2.c y 4.1.2.d, cualquiera que ocurra primero.

En la figura 4.31 se presenta el resultado del modelo de fibras que simula el comportamiento del voladizo en un ensayo monotónico, algoritmo que es detallado en el anexo B.

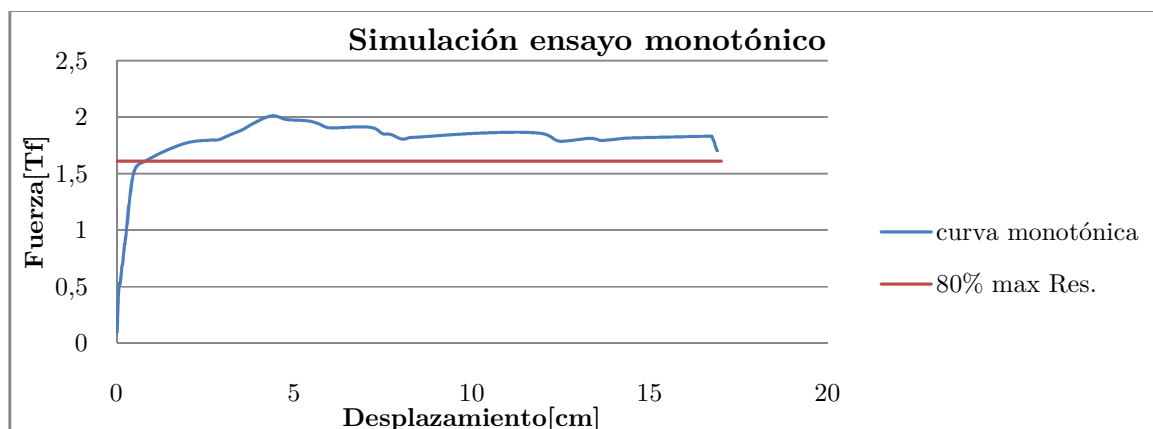


Figura 4.31. Comportamiento monotónico simulado, modelo OpenSees.

El modelo teórico indica que la fractura de los refuerzos longitudinales se alcanzaría con un desplazamiento de 16.5 [cm] en el extremo libre del voladizo, información que es utilizada en párrafos posteriores para calcular un índice de daño.

4.1.3 Curvas envolventes:

En la figura 4.32 se muestran las curvas envolventes del comportamiento cíclico en cada dirección de análisis de los ensayos V21, V30, VC4 y VC6. Esta gráfica se basó en la búsqueda de la carga máxima alcanzada para un determinado nivel de desplazamiento en cada una de las direcciones de carga.

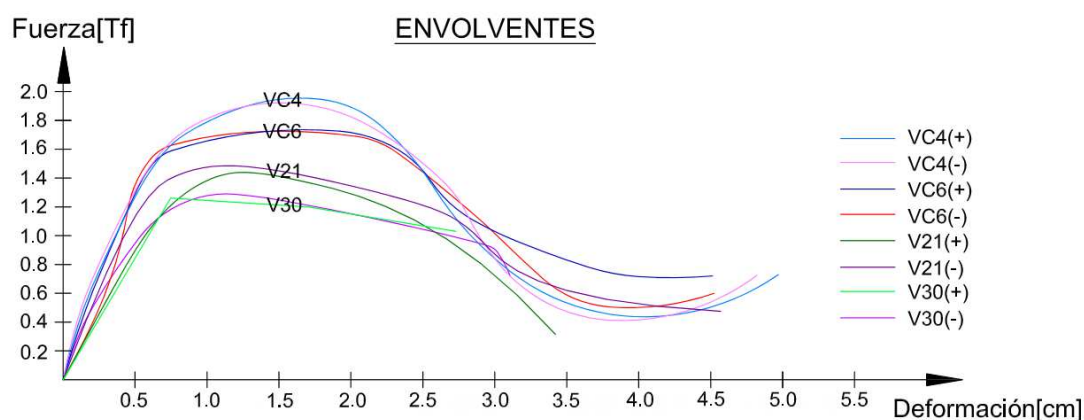


Figura 4.32. Curvas envolvente, sin tomar en cuenta el número de ciclos.

En general y sin tener en consideración el número de ciclos, se puede notar que para un mismo armado longitudinal, los voladizos con estribos inclinados a 45° mostraron ser capaces de mantener altas resistencias sin tener un importante deterioro de la misma.

4.1.4 Degradación de rigidez lateral

Para cada voladizo se obtuvo la rigidez lateral secante K_{sec} por ciclo, obtenida como la razón entre la carga máxima registrada en cada dirección de análisis y los desplazamientos horizontales asociados a esos niveles de carga como se muestra en la figura 4.33 y la Ec.(4.1).

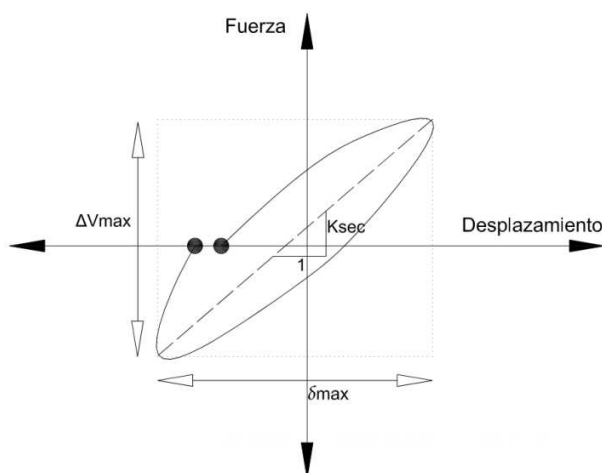


Figura 4.33. Parámetro de degradación de rigidez lateral.

$$K_{sec} = \frac{\Delta V_{max}}{\Delta \delta_{max}} \quad (\text{Ecuación 4.1})$$

En la figura 4.34 se muestra la degradación de la rigidez lateral de cada viga estudiada y en la figura 4.35 las curvas promedio de degradación de rigidez para cada tipo de configuración.

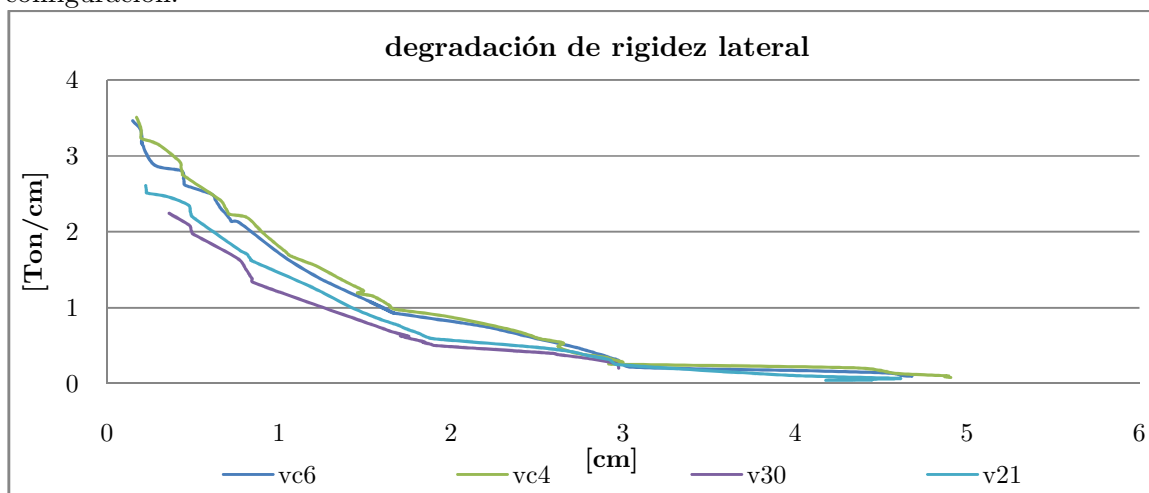


Figura 4.34. Degradación de rigidez de los voladizos vc6, vc4, v30 y v21.

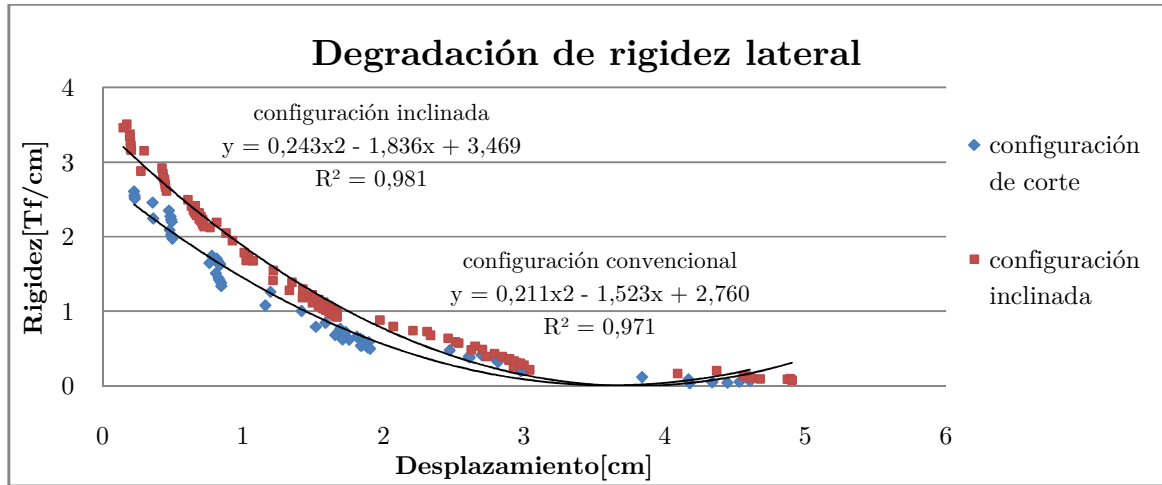


Figura 4-35. Curvas promedio de degradación de rigidez de cada tipo de distribución de estribos.

De la gráfica anterior se pueden distinguir tres etapas; la primera abarca desde los primeros ciclos hasta aproximadamente los 1.7 [cm] de desplazamiento en el extremo libre del voladizo. En esta etapa, la configuración inclinada inicia con un incremento de la rigidez de un 31% y finaliza con un 16% por sobre la configuración convencional en este tramo.

En la segunda etapa, que abarca entre los desplazamientos comprendidos de 1.7 [cm] hasta los 3.0 [cm] la rigidez de las probetas con estribos inclinados se mantuvo por sobre la configuración convencional, finalizando este tramo con igual rigidez en ambos voladizos.

En el tercer tramo desde los 3[cm] a los 4.5 [cm] no se presentaron diferencias significativas.

En conclusión, las curvas promedios de rigidez para cada ensayo, muestran que la distribución inclinada es más rígida que su homóloga convencional y se observa que para niveles bajos de desplazamiento las diferencias de rigidez son mayores y disminuyen a medida que aumenta el nivel de desplazamiento.

4.1.5 Ductilidad:

La capacidad de absorber y disipar la energía entregada al sistema de una estructura, sin perder parte importante de su capacidad resistente, recibe el nombre de ductilidad y es el cociente de la deformación alcanzada por sobre el rango elástico y el desplazamiento de la primera fluencia.

$$\mu_i = \frac{D_i}{D_y} \quad (\text{Ecuación 4.2})$$

Donde:

D_i =Desplazamiento alcanzado en el ciclo i.

D_y =Desplazamiento de fluencia.

Es útil agregar el concepto de ductilidad acumulada, que es definida en la Ec.4.3

$$\mu_{acum} = \sum_{j=1}^i \mu_i[+] + \sum_{j=1}^i \mu_i[-] \quad (\text{Ecuación 4.3})$$

Donde:

μ_{acum} =Ductilidad acumulada.

$\mu_i[+]$ =Ductilidad i en el sentido positivo.

$\mu_i[-]$ =Ductilidad i en el sentido negativo.

Así la ductilidad acumulada total de la figura 4.36 se puede escribir como:

$$\mu_{acum} = \sum_{j=1}^i \frac{\mu_1}{u_{y(+)}} + \frac{\mu_2}{u_{y(-)}} + \frac{\mu_3}{u_{y(+)}} \quad (\text{Ecuación 4.4})$$

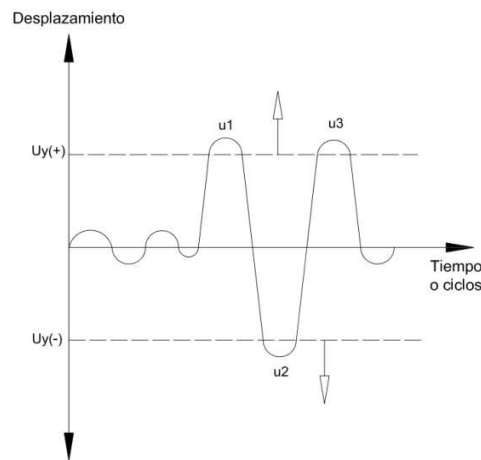


Figura 4.36. Parte de una secuencia para la evaluación de la ductilidad acumulada.

Las respuestas son acotadas hasta cuando las resistencias decaen a 0.35 [Tf] y a 0.28 [Tf] en la configuración inclinada y tradicional respectivamente, la ductilidad acumulada de estas secuencias son graficadas en la figura 4.37.

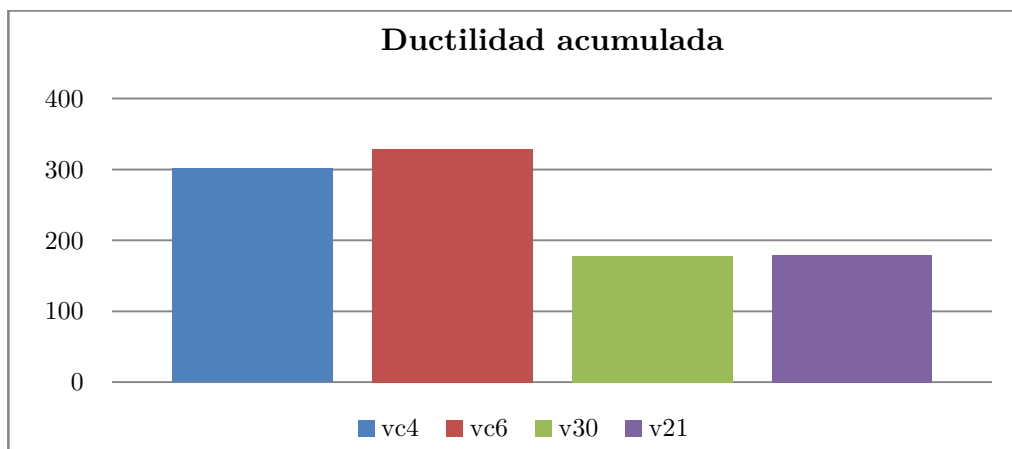


Figura 4.37. Ductilidad acumulada en cada ensayo estudiado.

La figura 4.37 indica que hay un incremento importante de la ductilidad acumulada, de un 60% en la configuración con estribos inclinados en comparación con sus homólogas con estribos rectos.

4.1.6 Disipación de energía

La capacidad de disipación de energía fue evaluada integrando numéricamente los lazos cerrados de histéresis en un registro carga-desplazamiento, figura 4.38. Más detalles de las consideraciones empleadas se pueden encontrar en el anexo C.

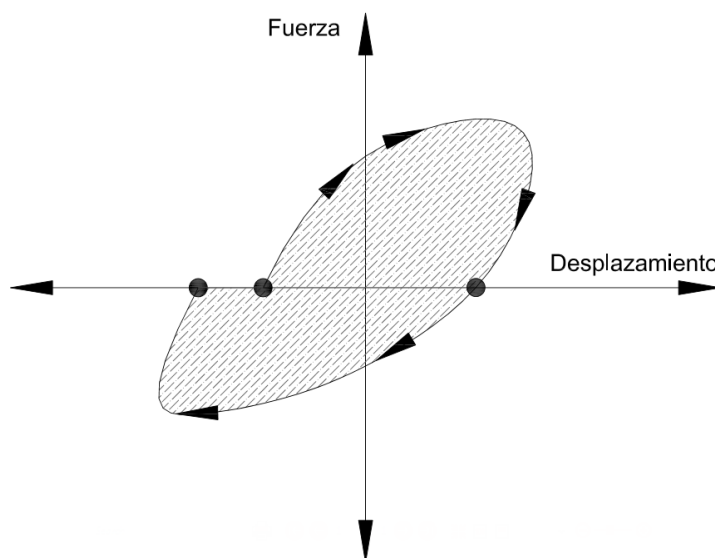


Figura 4.38. Ciclo considerado para la integración numérica.

La energía acumulada se calcula según la relación:

$$E_{acum} = \sum_{i=1}^n E_i \quad (\text{Ecuación 4.5})$$

Donde:

E_i = energía en ciclo i ;

n = número de ciclos de integración.

A partir de los resultados de energía liberada se puede decir que la configuración con alto refuerzo al corte tiene una temprana tendencia a la disminución durante cada nivel de desplazamiento, por otro lado su par con estribos inclinados mantiene un nivel de energía liberada constante en etapas tempranas y tiende a disminuir en niveles de desplazamiento superiores a las de su homólogo recto, esto puede ser visto en las figuras 4.39 y 4.40. La figura 4-41 muestra la energía total liberada de los voladizos estudiados, en ella se destaca que la configuración con estribos inclinados disipa el triple de energía que su homóloga con estribos rectos.

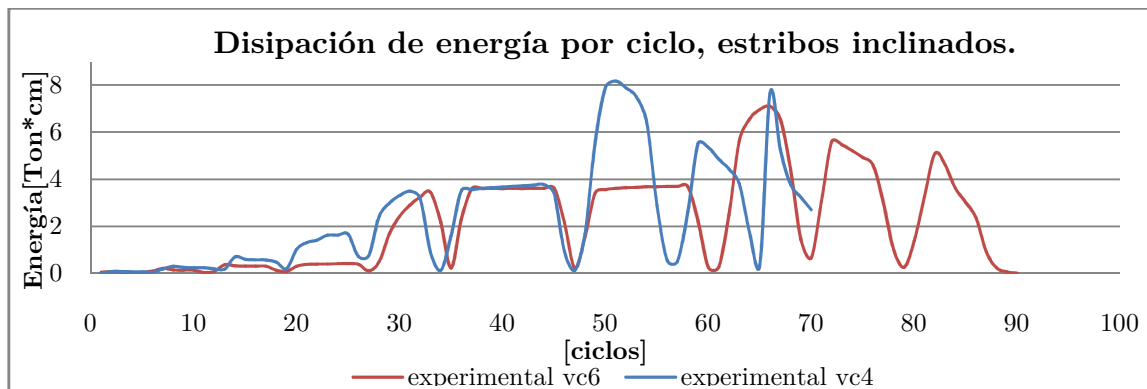


Figura 4-39. Energía disipada durante los ciclos de carga, voladizos con estribos inclinados.

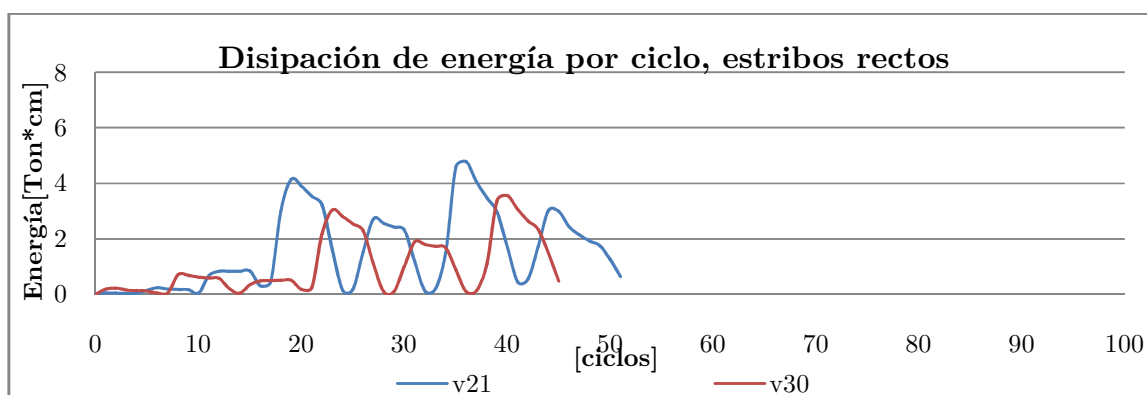


Figura 4-40. Energía disipada durante los ciclos de carga, voladizos con estribos rectos.

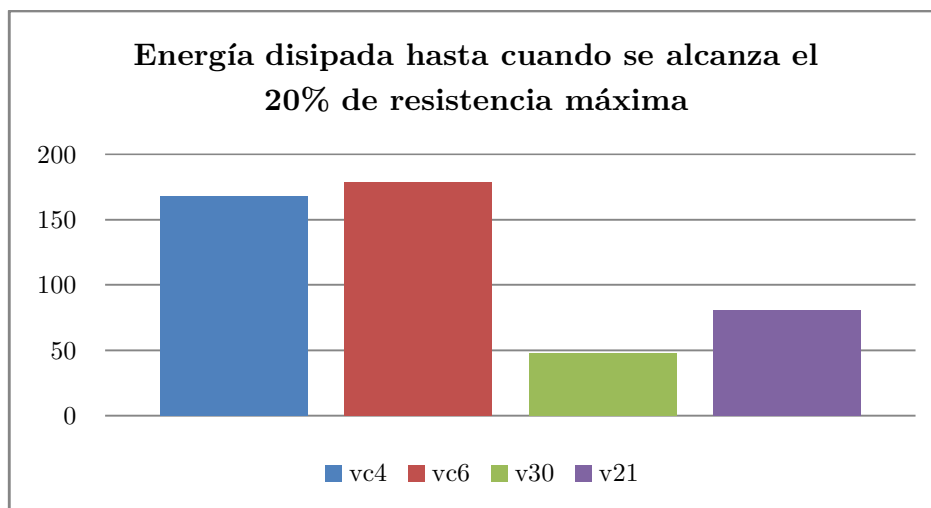


Figura 4.41. Energía total disipada.

4.1.7 Relación energía -ductilidad acumulada:

La relación energía - ductilidad acumulada, permite cuantificar la energía liberada para un mismo nivel de ductilidad, estas curvas son mostradas en las figuras 4.42 y 4.43.

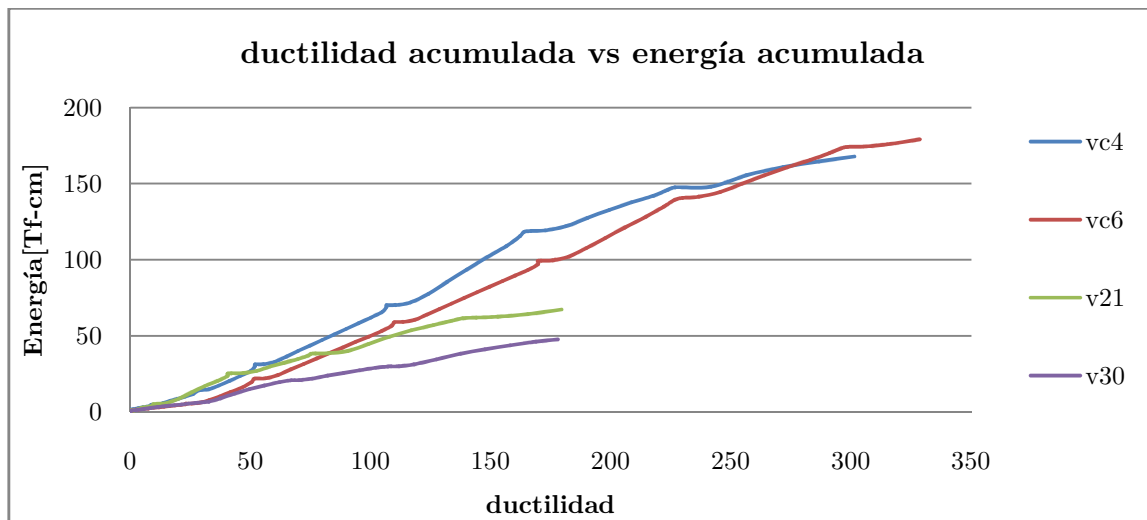


Figura 4.42. Ductilidad acumulada vs energía acumulada, desde la primera fluencia hasta cuando la degradación alcanza el 20% de la resistencia máxima

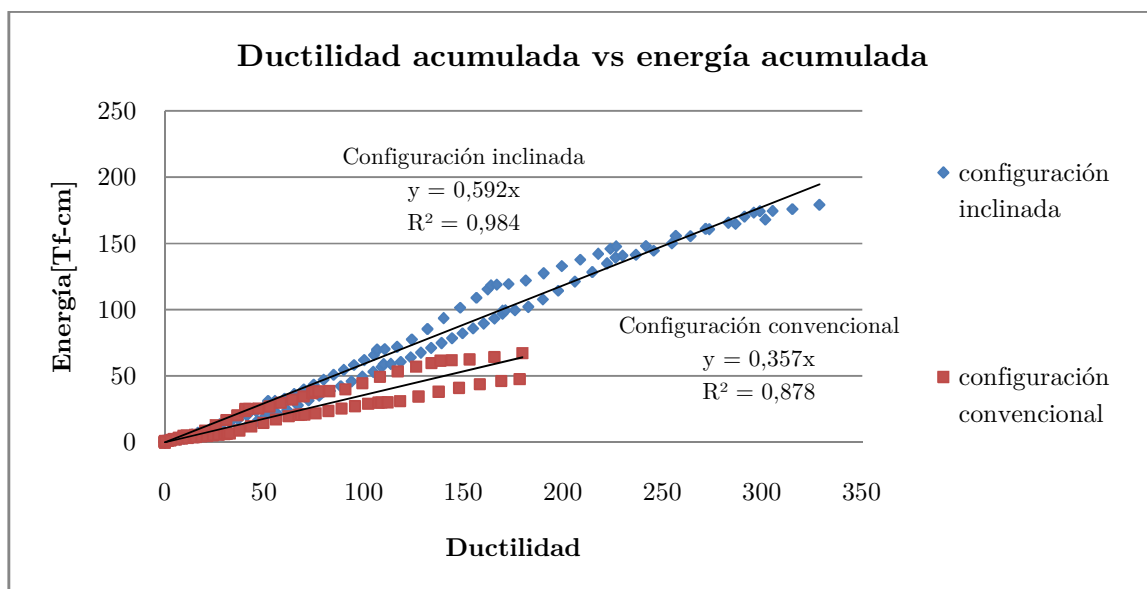


Figura 4.43. Regresión lineal de energía acumulada vs ductilidad acumulada para cada tipo de configuración.

De las anteriores gráficas se puede observar que en vigas con estribos inclinados la tasa de incremento en la curva energía-ductilidad acumulada aumentó en un 66% con respecto a la configuración convencional, además se prolonga la vida útil del espécimen en un 60% en términos de ductilidad.

4.1.8 Relación resistencia-ductilidad acumulada.

Las tendencias de degradación de la resistencia según el nivel de la sollicitación, fueron obtenidas de una relación entre la resistencia normalizada a su resistencia de fluencia y la ductilidad acumulada en cada dirección de análisis, como lo muestran las figuras 4.44 y 4-45.

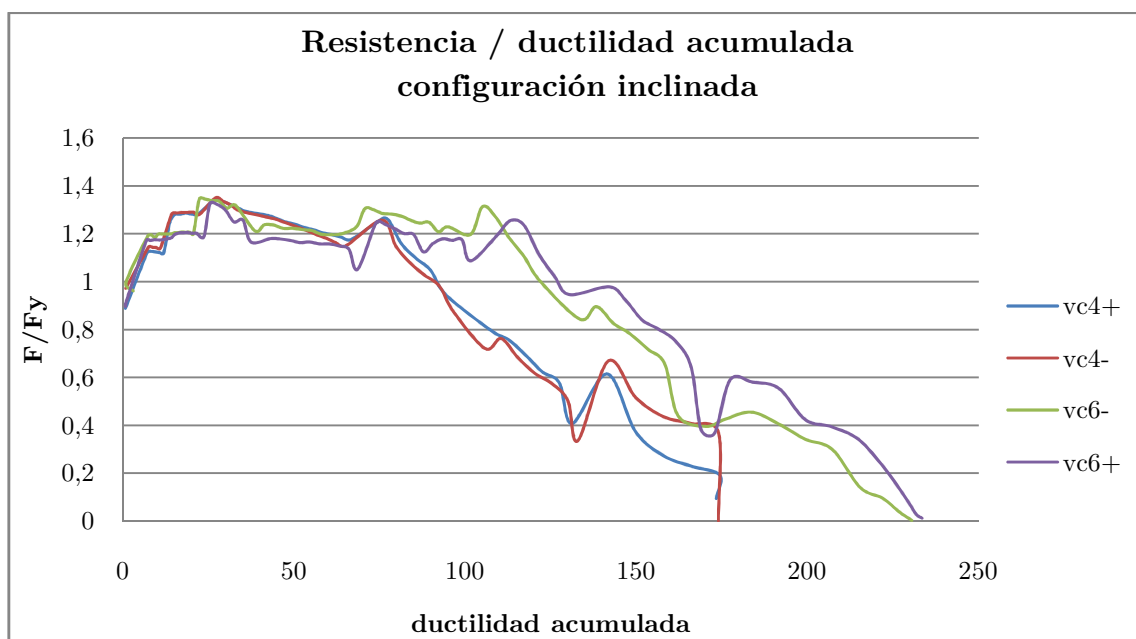


Figura 4.44. Relación entre degradación de resistencia y ductilidad, voladizos con configuración inclinada.

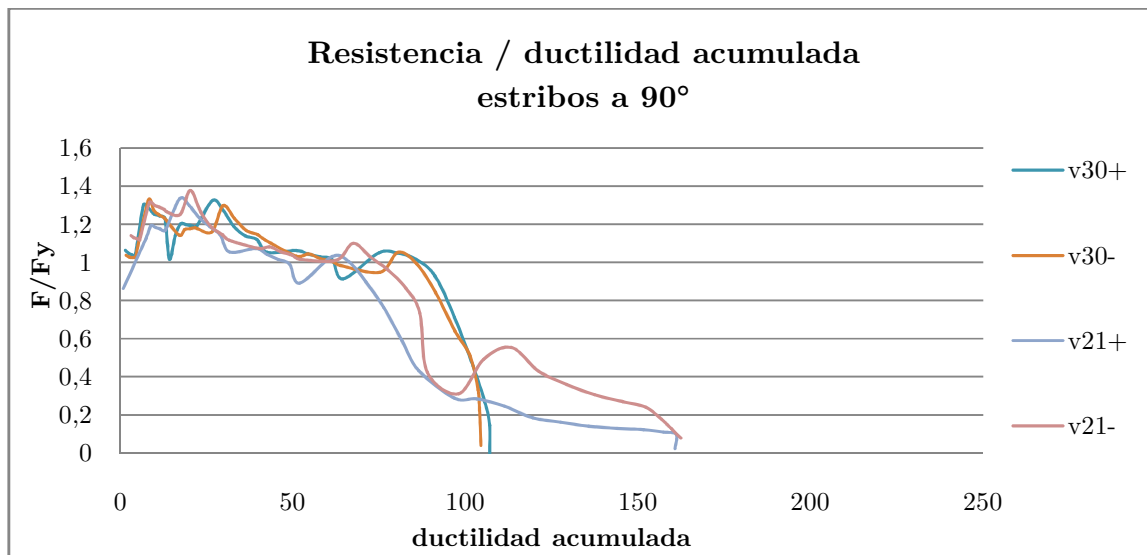


Figura 4.45. Relación entre degradación de resistencia, voladizos con estribos rectos.

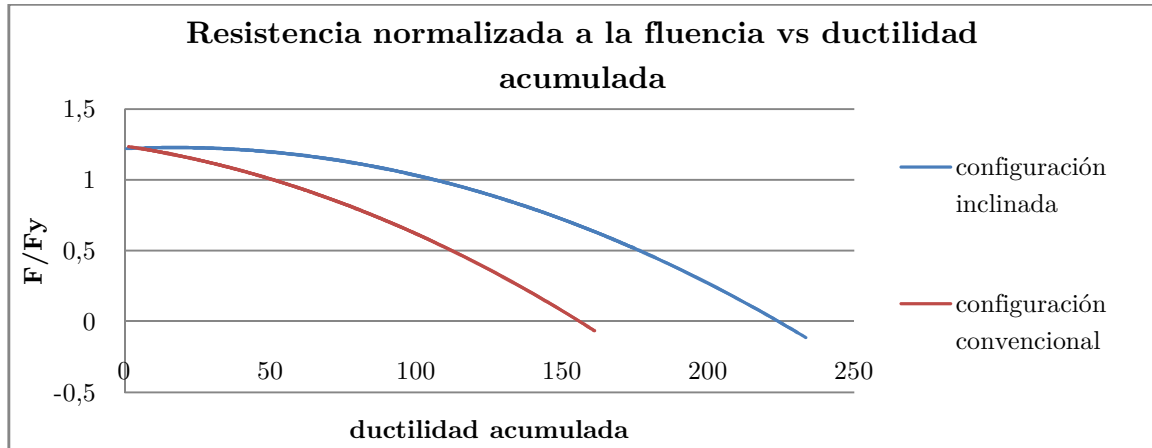


Figura 4.46. Regresiones cuadráticas de resistencia vs ductilidad.

De las gráficas anteriores y de la regresión cuadrática de los datos, figura 4.46, se observa:

- El incremento de capacidad que tiene la configuración inclinada de llevar un nivel de resistencia elevado con mayor ductilidad acumulada que sus homólogos con estribos rectos.
- Un aumento de la ductilidad acumulada del orden de un 65% en la disposición inclinada con respecto al armado con estribos rectos cuando la resistencia cae por debajo de la resistencia de fluencia.

4.2 Evaluación del daño

Los parámetros anteriormente mencionados permiten cuantificar el daño estructural en base a índices que relacionan la ductilidad y la energía disipada. Diversos autores han propuesto índices para evaluar el daño en una estructura, siendo uno de los primeros el de Park y Ang(1984).

4.2.1 Índice de daño de Park y Ang.

Este índice de daño es uno de los más usados y fue introducido por Park y Ang en 1984. El índice combina linealmente el daño debido a incursiones inelásticas y el daño debido al efecto de las cargas cíclicas según la Ec.4.6. El daño es ordenado en un rango de 0 a 1, siendo 1 colapso de la estructura:

$$D_{P\&A} = \frac{u_{max}}{u_{mon}} + \beta \frac{\int dE}{F_y * u_{mon}} \quad (\text{Ecuación 4.6})$$

Donde:

u_{max} : deformación máxima, bajo cargas cíclicas.

u_{mon} : deformación última, medida en un ensayo monotónico

F_y : carga de fluencia

$\int dE$: energía disipada en los ciclos de histéresis

β : parámetro adimensional

Park y Ang después de 261 ensayos cíclicos de vigas y columnas determinaron el daño debido al efecto de las cargas cíclicas a través del parámetro β que se correlacionó con los valores de la cuantía de refuerzo de confinamiento (ρ_w), la cuantía de refuerzo longitudinal (ρ_t), el esfuerzo axial normalizado (n_0) y la relación entre la luz de la viga y la altura útil (l/d).

Este parámetro está definido por la siguiente expresión:

$$\beta = 0.7\rho_w \left(-0.447 + 0.073 * \frac{l}{d} + 0.24 * n_0 + 0.314 * \rho_t \right) \quad (\text{Ecuación 4.7})$$

La formula anterior tiene validez si los parámetros están en el rango:

$$\begin{aligned} 0.2 < \rho_w < 2.0 & \quad ; \quad 0.0 < n_0 < 0.52 & \quad ; \quad 2.3[ksi] < f'_c < 6.0[ksi] \\ 1.0 < (l/d) < 6.6 & \quad ; \quad 0.04 < \rho_t < 0.45 \end{aligned}$$

4.2.1.1 Definición de daño:

El grado de daño estructural según Park y Ang (1984) puede ser clasificado en cinco categorías llamadas, leve, menor, moderado, severo y colapso. Esta clasificación se puede encontrar con más detalle en la referencia antes citada y la tabla 4.2.

Tabla 4.2. Cuantificación del daño

Grado de daño	Apariencia física		Índice de daño
COLAPSO	Total o parcial colapso de la estructura(daño en una componente)		$[\geq 1.00]$
SEVERO	aplastamiento extenso del concreto. exposición del pandeo de los refuerzos		$[0.40-1.00]$
MODERADO	Grietas largas y gruesas con efecto de fragmentación del concreto.		$[0.25-0.40]$
MENOR	Grietas menores en el edificio. Parcial aplastamiento del concreto.		$[0.1-0.25]$
LEVE	Esporádica ocurrencia de fisuras.		$[0.0-0.1]$

Daño por inspección

4.2.1.2 Índice de daño correspondiente a las vigas estudiadas:

En la tabla 4.3 se muestran los diferentes parámetros usados para determinar el parámetro β de la viga V21. Si se reemplazan estos valores en la Ec 4.7, se obtiene un valor de β igual a 0.163, valor que resulta ser muy cercano al valor recomendado por Park y Ang (1984) que es 0.15.

Tabla 4.3. Parámetros de daño de Park & Ang para la viga V21.

estribos a 90°	
ρ_w	5.374
l/d	3.604
n_0	0.2
ρ_t	3.972

El parámetro β no está considerado para configuraciones con estribos inclinados como la viga VC6 y si se emplea el valor recomendado por Park y Ang (1984) el índice entrega valores mucho mayores que la unidad, por lo que no concuerda con un índice de daño en un intervalo de 0 a 1. Por lo tanto para estimar este parámetro se definió como colapso el punto donde ocurre la primera fractura del refuerzo longitudinal, suceso que ocurre antes que se alcance el 20% de la resistencia máxima, además de apoyarse con un estimativo cualitativo según los estados de agrietamiento registrados. El parámetro β estimado para la viga VC6 fue 0.1, valor que es un 38% menor al valor encontrado para la viga V21, lo que quiere decir que existe una disminución del 38% en el daño observado, que es atribuible al daño cíclico, con respecto al armado con estribos rectos. Esto se refleja en una prolongación del rango de daño que Park describe como tipo moderado.

En la figura 4.47 y 4.48 se muestran las evoluciones de los índices de daño de Park y Ang para los voladizos V21 y VC6 respectivamente.

En la tabla 4.4 se muestra un paralelismo de los estados agrietados entre ambos voladizos para un mismo nivel de ductilidad acumulada.

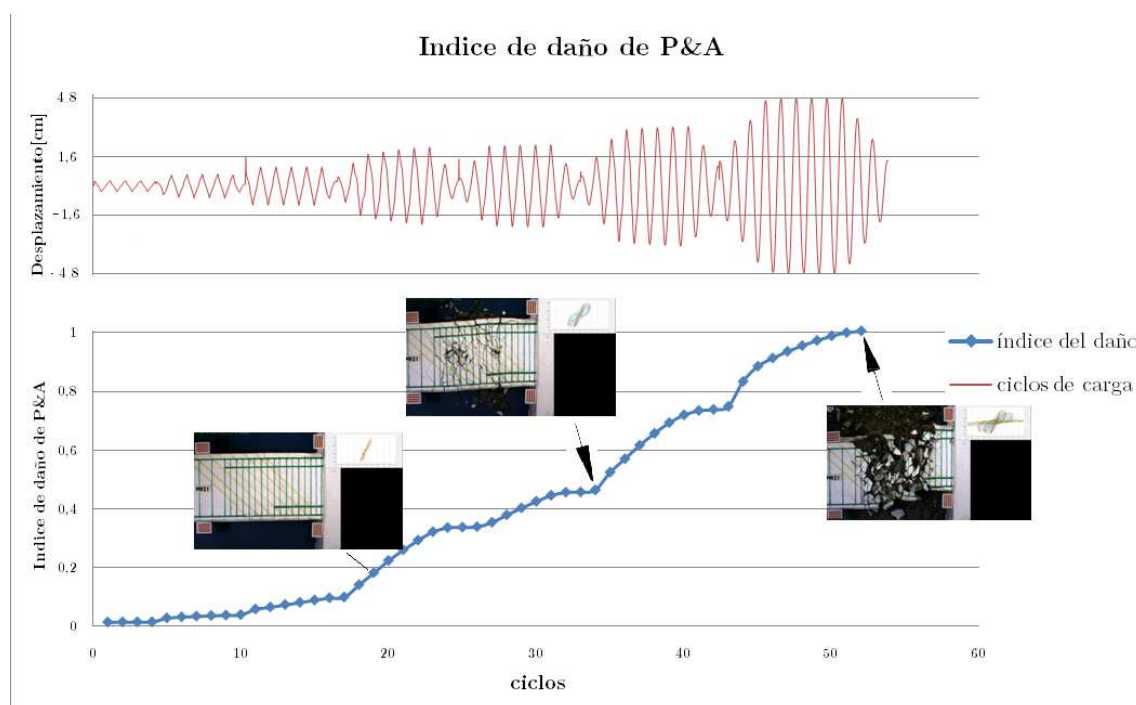


Figura 4.47. Evolución del índice de daño para la viga V21.

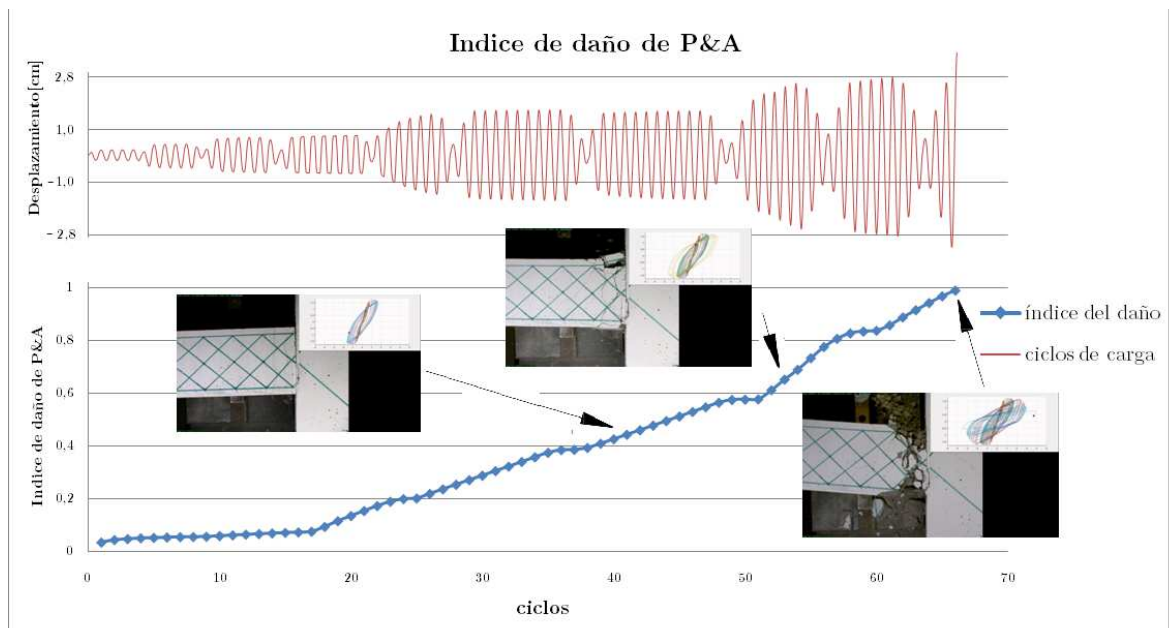
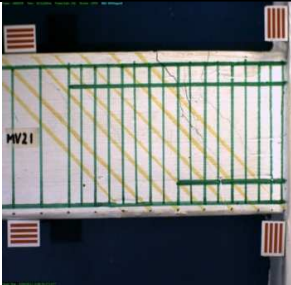
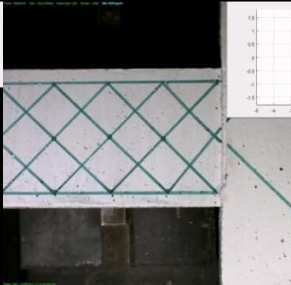
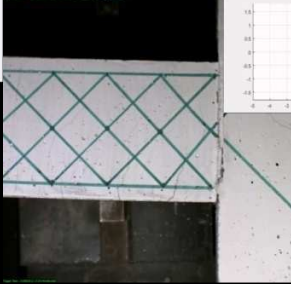
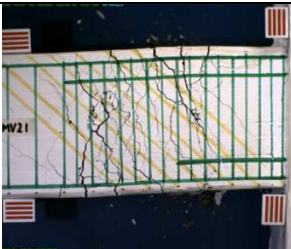
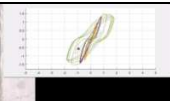
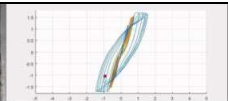
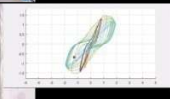
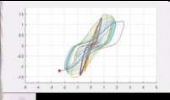
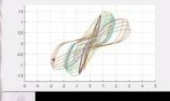
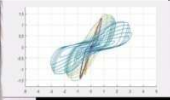
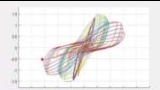
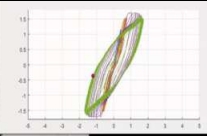
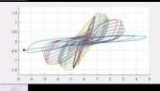
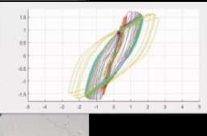
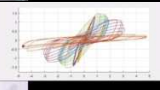
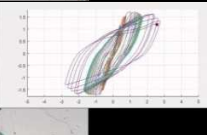
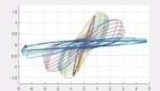
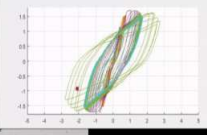
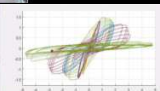
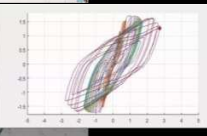


Figura 4.48. Evolución del índice de daño para la viga VC6.

Tabla 4.4. Evolución del estado de agrietamiento.

μ_{acum}	VIGA V21	VIGA VC6	Índice de daño
20.43			$D_{P\&A}(V21) = 0.18$ $D_{P\&A}(VC6) = 0.07$
34.50			$D_{P\&A}(V21) = 0.29$ $D_{P\&A}(VC6) = 0.11$

51.41					$D_{P\&A}(V21) = 0.35$ $D_{P\&A}(VC6) = 0.19$
74.55					$D_{P\&A}(V21) = 0.46$ $D_{P\&A}(VC6) = 0.25$
96.38					$D_{P\&A}(V21) = 0.57$ $D_{P\&A}(VC6) = 0.32$
133.74					$D_{P\&A}(V21) = 0.72$ $D_{P\&A}(VC6) = 0.44$
144.05					$D_{P\&A}(V21) = 0.74$ $D_{P\&A}(VC6) = 0.48$

165.44				$D_{P\&A}(V21) = 0.83$ $D_{P\&A}(VC6) = 0.55$
191.67				$D_{P\&A}(V21) = 0.91$ $D_{P\&A}(VC6) = 0.65$
222.08				$D_{P\&A}(V21) = 0.95$ $D_{P\&A}(VC6) = 0.8$
247.26				$D_{P\&A}(V21) = 0.98$ $D_{P\&A}(VC6) = 0.86$
259.14				$D_{P\&A}(V21) = 1.0$ $D_{P\&A}(VC6) = 0.89$

Capítulo 5

5. Modelo no lineal

Este capítulo presenta un modelo analítico de histéresis que intenta reproducir el comportamiento cíclico logrado experimentalmente en las zonas críticas estudiadas, para posteriormente ser incorporado a un modelo idealizado de marco. Para ello, se utilizó el modelo propuesto por Giberson(1969) o también llamado de una componente, el cual es capaz de reproducir las degradaciones de rigidez y resistencia por medio de resortes rotacionales no lineales, ubicados en los extremos de un elemento perfectamente elástico. Toda la deformación inelástica del elemento se distribuye en ambos resortes rotacionales, definiéndose una ley de histéresis, para describir el comportamiento de las rótulas plásticas que estas representan.

El software de análisis OpenSees ha sido utilizado para construir el modelo anteriormente mencionado. Se introducen elementos tipo “Zero-length”, que representan las rótulas plásticas en el arranque de las vigas y columnas, cuyo comportamiento hysterético se ajusta de acuerdo con los datos experimentales mencionados en capítulos anteriores.

5.2 Modelo de Giberson

Al comienzo de un sismo severo, en una viga de sección constante, las rigideces en los extremos y centro de la luz son iguales, pero a medida que progresa el sismo, se dañan los extremos de la viga, con lo que la rigidez en dichos puntos es diferente a la del centro de la luz y en este estado es muy apropiado el modelo de Giberson para definir la matriz de flexibilidad.

El modelo de Giberson se utiliza cuando la rigidez a flexión de la viga en los extremos y centro de la luz no son iguales y esto se presenta cuando hay daño en los elementos. La figura 5.49 presenta una viga, en la que se han definido tres rigideces a la flexión, en el nudo inicial $(EI)_\alpha$, en el centro de la luz $(EI)_0$ y en el nudo final $(EI)_\beta$, Aguiar (2014).



Figura 5.49. Modelo de plasticidad concentrada de Giberson.

La matriz de flexibilidad para el modelo de Giberson es:

$$\frac{1}{6(EI)_0} \begin{bmatrix} (1 + S_\alpha) & -1 \\ -1 & (1 + S_\beta) \end{bmatrix}$$

Donde:

$$S_\alpha = \frac{(EI)_0}{(EI)_\alpha}, \quad S_\beta = \frac{(EI)_0}{(EI)_\beta},$$

El presente trabajo consideró este modelo por ser un modelo macro-simplificado y de sencilla implementación computacional para la aplicación del estudio de la respuesta sísmica en marcos de hormigón armado.

5.1 Modelo hysterético

El comportamiento hysterético está dado por el comando “Hysteretic Material”, el cual crea una envolvente bilineal o trilineal a partir de la curva carga-desplazamiento de los ensayos unidireccionales y reproduce el comportamiento cíclico basándose en varios parámetros de control, tales como, pinching de fuerza y deformación, daño debido a ductilidad o energía y degradación de rigidez en la descarga basado en ductilidad.

El comportamiento hysterético de este material se muestra en la figura 5.50 y sigue las siguientes reglas:

1. La curva envolvente ABC describe el comportamiento monotónico.
2. Se supone que la rigidez es constante hasta que se alcanza el momento de fluencia o $My \pm$.
3. La descarga toma lugar a lo largo de las líneas FG y JK que pueden ser o no paralelas a la rigidez inicial.
4. Una vez que la descarga ha sido completada, hay una importante reducción de rigidez causada por la abertura de grietas. Esta rigidez permanece hasta que las grietas se cierran (punto H y O). El punto en que las grietas se cierran es determinado por los parámetros c1 y c2 en la figura 5.50. Estos parámetros controlan la cantidad de pinching en la relación momento-rotación o carga-desplazamiento.
5. Una vez que la grieta se cierra en los puntos H y O la recarga continua en línea recta hasta la rotación correspondiente al máximo desplazamiento del ciclo de carga, puntos J y S en figura 5.50.
6. En caso de una descarga parcial seguido de una recarga, la rigidez es paralela a la rigidez elástica como se muestra en las líneas (C-D-E), (L-M-N) y (P-Q-R).

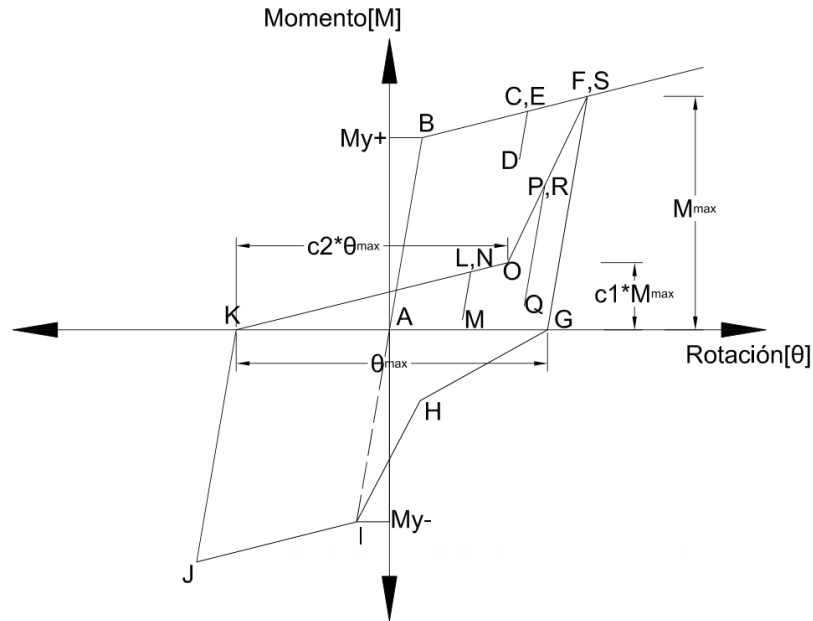


Figura 5.50. Comportamiento histerético de “Hysteretic Material”.

El anterior comportamiento es mostrado parcialmente en la figura 5.51 y corresponde a la siguiente línea de código en OpenSees:

```
uniaxialMaterial Hysteretic $matTag $s1p $e1p $s2p $e2p <$s3p $e3p> $s1n $e1n $s2n $e2n
<$s3n $e3n> $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 <$beta>
```

Donde:

\$matTag: etiqueta identificadora del material.

\$s1p \$e1p: primer punto en la curva envolvente esfuerzo–deformación, dirección positiva;

\$s2p \$e2p: segundo punto en la curva envolvente esfuerzo–deformación, dirección positiva;

\$s3p \$e3p: tercer punto en la curva envolvente esfuerzo–deformación, dirección positiva;

\$s1n \$e1n: primer punto en la curva envolvente esfuerzo–deformación, dirección negativa;

\$s2n \$e2n: segundo punto en la curva envolvente esfuerzo–deformación, dirección negativa;

\$s3n \$e3n: tercer punto en la curva envolvente esfuerzo–deformación, dirección negativa;

\$pinchx: factor de pinching para la deformación durante la recarga

\$pinchy: factor de pinching para el esfuerzo durante la recarga

\$damage1: daño debido a ductilidad: $D1(D_m/D_y - 1)$

\$damage2: daño debido a energía: $D2(E_{ii}/E_{ult})$

\$beta: factor de degradación de rigidez en la descarga, basado en ductilidad.

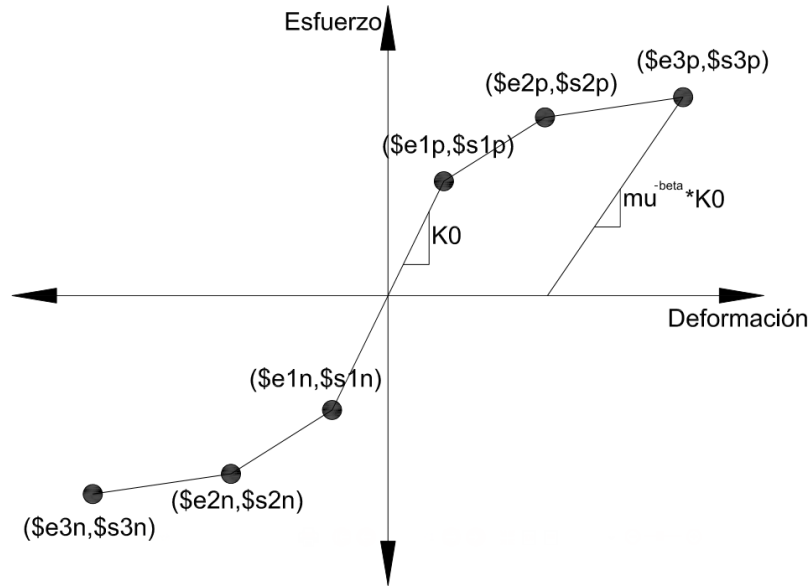


Figura 5.51. Parámetros del material histerético “uniaxialMaterial Hysteretic”.

5.1.1 Parámetros bajo una carga monotónica:

Tanto en la rama positiva como en la negativa, el modelo histerético requiere la definición de una curva envolvente bilineal o trilineal, llamada curva backbone, que es definida en base a los estados límites que presenta el espécimen frente a una carga monotónicamente creciente en cada dirección de análisis (figura 5.52).

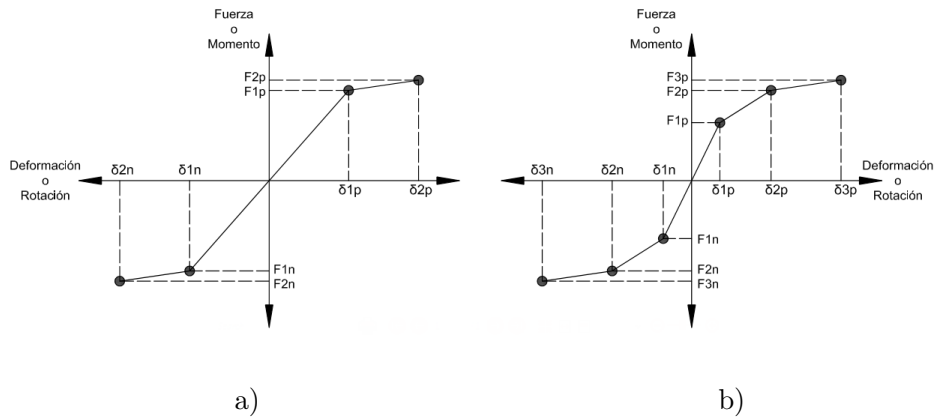


Figura 5.52. Curva backbone. a) curva envolvente bilineal. b) curva envolvente trilineal.

A modo explicativo se considera una curva bilineal que puede ser interpretada como de fuerza-desplazamiento o momento-rotación, figura 5.53 y cuya línea de código en OpenSees es:

```
uniaxialMaterial Hysteretic $matTag 100 10 110 28 -100 -10 -110 -28 0 0 0 0 0
```

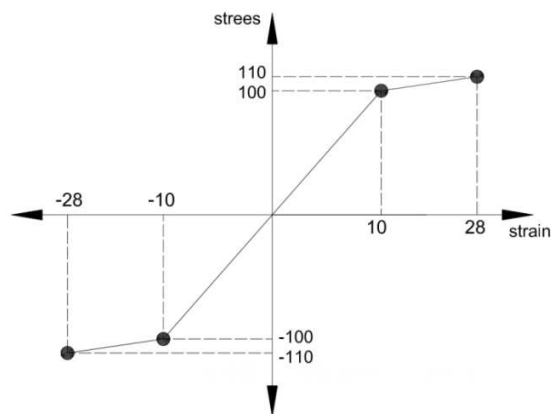


Figura 5.53. Curva envolvente bilineal.

5.1.2 Parámetros bajo cargas cíclicas:

La respuesta cíclica del modelo explicativo luego de aplicarle una carga sinusoidal, figura 5.54, es mostrada en la figura 5.55.

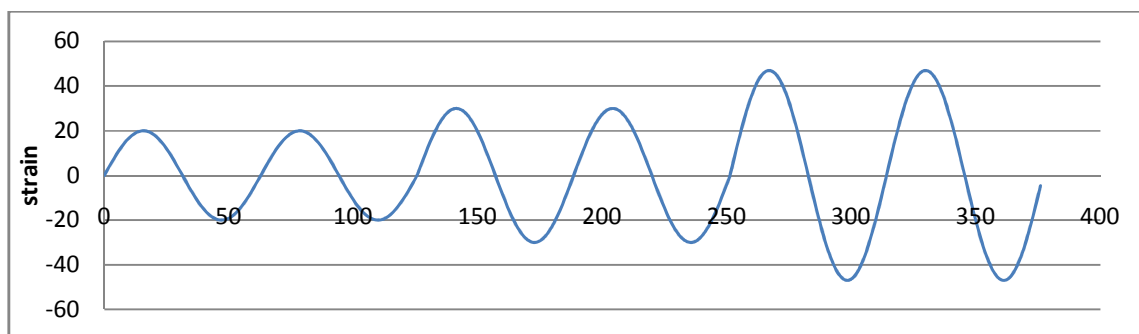


Figura 5.54. Carga sinusoidal aplicado al modelo explicativo.

Si el modelo no considera parámetros de pinching los desplazamientos o rotaciones se alcanzan por medio de la curva backbone. En el anexo D se dan más detalles de la generación de las curvas.

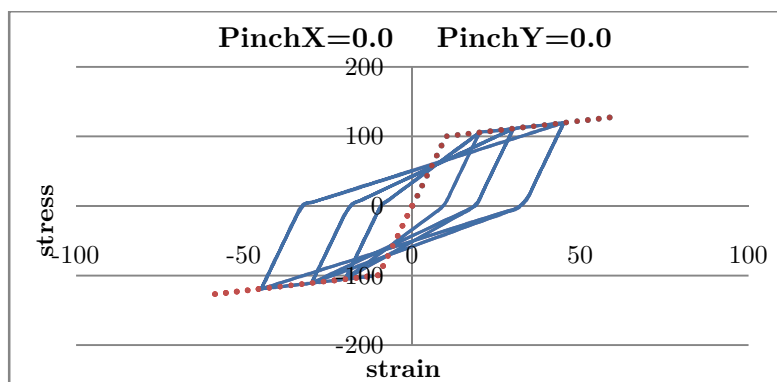


Figura 5.55. Respuesta en el rango no lineal sin considerar pinching.

5.1.2.1 Parámetros de Pinching:

Los parámetros *pinchx* y *pinchy*, controlan la estrechez presente en las curvas de histéresis, estos valores determinan las coordenadas de un punto en el cual hay un cambio de pendiente en la recarga y se ajustan de acuerdo al desplazamiento y resistencia que se alcanza en cada ciclo de histéresis.

La inclusión del pinching al modelo explicativo se incorpora con dos valores en su línea de código:

```
uniaxialMaterial Hysteretic $matTag 100 10 110 28 -100 -10 -110 -28 "pinchx" "pinchy" 0 0 0
```

Los efectos de estos parámetros en el comportamiento histérico se presentan en la figura 5.56:

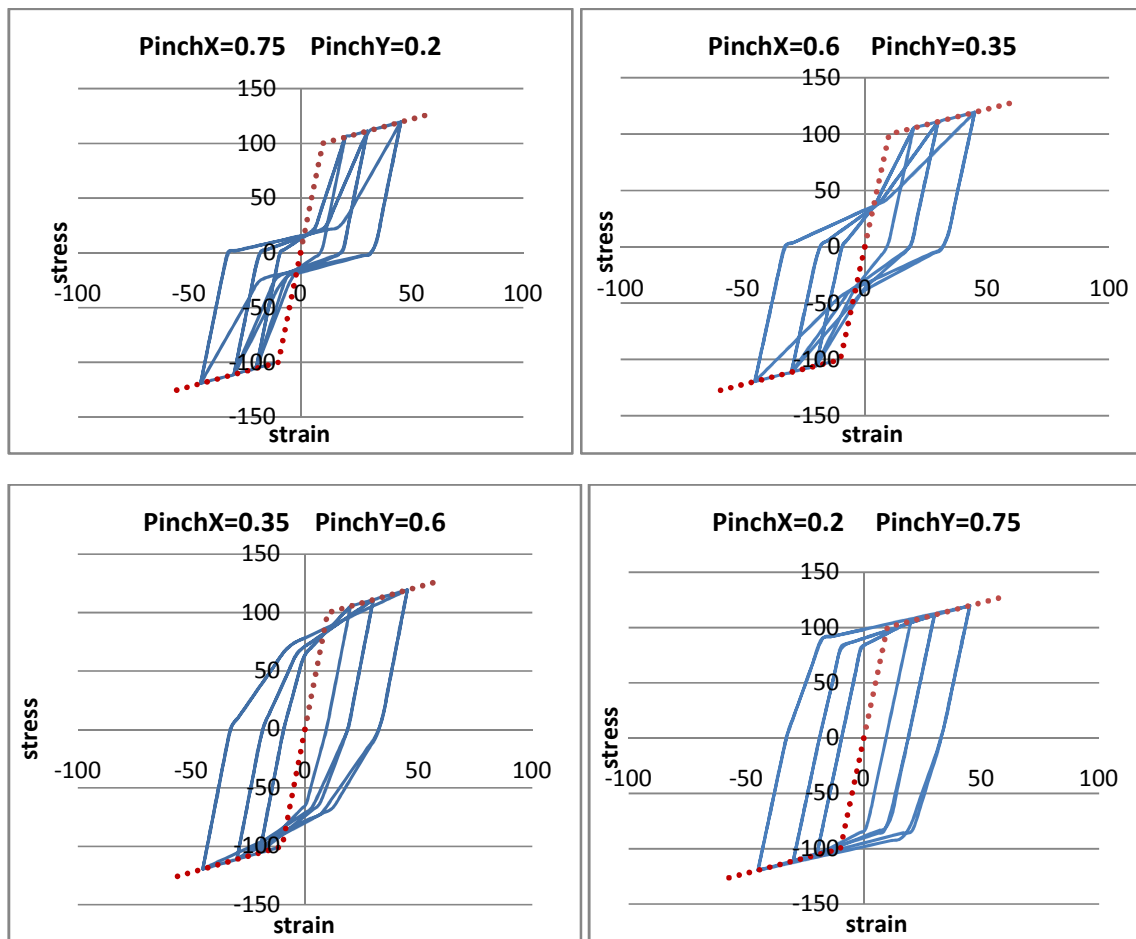


Figura 5.56. Evaluación del parámetro de pinching al modelo histérico.

5.1.2.2 Degradación de rigidez:

El cambio en la rigidez de descarga, esta dado por la expresión:

$$K_i = \left(\frac{D_m}{D_y} \right)^{-\beta_i} * K_0$$

Donde:

D_m = desplazamiento alcanzado en el ciclo i.

D_y = desplazamiento de fluencia.

K_0 = rigidez inicial.

β_i = parámetro de degradación de la rigidez.

La figura 5.57 muestra como la rigidez de descarga disminuye en cada ciclo, según el valor de β_i asignado.

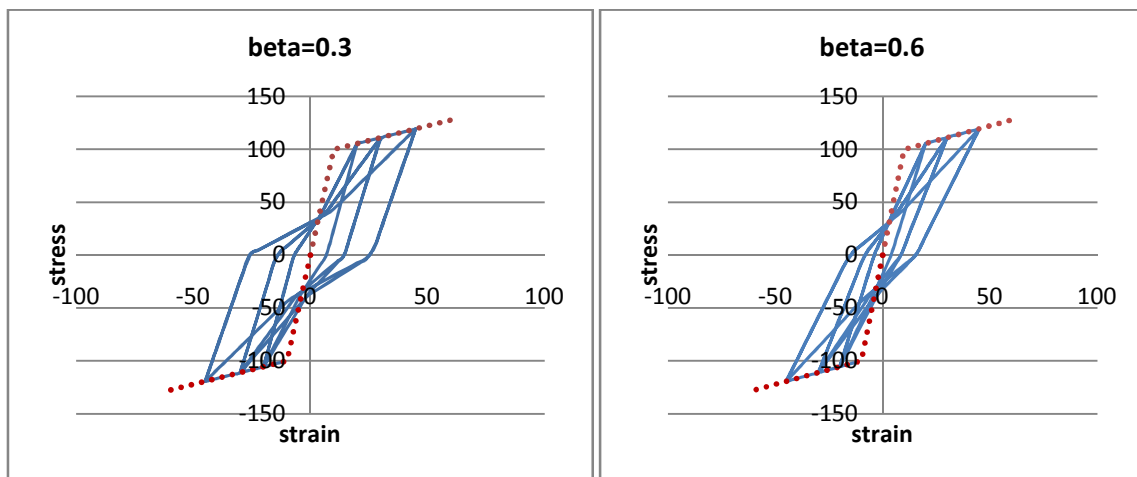


Figura 5.57. Evaluación del parámetro de la rigidez en el modelo histerético.

5.1.2.3 Parámetros de daño:

El modelo además incorpora parámetros de reducción de resistencia, $\$damage1$ y $\$damage2$ que dependen de la ductilidad y energía respectivamente. Esto significa que la reducción causada por $\$damage1$ es proporcional al nivel de deformación. Por otro lado $\$damage2$ es proporcional a la energía disipada, por lo tanto la degradación de la resistencia incrementa con el número de ciclos para una deformación fija.

Sus expresiones son:

$$damage1 = D_1 \left(\frac{D_m}{D_y} - 1 \right)$$

$$damage2 = D_2 \left(\frac{E_{ii}}{E_{ult}} \right)$$

Donde:

D_m = desplazamiento alcanzado en el ciclo i.

D_y = desplazamiento de fluencia.

E_{ii} = energía disipada en el ciclo i.

E_{ult} = energía disipada frente a sollicitación monotónica.

Los efectos de estos parámetros se reflejan en una tasa de deterioro en la resistencia, figura 5.58.

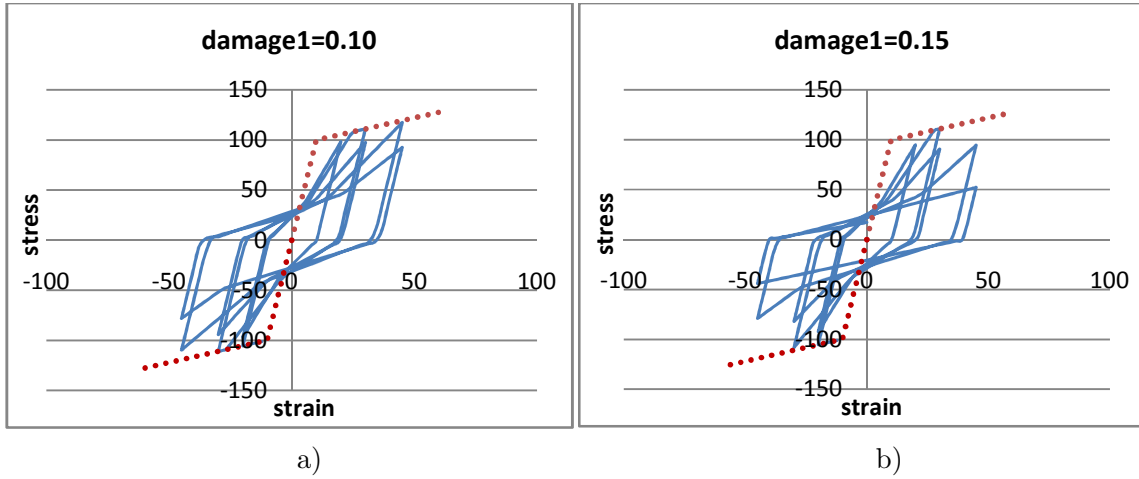


Figura 5.58. Evaluación del parámetro de daño debido a ductilidad. a) $\$damage1=0.1$, b) $\$damage1=0.15$.

5.2 Modelo teórico de ensayos cíclicos.

5.2.1 Hipótesis del modelo.

Los voladizos descritos en el Capítulo 3, fueron idealizados en esta sección, como un elemento perfectamente elástico, que posee en su arranque un resorte rotacional y en cuyo extremo libre se aplicó un desplazamiento controlado, como se muestra en la figura 5.59.

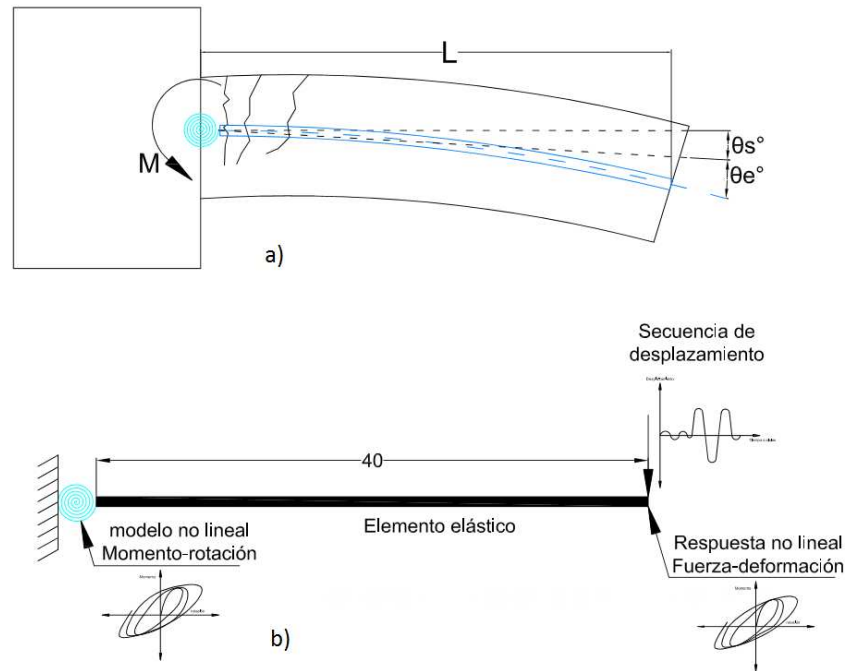


Figura 5.59. a) Modelo teórico representativo, θ_s rotación del resorte y θ_e rotación del elemento elástico, b) Esquema del modelo numérico empleado para simular los ensayos experimentales, unidades en mm.

El modelo teórico de la figura 5.59 intenta reproducir el comportamiento histerético logrado en las vigas VC6 (configuración inclinada) y V21 (caso convencional con alto número de estribos), las cuales son mostradas en la figura 5.60.

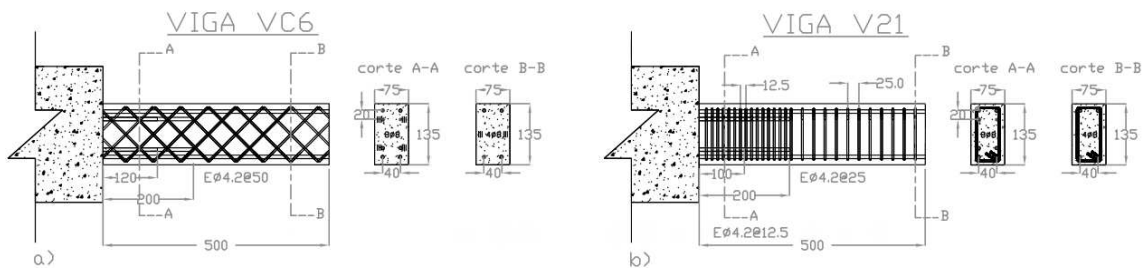


Figura 5.60. Diferentes configuraciones en el arranque de vigas, a) VC6 con estribos inclinados y b) V21 caso convencional con alto número de estribos.

El modelo no lineal requiere la definición de una curva envolvente momento – rotación, que es obtenida de un ensayo con carga monotónicamente creciente. Al no disponerse de los resultados en ensayos unidireccionales, estos parámetros fueron obtenidos de la curva envolvente carga - deformación de los ensayos cíclicos de las vigas VC6 y V21.

La curva envolvente fue definida principalmente por dos puntos importantes:

- Punto de fluencia
- Punto de inicio de la degradación

5.2.1.1 Punto de fluencia

El desplazamiento de fluencia, se calculó de acuerdo con la teoría elástica como:

$$\Delta_y^{calc} = \frac{F_y L^3}{3(EI)_{eff}}$$

Donde $(EI)_{eff}$ es la rigidez efectiva de la sección bruta (según ACI318-14 Art 6.6.3.1.1 y Art 6.6.3.1.2 con su respectivo comentario R6.6.3.1.2), “L” longitud del vano y F_y la resistencia de fluencia obtenida de los datos experimentales.

La ecuación provee un conveniente significado de predecir el desplazamiento de fluencia, sin embargo desprecia los efectos de deformación por corte y deslizamiento del anclaje. Por lo anterior, se introdujo el factor α_{sec} para tomar en cuenta estas deficiencias.

$$\Delta_y^{calc} = \frac{1}{\alpha_{sec}} \frac{F_y L^3}{3(EI)_{eff}}$$

Donde α_{sec} es una razón de modificación de la rigidez, calibrada de acuerdo con los datos experimentales mostrados en Capítulo 3. La combinación en serie de los resortes “rótula plástica y elemento elástico” dan como resultado la rigidez inicial del voladizo. La tabla 5.5, muestra el factor “ α_{sec} ” considerado para cada viga estudiada.

Tabla 5.5. Parámetros de calibración de la rigidez.

	α_{sec}	$(EI)_{eff}$
V21	0.146	0.35*I _g
VC6	0.183	0.35*I _g

Donde:

I_g = inercia total del elemento viga.

5.2.1.2 Punto de inicio de la degradación

El punto de inicio de la degradación de la resistencia es mostrado en la figura 5.61 y es el nivel de desplazamiento máximo hasta donde se alcanza la resistencia promedio máxima y comienza una importante degradación de la resistencia. Está ubicado a “nx” veces el desplazamiento de fluencia con “ny” veces la resistencia de fluencia.

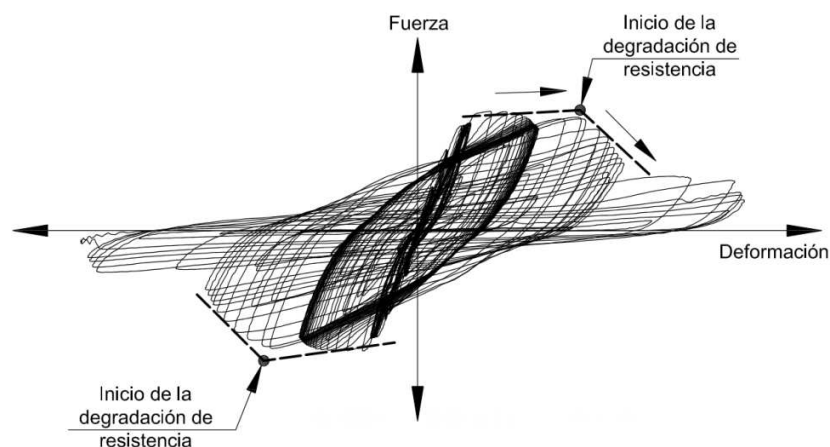


Figura 5.61. Punto de inicio de la degradación de la resistencia.

5.2.2 Resultados de la calibración.

5.2.2.1 Comportamientos monotónicos.

A partir de las definiciones anteriormente mencionadas, los parámetros que definen las curvas envolventes de momento – rotación de las vigas V21 y VC6 son mostradas en la tabla 5.6 y las curvas correspondientes de carga – desplazamiento en las figuras 5.62 y 5.63 respectivamente.

Tabla 5.6. Parámetros que controlan las curvas envolventes del comportamiento histerético.

	V21	VC6
s_{1p} [N*mm]	5480000	6680000
e_{1p}	0.0117	0.01138
s_{2p} [N*mm]	5534800	6746800
e_{2p}	0.035	0.031
s_{3p} [N*mm]	---	---
e_{3p}	---	---
s_{1n} [N*mm]	-5480000	-6680000
e_{1n}	-0.0117	-0.01138
s_{2p} [N*mm]	-5534800	-6746800
e_{2n}	-0.035	-0.031
s_{3n} [N*mm]	---	---
e_{3n}	---	---

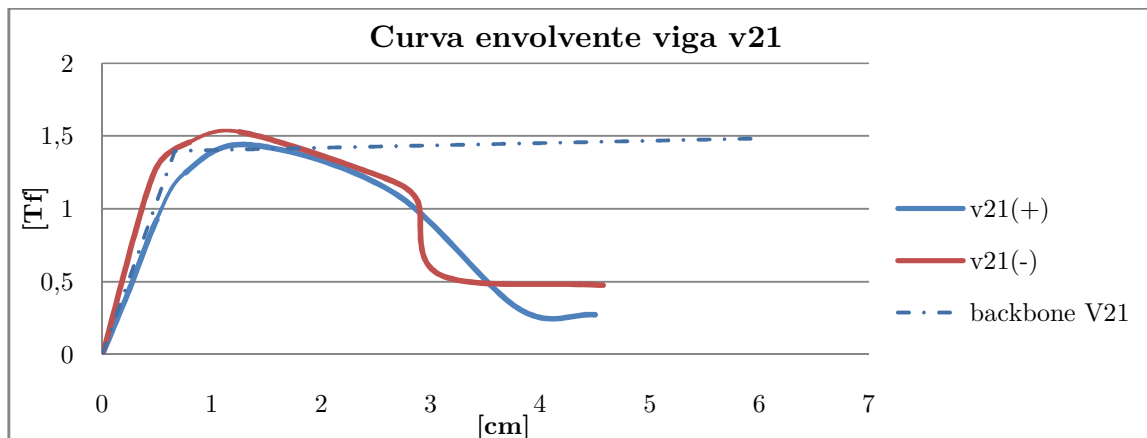


Figura 5.62. Comparación de la curva envolvente bilineal del modelo con las envolventes experimentales en cada sentido de análisis, viga V21.

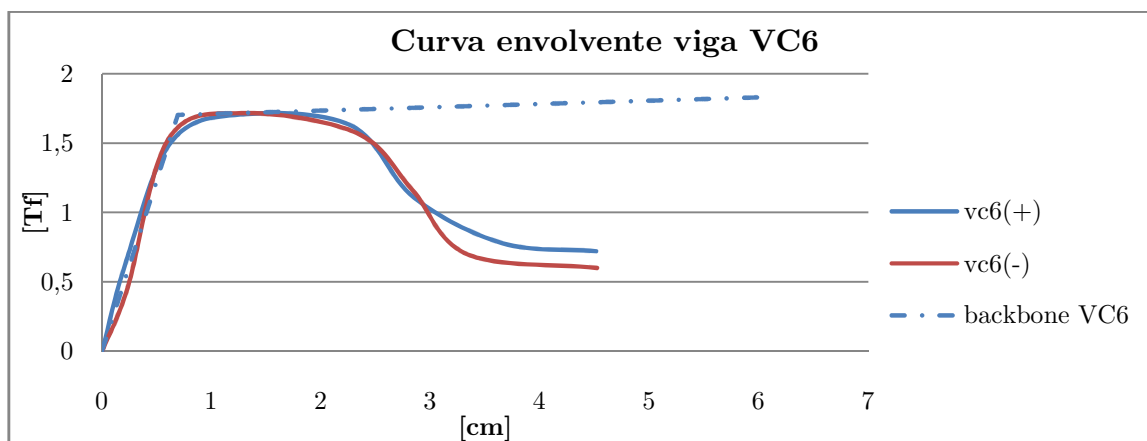


Figura 5.63. Comparación de la curva envolvente bilineal del modelo con las envolventes experimentales en cada sentido de análisis, viga VC6.

5.2.2.2 Comportamiento cíclico

Los parámetros de pinching fueron calibrados de acuerdo a los ciclos estables de comportamiento (figura 5.64). Mientras que los de deterioro de la resistencia y degradación de la rigidez, fueron calibrados de acuerdo a las etapas últimas de comportamiento. Algunos de los resultados de la calibración de pinching son mostrados en la figura 5.64 y detallados en la tabla 5.7.

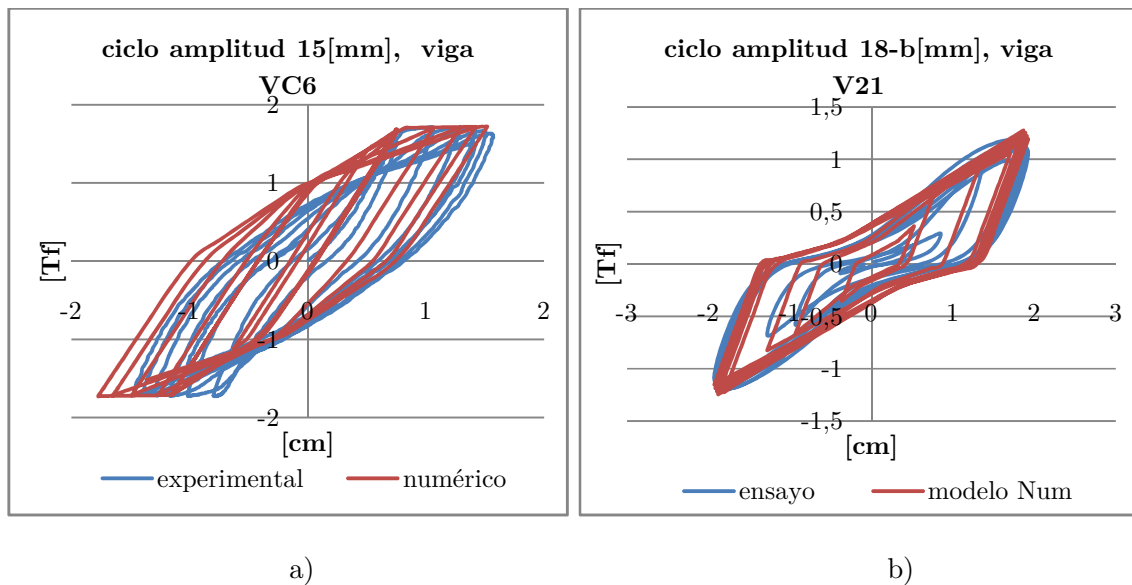


Figura 5.64. Resultados de la calibración de los parámetros de pinching, vigas a) VC6 serie de 15mm y b) V21 serie de 18mm.

Tabla 5.7 Resultado de la calibración del modelo.

	pinchX	pinchY	daño 1	daño 2	Beta	detalle
viga V21	0.3	0.15	0.01285	0	0.01	Voladizo de M.Vergara
viga VC6	0.4	0.55	0.00679	0	0.1	Configuración inclinada, B.Silva

En las figuras 5.65 y 5.66 se muestran las comparaciones entre las curvas de histéresis simuladas y las respuestas experimentales de cada voladizo estudiado, V21 y VC6 respectivamente.

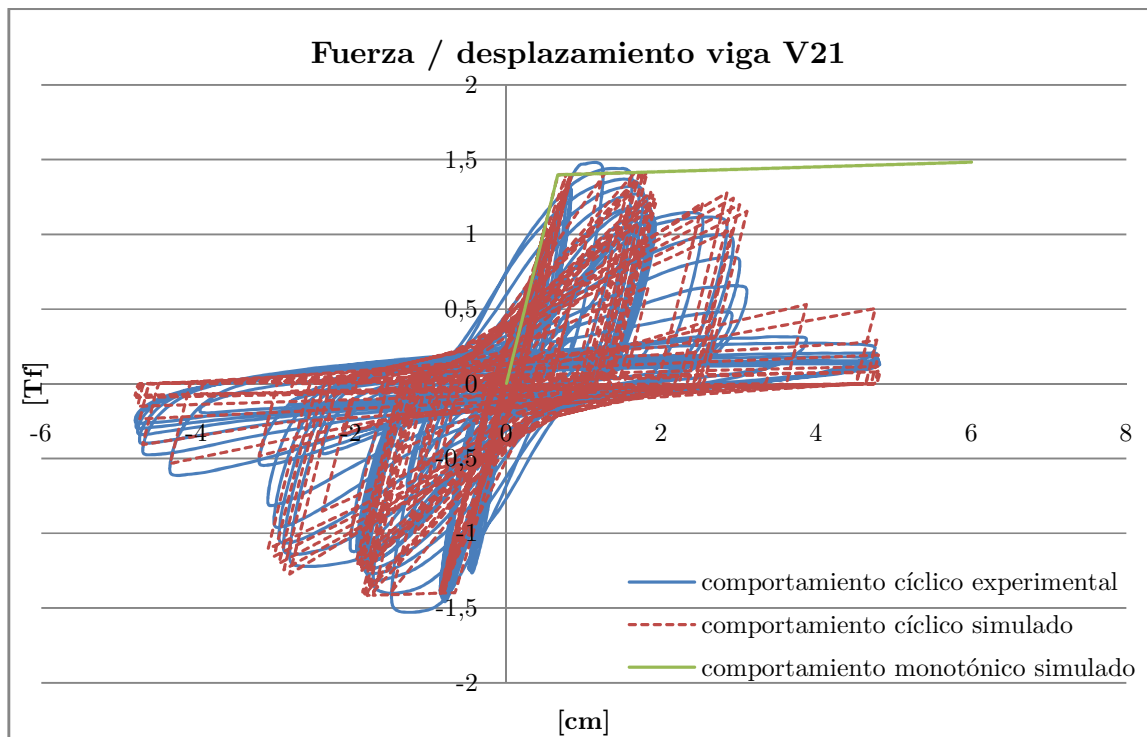


Figura 5.65 Resultado de la calibración del modelo numérico, viga V21.

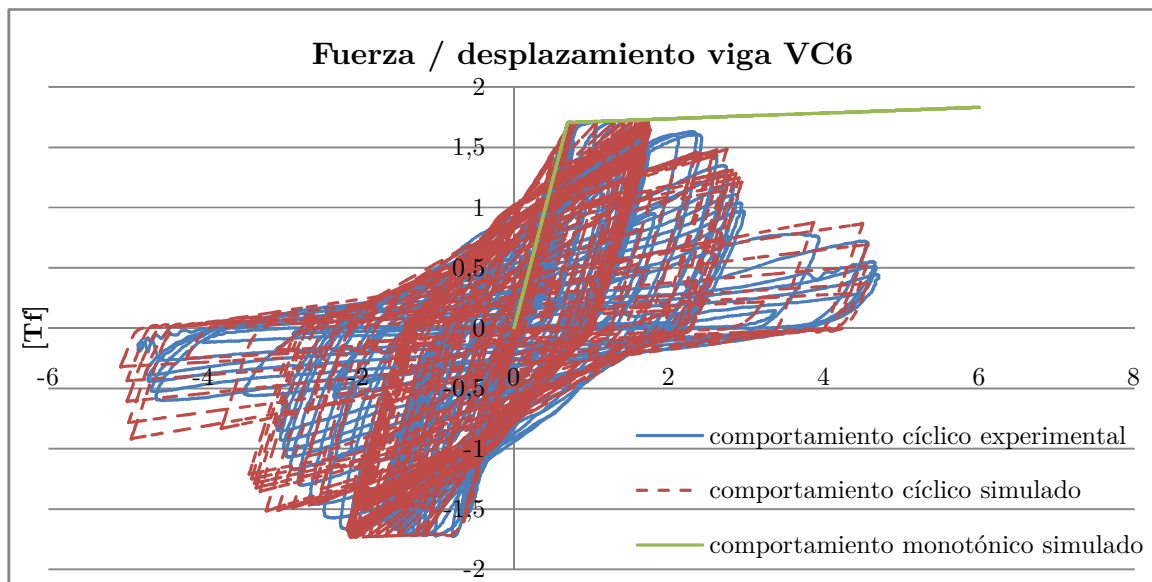


Figura 5.66. Resultado de la calibración del modelo numérico, viga VC6.

5.3 Verificación de los modelos.

Para verificar el comportamiento cíclico simulado se comparó la disipación de energía de los modelos computacionales con los resultados experimentales, figuras 5.67, 5-68 y 5.69:

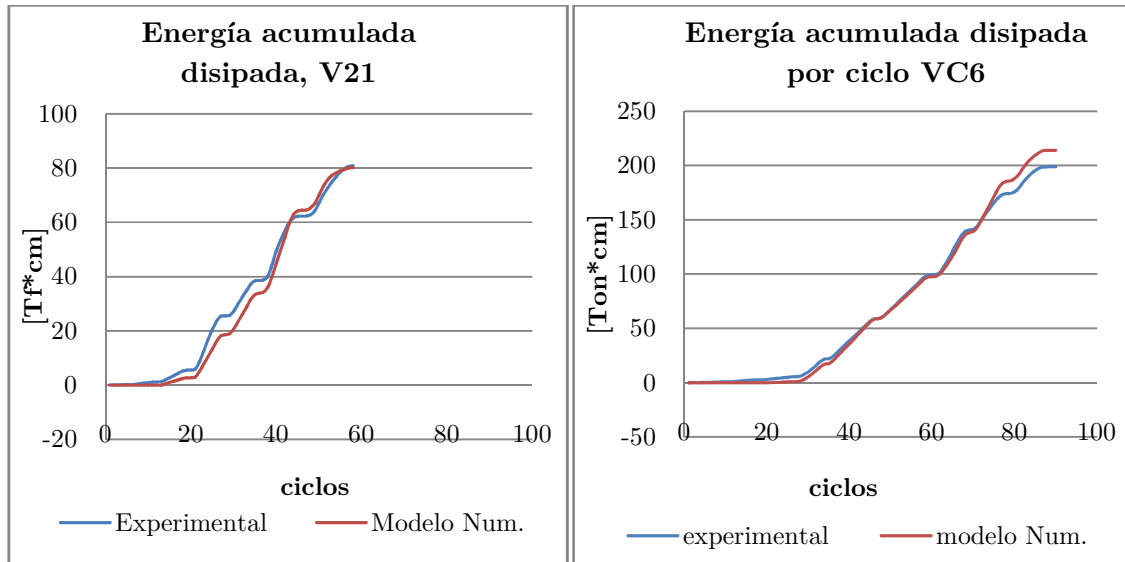


Figura 5.67. a) Comparación entre la energía disipada acumulada por el modelo analítico y experimental viga V21, b) Comparación entre la energía disipada acumulada por el modelo analítico y experimental, viga VC6.

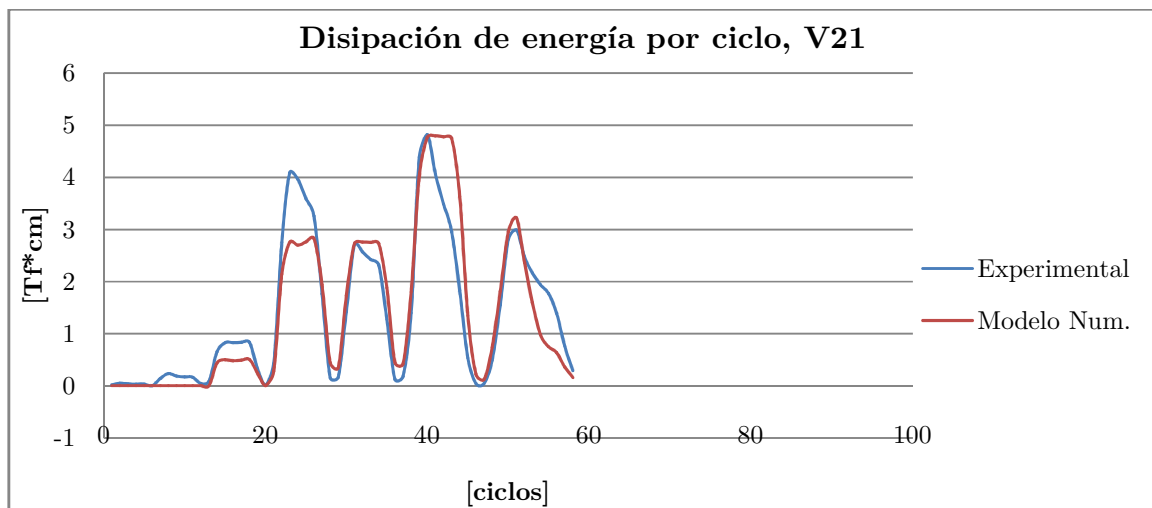


Figura 5.68. Comparación entre la energía disipada por ciclo del modelo analítico y experimental, viga V21.

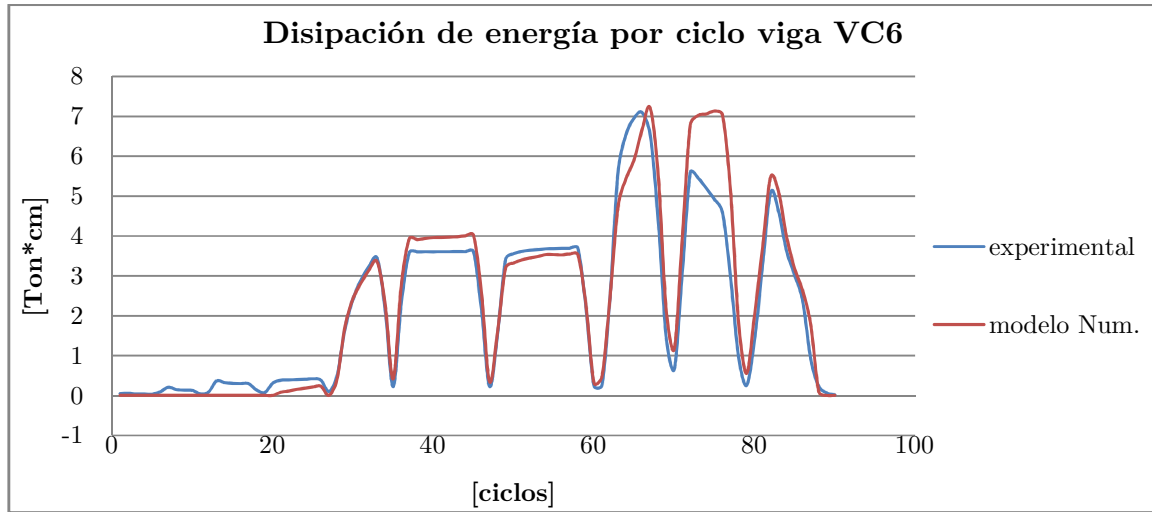


Figura 5.69. Comparación entre la energía disipada por ciclo del modelo analítico y experimental, viga VC6.

En conclusión las curvas de histéresis simuladas lograron resultados aceptables en términos de disipación de energía, comportamiento histérico y degradación de la resistencia con respecto a los resultados experimentales, por lo que se considera completo el modelo predictivo de comportamiento en zonas críticas de un marco de hormigón armado.

Capítulo 6

6. Descripción del problema estructural

El fin de este capítulo es buscar una estructura de marco, a tamaño natural, en la que puedan ser incorporados los voladizos anteriormente estudiados considerados a escala 1:3, reflejando lo mejor posible las condiciones realizadas en el laboratorio. De esta manera se propuso una estructura de marco que soporta una plataforma de tránsito peatonal, supuestamente ubicada en un complejo industrial en la ciudad de San Antonio (figura 6.70 y 6.71), estructura que es verificada de acuerdo a los códigos de diseño vigentes.



Figura 6.70. Pasarela peatonal, estructura industrial de pórticos de hormigón armado.



Figura 6.71. Pasarela peatonal, estructura industrial de pórticos de hormigón armado.

6.1 Modelo de marco

Cada uno de los marcos de la estructura tiene 5[m] de alto con 4[m] de ancho, con secciones tres veces mayores a las empleadas en laboratorio y soporta una plataforma que está constituida por vigas pretensadas que no forman parte de la estructura sismo-resistente y que no son diseñadas en esta memoria. La zona de unión viga-columna tiene dimensiones que son correspondientes a los ensayos experimentales, evitando así una hipotética falla por deslizamiento del anclaje en el nudo.

En la figura 6.72a, se presenta una vista en perspectiva del pórtico estudiado. En ella se señalan las zonas en las que se incorporan los diferentes voladizos, los elementos elásticos adicionales que conforman el marco y las dimensiones de las secciones. Cabe mencionar que la sección de la columna, es el doble en dimensiones que la sección transversal de la viga. La verificación de la resistencia en los elementos, está de acuerdo al sistema equivalente presentado en la figura 6.72b.

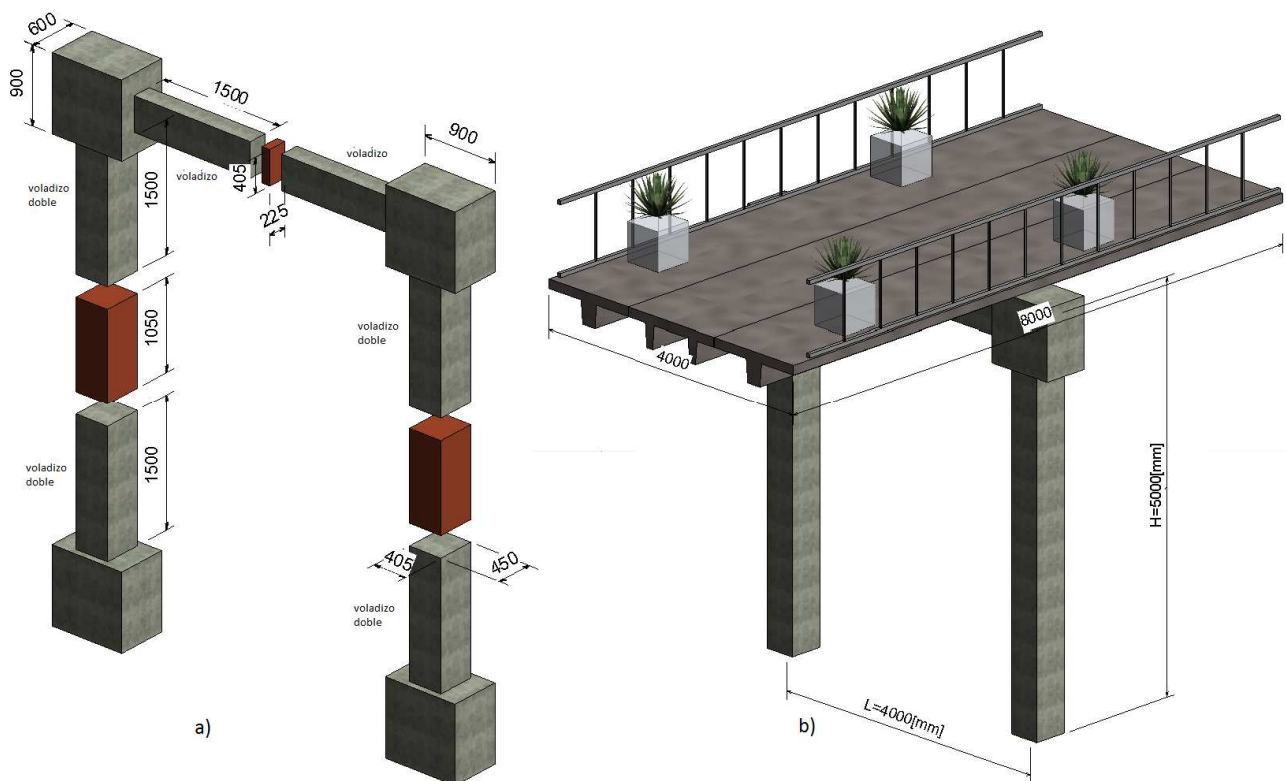


Figura 6.72. a) Detalle de la incorporación de los voladizos en un marco, b) Plataforma equivalente que resiste cada marco. Unidades en [mm].

6.2 Verificación de resistencia en base a la normativa vigente:

El marco especial es verificado según las siguientes normativas:

- NCh 2369.Of2003 Diseño sísmico de edificios e instalaciones industriales.
- NCh 1537.Of2009 Cargas permanentes y sobrecargas de uso para diseño de edificios.
- ACI-318-14 Código de diseño de hormigón armado.

6.3 Materiales:

6.3.1 Hormigón:

- Grado : H-40
- Nivel de confianza : 90%
- Resistencia especificada cúbica : $f_c = 40\text{Mpa}$
- Resistencia cilíndrica a la compresión : $f_c' = 35\text{Mpa}$
- Módulo de elasticidad : $282500 [kgf/cm^2]$

6.3.2 Acero barras longitudinales:

- Grado : A440-280H
- Esfuerzo de fluencia nominal : 280 [Mpa]
- Esfuerzo de rotura nominal : 440 [Mpa]
- Módulo de elasticidad : 2100000[kgf/cm²]

6.3.3 Acero estribos:

- Grado : AT56-50H
- Esfuerzo de fluencia nominal : 500[Mpa]
- Esfuerzo rotura nominal : 560 [Mpa]
- Módulo de elasticidad : 2100000[kgf/cm2]

Nota:

La utilización del acero con resaltes tipo AT56-50H para resistencia al cortante en estribos cerrados no está permitido según el Art 20.2.2.4, Tabla 20.2.2.4a del código ACI 318-14 y el empleo en marcos de hormigón esta dado por su exclusiva utilización en las experiencias previas de laboratorio. Lo anterior se justifica en base a las observaciones experimentales realizadas en el laboratorio de la UTFSM, en el cual, similares especímenes con uso de armadura transversal grado A630-420H no presentaron estados de fluencia en el acero.

6.4 Cubicación:

6.4.1 Peso propio:

El perfil transversal de la plataforma posee una sobrelosa y un recubrimiento cerámico sobre las vigas pretensadas como muestra la figura 6.73, ambas consideradas para la carga muerta como se presenta en la tabla 6.8.

Tabla 6.8. Peso propio de la estructura.

PESO PROPIO					
Detalle	unidad	Peso unit.[kgf]	Cant.	P.total[kgf]	Obs.
vigas prefabricadas Doble T	kgf	4232	1	4232	
vigas prefabricadas, Simple T	kgf	3772	2	7544	
Sobrelosa	kgf/m ²	3520	1	3520	espesor 5[cm]
Baldosas	kgf/m ²	23	32	736	espesor 1[cm]
Total				16032	Kgf

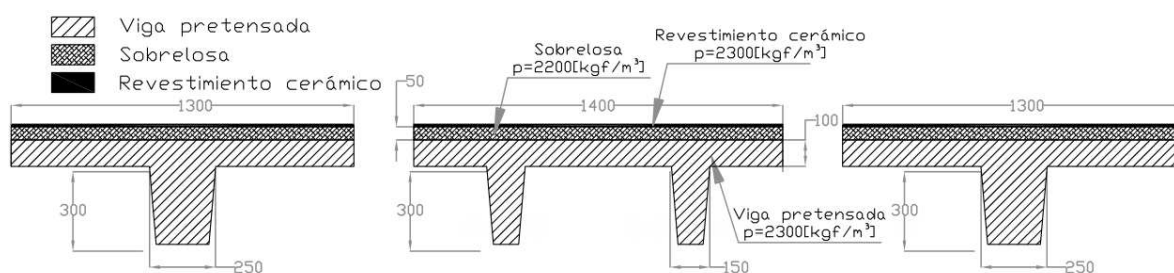


Figura 6.73. Perfil transversal de la plataforma, conformado por vigas prefabricadas (unidades en mm).

6.4.2 Sobrecarga:

De acuerdo a la norma NCh 1537.Of2009, la sobrecarga de uso para lugares de uso público es 500 [kgf/m²] y se considera una reducción de la carga del 75% por la poca probabilidad de aglomeración de personas durante un sismo (tabla 6.9).

6.4.3 Peso sísmico

Peso sísmico según tabla 6.9:

Tabla 6.9. Peso sísmico de la estructura.

PESO SISMICO	
Descripción	Peso[kgf]
peso propio	16032
sobrecarga sísmica	12800
Peso Sísmico Total	28832

6.5 Modelo de análisis

Los parámetros sísmicos fueron obtenidos de un modelo de marco analizado con el programa SAP2000, figura 6.74, el cual consiste en elementos viga - columna con sus respectivos factores de reducción de rigidez y elementos rígidos en la región de unión viga-columna, según el Art 6.6.2.3 b del código ACI 318-14.

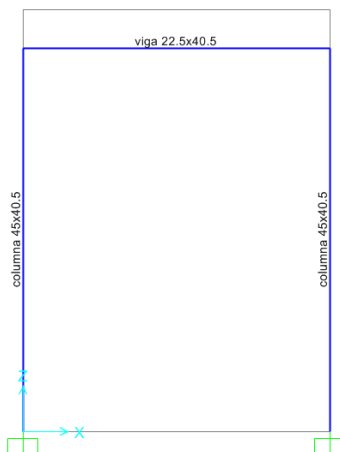


Figura 6.74. Modelo estructural en SAP2000.

Se consideraron los siguientes parámetros:

Peso de la estructura: 29000[Kgf]

Momentos de inercia según Art 6.6.3.1.1 del código ACI 318-14, tabla 6.10:

Tabla 6.10. Parámetros de las secciones en el modelo estructural.

	Ancho[cm]	Alto[cm]	Área[cm ²]	Inercia[cm ⁴]	Factor de reducción	Inercia reducida[cm ⁴]
columna	45	40.5	1822.5	249112.9	0.70	174379.0
viga	22.5	40.5	911.25	124556.4	0.35	43595.0

Así el período fundamental de vibración obtenido del programa SAP2000 para el modelo de un grado de libertad es:

$$T^* = 0.412[s]$$

6.6 Análisis lineal estático

6.6.1 Corte basal

Al tener una altura menor a 20 [m] la respuesta sísmica se puede obtener de un sistema de un grado de libertad con un análisis lineal estático según el Art 5.2 de la Nch2369.Of2003.

El corte basal según Art 5.3.2 -Nch2369.Of2003 está dado por la siguiente expresión:

$$Q_0 = CIP \quad (\text{Ecuación 6.1})$$

Tal que:

Q_0 = fuerza de corte en la base;

C = coeficiente sísmico;

I = coeficiente de importancia;

P = peso total de la estructura sobre el nivel basal.

Donde:

$$C = \frac{2.75A_0}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \left(\frac{0.05}{d} \right)^{0.4} \quad (\text{Ecuación 6.2})$$

A_0 = aceleración efectiva máxima según la zonificación sísmica establecida;

R = factor de modificación de la respuesta;

T' = parámetro relativo al tipo de suelo de fundación;

T^* = período fundamental de vibración en la dirección de análisis;

n = parámetro relativo al tipo de suelo de fundación;

d = razón de amortiguamiento.

Según Nch2369.Of2003 los parámetros anteriormente mencionados están definidos por:

- la estructura se clasifica en la categoría de C1, obra crítica;
- la estructura se encuentra en la zona sísmica 3;
- el suelo de fundación corresponde a un suelo tipo II;
- el coeficiente de amortiguamiento es 0.05 para estructuras de hormigón armado y albañilería según la tabla 5.5 de la NCh2369.Of2003;
- el sistema resistente corresponde a:
“Estructura de marcos dúctiles de hormigón armado” según el punto 4.1 de la tabla 5.6 de la NCh 2369.Of2003.

Por lo anterior se tiene que:

$A_0=0.40g$ (tabla 5.2 NCh 2369.Of2003)

$R=5$ (tabla 5.6 NCh 2369.Of2003)

$T'=0.35[s]$ (tabla 5.4 NCh 2369.Of2003)

$T^*=0.412[s]$ (obtenido de Sap2000)

$n=1.33$ (tabla 5.4 NCh 2369.Of2003)

$d=0.05$ (tabla 5.5 NCh 2369.Of2003)

$I=1.20$ (Art 4.3.2 NCh 2369.Of2003)

Sustituyendo los anteriores valores en la Ec. 6.2 se obtiene un coeficiente sísmico de 0.177, no mayor que $C_{max}=0.18$ según la tabla 5.7 de la NCh2369.Of2003 y no menor que $C_{min}=0.25 A_0/g=0.1$, según Art.5.3.3.1 de la NCh2369.Of2003.

Sustituyendo el coeficiente sísmico en la Ec. 6.1, se calcula la magnitud del corte basal “ Q_0 ”:

$$Q_0 = 6113.6[kgf]$$

6.6.2 Combinaciones de carga:

La tabla 6.11 muestra las combinaciones de cargas, que son las indicadas según el código ACI 318-14 Art 5.3.1 y la norma NCh 2369.Of2003 Art 4.5.

Tabla 6.11. Combinaciones de carga

	PP	SC	Sismo X
Comb. 1	1.2	1.6	0.0
Comb. 2	1.2	1.0	1.4
Comb. 3	1.2	1.0	-1.4
Comb. 4	0.9	0.0	1.4
Comb. 5	0.9	0.0	-1.4

PP= peso propio del marco y la carga muerta existente;

SC= sobrecarga del marco;

Sismo X= fuerza horizontal debido al sismo.

6.6.3 Desplazamiento sísmico

Según el Art.6.1 de la NCh 2369.Of2003 las deformaciones sísmicas se deben determinar de:

$$d_s = d_0 + R_1 d_d \quad (\text{Ecuación 6.3})$$

En que:

d_s = deformación sísmica;

d_0 = deformación debida a cargas de servicio no sísmicas;

R_1 = factor que resulta de multiplicar el valor R obtenido de la Tabla 5.6 de la norma NCh2369 por el cociente Q_0/Q_{min} , siempre que este sea menor o igual a 1.0, sin embargo no se debe usar un valor inferior a 0.5. En caso que este cociente sea mayor a 1, se debe usar $R_1 = R$;

$$Q_{min} = 0.25I(A_0/g)P \quad (\text{Ecuación 6.4})$$

d_d = deformación calculada con la sollicitación sísmica reducida por el factor R.

Además:

$$d_{max} = 0.015 * H \text{ (NCh 2369.Of2003 Art 6.3 d)} (H = 500[cm])$$

El desplazamiento sísmico es inferior al máximo permitido y está dado por los parámetros presentados en la tabla 6.12.

Tabla 6.12. Parámetros de desplazamiento sísmico.

do	Qo/Qmin	R	R1	dd [cm]	ds [cm]	dmax [cm]
0	1.77	5	5	1.44	7.2	7.50

Donde d_d es obtenido del programa SAP2000.

6.7 Diseño de vigas

6.7.1 Momentos últimos:

En la tabla 6.13 y figura 6.75 se muestra un resumen de los momentos últimos alcanzados en la viga luego de aplicar las combinaciones de cargas anteriormente mencionadas.

Tabla 6.13. Momentos últimos en la viga.

Combinación de carga	Momentos en la viga [Tf-m]		
	Extremo izquierdo	Centro	Extremo derecho
Comb. 1	-5.54	6.14	-5.54
Comb. 2	2.25	6.27	-11.17
Comb. 3	-11.19	3.99	2.23
Comb. 4	4.70	4.41	-8.72
Comb. 5	-8.73	3.18	4.69

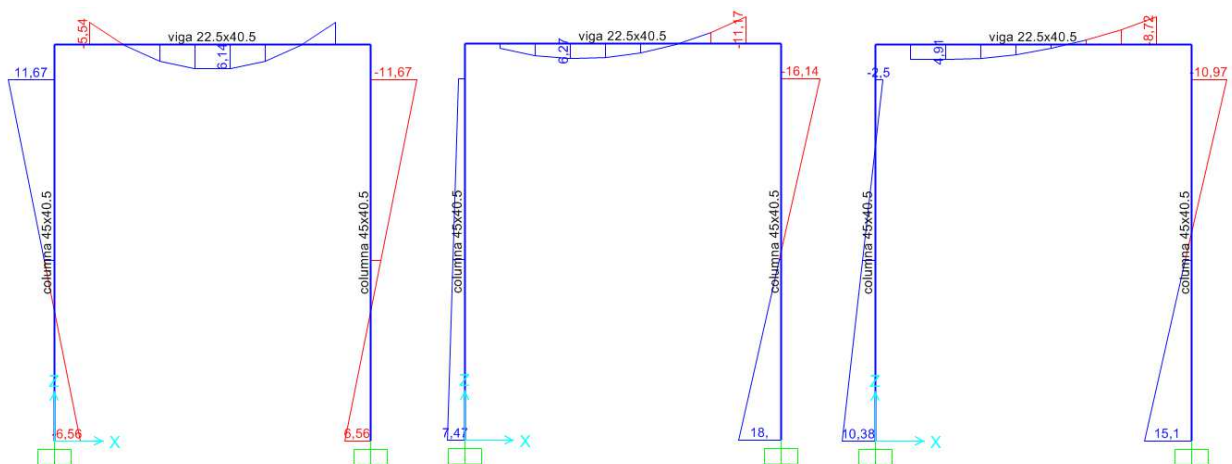


Figura 6.75. Solicitaciones de momento, COMB1, COMB2 y COMB4 respectivamente (unidades en Tf-m).

Los momentos últimos empleados para el diseño están dados en la tabla 6.14:

Tabla 6.14. Momentos máximos absolutos en el centro y extremo de la viga.

	$ Mu+ T-m $	$ Mu- T-m $
Centro	6.27	0.00
Extremos	4.70	-11.19

6.7.2 hipótesis de los armados en vigas

A continuación se muestra una breve verificación de la resistencia considerando armados de vigas idénticos a los armados mostrados en el capítulo 3 pero llevados a escala natural. En la figura 6.76 y 6.77 se muestran los armados sugeridos según esta consideración.

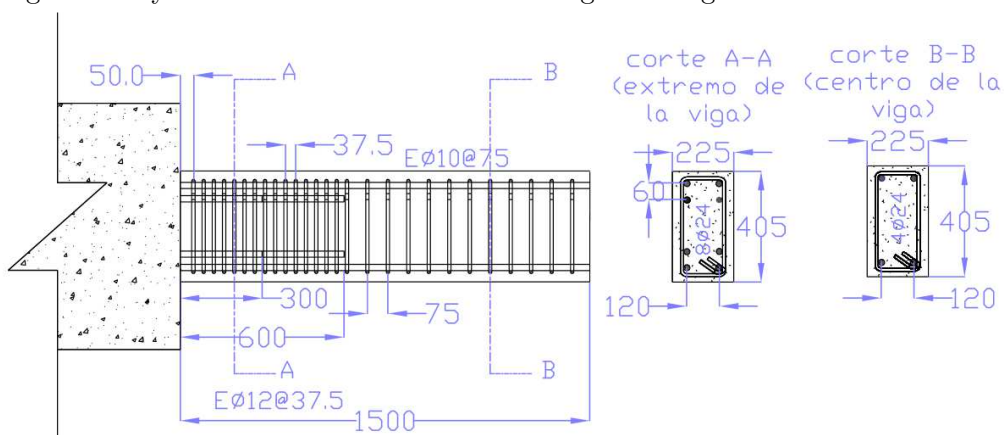


Figura 6.76. Armado de la viga V21 a escala natural.

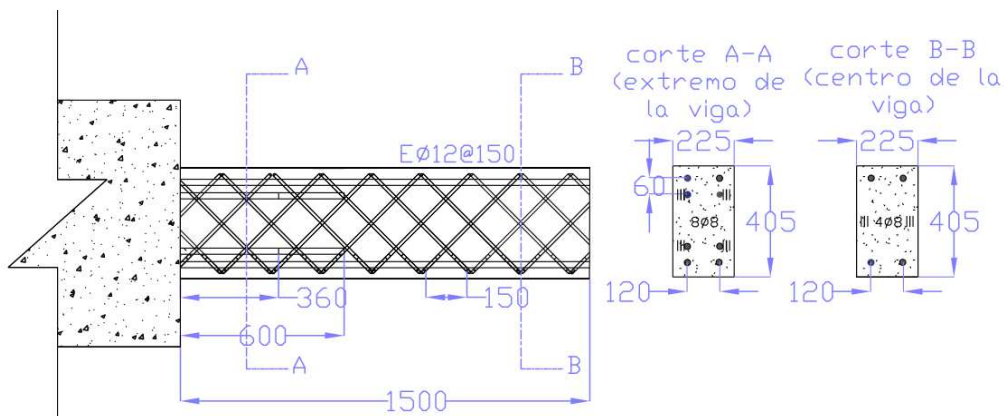


Figura 6.77. Armado de la viga VC6 a escala natural.

6.7.3 Diseño a flexión:

6.7.3.1 Límites de refuerzo longitudinal según ACI 318-Art 18.6.3.

Las cuantías límites de refuerzo longitudinal mínimo y máximo según el código ACI 318-14 Art.9.6.1.2, respectivamente son:

$$A_{s,min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \quad [kgf/cm^2] \quad (\text{Ecuación 6.5})$$

Pero no menor que $1.4b_w d/f_y$

$$A_{s,max} = 0.025b_w d \quad (\text{Ecuación 6.6})$$

Donde:

$A_{s,min}$ = área de refuerzo longitudinal mínimo [cm^2]

$A_{s,max}$ = área de refuerzo longitudinal máximo [cm^2]

b_w = ancho del alma [cm]

d = altura útil del elemento [cm]

f_y = esfuerzo de fluencia del acero [kgf]

f'_c = resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón [kgf]

Las áreas límites de refuerzo se presentan en las tablas 6.15 y 6.16.

Tabla 6.15. Límite mínimo de refuerzo longitudinal.

f'_c [kgf/cm ²]	f_y [kgf/cm ²]	b_w [cm]	d [cm]	$A_{s,min}$ [cm ²]
350.00	2800.00	22.50	33.00	3.97

Tabla 6.16. Límite máximo de refuerzo longitudinal.

b_w [cm]	d [cm]	$A_{s,max}$ [cm ²]
22.50	33.00	18.56

El acero longitudinal proporcionado a la flexión en el extremo de la viga consta de cuatro barras diámetro de 24[mm] con un área transversal total de 18.10 [cm^2], cumpliendo así las cuantías límites de refuerzo longitudinal.

6.7.3.2 Verificación de resistencia:

Para el diseño se debe cumplir el Art.9.5.1.1 del código ACI 318-14:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{Ecuación 6.7})$$

En que:

ϕ = Factor de reducción según el ϵ_t obtenido (deformación por tracción del acero) y el código ACI 318-14 Tabla 21.2.2.

M_n = Momento nominal de la sección;

M_u = Momento último de la sección.

El momento nominal de la sección simétrica se puede encontrar en las planillas de cálculo adjuntadas en esta memoria, en ella se considera el refuerzo longitudinal a compresión, resultados que son análogos a la relación simplificada de la Ec. 6.8 que no considera la armadura por compresión pero que entrega una buena aproximación:

$$M_n = A_s f_y \left(d - 0.59 \frac{A_s f_y}{f'_c b_w} \right) \quad (\text{Ecuación 6.8})$$

En que:

M_n = momento nominal de la sección;

b_w = ancho del alma;

d = altura útil del elemento;

f_y = esfuerzo de fluencia del acero;

f'_c = resistencia cilíndrica a compresión del hormigón;

A_s = área de refuerzo.

La tabla 6.17 muestra un resumen de la sección a verificar:

Tabla 6.17. Detalle de la sección.

	Resumen sección					
	Armadura	As[cm2]	fy[kgf/cm2]	fc´[kgf/cm2]	d[cm]	bw[cm]
Centro	2 ϕ 24	9.05	2800.00	350.00	36.00	22.50
Extremo	4 ϕ 24	18.10	2800.00	350.00	33.00	22.50

Los momentos nominales obtenidos cumplen con lo momentos solicitados a la sección, estos se obtienen del reemplazo de los valores de la tabla 6.17 en la Ec.6.8 en el centro y extremo de la viga. Los momentos nominales son mostrados en la tabla 6.18 y son válidos para cada sentido de análisis, por ser una sección simétrica.

Tabla 6.18. Verificación de los momentos nominales positivos de la sección.

	Momentos nominales				
	Armadura	As[cm2]	Mn[T-m]	$ \phi^*M_n $ [T-m]	$\phi^*M_n > M_u$
Centro	2 ϕ 24	9.05	8.64	7.78	SI
Extremos	4 ϕ 24	18.10	14.80	13.32	SI

6.7.4 Diseño al corte:

6.7.4.1 Fuerza cortante de diseño

Según el ACI 318-14 Art.9.5.1.1 se debe cumplir la relación:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ecuación 6.11})$$

En que:

ϕ = Factor de reducción, según tabla 21.2.1 del código ACI 318-14 igual a 0.75;

V_n = resistencia nominal al cortante;

V_u = fuerza cortante mayorada en la sección;

La fuerza de corte de diseño (tabla 6.20) se obtiene a partir del Art 18.6.5.1 del código ACI318-14 cuya ecuación es la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{wl_n}{2} \quad (\text{Ecuación 6.12})$$

En que:

V_u = fuerza de corte de diseño;

M_{pr1}, M_{pr2} = momentos máximos probables en los extremos de la viga, considerando los resultados experimentales logrados en las vigas, tabla 6.19;

l_n = luz libre de la viga de extremo a extremo;

w = carga gravitacional mayorada distribuida sobre la viga.

Tabla 6.19. Momento probable de la sección de acuerdo a los resultados experimentales, llevados a escala real.

	Armadura	As[cm ²]	M _{pr} [T-m]
V21	4φ24	18.10	15.99
VC6	4φ24	18.10	18.48

Tabla 6.20. Corte último de cada sección.

	M _{pr1} [Tf-m]	M _{pr2} [Tf-m]	w[Tf/m]	l _n [m]	V _u [Tf]
V21	15.993	15.993	7.3696	4	22.74
VC6	18.480	18.480	7.3696	4	23.98

6.7.4.2 Resistencia de la sección

La resistencia nominal al corte se determina con la siguiente expresión (Art 22.5.1.1 del código ACI318-14):

$$V_n = V_s + V_c \quad (\text{Ecuación 6.13})$$

V_s =resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura transversal;

V_c =resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto;

6.6.6.1 resistencia nominal del acero

La resistencia al corte de la armadura transversal (tabla 6.21) se obtiene de Art 22.5.10.5.4 del código ACI318-14 y la expresión:

$$V_s = \frac{A_v f_y d (\text{Sen}[\alpha] + \text{Cos}[\alpha])}{s} \quad (\text{Ecuación 6.14})$$

Donde:

V_s =resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura transversal;

A_v =área de refuerzo de cortante;

f_y =esfuerzo de fluencia del acero en estribos;

d =distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centro del refuerzo longitudinal en tracción;

s =separación entre refuerzos transversales.

α =ángulo formado por el estribo y el eje longitudinal del elemento.

Tabla 6.21. Resistencia al corte proporcionado por el acero.

		Resistencia al cortante del acero						
		Ubicación de estribos en vigas	Av[cm2]	fy[kgf/cm2]	d[cm]	A	s[cm]	Vs[Tf]
Viga V21		extremos	2.26	5000	33	90	3.75	99.53
		centro	2.26	5000	36	90	7.5	54.29
Viga VC6		extremos	2.26	5000	33	45	15	35.19
		centro	2.26	5000	36	45	15	35.19

6.7.4.3 Resistencia nominal del concreto

La resistencia del concreto (tabla 6.22), para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión esta dado según el Art.22.5.5.1 del código ACI 318-14 por:

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f_c} b_w d \quad (\text{Ecuación 6.15})$$

Donde:

λ =Factor de modificación del concreto según Art 19.2.4.2 del código ACI318-14
(valor uno para concretos de peso normal)

Tabla 6.22. Resistencia nominal al cortante del concreto.

λ	f_c' [kgf/cm ²]	b_w [cm]	d [cm]	v_c [Tf]
1	350	22.5	33	7.36

6.7.4.4 Resistencia al corte

Según ACI 318-Art 18.6.5.2 se debe considerar $V_c=0$ en las zonas dadas por Art 18.6.4.1 del código ACI 318-14. En la tabla 6.23 se presenta un cuadro resumen de la resistencia al cortante:

Tabla 6.23. Verificación de resistencias al corte.

Verificación resistencia al corte							
	Ubicación de estribos en vigas	V_s [Tf]	V_c [Tf]	V_n [Tf]	ϕV_n [Tf]	V_u [Tf]	Cumple
Viga V21	extremo	99.53	0	99.53	74.64	22.74	SI
	centro	54.29	7.36	61.65	46.24	22.74	SI
Viga VC6	extremo	35.19	0	35.19	26.39	23.98	SI
	centro	35.19	7.36	42.55	31.91	23.98	SI

6.8 Diseño de columnas:

La columna está compuesta por 16 barras de 24 [mm] de diámetro, su disposición es la que se muestra en la figura 6.78, de esta manera la columna tiene un armado que es el doble al proporcionado para las vigas.

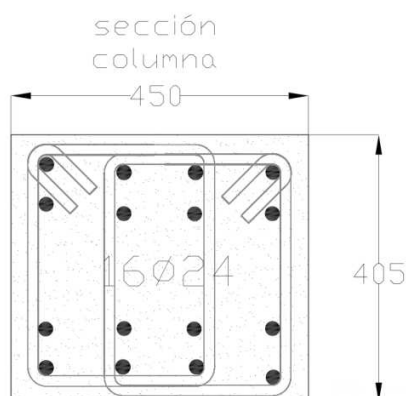


Figura 6.78. Sección de la columna, unidades en [mm].

6.8.1 Verificación del refuerzo longitudinal

Tal como lo indica el artículo 18.7.4.1 del código ACI 318-14, es necesario verificar que las cuantías del refuerzo longitudinal (A_{ST}) para las columnas cumplan con la siguiente condición.

$$0.01A_g \leq A_{ST} \leq 0.06A_g$$

Tabla 6.24- Límites de cuantía de refuerzo longitudinal.

h[cm]	bw[cm]	diámetro[mm]	Nºbarras	0.01Ag[cm2]	0.06Ag[cm2]	Ast[cm2]	cumple
40.5	45	24	16	18.225	109.35	72.382	SI

6.8.2 Análisis de flexocompresión

Se verifica la capacidad de las columnas con ayuda del programa SAP2000, graficando las solicitaciones en un diagrama de interacción de la columna, figura 6.79.

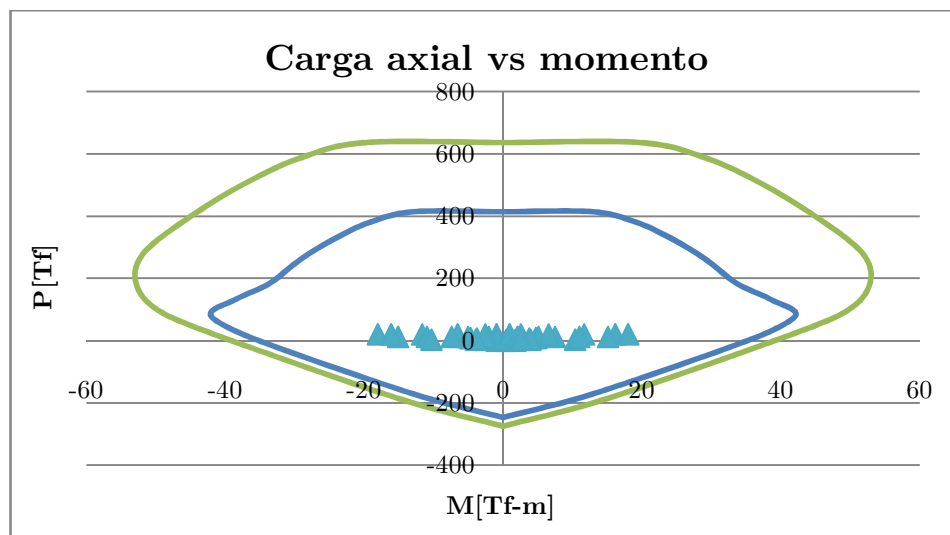


Figura 6.79. Diagrama de interacción de la columna.

6.8.3 Diseño al corte

La verificación del corte en marcos especiales debido a la acción sísmica, está dada por la capacidad de la columna. La fuerza cortante de diseño en columnas según el código ACI 318-14 Art 18.6.5 es:

$$V_u = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_u} \quad (\text{Ecuación 6.17})$$

En que:

V_u = fuerza de corte de diseño;

M_{pr3}, M_{pr4} = momentos máximos probables en los extremos de la columna, basados en el doble valor del momento probable de la viga;

l_u = distancia libre entre los extremos de la columna.

Tabla 6.25. Corte último según Ec 6.17.

	Mpr3 [Tf-m]	Mpr4 [Tf-m]	lu [m]	$-V_e = V_u$ [Tf]
COLUMNA V21	31.99	31.99	5	12.79
COLUMNA VC6	36.96	36.96	5	14.78

Según el Art 18.6.5.2 del código ACI318-14 el refuerzo transversal debe diseñarse considerando $V_c=0$.

Tabla 6.26. Verificación resistencia al corte último.

	s1[cm]	D[mm]	V_n [Tf]	ϕV_n [Tf]	$\phi V_n > V_e$
COLUMNA V21	7.5	12	99.53	74.64	SI
COLUMNA VC6	15	12	70.38	52.78	SI

6.9 Verificación del nudo

El Art 18.7.3.2 del código ACI 318-14 establece que las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \quad (\text{Ecuación 6.18})$$

Donde M_{nc} corresponde a la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo. Mientras que M_{nb} es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo.

Como las columnas tienen el doble de resistencia que las vigas, se satisface este requerimiento de columna fuerte-viga débil, así el armado final del marco con los detalles de las vigas V21 y VC6 son mostrados en las figuras 6.80 y 6.81 respectivamente.

6.10 Armados finales

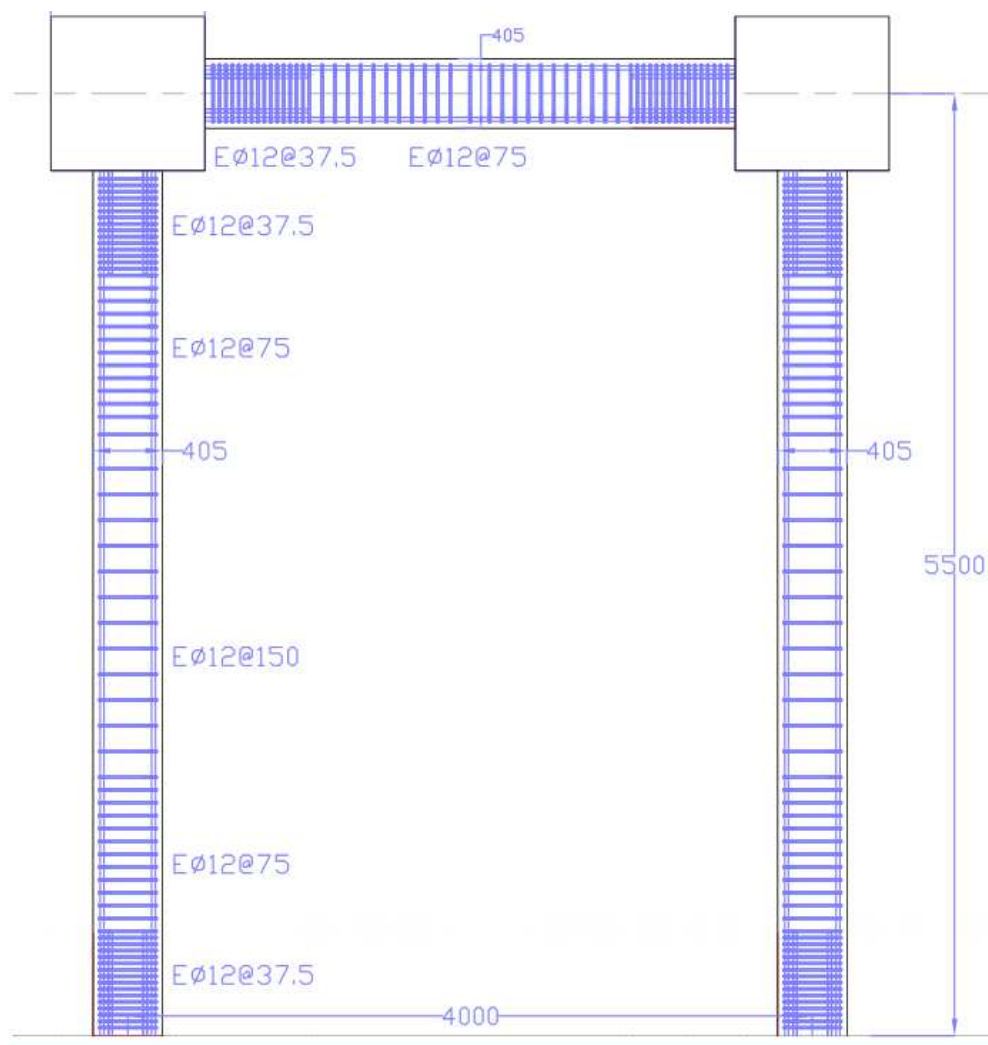


Figura 6.80. Armado de marco con estribos convencionales, V21.

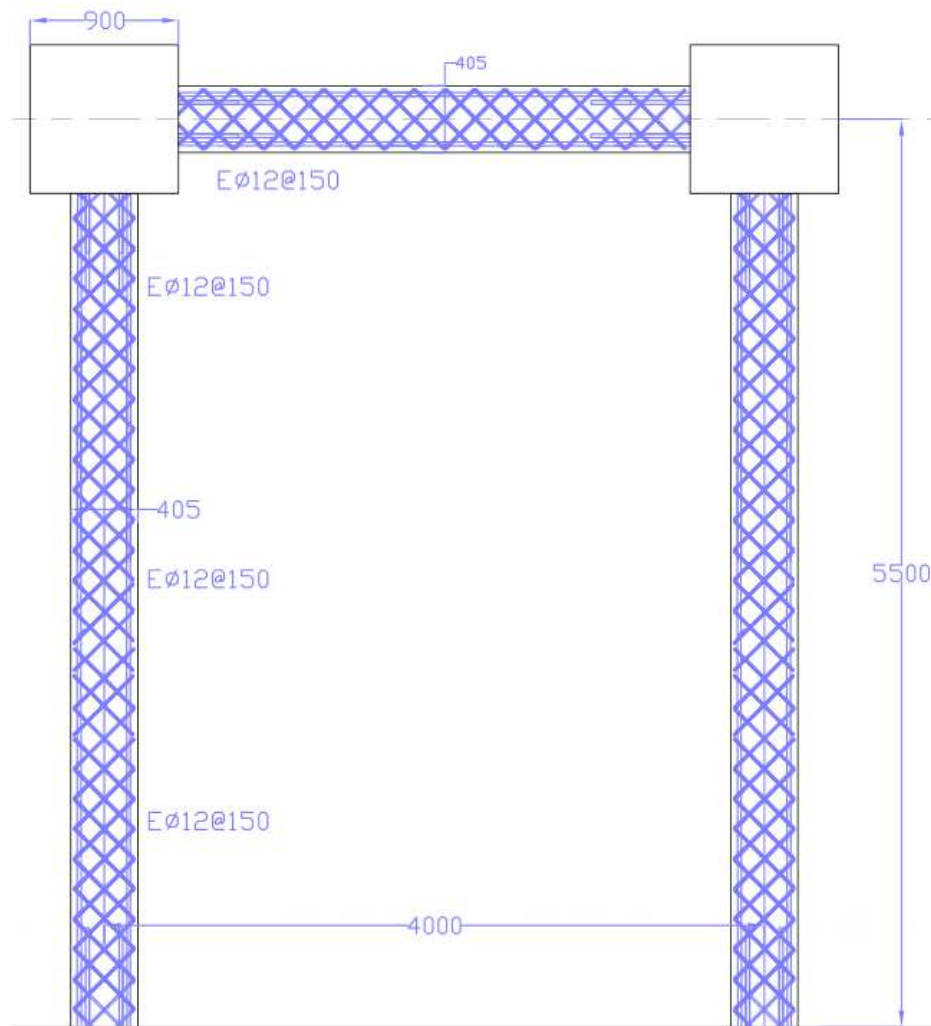


Figura 6.81. Armado de marco con estribos inclinados, VC6.

6.11 Modelos no lineales de marcos de hormigón.

6.11.1 Modelo teórico

Los resultados obtenidos anteriormente en el capítulo 5, son incorporados en las zonas críticas de un modelo idealizado de marco de hormigón como el descrito en párrafos anteriores. A continuación se menciona la serie de hipótesis que fueron consideradas para el modelo:

- Toda la no linealidad de los elementos se concentra en las rotulas plásticas.
- Se consideró en las columnas un factor de reducción de inercia bruta de 0.7.
- Se consideró en las vigas un factor de reducción de la inercia bruta de 0.35.

- Para poder incorporar las simulaciones numéricas de los distintos voladizos en los marcos propuestos, se amplificó la fuerza por un factor de 9 y el desplazamiento por un factor de 3, de esta manera el modelo previamente obtenido de rótula plástica fue llevado a escala real.
- Como la columna tiene una sección equivalente a dos vigas actuando en paralelo se consideró un resorte rotacional equivalente a dos resortes rotacionales de la viga.
- No fue considerada una falla por deslizamiento del anclaje en el nudo.
- El nudo permanece rígido.
- No se consideró la influencia de la carga axial en las columnas.

El marco realizado en OpenSees comprende de elementos elásticos tipo “elasticBeamColumn” en las vigas y columnas, elementos “zeroLength” en todas las rótulas plásticas y una carga distribuida a lo largo de la viga (figura 6.82). Este modelo numérico de es una interpretación idealizada de los marcos mostrados en la figura 6.83, modificando sus respectivos comportamientos no-lineales en los resortes rotacionales.

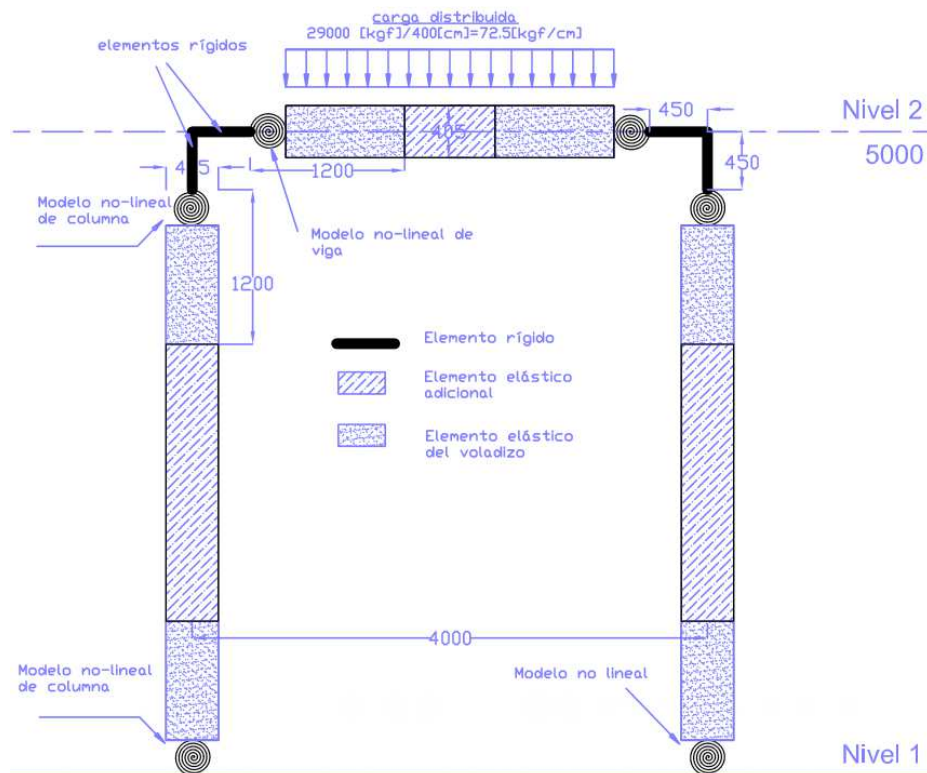


Figura 6.82. Modelo analítico de marco, unidades en [mm].

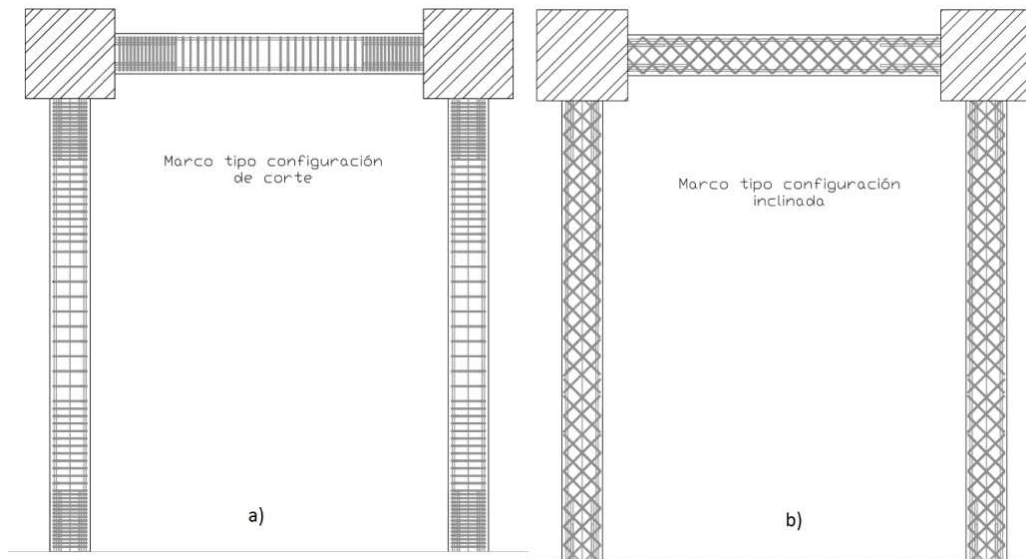


Figura 6.83. Tipos de marcos estudiados, a) Marco con una configuración convencional con alto número de estribos en zonas adyacentes al nudo y b) Marco con estribos inclinados a 45°.

6.11.2 Verificación del Modelo en OpenSees.

Para verificar el comportamiento del marco fueron comparadas las respuestas elásticas de un modelo realizado en OpenSees y otro de péndulo invertido realizado en MatLab versión R2015a (Anexo E) figura 6.84, ambas respuestas elásticas se muestran en la figura 6.85 luego de ser sometidas al registro de aceleraciones de la estación Constitución, terremoto Chile 2010. Se observa que las curvas se superponen satisfactoriamente, por lo que se valida el código en OpenSees y se procedió a incorporar los resortes rotacionales en los extremos de las columnas y viga.

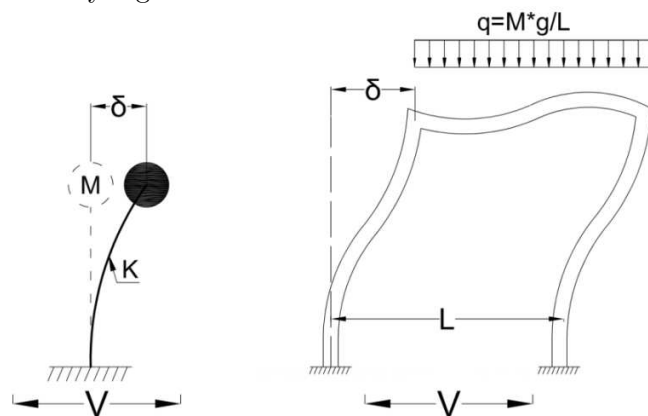


Figura 6.84. Modelos analíticos de marcos de hormigón.

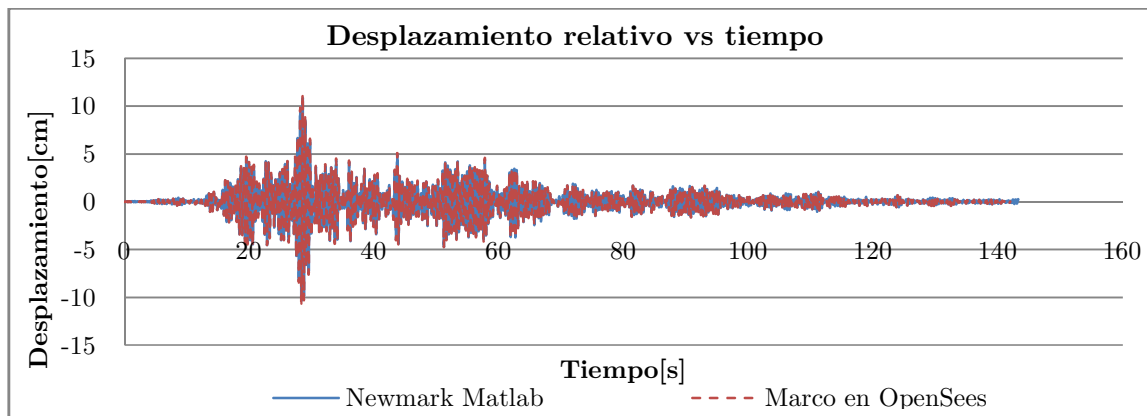


Figura 6.85. Respuestas elásticas de ambos algoritmos, con período natural 0.41[s].

El período natural del modelo elástico realizado en OpenSees es 0.4226[s] cercano a lo obtenido por el programa SAP2000, 0.4162[s]. Más detalles de este código se encuentran en el anexo F.

La tabla 6.27 muestra los períodos naturales obtenidos luego de incorporar los respectivos comportamientos no lineales en los resortes rotacionales al modelo elástico (Anexo F).

La tabla 6.27 indica que la configuración inclinada rigidiza la estructura.

Tabla 6.27. Períodos naturales finales de la estructura con los resortes rotacionales.

Tipo de marco	Período[s]
marco con configuración inclinada VC6	0.6869
marco con configuración de corte V21	0.7385

Capítulo 7

7. Respuesta de marcos:

Este capítulo busca estudiar el comportamiento de los nuevos detalles en zonas próximas al nudo en una estructura de marco a tamaño natural. El modelo teórico de marco, previamente definido, fue sometido a diferentes registros sísmicos, que se pueden encontrar en el Anexo G. La respuesta permitió conocer, comparar y concluir sobre el hipotético desempeño del marco con los diferentes detalles en el arranque de vigas y columnas.

Tabla 6.28. Propiedades de los registros sísmicos usados.

Evento	Aceleración máx.[g]	Duración[s]	Periodo preponderante[s]
Sismo México 1985	0.17	130	2.06
Constitución 2010	0.53	130	0.41
Viña del Mar 1985	0.35	110	0.77
Kobe 1995	0.83	20	0.69

7.1 Capacidad destructiva de los terremotos

Uno de los parámetros asociados a la destructividad de los movimientos sísmicos, es la aceleración máxima del suelo. Sin embargo, no necesariamente es éste un buen parámetro de comparación. Por ejemplo, un sismo con bajas aceleraciones puede producir daños considerables, como es el caso del registro SCT correspondiente al sismo de México 1985 (Flores R., Carlos A.(1993)).

7.1.1 Potencial destructivo (Araya y Saragoni),

El potencial destructivo de Araya y Saragoni permite comparar satisfactoriamente los requerimientos de ductilidad de acelerogramas de movimientos sísmicos registrados en distintas zonas tectónicas del mundo. Este índice toma en cuenta la influencia de: la aceleración máxima, la duración de la zona de movimiento y el contenido de frecuencias medido por la intensidad de cruces por cero.

Araya y Saragoni definen el potencial destructivo de un acelerograma según la Ec.(7.1):

$$P_D = \frac{IA}{v_0^2} = \frac{\pi}{2 * g} \frac{\int_0^{t_0} \ddot{u}_s^2(t) dt}{v_0^2} \quad (\text{Ecuación 7.1})$$

En donde:

IA = intensidad de Arias.

$\ddot{u}_s$ = aceleración del suelo.

t_0 = duración total del movimiento del suelo.

g = aceleración de gravedad.

ν_0 = intensidad de cruces por cero por segundo.

$$\nu_0 = \frac{w_a}{\pi} \quad (\text{Ecuación 7.2})$$

La intensidad de cruces por cero ν_0 está dada por la Ec.(7.2), donde w_a es la frecuencia característica del registro de aceleraciones.

Se denomina potencial destructivo en la componente horizontal (P_{DH}) a:

$$P_{DH} = P_{Dxx} + P_{Dyy} \quad (\text{Ecuación 7.3})$$

Donde:

P_{Dxx} o P_{Dyy} = potencial destructivo en la componente dirección x o y.

La tabla 7.28 muestra algunos potenciales destructivos de sismos relevantes en Chile y el extranjero.

Tabla 7.29. Potencial de daño destructivo de algunos terremotos (Saragoni 2000).

Estación	Componente	PD[cm*s]	PDh[cm*s]
Viña del Mar 1985	Viña del Mar S20°W	11.6	17.1
	Viña del Mar N70°W	5.5	
Estación Llolleo 1985	Llolleo N10°E	19.8	27.7
	Llolleo S80°E	7.9	
Estación Constitución 2010	Long	43.87	110.98
	Tran	67.11	
Northridge 1994	New360	20.9	34.6
	New90	13.7	
El Centro 1940	NS	4.73	8.38
	EW	3.65	
México 1985	SCT Tran	129.5	205.4
	SCT Long	75.9	
Kobe 1995	jmakobns	20	39.5
	jmakobew	19.5	

7.2 Secuencia de Aceleraciones:

Para estudiar el comportamiento sísmico, el modelo analítico de marco fue sometido a una sollicitación tipo sinusoidal con frecuencia 1.16[Hz] que es equivalente en escala real a la frecuencia empleada en los ensayos cíclicos a escala 1:3.

El acelerograma está compuesto de series consecutivas que van aumentando progresivamente la amplitud (figura 7.86). La senoide entregada al sistema es comparable a distintos registros sísmicos, desde el punto de vista de su potencial destructivo, tabla 7.29. La quinta serie posee un potencial destructivo 1.8 veces mayor al encontrado en la literatura, por lo que esta serie puede considerarse como el peor escenario creíble para un sismo del tipo subductivo. Sin embargo se otorga una holgura de tres series adicionales.

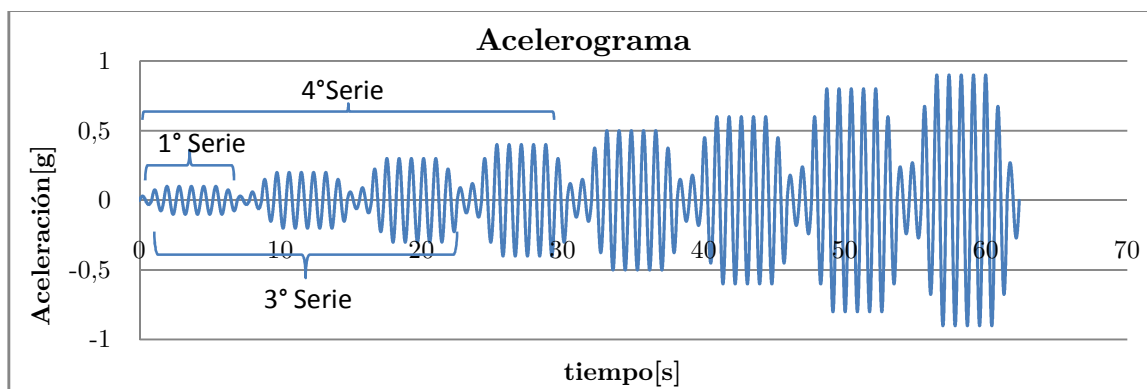


Figura 7.86. Secuencia sinusoidal.

Tabla 7.30. Potencial destructivo de la secuencia sinusoidal.

Etapa	Nº Ciclos acumulados	Amplitud[g]	IA	PD[cm*s]
1ªSerie	9	0.1	42.1	7.9
2ªSerie	18	0.2	210.4	41.7
3ªSerie	27	0.3	589.0	119.1
4ªSerie	36	0.4	1262.1	265.3
5ªSerie	45	0.5	2313.9	475.1
6ªSerie	54	0.6	3828.4	789.2
7ªSerie	63	0.8	6520.0	1348.0
8ªSerie	72	0.9	9928.6	2086.6

7.3 Respuesta del modelo numérico de marco sometido a solicitaciones cíclicas

7.3.1 Respuesta de Marcos

El modelo de marco a escala natural, fue sometido a la secuencia de aceleraciones previamente descrita, se capturó el desplazamiento relativo del piso (Δd), el corte basal " ΔV " [Tf], la resistencia que alcanzó la rótula plástica en el extremo izquierdo de la viga y el desplazamiento " Δy " correspondiente al nodo "i", que está ubicado a 120[cm] de la cara de la columna, (figura 7.87).

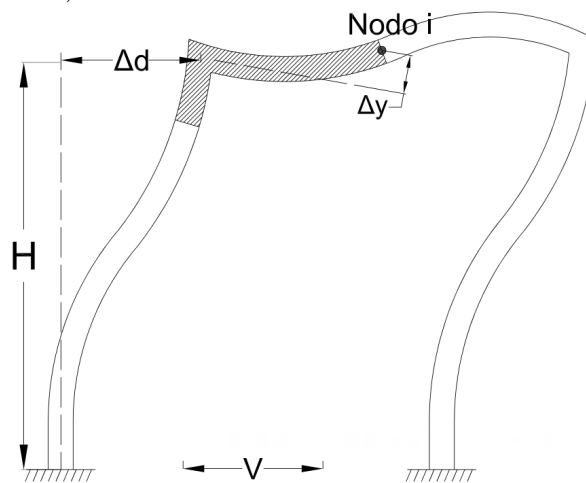


Figura 7.87. Magnitudes a considerar en la respuesta de marcos.

Las curvas de histéresis de los marcos son mostradas en las figuras 7.88 y 7.89. A partir de ellas se puede afirmar:

Marco tipo convencional con alto número de estribos:

El desplazamiento relativo máximo alcanzado hasta la sexta Serie, fue de 30.89 [cm] con fuerte reducción de la resistencia. El marco entra en fluencia desde la segunda serie, disipando una energía total de 4738 [$Tf \cdot cm$] hasta la sexta serie, figura 7.88.

Marco con estribos inclinados:

El desplazamiento máximo hasta la octava Serie fue de 30.70 [cm], la energía liberada total por este marco fue de 18527 [$Tf \cdot cm$]. La fluencia comienza en la tercera serie y el marco finaliza la 8ª Serie con una reducción de la resistencia del orden de un 45% con respecto al máximo alcanzado, figura 7.89.

En resumen, las respuestas indicaron que la configuración inclinada retrasa el estado de no linealidad y se observan ventajas en términos de disipación de energía a partir de la quinta serie (figura 7.90). Los modelos indicaron que existe una considerable reducción de la

resistencia en la quinta y octava serie en marcos con estribos rectos e inclinados respectivamente, de esta manera se concluye que existe un retardo en el colapso en marcos con estribos inclinados.

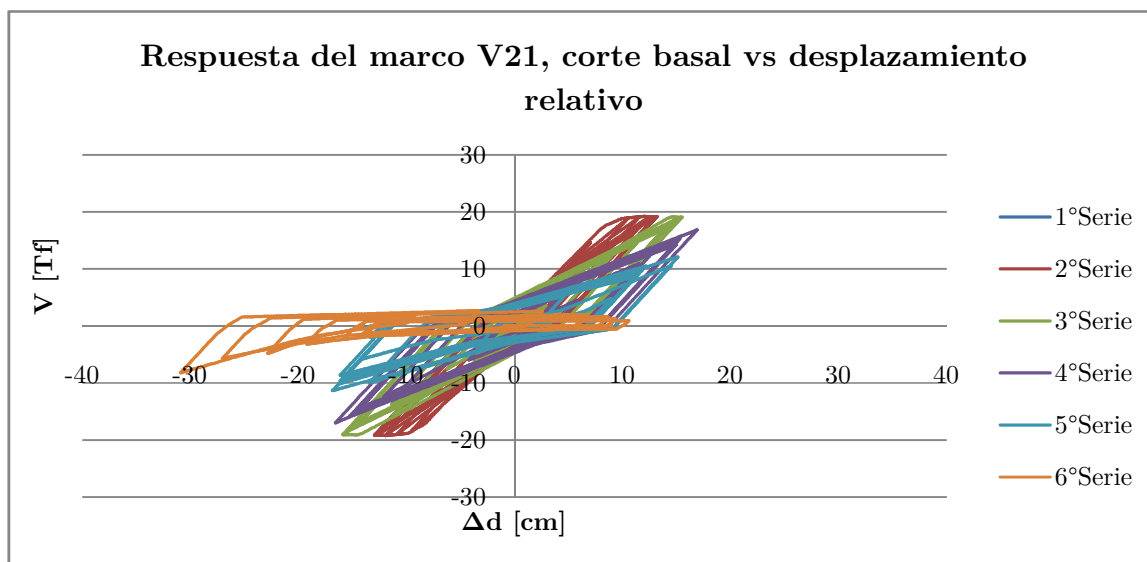


Figura 7.88. Desplazamiento relativo del piso vs corte basal, configuración de corte.

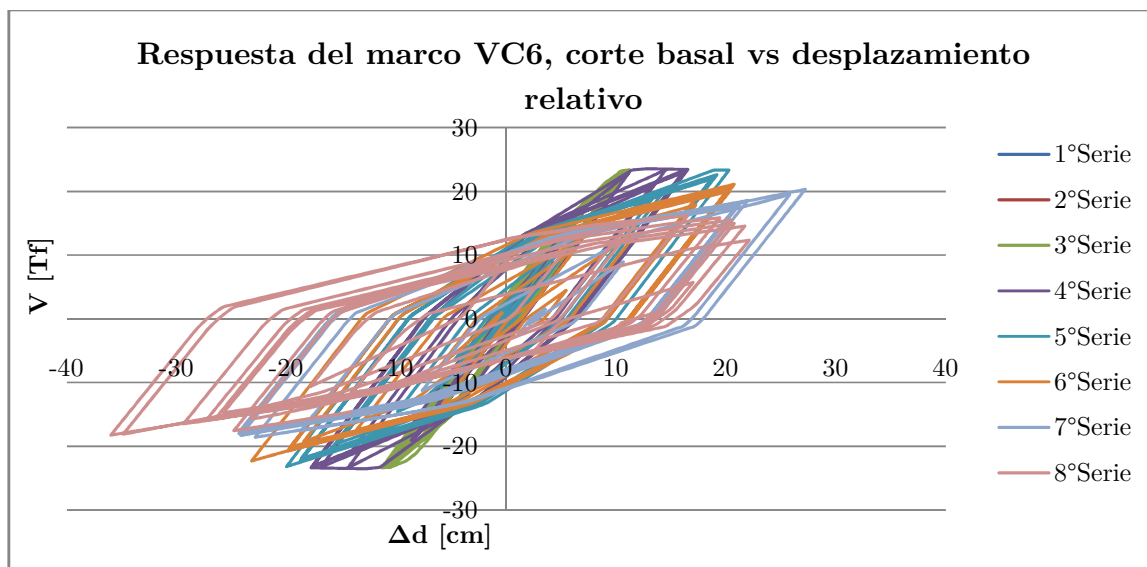


Figura 7.89. Desplazamiento relativo del piso vs corte basal, configuración inclinada.

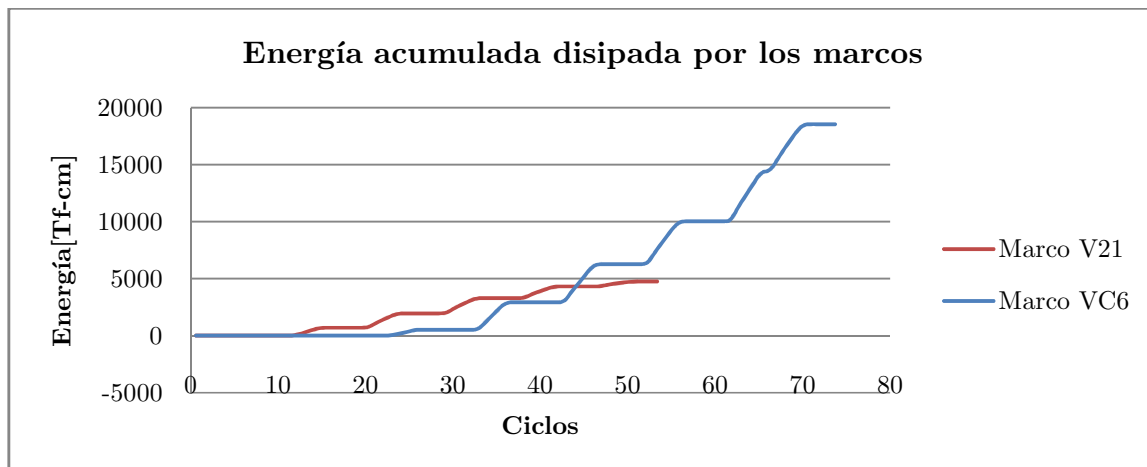


Figura 7.90. Energía acumulada disipada.

7.3.2 Respuesta de la zona del voladizo

Con el objetivo de asociar los desplazamientos experimentales logrados en el extremo libre del voladizo, con hipotéticos desplazamientos generados por solicitaciones sísmicas de un elemento equivalente en el marco (figura 7.91), se capturó el desplazamiento llamado Δy , que está ubicado en el nodo “i” del marco (figura 7.87) y está dado por la rotación de la rótula plástica más la deformación elástica de una longitud equivalente de 120 [cm].

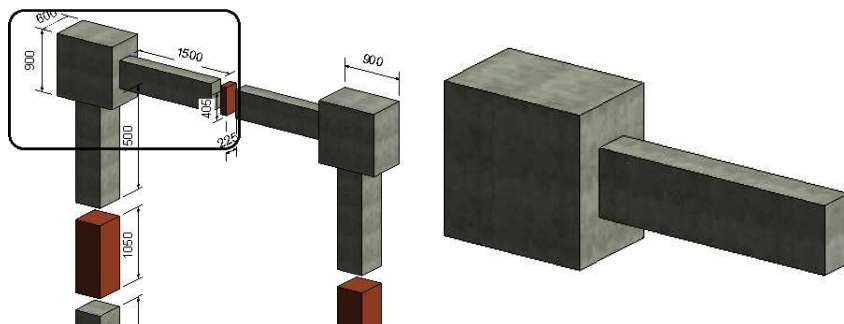


Figura 7.91. Esquema del voladizo estudiado en el marco.

La gráfica de este desplazamiento " Δy " en función de la resistencia que se genera en la rótula plástica es mostrada en las figuras 7.92 y 7.93, curvas que son llevadas a escala 1:3 para una mejor comparación con los datos experimentales.

En la tabla 7-30 se muestran los máximos desplazamientos en el nodo i, para cada tipo de configuración y serie de solicitación. Esta tabla indica que la distribución inclinada reduce significativamente el desplazamiento máximo (Δy_{max}) en las tres primeras series, además se puede observar que un desplazamiento entre 15 a 18[mm] en promedio está asociado a la cuarta y quinta serie, que fueron relacionados a un gran terremoto creíble, de naturaleza subductiva, simétrica y de larga duración.

Tabla 7.31. Desplazamientos máximos del voladizo.

	Desplazamientos máximos[cm]	
	viga tipo corte(V21)	viga estribos inclinados(VC6)
1°Serie	0.496	0.332
2°Serie	1.168	0.575
3°Serie	1.468	0.988
4°Serie	1.561	1.659
5°Serie	1.701	1.884
6°Serie	5.675	2.220
7°Serie	5.658	2.444
8°Serie	0.000	3.677

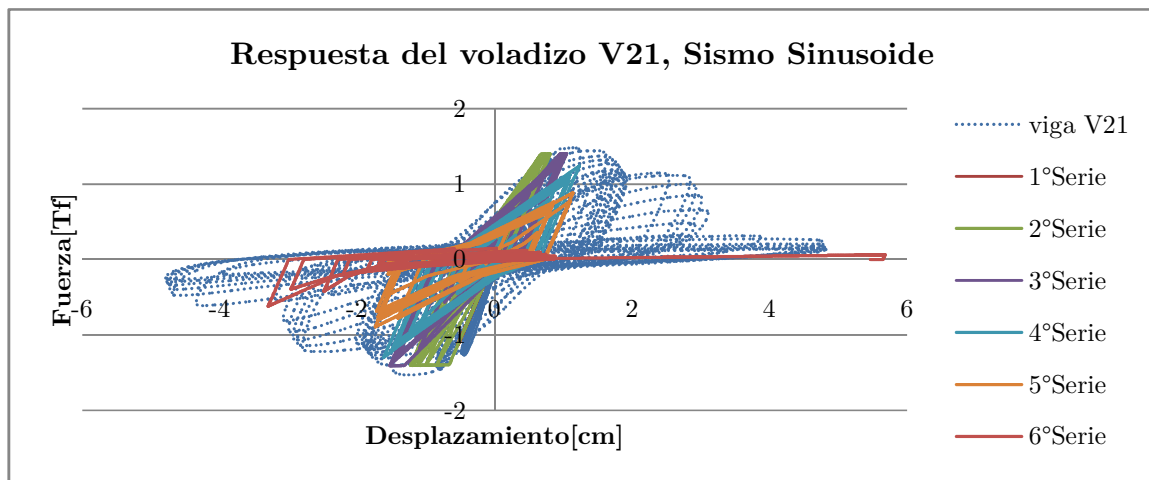


Figura 7.92. Respuesta Δy en un marco con estribos rectos, V21.

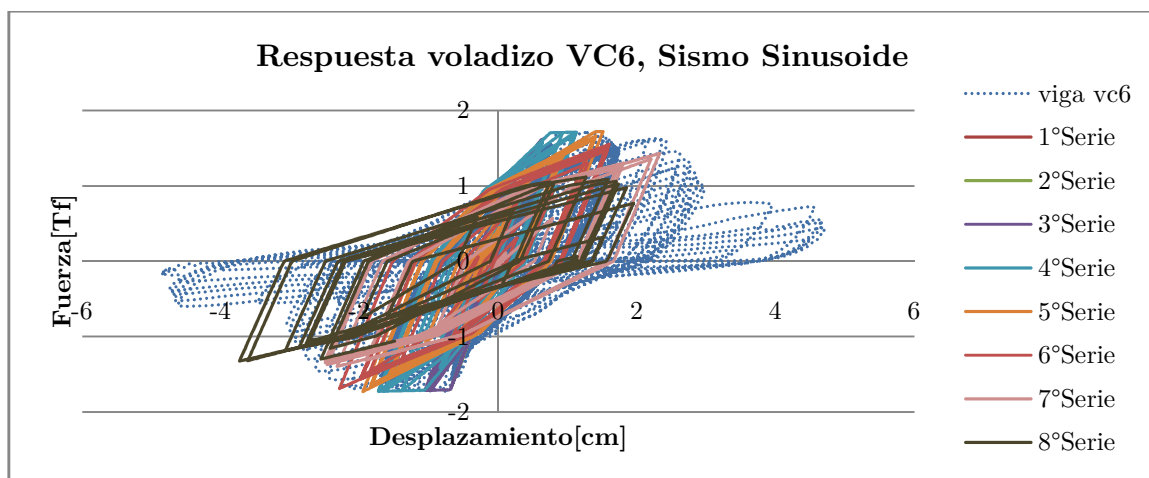


Figura 7.93. Respuesta Δy en un marco con estribos inclinados a 45°.

Si se observan las respuestas histeréticas, figuras 7.92 y 7.93, hasta la sexta serie, se puede observar que la disposición con estribos rectos colapsa y el arreglo inclinado presenta una moderada reducción de la resistencia, este es el mismo estado histerético que se encontró a una ductilidad acumulada de 191.67 en la comparación del agrietamiento de los voladizos, tabla 4.4.

7.4 Respuesta de distintos tipos de marco frente a otras sollicitaciones:

Los marcos estudiados fueron sometidos a diversos sismos, cuyos acelerogramas se pueden encontrar en el Anexo G. Se capturó el desplazamiento Δy junto a la resistencia generada en la rótula plástica del extremo izquierdo de la viga. Se evaluó el peor escenario posible para el marco modificando la altura del mismo de tal manera que su período natural se aproxime al período predominante del sismo.

Para encontrar los períodos predominantes de los sismos se generó un código en el programa MatLab (Anexo E). Los espectros de respuesta elásticos de aceleración son mostrados en la figura 7.94 y tabla 7.31 que consideraron un amortiguamiento crítico de 5%.

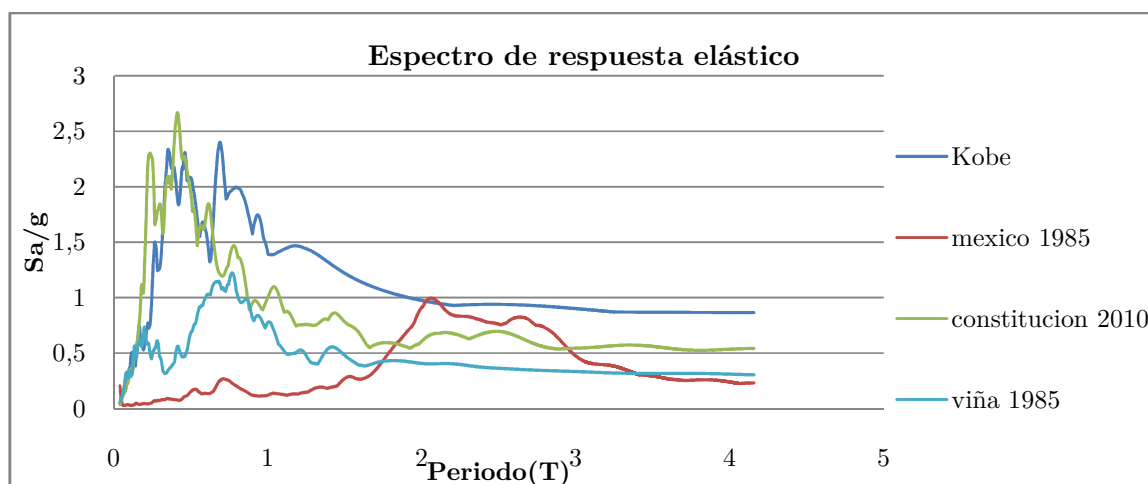


Figura 7.94. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

Tabla 7.32. Períodos predominantes de los sismos.

Sismo	T[seg]
Kobe	0.69
México 1985	2.06
Constitución 2010	0.41
Viña 1985	0.77

Las respuestas de la zona tipo voladizo en los marcos con armados especiales son mostradas en las figuras 7.95, 7.96, 7.97 y 7.98 y se resumen en la tabla 7.32.

7.4.1 Respuesta del voladizo, Sismo Kobe:

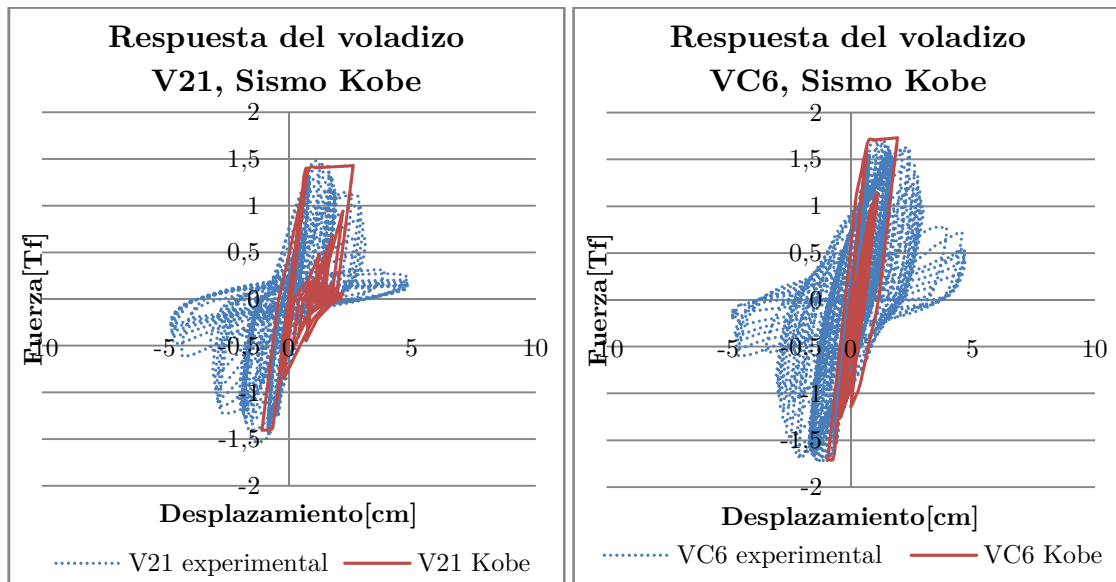


Figura 7.95. Respuesta de ambos tipos de voladizo en el marco con $H=4.8[m]$, Sismo Kobe.

7.4.2 Respuesta del voladizo, Sismo México 1985:

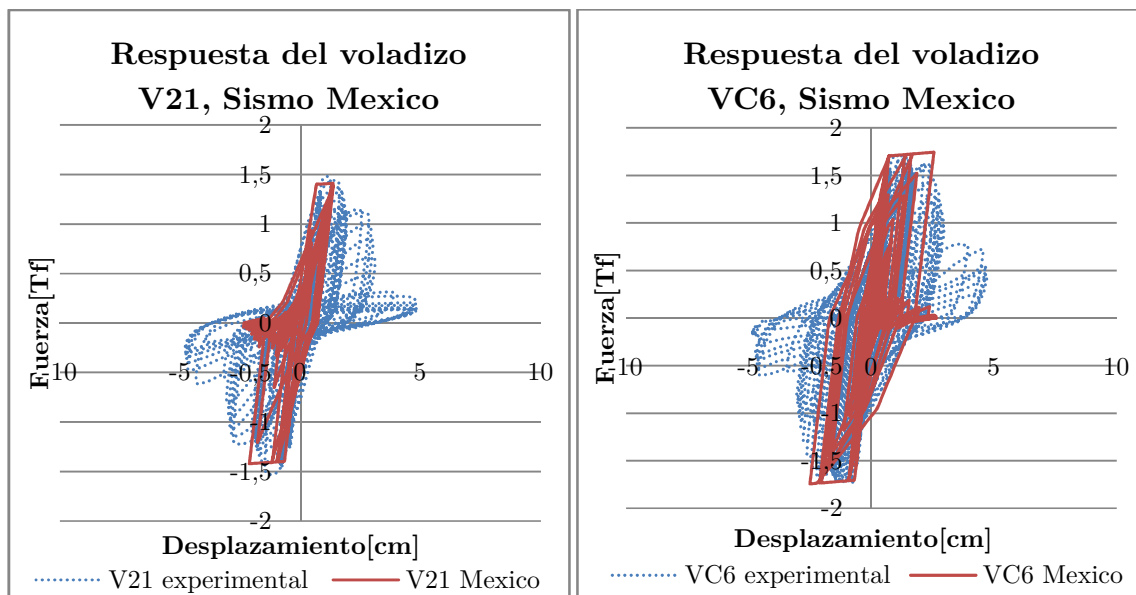


Figura 7.96. Respuesta de ambos tipos de voladizo en el marco con $H=12[m]$, Sismo México 1985.

7.4.3 Respuesta del voladizo, Sismo Constitución 2010:

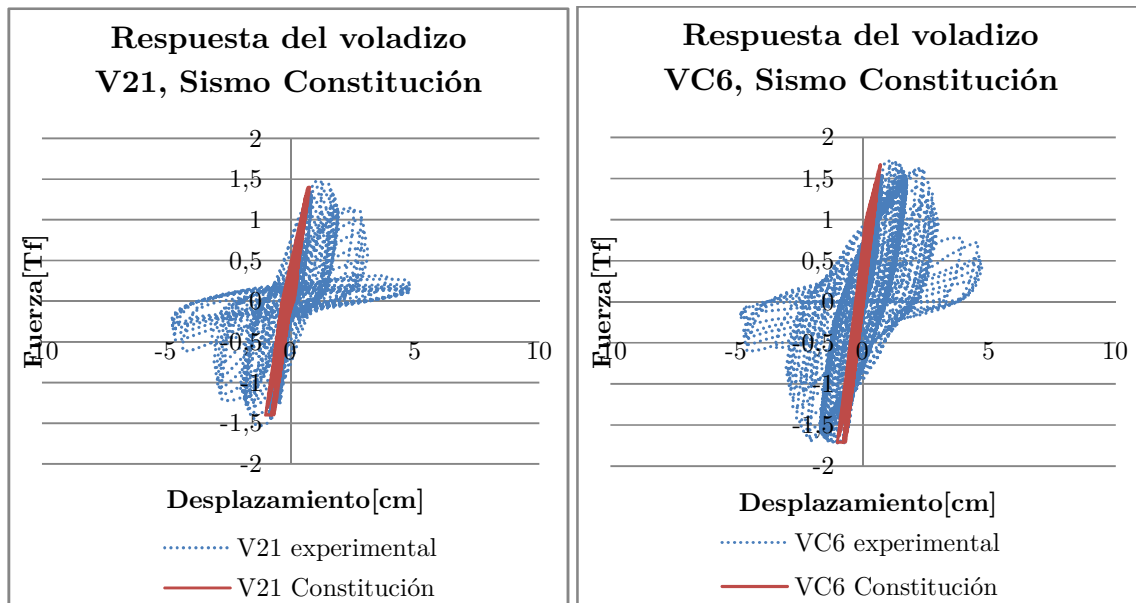


Figura 7.97. Respuesta de ambos tipos de voladizo en el marco con $H=3.2$ [m], Sismo Constitución 2010.

7.4.4 Respuesta del voladizo, Sismo Viña:

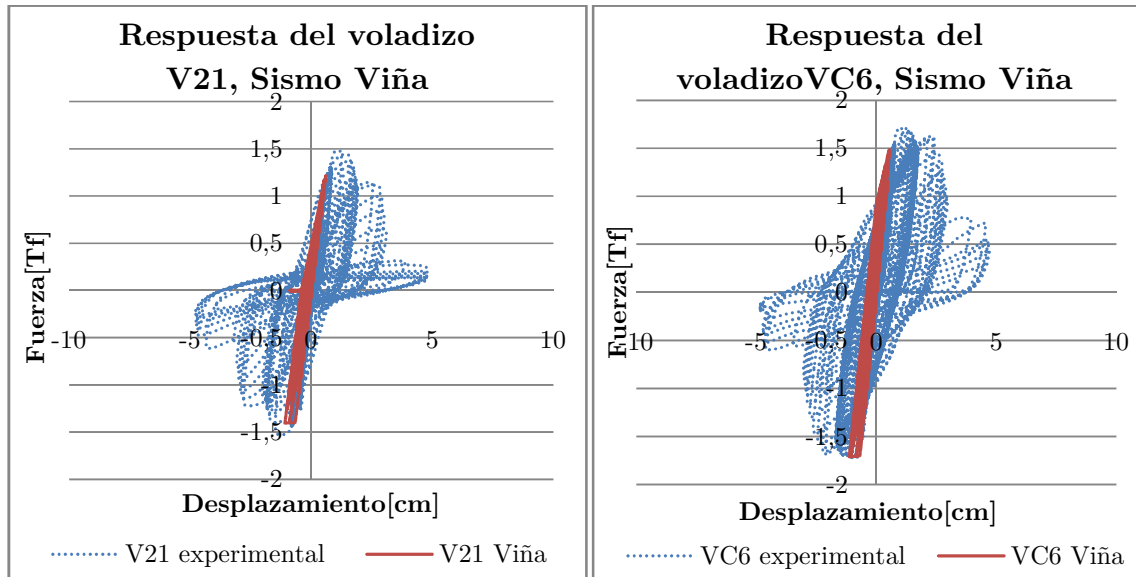


Figura 7.98. Respuesta de ambos tipos de voladizo en el marco con $H=5.3$ [m], Sismo Viña del Mar 1985.

Tabla 7.33. Desplazamientos máximos del nodo i en el marco.

				desplazamiento máximo del nodo i, $\Delta_{y\max}$		$\Delta_{y\max}$, a escala 1:3	
Sismo	Período predominante del sismo[s]	Altura del Marco, H[m]	Período del Marco [s]	V21	VC6	V21	VC6
Kobe	0.69	4.8	0.688	7.815	5.739	2.605	1.913
México 1985	2.06	12.2	2.08	7.104	5.223	2.368	1.741
Constitución 2010	0.41	3.2	0.42	3.012	3.054	1.004	1.018
Viña 1985	0.77	5.3	0.77	3.246	3.423	1.082	1.141

Las curvas de histéresis anteriormente mostradas indican que en escenarios desfavorables no se aprecian importantes pérdidas de resistencia en las configuraciones inclinadas, además los desplazamientos máximos en el nodo i, tienden a ser iguales o menores a las de sus homólogos con estribos rectos.

Conclusiones

Como resultado final de este trabajo es posible establecer lo siguiente:

Existe concordancia entre los resultados obtenidos por otros autores que experimentaron con refuerzo transversal continuo en espiral y los resultados aquí obtenidos con estribos inclinados. En ambos casos hubo un aumento en la disipación de energía y la resistencia máxima alcanzada respecto al armado tradicional.

De los ensayos de los elementos en voladizos, se encontró que la configuración con estribos inclinados aumentó la ductilidad en un 60%, incrementó la disipación de energía al triple y elevó levemente la rigidez y la resistencia en comparación a un armado con refuerzo transversal convencional.

También se pudo notar que con desplazamientos en el extremo libre del voladizo mayores que 1.7 [cm] la configuración convencional presentó una caída consecutiva de la energía disipada en cada ciclo de respuesta, mientras que la configuración inclinada presentó esta misma tendencia a partir de desplazamientos mayores que 2.2 [cm]. Para cuantificar este último efecto, producto del agrietamiento, se examinó el índice de daño propuesto por Park y Ang (1984) y se encontró que la configuración inclinada presentó una disminución del factor β que depende de la cantidad de ciclos de carga, comparado con estribos convencionales. Además se encontró que la disposición inclinada prolongó el intervalo de daño que Park y Ang (1984) llaman del tipo reparable.

En las configuraciones con estribos inclinados se observó que las líneas de agrietamiento son paralelas al armado transversal quedando, al invertirse la carga, una red de grietas cruzadas que definen fragmentos de hormigón que tienden a quedar anclados en los refuerzos transversales. En cambio en un armado convencional los fragmentos escapan con mayor facilidad entre los estribos.

Se modeló numéricamente los voladizos ensayados y se logró sintetizar curvas de histéresis que presentaron resultados aceptables en términos de disipación de energía y comportamiento no lineal con respecto a los resultados experimentales. Se buscó un marco de hormigón armado que reprodujera en sus elementos a escala real lo mejor posible las curvas de comportamiento de los voladizos ensayados en el laboratorio, el cual fue modelado en la plataforma OpenSees y sometido a un movimiento basal equivalente a la sollicitación con que fueron ensayados los voladizos. Esto se hizo para los casos de estribos convencionales y para estribos inclinados, encontrándose que la distribución inclinada rigidiza la estructura y le disminuye su período natural. Además esta configuración retardó el estado de fluencia y una vez que este se produjo, la estructura alcanzó menores

desplazamientos que su homóloga con estribos rectos, incluso cuando la frecuencia natural fue cercana a la de la sollicitación.

Se pudo asociar los desplazamientos obtenidos experimentalmente en los extremos libres de los voladizos con los valores correspondientes a las sollicitaciones sísmicas reales en el marco de hormigón armado, obteniéndose desplazamientos de hasta 15 ó 20 [mm] a escala 1:3 para movimientos de muy alto potencial destructivo. Por lo tanto, los cortes de barras y colapsos observados en el laboratorio para desplazamientos de 35 mm y mayores no llegarían a ocurrir en la realidad.

El modelo de marco indicó que en sollicitaciones con un elevado potencial destructivo, la configuración inclinada ayudaría a prevenir el deterioro anticipado de la resistencia, concluyendo así que no se esperarían vaciamientos de hormigón como los observados en el país en terremotos recientes.

Los excelentes resultados obtenidos hasta ahora no eximen de la necesidad de realizar ensayos con armadura transversal inclinada a escala natural y de desarrollar nuevas experiencias en estructuras a escala reducida sobre la mesa vibradora, los cuales podrían ser financiados por fondos concursables.

Bibliografía

Azimi M., Adnan A., Tahir M., Rahman A., Muiz S.(2015), “Seismic Performance of Ductility Classes Medium RC Beam-Column Connections with Continuous Rectangular Spiral Transverse Reinforcements”, *Latin American Journal of Solids and Structures*, journal de Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering, Agosto 2015, Brazil.

Azimi M., Adnan A., Osman M., Faridmehr I., Hodjati R., (2014), “Energy Absorption Capacity of Reinforced Concrete Beam-Column Connections, with Ductility Classes Low”, *American Journal of Civil Engineering and Architecture*, 2014, Vol. 2, No. 1, 42-52, Malaysia.

Bonilla A., Vega V., Miranda M.(2014) “Tools for Modeling the Lateral Response of Squat Reinforced Concrete Shear Walls”, Tenth U.S National Conference on Earthquake Engineering Frontiers of Earthquake Engineering, July 21-25,2014, Anchorage, Alaska, EE.UU.

Bonilla N., (2009), “Canalones Dalla como Sistema Arriostrante de Estructuras Industriales de Hormigón Prefabricado”, Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería, Santiago, Chile.

Cormac J., Brown R., (2011), “Diseño de Concreto Reforzado”, Octava Edición con el Código ACI318-08, Alfaomega Grupo Editor, julio 2011, México.

Ellingwood B., (1980), “An Investigation of the Miyagi-Ken-Oki, Japan Earthquake of June 12, 1978”, National Bureau of Standards, NBS special Publication 592, U.S Department of Commerce, Washington, DC 20234. EEUU.

Filippou F., D’Ambrisi A. (1999), “Modeling of Cyclic Shear Behavior in RC Members”, *J.Struct.Eng.*, Vol 125, Issue 10,pp 1143-1150, EE.UU.

Flores R., Carlos A.(1993) “El caso del sismo del 3 de Marzo de 1985”, *Instituto de Ingenieros de Chile*, pp 80-89 ,Santiago, Chile.

Jorquera R.(2014), “Catálogo de Terremotos Subductivos Chilenos para la Generación de Curvas de Fragilidad”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

Karayannis C., Sirkelis G., (2005), “Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Columns With Rectangular Spiral Shear Reinforcement”, Third International Conference on Construction in the 21st Century (CITC-III) “Advancing Engineering, Management and Technology” 15-17, September 2005, Athens.

Matzner G.(2007), “Evaluación Experimental del Daño en Muros de Hormigón Armado Sometidos a Altas Demandas de Ductilidad”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.

Mazzoni S., McKenna F., Scott M., Fenves G.(2007), “OpenSees Command Language Manual”, Open System for Earthquake Engineering Simulation, computational platform for research in performance-based earthquake engineering at the Pacific Earthquake Engineering Research Center, EEUU.

Moreno A.,(2012), “ Falla de Vigas de Marcos Sísmicos de Hormigón Armado en la Zona próxima al Nudo”, Memoria para optar al título de Constructor Civil, UTFSM, Valparaíso, Chile.

Orakcal K., Massone L., Wallace J.(2006) “Analytical Modeling of Reinforced Concrete Walls for Predicting Flexural and Coupled– Shear-Flexural Responses”, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, PEER Report 2006/07 , Pp 21-68. University of California, Berkeley, EE.UU.

Oyarzo C.“ Evaluación de Daño en Muros de Hormigón Armado Sometido a Altas Demandas de Ductilidad” ”, Memoria para optar al título de Magister en Ciencias de la Ingeniería Civil, UTFSM, Valparaíso, Chile.

Ovalle C.(2004), “Efectos de la Velocidad de Deformación en el Comportamiento de Elementos de Hormigón Armado” , Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.

Park. R.(1989), “Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing ”, *Bulletin of the New Zealand National Society Earthquake Engineering*, Vol 22, No.3 1989, N.Z.

Park, Y.J., Ang, A.H-S., Wen, Y.K. (1984), “Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design of R.C. Buildings”, *Civil engineering studies*, University of Illinois Engineering Experiment Station, EE.UU.

Riddell R., Hidalgo P.(2000), “Fundamentos de Ingeniería Estructural para Estudiantes de Arquitectura”, pp 403, *Ediciones Universidad Católica de Chile*, Santiago, Chile.

Rojas J., (2009), “Elementos de Hormigón Armado con Barras de Refuerzo Ancladas con Ganchos Sometidas a Solicitaciones Cíclicas”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.

Saragoni R., Diaz H.(2000),“ Seismic Power for Earthquake Design”, *World Conference on Earthquake Engineering*, Vol 6 Structural Engineering, N.Z.

Schnaidt C.(2005), “Estudio en Mesa de Simulación de Terremotos de Dos Soluciones para el Soporte de una Plataforma de Hormigón Armado”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.

Shafaei J., Sajjad M., Hosseini A., Sadegh M. (2014), “Effects of Joint Flexibility on Lateral Response of Reinforced Concrete Frames” , *Engineering Structures*, Vol 81, pp 412-431, Washington University in St. Louis, Saint Louis, EE.UU.

Silva B. (2014), “Vigas de Hormigón Armado con Refuerzo al Corte en 45° Sometidas a Cargas Cíclicas”, Memoria para optar al título de Constructor Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.

Sittipunt C., Wood S., Lukkunaprasit P., Pattararattanakul P.(2001) “ Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls with Diagonal Web Reinforcement ”, *ACI Structural Journal*, July-August 2001, EE.UU.

Vergara M.(2014), “Vigas de Hormigón Armado con Refuerzo Uniforme y con Refuerzo Variable en su Longitud Sometidas a Solicitación Sísmica”, Memoria para optar al título de Constructor Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.