UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

VALPARAÍSO – CHILE

EVALUACIÓN DEL DISEÑO SISMICO DE UN ESTADIO

CAMILO ANDRÉS FLORES SEPÚLVEDA

Memoria para optar al Título de:

INGENIERO CIVIL

Profesor Guía:

Patricio Bonelli Canabes

Noviembre 2016

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

VALPARAÍSO – CHILE

EVALUACIÓN DEL DISEÑO SISMICO DE UN ESTADIO

Memoria de titulación presentada por:

CAMILO ANDRÉS FLORES SEPÚLVEDA

Como requisito parcial para optar al título de:

INGENIERO CIVIL

Profesor Guía:

Patricio Bonelli Canabes

Noviembre 2016

RESUMEN

En la práctica profesional se emplea un método de diseño sísmico basado en fuerzas. Con las fuerzas provenientes del análisis se da resistencia y rigidez a los elementos. Para edificios de hormigón armado el ACI318 contiene disposiciones para dotar de ductilidad especialmente a los elementos que forman parte de marcos. Para lograr un comportamiento sísmico adecuado es fundamental conocer el posible mecanismo de colapso y diseñar cuidadosamente las zonas críticas dejando el resto de la estructura respondiendo dentro del rango lineal.

En el terremoto de 2010, un estadio en Viña del Mar quedó dañado. En un proyecto de refuerzo no se identificaron las zonas frágiles ni los modos de falla.

En esta memoria se evalúa el diseño de la nueva estructura que la reemplazó, se estima la capacidad de deformación de la estructura y se detecta el posible modo de falla. Se revisa el proyecto de acuerdo a las normas vigentes, mediante un análisis incremental se estima la capacidad de deformación y se identifican las zonas críticas.

Utilizando las dos componentes del registro de Viña del Mar Centro del terremoto del 27 de febrero de 2010, que es el registro más cercano al estadio, se estimarán las demandas de deformación y los posibles daños que pudieran ocurrir.

Se concluye que la estructura estudiada produce una falla en la dirección radial a un desplazamiento lateral a nivel de la columna más alta de 0.65% relativo, con la falla parcial de la estructura. La demanda esperada con el registro de la estación Viña del Mar Centro del terremoto del 2010 es de 0.09% relativo y la demanda de desplazamiento máxima estimada es de 0.31% con el registro de Constitución. Mientras que en dirección tangencial la falla ocurre a un desplazamiento lateral de 1.8% relativo a la columna más alta, la demanda esperada para el registro de Viña del Mar es de 1.4%, y la máxima esperada es de 2% para el registro de Constitución, lo que podría causar la falla de la estructura.

ABSTRACT

In the professional practice a method based on seismic design forces is used. With the forces from the analysis, strength and stiffness are given to the elements. For reinforced concrete buildings the ACI318 contains provisions to provide ductility especially the elements that are part of frames. To achieve adequate seismic behavior is essential to know the possible collapse mechanism and carefully designing the critical areas leaving the rest of the structure within the linear response range.

In the 2010 earthquake, a stadium in Viña del Mar was damaged. In a project to strengthen, the fragile areas or failure modes they were not identified.

In this thesis, the design of the new structure that replaced it is evaluated, the deformation capacity of the structure is estimated and possible failure mode is detected. The project is reviewed according to current standards and by an incremental analysis the deformation capacity is estimated and critical areas are identify.

Using the two components of the Viña del Mar Centro station record from the earthquake in February 27 of 2010, which is the closest record to the stadium, the deformation demand are estimated and the possible damage that may occur.

It is concluded that the studied structure reaches the failure in the radial direction to 0.65% of lateral displacement relative to the level of the highest column, with the partial failure of the structure. The expected demand with the Viña del Mar Centro station record of the 2010 earthquake is 0.09% relative to highest column and the maximum demand estimated is 0.31% with the Constitution record. While in the tangential direction the failure occurs to a lateral displacement of 1.8% relative to the highest column, the expected demand with the Viña del Mar Centro station record is 1.4% and the expected maximum is 2% for recording Constitution, which could cause failure of the structure.

AGRADECIMIENTOS

A mi querida familia, por apoyarme y darme las herramientas para cumplir con mi objetivo.

A mis amigos, por ser compañeros solidarios y compartir la misma misión.

Y a mi amada esposa, mi compañera de viga, conmigo desde el primer año de esta aventura académica.

Gracias por contribuir en lo que me he convertido hoy en día.

Contenido

1. Introducción 1

2. Caso de Estudio 3

2.1 Descripción de la Estructura 3

3. Análisis Estructural 7

3.1 Alcance 7

3.1.1 Propiedades elásticas de los materiales 8

Hormigón 8

Acero 8

3.2 Solicitaciones 8

Cargas Permanentes 8

Sobrecarga de Uso 9

Solicitación de viento 9

Solicitación Sísmica 10

3.3 Combinaciones de carga. 11

3.4 Diseño de Elementos de Hormigón Armado 13

Norma ACI318-08 y DS. N°60 13

Verificación de elementos. 13

4. Estimación de la capacidad resistente, deformación y modo de falla. 20

4.1 Introducción 20

4.2 Propiedades no lineales de los materiales 20

Hormigón 21

Acero 21

4.3 Estados límites de los materiales. 22

4.4 Diagramas de momento curvatura 23

4.5 Capacidad de deformación local. 24

4.6 Análisis Incremental 28

4.6.1 Introducción 28

4.6.2 Cargas 28

4.6.3 Dirección Radial 30

4.6.4 Dirección Tangencial 40

4.7 Demanda de desplazamiento 45

4.7.1 Análisis Modal Espectral 45

4.7.2 Análisis Dinámico 49

Registros Sísmicos 49

Análisis Dinámico en Dirección Radial 51

Análisis de resultados 55

Análisis Dinámico en Dirección Tangencial 57

Análisis de resultados 66

5. Trabajos Futuros 68

6. Conclusiones 69

7. Referencias 71

8. ANEXOS 73

8.1 Anexo A – Diagramas de Momento Curvatura 73

Columna PA 73

Columna PB 77

Columna PC 80

Columna PC1 81

Viga V101 83

Viga V102 85

Viga VLosa 86

Viga VL 88

INDICE DE TABLAS

Tabla 3-1. Factores de Reducción de Rigidez.....7

Tabla 3-2. Propiedades Elásticas del hormigón 8

Tabla 3-3. Propiedades Elásticas del Acero de Refuerzo 8

Tabla 3-4. Datos para carga de Viento.....9

Tabla 3-5. Datos para análisis sísmico.....10

Tabla 3-6. Datos para tipos de Suelo - DS61 11

Tabla 3-7. Resumen Análisis Sísmico 12

Tabla 4-1. Valores de coeficiente geométrico propuestos por Priestley.....24

Tabla 4-2. Estados límites de los materiales para diagrama M-C de las secciones en dirección radial.....25

Tabla 4-3. Estados límites de los materiales para diagrama M-C de las secciones en dirección tangencial. 26

Tabla 4-4. Tabla Resumen - Curvatura para estados límites Dirección Radial.....27

Tabla 4-5. Tabla Resumen - Curvatura para estados límites Dirección Tangencial 27

Tabla 4-6. Masas sísmicas por Nivel. 28

Tabla 4-7. Fuerzas laterales para los niveles 29

Tabla 4-8. Corte máximo en elementos y resistencia Dir. Radial. 38

Tabla 4-9. Corte máximo en elementos y resistencia Dir. Tangencial 44

Tabla 4-10. Intensidad de Arias, Numero de cruces por cero y Potencial Destructivo.....50

Tabla 4-11. Fuerza de Corte en elementos - Análisis Dinámico 56

Tabla 4-12. Fuerza de Corte en elementos - Análisis Dinámico Dir. Tangencial. 66

INDICE DE FIGURAS

Figura 2-1. Modelo de análisis elástico. 3

Figura 2-2. Fotografía de la construcción Estadio. 4

Figura 2-3. Elevación típica marco Radial 5

Figura 2-4. Secciones de la estructura que resisten cargas laterales. 6

Figura 3-1. Distribución Presión de Viento 9

Figura 3-2. a) Deformada modo de vibrar mayor masa “X”. b) Deformada modo de vibrar mayor masa “Y”. 11

Figura 3-3. Superficie de Interacción viga inclinada VL.....14

Figura 3-4. Superficie de Interacción viga V101. 14

Figura 3-5. Superficie de Interacción viga V102. 15

Figura 3-6. Esquema de transmisión de fuerzas. 16

Figura 3-7. Superficie de Interacción Columna PA-PB.....17

Figura 3-8. Superficie de Interacción Columna PC 18

Figura 3-9. Superficie de Interacción Columna PC1 19

Figura 4-1. Ejemplo de ley constitutiva del hormigón utilizada para el análisis no lineal, la curva verde es. 21

Figura 4-2. Ejemplo de ley constitutiva del Acero bi-lineal utilizada para el análisis no lineal 22

Figura 4-3. Zona en compresión con pérdida de recubrimiento. 25

Figura 4-4. Fuerzas laterales del análisis estático.....29

Figura 4-5. Modelo de análisis Marco Radial 31

Figura 4-6. Deformada Última Análisis Incremental Marco Radial 31

Figura 4-7. Gráfico Curva Incremental para los Drifts Indicados. 32

Figura 4-8. Curva de Capacidad Marco Radial y diagramas de Momento. 33

Figura 4-9. Detalle Curva Capacidad Sentido Positivo.....34

Figura 4-10. Detalle curva de capacidad Sentido negativo 36

Figura 4-11. Representación de Colapso Parcial 37

Figura 4-12. Modelo Simplificado de punzonamiento. 38

Figura 4-13. Modelo de análisis dirección tangencial. 40

Figura 4-14. Curva de capacidad Estructura dirección tangencial 41

Figura 4-15. Análisis incremental ejes tangenciales. 42

Figura 4-16. Análisis Detallado dirección tangencial 42

Figura 4-17. Espectros de aceleración y desplazamiento transformado. 46

Figura 4-18. Modelo de Análisis Elástico.....46

Figura 4-19. Representación gráfica de demanda espectral de desplazamiento. Dir Radial 47

Figura 4-20. Representación gráfica de demanda espectral de desplazamiento. Dir Tangencial 48

Figura 4-21. Acelerogramas utilizados en análisis dinámico. 49

Figura 4-22. Resumen de índices sísmicos.....51

Figura 4-23. Curva de histéresis registros de Angol – Marco Radial 52

Figura 4-24. Curva de histéresis registros ViñaCentro – Marco Radial.....53

Figura 4-25. Curva de histéresis registros Constitución – Marco Radial.....54

Figura 4-26. Curva de histéresis registros Concepción – Marco Radial.....55

Figura 4-27. Curva Histéresis Registros Angol-EW – Marco Tangencial 57

Figura 4-28. Curva Histéresis Registros Angol-NS – Marco Tangencial.....58

Figura 4-29. Curva Histéresis Registro VinaCentro-EW – Marco Tangencial 59

Figura 4-30. Curva Histéresis Registro VinaCentro-NS – Marco Tangencial 60

Figura 4-31. Curva Histéresis Registro Constitución-L – Marco Tangencial 61

Figura 4-32. Curva Histéresis Registro Constitución-T – Marco Tangencial 63

Figura 4-33. Curva Histéresis Registro Concepción L – Marco Tangencial 64

Figura 4-34. Curva Histéresis Registro Concepción T – Marco Tangencial 65

Figura 8-1. Detalle Pilar PA-PB 73

Figura 8-2. Diagrama M-C Columna PA Inferior Dir. Radial 74

Figura 8-3. Diagrama M-C Columna PA Inferior Dir. Tangencial 75

Figura 8-4. Diagrama M-C Columna PA Superior Dir. Radial 75

Figura 8-5. Diagrama M-C Columna PA Superior Dir. Radial 76

Figura 8-6. Diagrama M-C Columna PB Inferior Dir. Radial 77

Figura 8-7. Diagrama M-C Columna PB Inferior Dir. Tangencial 78

Figura 8-8. Diagrama M-C Columna PB Superior Dir. Radial 79

Figura 8-9. Diagrama M-C Columna PB Superior Dir. Tangencial 79

Figura 8-10. Detalle Pilar PC 80

Figura 8-11. Diagrama M-C Columna PC Radial 80

Figura 8-12. Diagrama M-C Columna PC Tangencial 81

Figura 8-13. Detalle Pilar PC1 82

Figura 8-14. Diagrama M-C Columna PC1 Radial 82

Figura 8-15. Diagrama M-C Columna PC1 Tangencial 83

Figura 8-16. Detalle viga V101 83

Figura 8-17. Diagrama M-C Viga V101. 84

Figura 8-18. Detalle Viga V102.....85

Figura 8-19. Diagrama M-C Viga V102. 86

Figura 8-20. Detalle viga VLOSA.....87

Figura 8-21. Diagrama M-C Viga VLOSA.....87

Figura 8-22. Detalle Viga VL.....88

Figura 8-23. Diagramas M-C Viga VL.....89

1. Introducción

El diseño de elementos de hormigón armado hoy en día está basado en fuerzas. Códigos como la NCh1537 y NCh433 entregan los valores de solicitaciones a considerar en el análisis, para posteriormente proveer a los elementos de resistencia y rigidez para cumplir con dicha filosofía. Esto no toma en consideración las demandas de desplazamiento a solicitaciones laterales, como los terremotos, o si la estructura es capaz de suplir esa demanda. Sin embargo, códigos como el ACI318, imponen requerimientos de ductilidad y diseño por capacidad a estructuras en zonas de riesgo sísmico, pero no entregan una aproximación del comportamiento de éstas.

Con miras en lo anterior, el objetivo principal de esta memoria es estudiar el comportamiento y diseño de un estadio estructurado con marcos de hormigón armado. Esta estructura está emplazada en la ciudad de Viña del Mar y se tomarán elementos asociados a ello en su revisión.

En el capítulo 2, se presenta el caso de estudio, mostrando las secciones transversales de los elementos y la forma del marco típico a estudiar. Se indican los materiales utilizados en el diseño y construcción del estadio.

Presentado el caso de estudio, se hace un análisis estructural típico basado en fuerzas, con un modelo lineal elástico que entrega las solicitaciones sobre los elementos para verificar con el ACI318 si se cumple la resistencia. Los resultados se muestran en el mismo capítulo.

Posteriormente al análisis elástico-lineal, se estudia la capacidad de la estructura a cargas laterales, empezando con la capacidad de deformación local de los elementos, con los diagramas de momento curvatura y los límites de desempeño de los materiales. Entre estos límites se menciona la pérdida de recubrimiento libre, fractura del refuerzo, aplastamiento del núcleo confinado y los asociados a cargas cíclicas como el pandeo del refuerzo longitudinal y la fractura debido a microfisuras.

Definido el comportamiento local, se estudia el mecanismo de colapso global y rótulas plásticas que fluyen. Esto mediante un análisis incremental con fuerzas proporcionales a las masas asociadas en los puntos de estudio. Este análisis incremental entrega la

capacidad de la estructura. El software utilizado para este análisis es capaz de integrar el rango no lineal de los elementos estructurales.

El siguiente análisis que se realizará, con el mismo software anterior, determinará la demanda de desplazamiento sobre el estadio. Esto se inicia verificando la respuesta de la estructura a las solicitaciones sísmicas elásticas mencionadas en la NCh433. Posteriormente se realizan análisis dinámicos no lineales, con los registros de las estaciones ViñaCentro, Concepción, Constitución y Angol del terremoto del 27 de Febrero de 2010. Se compara el comportamiento inelástico con la predicción de daños para los registros. Esto define varias demandas de desplazamientos sobre la estructura, así como indicios del comportamiento.

Finalmente se proponen estudios futuros sobre el mismo tema de análisis y las limitaciones alcanzadas en este estudio.

2. Caso de Estudio

2.1 Descripción de la Estructura

La estructura analizada corresponde a un sector de un estadio construido en la ciudad de Viña del Mar, que consta de 36 marcos idénticos dispuestos en forma contigua y que forman un semicírculo, como se muestra en la Figura 2-1.

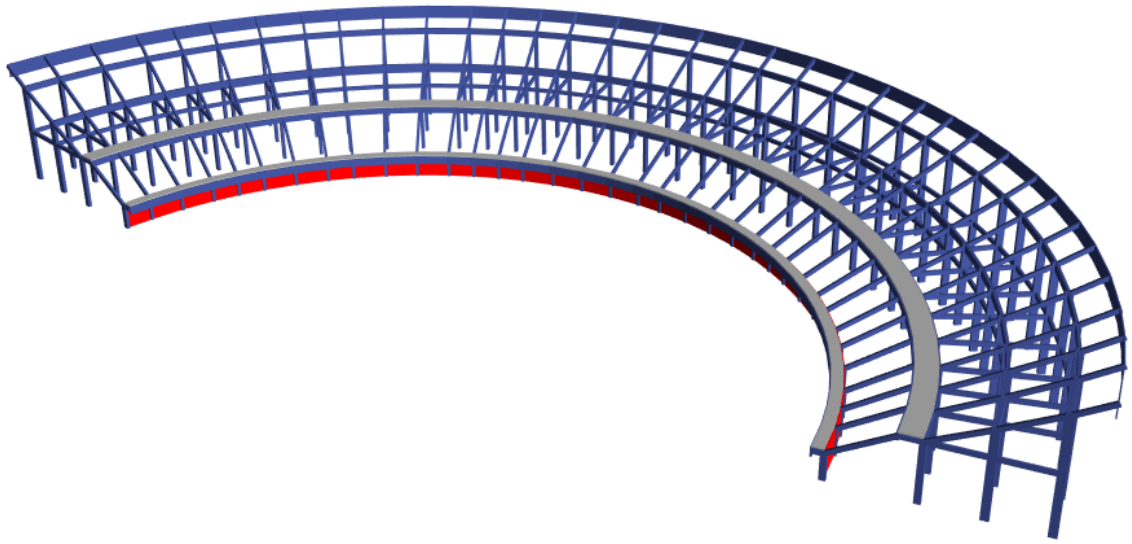

Figura 2-1. Modelo de análisis elástico.

Los marcos radiales tienen tres columnas de distintas longitudes y un muro de espesor 25[cm] con un machón de hormigón en el mismo eje. Las columnas están unidas por vigas horizontales a la altura de la columna más corta y por una viga inclinada con escalones en el extremo superior de las columnas. En esta viga inclinada van apoyadas gradas sin una unión monolítica. En la zona superior de la columna de menor longitud se proyecta una losa de espesor 20[cm] para el tránsito de las personas y posteriormente otra viga inclinada con escalones que se conecta al machón en el muro, donde también hay una losa en volado de espesor 15[cm]. El marco radial se puede observar en la Figura 2-3, donde se indican los ejes principales y los elementos más importantes.

En el eje A y eje B se ubican las columnas PA y PB que tienen la misma sección transversal de 40x80[cm], con una longitud de 10.36[m] y 7.54[m] respectivamente. En el eje C y C1 están las columnas PC y PC1 de sección transversal 40x65[cm], con alturas de 4.6[m] y

2.2[m] respectivamente. El lado de mayor longitud de los pilares mencionados están en dirección radial. A la altura de la cota 3.2[m] se ubican las vigas V101 de sección 30x50[cm] uniendo las columnas PA, PB y PC tanto en dirección tangencial como radial. Desde el punto más alto de la estructura al tope de la columna PC1, se tiene la viga limón VL que tiene escalones de paso 85[cm] y contrapaso de 43[cm], con una sección transversal en su zona más delgada es de 30x50[cm].

Figura 2-2. Fotografía de la construcción Estadio.

La losa proyectada a un lado del eje C tiene un espesor de 25[cm] y se apoya en la viga V103, luego definida como VLosa, de 30x73[cm] y en la V101 del eje C. Perpendicular al eje radial están las vigas V102, que unen a los marcos en dirección tangencial entre columnas PA y PB, con una sección transversal de 30x80[cm].

Las gradas son elementos de hormigón pre-esforzado simplemente apoyados sobre los peldaños de la viga limón y unidos mediante soldadura entre los insertos metálicos en cada elemento.

En la Figura 2-2 se muestra una fotografía de la construcción del estadio, en donde se pueden ver las vigas escalonadas y los pilares más altos.

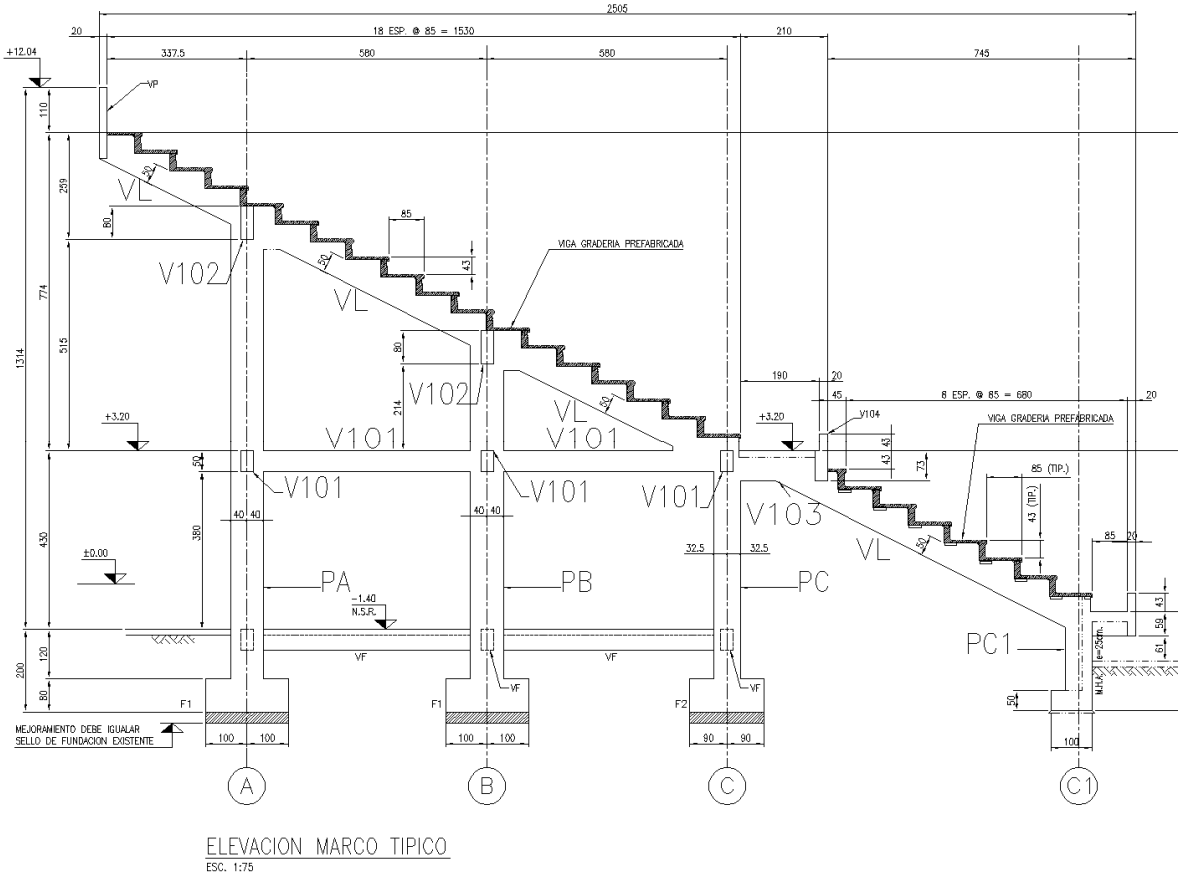

Figura 2-3. Elevación típica marco Radial

Las especificaciones técnicas mencionan que la calidad del hormigón utilizado es H30 y el acero de refuerzo es calidad A630-420H. El proyecto fue desarrollado en elementos prefabricados con uniones húmedas, es decir, con uniones realizadas en terreno con hormigón fresco, las vigas son elementos tipo canoa con el refuerzo necesario para soportar las cargas gravitacionales de peso propio y proceso constructivo, además se incluye refuerzo de segunda etapa para las cargas de proveniente de un análisis mayorado. Las columnas prefabricadas son elementos macizos pero en los nudos no tienen hormigón para

la posterior unión húmeda. El muro en el eje C1 está reforzado con una DM ϕ10@15[cm] y la Losa en el eje C tiene de refuerzo una DM T: ϕ10@15[cm] L: ϕ8@15[cm].

En la Figura 2-4 se muestran las secciones de los elementos principales del marco que resisten cargas laterales.

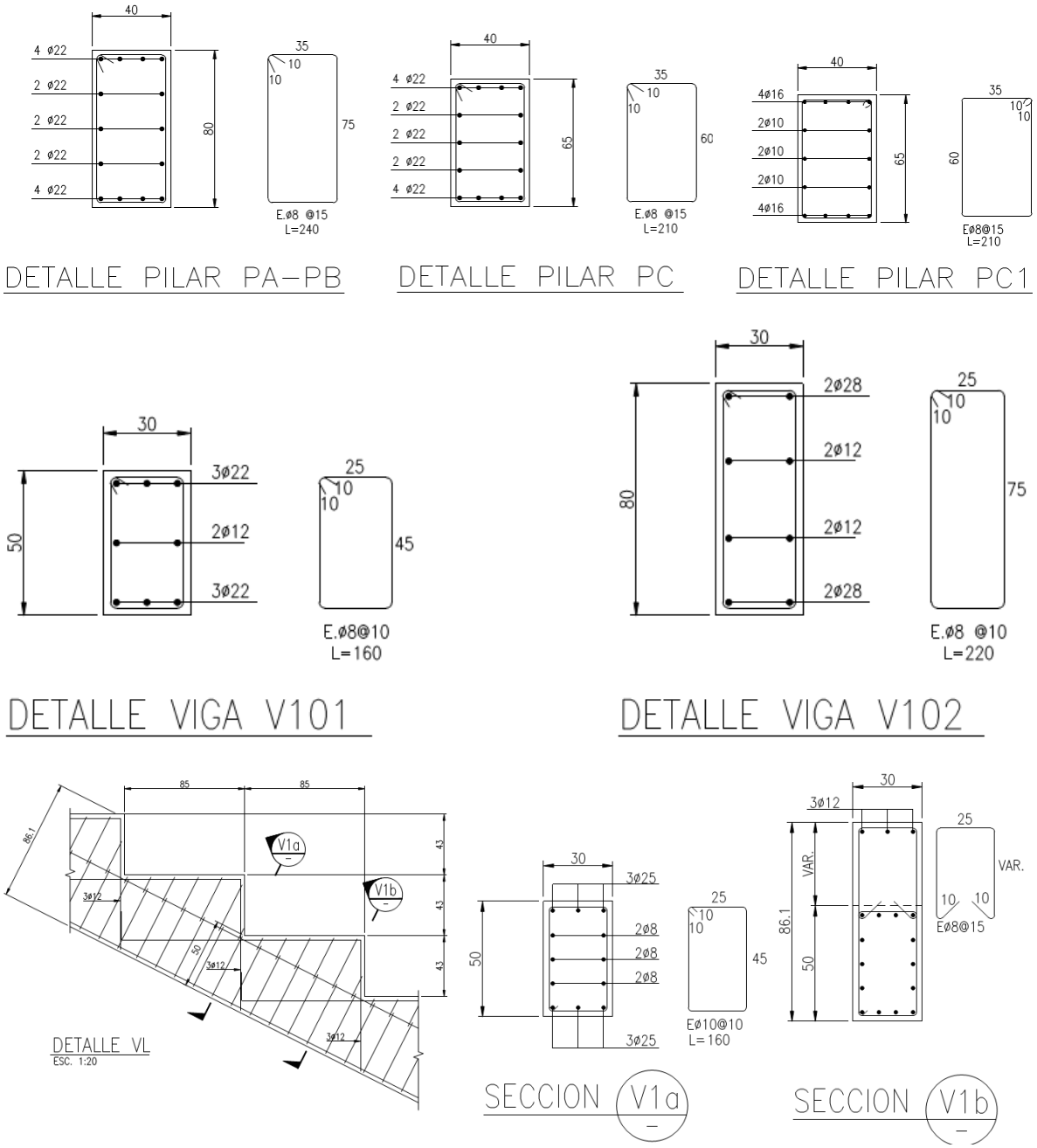

Figura 2-4. Secciones de la estructura que resisten cargas laterales.

3. Análisis Estructural

3.1 Alcance

La práctica profesional actual dimensiona los elementos para entregar resistencia a las solicitaciones y rigidez para las deformaciones proveniente de un análisis elástico. Siguiendo esta línea, se revisó la estructura y sus elementos para verificar el cumplimiento de la normativa vigente.

Mediante un análisis elástico realizado con un software especializado se estimaron las fuerzas sobre los elementos estructurales y comparó con la resistencia calculada, el hormigón armado fue modelado según las recomendaciones de la norma AC318-08. Las normas utilizadas para el cálculo estructural son las siguientes:

- NCh433 Of.1996 Mod2009 y DS61 – Diseño Sísmico
- NCh1537 Of2009 – Cargas Permanentes y Cargas de Uso
- NCh432 Of.2010 – Carga de Viento
- NCh3171 Of.2010 – Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga
- ACI318-08 y DS60 – Diseño de Hormigón Armado

El modelo de análisis de la estructura se puede observar en la Figura 2-1, las columnas y vigas mostradas en los planos se modelaron con elementos tipo Frame y las losas se modelaron con elementos tipo Shell. Las gradas no fueron modeladas, sin embargo las sobrecargas permanentes y de uso fueron consideradas como cargas distribuidas verticales sobre las vigas inclinadas, esto entrega resultados más conservadores y por ende más seguros. Las columnas se modelaron como empotradas en la base y la columna unida al muro, junto con este mismo, como rotulada en la base. Se modelaron los nudos como zonas de rigidez infinita. Para determinar la distribución de fuerza en los elementos se consideraron los factores de reducción de rigidez propuestos en el ACI318 y mostrados en la Tabla 3-1. El objetivo de los factores de reducción es reflejar el agrietamiento del hormigón.

Factores de reducción de rigidez	
Vigas	0.35
Columnas	0.7
Losa	0.25
Muro	0.7

Tabla 3-1. Factores de Reducción de Rigidez

3.1.1 Propiedades elásticas de los materiales

Hormigón

En los planos de estructura se especifica un hormigón de calidad H30, según las recomendaciones de la NCh170. Para el diseño elástico se consideraron las propiedades indicadas en la Tabla 3-2.

Dato	Valor
Resistencia a Compresión Cilíndrica [MPa]	25
Módulo Elasticidad [MPa]	23875.2
Módulo de Poisson [-]	0.2

Tabla 3-2. Propiedades Elásticas del hormigón

El módulo de elasticidad fue estimado a través de la fórmula propuesta en el ACI318-08 y en cuanto a las propiedades no lineales se presentarán más adelante en el trabajo.

Acero

La calidad de acero especificado para el proyecto es A630-420H, según el estándar de la NCh204. El valor de tensión de fluencia y módulo de elasticidad considerados en el diseño y cálculo se indican en la Tabla 3-3.

Dato	Valor
Tensión de fluencia [MPa]	420
Módulo Elasticidad [MPa]	203000

Tabla 3-3. Propiedades Elásticas del Acero de Refuerzo

Las propiedades no lineales del acero de refuerzo se presentarán en capítulos posteriores.

3.2 Solicitaciones

Cargas Permanentes

Las cargas permanentes corresponden al peso propio de la estructura resistente y elementos no estructurales, como las sillas plásticas en las gradas. Se utilizó una densidad de hormigón armado igual a 2500 [kg/m^3]

La masa del marco típico fue cubicada a través de las dimensiones geométricas dibujadas en los planos estructurales. Esta es equivalente a 35855[kg], sin embargo se consideró como distribuida sobre los mismos elementos. También se tomó en consideración la masa de los elementos transversales, los que suman 57617[kg], estos se distribuyeron mediante el método de áreas tributarias sobre los elementos de hormigón armado, principalmente sobre la viga VL.

Sobrecarga de Uso

Se consideró una sobrecarga de uso de 5[kPa], según la NCh1537 Of.2009, distribuido sobre losas y gradas, y que de forma similar a las cargas permanentes transversales, se distribuyó mediante el método de áreas tributarias sobre la viga VL. De esta carga se consideró un 25% como masa sísmica.

Solicitación de viento

Para determinar la solicitación de viento según la NCh432 Of.2010 se deben definir parámetros iniciales en relación a la ubicación del lugar, topografía, nivel de exposición, entre otros. Estos datos se resumen en la Tabla 3-4.

Datos para cálculo de presión de viento	
Velocidad Básica del Viento	35 [m/s]
Factor de direccionalidad	0.85
Factor de Importancia	1
Rugosidad (todos los sentidos)	C
Exposición (todos los sentidos)	C
Factor Topográfico	1
Factor de Ráfaga	0.85
Grado de Cerramiento	Abierta
Coeficiente de Fuerza	1.3

Tabla 3-4. Datos para carga de Viento

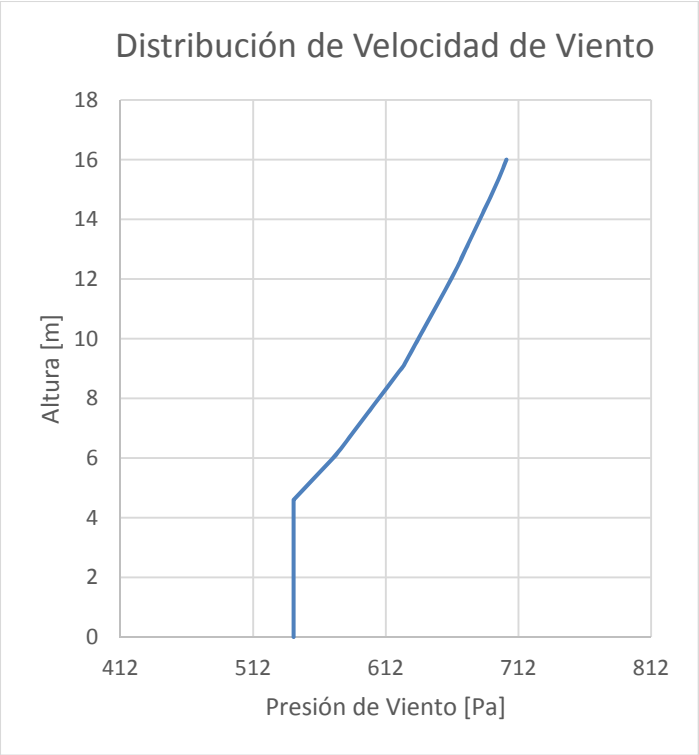

Figura 3-1. Distribución Presión de Viento

De acuerdo a los datos de la Tabla 3-4 y NCh432, la variación de la presión de viento en la altura se muestra en el gráfico de la Figura 3-1.

Finalmente la solicitación considerada es la presión de viento a la altura más alta del estadio multiplicada por el factor de ráfaga y por el coeficiente de presión neta. La presión lateral resultante considerada sobre la estructura es igual a 734,7[Pa].

Solicitación Sísmica

En el análisis sísmico se realizó mediante un análisis modal espectral según la NCh433 Of.96 Mod.2009 y según DS61. En la Tabla 3-5 se resumen los parámetros que definen el espectro de aceleración de diseño. La masa reactiva considera al peso propio de los elementos más un 25% de la sobrecarga de uso.

Datos del análisis modal espectral	
Categoría	III
Zona Sísmica	3
Tipo Suelo	C
Importancia	1.2
A_0	0.4 g
R_0	11

Tabla 3-5. Datos para análisis sísmico

El espectro de aceleración S_a está definido por la Ecuación 3-1

$$S_a = \frac{S * A_0 * \alpha}{R^*/I}$$ **Ecuación 3-1**

El factor de reducción R^* está definido en la Ecuación 3-2

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$ **Ecuación 3-2**

Y el factor de amplificación está definido en la Ecuación 3-3

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 * \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^n}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3}$$ **Ecuación 3-3**

A_0: Aceleración efectiva máxima del suelo.

I: Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo.

T^*: Período de mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

T_n: Período de vibración del modo n

Los parámetros S, T_0 y p son parámetros relativos al tipo de suelo y se muestran en la Tabla 3-6.

Tipo de Suelo	S	T_0	T'	n	p
A	0.9	0.15	0.2	1	2
B	1	0.3	0.35	1.33	1.5
C	1.05	0.4	0.45	1.4	1.6
D	1.2	0.75	0.85	1.8	1
E	1.3	1.2	1.35	1.8	1

Tabla 3-6. Datos para tipos de Suelo - DS61

Definido el espectro de aceleración de diseño, se determinan los modos de vibrar de la estructura hasta llegar al 100% de la masa reactiva.

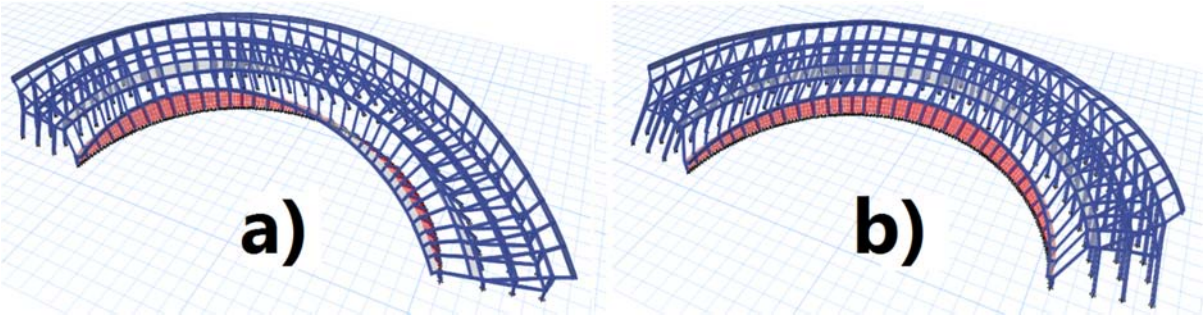

Figura 3-2. a) Deformada modo de vibrar mayor masa "X". b) Deformada modo de vibrar mayor masa "Y".

La Figura 3-2 muestra las deformadas de los modos de vibrar de mayor masa traslacional en las direcciones principales de análisis. La Tabla 3-7 resume los parámetros iniciales y resultados del análisis sísmico

3.3 Combinaciones de carga.

Se utilizaron las combinaciones del método de cargas mayoradas y diseño por resistencia indicadas en la NCh3171 Of.2010. Este método es el que el ACI318-08 indica para diseñar el hormigón armado, las combinaciones utilizadas son:

1) $1.4D$
2) $1.2D + 1.6L$
3) $1.2D + L \pm 1.6W_{x/y}$
4) $1.2D + L \pm 1.4\,E_{x/y}$
5) $0.9D \pm 1.6W_{x/y}$
6) $0.9D + 1.4\,E_{x/y}$

D es la carga permanente, L es la sobrecarga de uso según NCh1537, $E_{x/y}$ es la carga sísmica en la dirección de análisis y $W_{x/y}$ es la carga de viento.

Análisis Sísmico	
ESTADIO	

Zona Sísmica	3	**Masa Sísmica [T]**	4515,07	
Tipo de Suelo	C			
Categoría del edificio	III		**x**	**y**
R_0	7	**T [s]**	0,28	0,36
R	11	**Modo**	6	4
Aceleración Efectiva [g]	0,4		**x**	**y**
S	1,05	**V_0 [T]**	2903,41	4059,39
T_0 [s]	0,4	**V_E [T]**	**642,54**	823,76
T' [s]	0,45	**V_E/W [%]**	14,23	18,24
n	1,4	**R***	4,52	4,93
p	1,6	**V_{min} [T]**	379,27	361,21
Coeficiente de Importancia	1,2	**V_{max} [T]**	796,46	**796,46**
Factor C_{max}	0,147	**R****	4,52	5,10

Tabla 3-7. Resumen Análisis Sísmico

3.4 Diseño de Elementos de Hormigón Armado

Las secciones de hormigón armado mostradas en la Figura 2-4 y los planos de estructura fueron verificadas con la norma ACI318-08S en conjunto a las modificaciones indicadas en el Decreto Supremo N°60 y con las solicitaciones indicadas anteriormente.

La estructura consta de un muro en forma de semicírculo, el cual toma menos del 45% del corte basal en la dirección de análisis para los casos sísmicos considerados. Esto significa que los marcos deben ser diseñados como marcos especiales, según lo estipulado en el artículo 21.1.1.9 del DS60.

Norma ACI318-08 y DS. N°60

De acuerdo al decreto supremo 60 el estadio está en categoría "D" de riesgo sísmico. El ACI318-08S establece que la estructura sea tenaz y disipe energía ante solicitaciones sísmicas. En orden para lograr lo anterior esta debe tener capacidad de deformación no-lineal suficiente para suplir la demanda de desplazamiento que le exija el sismo. Esto se logra al realizar un diseño por capacidad del corte para evitar las fallas frágiles, y asegurando el confinamiento del núcleo en compresión del hormigón armado en las zonas donde se puedan generar rotulas plásticas. Con las consideraciones anteriores se puede lograr un comportamiento dúctil de la estructura.

La revisión estructural desarrollada en este estudio verifica los elementos vigas y columnas como parte de un sistema "Marco Especial" resistente a cargas sísmicas, según lo estipulado en el capítulo 21 del ACI318-08S.

Verificación de elementos.

Para las combinaciones de carga indicadas en la norma NCh3171 Of.2010 se determinaron las solicitaciones sobre los elementos a través del modelo elástico desarrollado en el software. El diseño a flexo-compresión de los elementos se realizó a través de superficies de interacción P-M-M, y se verificaron los requerimientos de ductilidad y de diseño por capacidad impuestos en el ACI318. Como resultado se tiene lo siguiente.

- **Vigas en dirección radial.**
    - VL Voladizo Ok
    - VL Entre Eje A y C
        - Similar a VL Voladizo.

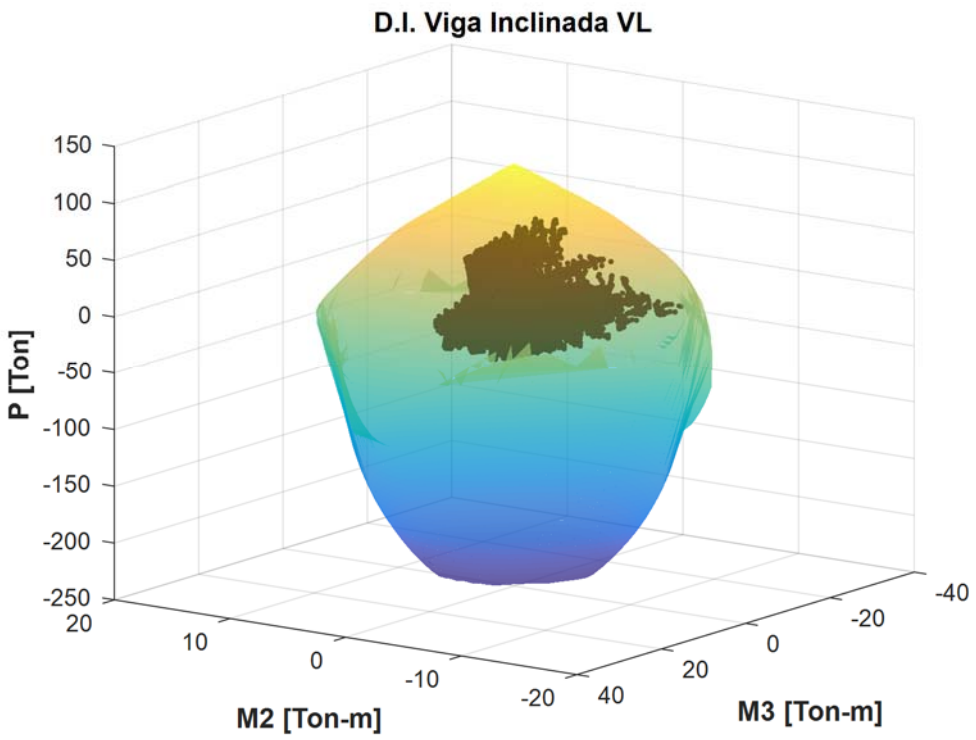

Figura 3-3. Superficie de Interacción viga inclinada VL.

- V101-1 Entre ejes A y C.

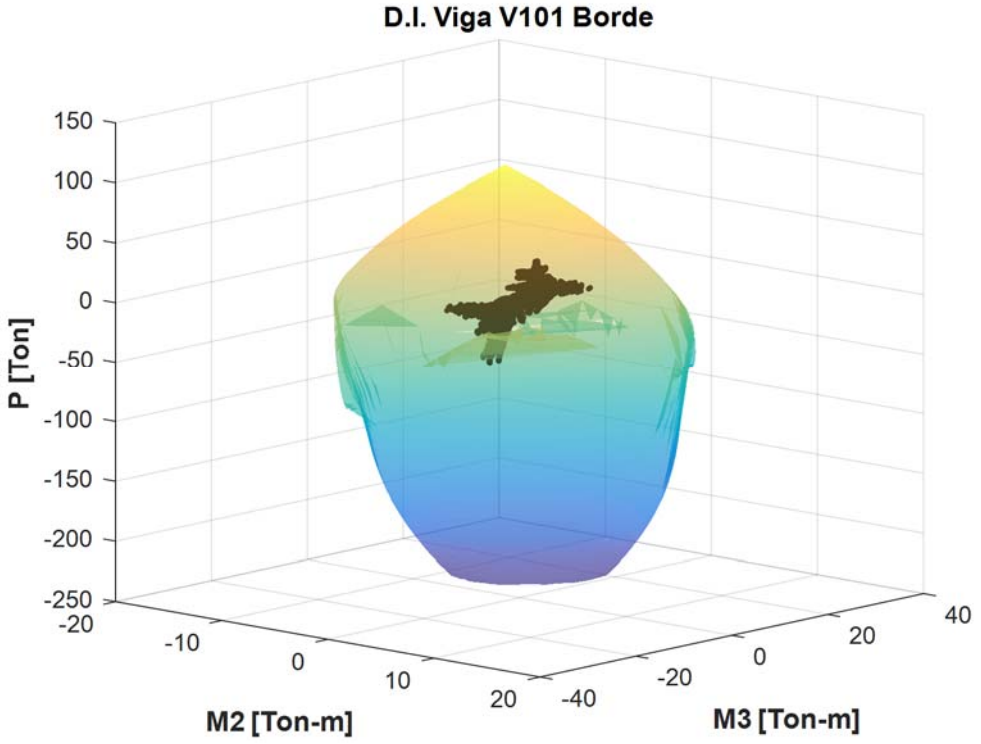

Figura 3-4. Superficie de Interacción viga V101.

- Viga VLosa
    - No cumple con resistencia al corte indicada en ACI318-08 art. 21.5.4.1.

- **Vigas en dirección circunferencial.**
    - Viga101-A Ok. (Ver Figura 3-4)
    - Viga101-B Ok. (Ver Figura 3-4)
    - Viga101-C (Ver Figura 3-4)
        - Tiene un 94% de la resistencia al corte requerida por ACI318-08 art. 21.5.4.1.
    - Viga102-A
        - No cumple con punto ACI318-08 art. 21.5.1.1 $P_u > \frac{f_c' * A_g}{10}$, por lo tanto debe ser analizado con ACI318-08 art. 21.6.
        - La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular es 0.375, que es menor a la requerida por ACI318-08 art. 21.6.1.2.
        - El refuerzo transversal requerido por ACI318-08 art. 21.6.4.4 en la dirección del lado menor es de 2,25[cm^2] y en la del lado mayor es de 6[cm^2], lo que hay es 1,01 [cm^2] en ambas direcciones del elemento.
        - La separación de estribos requerida por ACI318-08 art. 21.6.4.3 es de 7,5[cm], la viga los tiene a 10[cm].

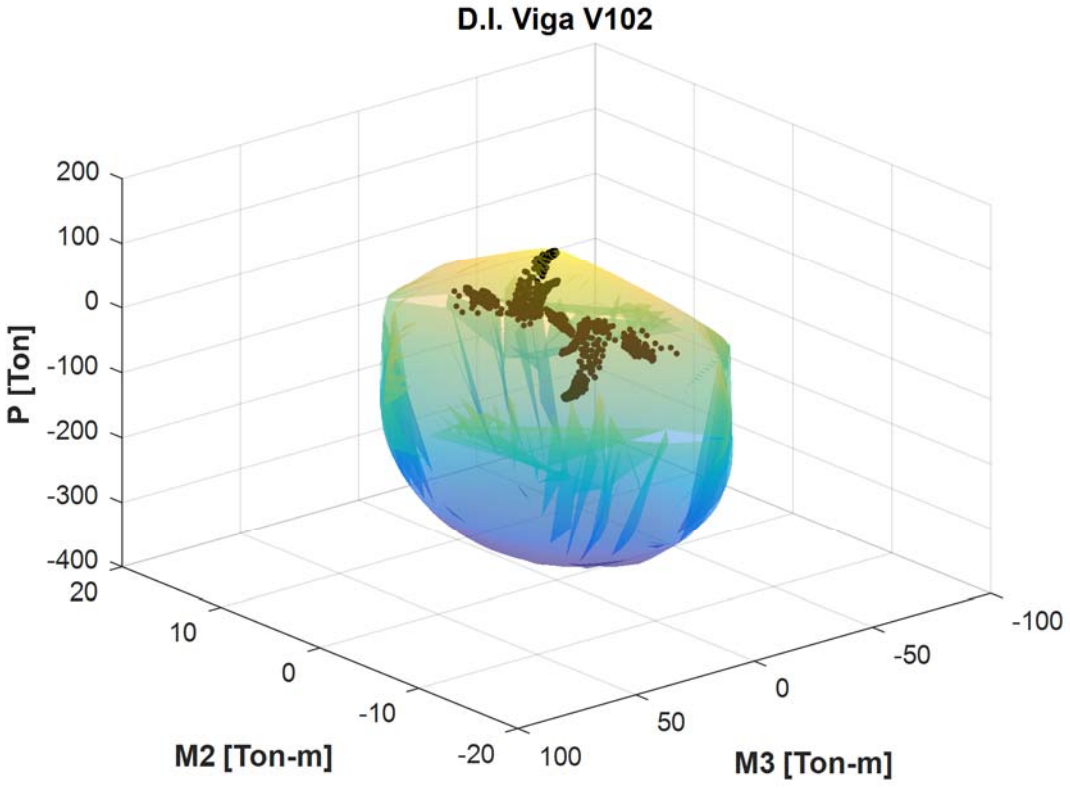

Figura 3-5. Superficie de Interacción viga V102.

- Viga102-B Ok.
- Viga Perimetral.
    - La unión con la viga VL en voladizo, se verificó la resistencia al corte mediante el método de cortante por fricción del ACI318-08 art. 11.6.4, considerando sólo la contribución del refuerzo longitudinal de la viga VL1 embebida en la unión húmeda de la viga perimetral. Ante fuerzas laterales a la viga y que generen flexión en la unión, no hay longitud de anclaje suficiente para desarrollar tracción en el refuerzo.

- **Columnas:**

En un análisis límite se requiere conocer las zonas críticas, que son las que entran en el rango no lineal de respuestas ante grandes deformaciones. En el sentido radial las zonas críticas quedan en los extremos de las columnas de la zona inferior, porque las vigas que forma un triángulo rigidizan la zona superior que transmiten las fuerzas laterales a través de carga axial, mientras que las columnas y la vigas de la zona media e inferior transmiten las fuerzas laterales a través de flexión y por lo tanto deben diseñarse con secciones críticas en ambos extremos, en la Figura 3-6 se muestra un esquema de lo anterior. En capítulos posteriores se verifica este supuesto indicando las rótulas plásticas que se generan en un análisis no lineal.

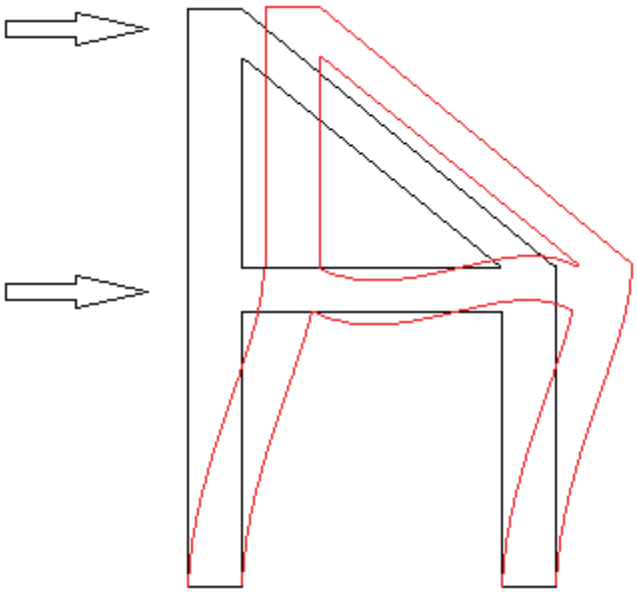

Figura 3-6. Esquema de transmisión de fuerzas.

- PA
    - Debe confinarse en una longitud de igual a 80 [cm]. ACI318-08 art. 21.6.4.3. La separación máxima de estribos de confinamiento según ACI318-08 art. 21.6.4.1 es de 10 [cm], la columna los tiene a 15 [cm].

- Se requiere como refuerzo transversal de confinamiento 3.2 [cm^2] según la dirección mayor y 6.43 [cm^2] según la menor, no cumple ACI318-08 art. 21.6.4.
- En dirección del lado mayor, no cumple con resistencia la corte requerida por ACI318-08 art. 21.6.5.2.

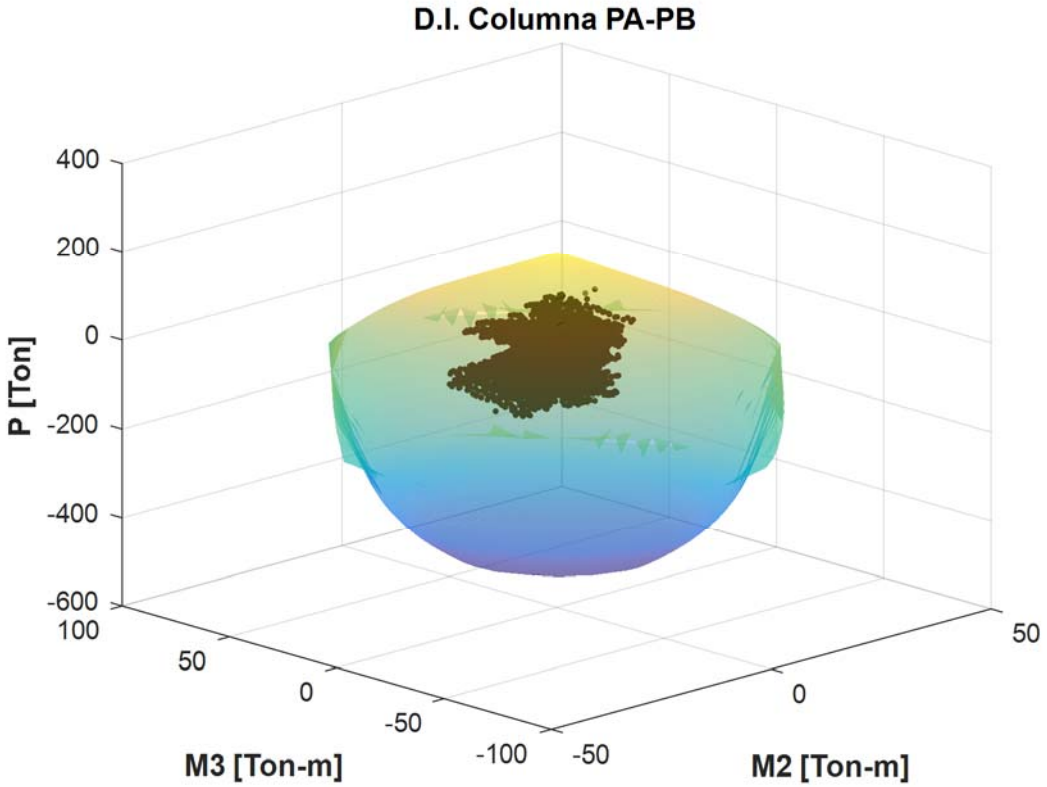

Figura 3-7. Superficie de Interacción Columna PA-PB

- PB
  - Ídem a PA.
  - Ver Figura 3-7
- PC
  - Ídem a PA, pero en este caso la cuantía requerida de confinamiento en la dirección del lado menor es de 5.2 [cm^2] y la longitud de confinamiento requerida es de 65 [cm].

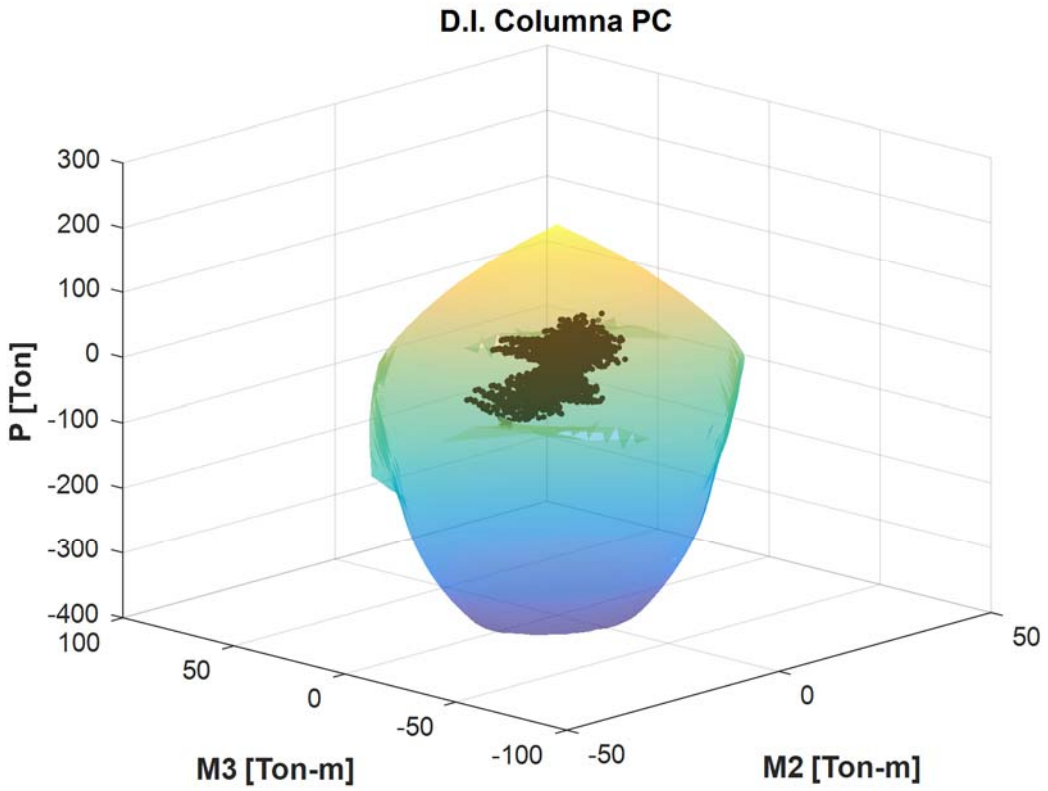

Figura 3-8. Superficie de Interacción Columna PC

- PC1
  - Debe confinarse en una longitud igual a 65 [cm]. ACI318-08 art. 21.6.4.3. La separación máxima de estribos de confinamiento según ACI318-08 art. 21.6.4.1 es de 10 [cm], la columna los tiene a 15 [cm].
  - Se requiere como refuerzo transversal de confinamiento 3.2 [cm^2] según la dirección mayor y 5.2 [cm^2] según la menor, no cumple ACI318-08 art. 21.6.4.
  - En dirección del lado mayor, no cumple con resistencia la corte requerida por ACI318-08 art. 21.6.5.2.

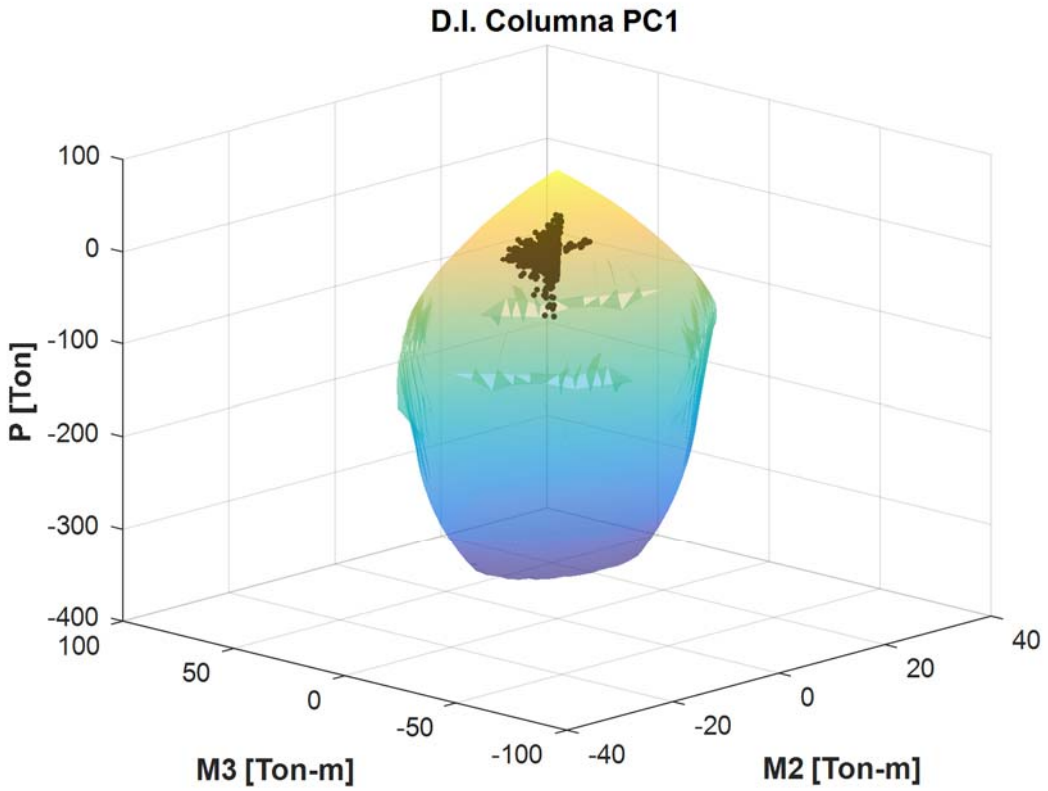

Figura 3-9. Superficie de Interacción Columna PC1

- **Nudos**
  - Ningún nudo cumple con el punto 21.7.2.3 del ACI318-08, dimensiones mínimas de columna para refuerzo paralelo de viga que lo atraviesa, este requisito se hace para asegurar que el refuerzo longitudinal no deslice dentro del nudo.
  - El refuerzo transversal en nudos no cumple con las exigencias del punto 21.7.3.1 del ACI318-08.

A modo de conclusión se menciona que el desempeño de la estructura a flexo-compresión es satisfactorio. Las columnas no satisfacen las disposiciones de confinamiento en sus extremos, ni la resistencia al corte indicada en el ACI318-08 art. 21.6.5.1. Los nudos no tienen dimensión suficiente para anclaje dentro de ella (veinte diámetros) indicado en ACI318-08 art. 21.7.2.3 y el refuerzo transversal en el nudo no es suficiente según lo indicado en ACI318-08 art 21.7.3.1.

4. Estimación de la capacidad resistente, deformación y modo de falla.

4.1 Introducción

De la revisión estructural se desprende que algunos elementos no cumplen con los requerimientos de ductilidad y de diseño al corte por capacidad impuestos por el ACI318 y el DS61, sin embargo, esto no es sinónimo de que el sistema estructural no sea capaz suplir la demanda, por lo tanto se realizará un análisis no lineal de capacidad y demanda de deformación de la estructura a cargas sísmicas. La capacidad del sistema estructural se estimará a través de un Análisis Incremental y la demanda de desplazamiento con un Análisis Dinámico. Para lo anterior se necesitan los diagramas de momento-curvatura de las secciones críticas de la estructura, por lo tanto se debe recurrir a las propiedades no lineales del hormigón y del acero, esto es, a las leyes constitutivas de cada material. Además se mencionan estados límites para el hormigón y acero asociados a daños visibles, por ejemplo la pérdida de recubrimiento y agrietamiento remanente.

En el Análisis Incremental se utilizó la distribución de fuerzas recomendada por la NCh433of96mod2009, que depende de la masa y altura asociada a cada nivel, lo que guarda relación con el primer modo de vibrar. Las secciones críticas fueron seleccionadas de acuerdo a los diagramas de momento esperados en marcos sometidos a cargas laterales. Previo al análisis dinámico, se seleccionaron registros sísmicos del terremoto del 2010 de distintas características, siendo el más representativo de la zona el registro de Viña del Mar Centro. El análisis dinámico no lineal se lleva a cabo a través de la integración paso a paso de la estructura y permitiendo la degradación de rigidez, y así realizar un análisis más conservador.

4.2 Propiedades no lineales de los materiales

Para determinar la capacidad de deformación de la sección de hormigón se debe conocer la relación esfuerzo-deformación del hormigón y del acero. Las propiedades elásticas se presentaron en la página 8

Hormigón

La ley constitutiva considerada para el hormigón es la Hognestad, que consta de una parábola inicial con valor máximo igual a la compresión cilíndrica del hormigón especificado para el proyecto, $f_c' = 25[MPa]$, a un acortamiento unitario del 2‰, para luego decaer linealmente al 85% del esfuerzo máximo a una deformación última estimada con la fórmula de Scott y otros en 1982 [10] indicada en la Ecuación 4-1. Esta ecuación depende de la cantidad volumétrica del refuerzo de confinamiento, la tensión de fluencia del refuerzo y la resistencia a compresión cilíndrica del hormigón. La relación esfuerzo-deformación para un ε_{cu} del hormigón del 3‰ y del 8‰ se muestra en la Figura 4-1.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 0.075\,\frac{\rho_s\, f_{yt}}{f_c'} \qquad \textbf{Ecuación 4-1}$$

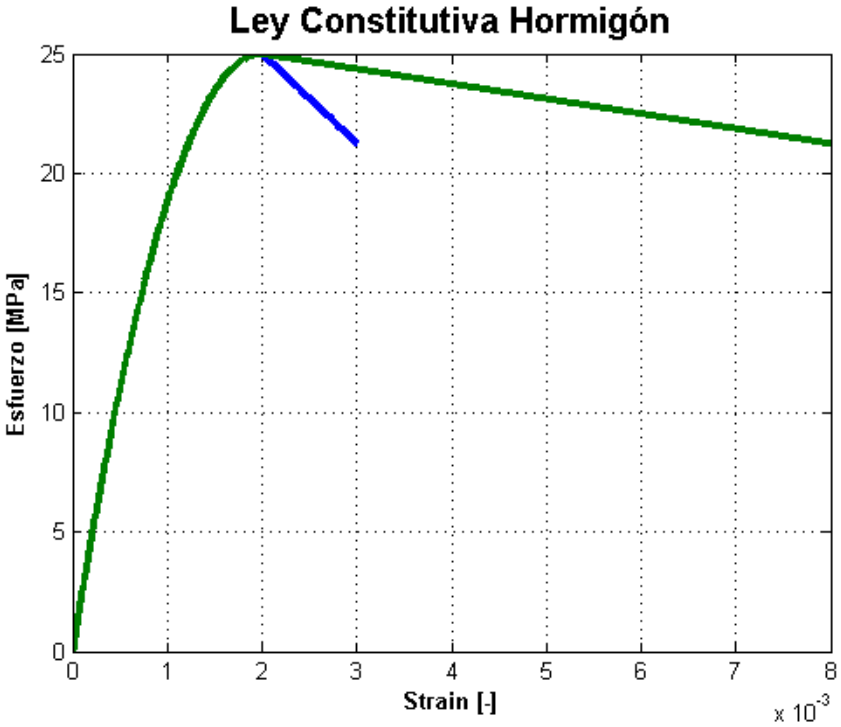

Figura 4-1. Ejemplo de ley constitutiva del hormigón utilizada para el análisis no lineal, la curva verde es.

Acero

El acero utilizado en el proyecto tiene una tensión de fluencia $f_y = 420\ [MPa]$ que ocurre a una deformación unitaria del refuerzo igual a $\varepsilon_y = 0.002$. El acero A630-420 puede tener un alargamiento unitario de hasta un 12% a 14%, la recomendación es limitar su deformación unitaria a un valor en torno al 6%. Se consideró una ley constitutiva bi-lineal como la mostrada en la Figura 4-2.

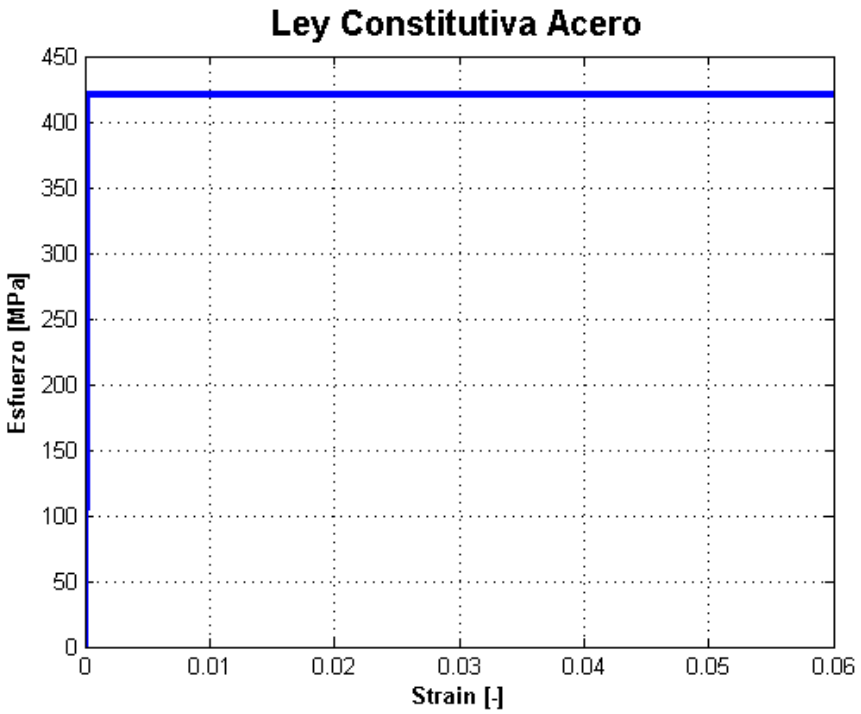

Figura 4-2. Ejemplo de ley constitutiva del Acero bi-lineal utilizada para el análisis no lineal

4.3 Estados límites de los materiales.

Conocida la geometría de la sección, posición de las barras de refuerzo y las leyes constitutivas de los materiales, se pueden definir estados de desempeño para los materiales, es decir, puntos en los cuales la deformación unitaria del material genera un impacto en la resistencia y capacidad de rotación de la sección, Restrepo en 2009 [14], definió los siguientes estados de desempeño.

Hormigón:

1) Agrietamiento del hormigón $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{cr}$
2) Máximo esfuerzo de compresión en hormigón $\varepsilon_c = 0.002$
3) Agrietamiento por aplastamiento y pérdida del recubrimiento $\varepsilon_c \geq 0.004$
4) Aplastamiento del núcleo de hormigón ε_{cu}

Acero:

1) Fluencia de la barra longitudinal extrema $\varepsilon_s = \varepsilon_y$, asociado a grietas residuales del orden de 0.2[mm].

2) Alargamiento unitario $\varepsilon_s = 1\%$, asociado a grietas residuales de orden de 0.8[mm].
3) Inicio del pandeo del refuerzo longitudinal debido a cargas cíclicas, según la Ecuación 4-2

$$\varepsilon_s - \varepsilon_c \geq \frac{10 - \frac{s_h}{d_b}}{100}$$ **Ecuación 4-2**

El valor de ε_c se considera negativo para compresión. Este índice debe entenderse como la deformación máxima ε_s del refuerzo, que para una reversa en la carga genera el refuerzo se pandea a una deformación en comprensión de ε_c.

4) Fractura del refuerzo longitudinal debido a microfisuras según la Ecuación 4-3.

$$\varepsilon_s - \varepsilon_c = 14 - \frac{4 * \frac{s_h}{3\, d_b}}{100} \leq \frac{\varepsilon_{su}}{2}$$ **Ecuación 4-3**

Como se mencionó la deformación última del acero ε_{su} puede variar entre 12% a 14%. Este límite establece la fractura del refuerzo longitudinal debido microfisuras a un una deformación menor o igual a $\frac{\varepsilon_{su}}{2}$, producto de las cargas cíclicas a la cual la sección de hormigón armado es sometida, también considera la fractura debido a carga incremental.

Para el estudio desarrollado en este trabajo, solo se considerarán los estados 3 y 4 para el hormigón y los estados 2, 3 y 4 para el acero. Estos se representarán como puntos en el diagrama de momento curvatura de las secciones analizadas.

4.4 Diagramas de momento curvatura

Los diagramas de momento curvatura se estiman mediante el software Section Designer de la serie de programas de CSI. El método que utiliza el software es la integración directa mediante métodos numéricos de los esfuerzos generados para un perfil de deformaciones dado y que varía mediante el incremento de la deformación unitaria de la fibra extrema en compresión del hormigón.

Se considera que a un aplastamiento del hormigón igual a $\varepsilon_c = 0.004$, el recubrimiento se pierde y por lo tanto no puede tomar carga, a diferencia del núcleo confinado que se deformará hasta el punto estimado para cada sección. En cuanto al acero, la deformación en tracción para los límites de pandeo y fractura se estimarán para el estado último del hormigón, suponiendo que la curvatura en ciclos de cargas debe ser la misma.

Definidos los diagramas de momento curvatura de las secciones, estos se bi-linealizarán a través de tres parámetros fijos y uno variable que dependerá del área bajo la curva del diagrama. El primer parámetro corresponde a la curvatura de fluencia definida por Priestley en 2007 [18] y mostrada en la Ecuación 4-4.

$$\varphi_y = \frac{\lambda\, \varepsilon_y}{h_c} \qquad \textbf{Ecuación 4-4}$$

El coeficiente geométrico definido como λ, depende de la forma de la sección. Priestley propone los valores indicados en la Tabla 4-1.

Sección Transversal	Coeficiente λ
Circular	2.25
Rectangular	2.1
Muro Rectangular	2
Viga T	1.7

Tabla 4-1. Valores de coeficiente geométrico propuestos por Priestley.

El coeficiente λ utilizado para todas las secciones es igual a 2.1.

El segundo y el tercer parámetro corresponden a la curvatura última estimada y el momento asociado, el cual no necesariamente corresponde al momento último calculado con la norma ACI318, debido a que la pérdida de recubrimiento disminuye la fuerza de equilibrio. Sin embargo a un menor valor de aplastamiento del hormigón, la fuerza de momento si puede coincidir con la calculada con la norma.

Definidos los parámetros fijos se estima un momento, asociado a la curvatura de fluencia, de forma tal que las áreas bajo las curvas del diagrama de momento curvatura y la bi-linealización de ésta sean iguales. El objetivo de simplificar el diagrama de momento curvatura es facilitar el posterior análisis incremental y dinámico no lineal.

4.5 Capacidad de deformación local.

Para cada sección de hormigón armado, se revisan los estados límites de los materiales definidos anteriormente y la curvatura a la que se genera, el criterio para finalizar el diagrama es alcanzar el aplastamiento último del hormigón o el 8% de deformación unitaria del refuerzo. Los diagramas se calcularán para la carga de axial de servicio, proveniente de la combinación D+L. Las zonas de rotulas plásticas esperadas se grafican en Figura 4-5.

Cuando el hormigón alcanza un aplastamiento unitario igual a $\varepsilon_c = 0.004$, el recubrimiento se pierde y por lo tanto no puede tomar carga. Esto fue considerado en el análisis y queda reflejado en la Figura 4-3 donde se muestra el perfil de esfuerzos de una sección de hormigón armado en el estado límite, esto es cuando se alcanza el aplastamiento último en la zona confinada (zona en tonos celestes y azul). La deformación unitaria última del recubrimiento libre es menor a la del núcleo confinado, por lo tanto cuando se supera el

aplastamiento máximo del recubrimiento, este se desprende y no toma carga (color morado de la figura).

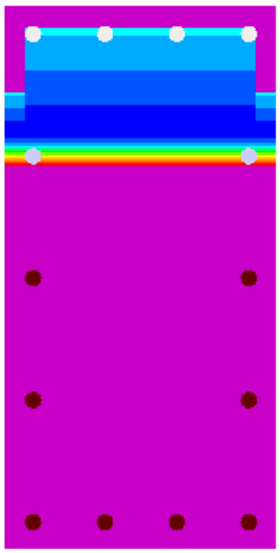

Figura 4-3. Zona en compresión con pérdida de recubrimiento.

En la Tabla 4-2 se indican los estados límites de deformación del hormigón y acero de las secciones en dirección radial y en la Tabla 4-3 los límites en dirección tangencial. En la segunda columna se indica la deformación unitaria del hormigón a la pérdida del recubrimiento, en el tercera columna el aplastamiento último del núcleo confinado, la cuarta la deformación unitaria del acero en tracción igual a 1%, y finalmente el alargamiento unitario al cual ocurre el pandeo y fractura del refuerzo. Se puede apreciar que el pandeo y fractura del refuerzo longitudinal de los pilares ocurre a un alargamiento unitario menor que las vigas, esto es debido a que la separación de estribos en las columnas es menor. Esto también tiene impacto sobre el aplastamiento último del hormigón. En definitiva, las vigas tienen mayor capacidad de deformación que las columnas en ambos sentidos producto de una menor separación de los estribos de confinamiento.

Elemento	Pérdida Recubr.	Aplast. Últ. Concreto	Alargamiento 1% Acero	Pandeo Refuerzo	Fractura Refuerzo
PA-PB	0.00400	0.00746	0.01000	0.02436	0.04163
PC-PC1	0.00400	0.00785	0.01000	0.02396	0.04124
V101	0.00400	0.01188	0.01000	0.04266	0.06751
VL	0.00400	0.01500	0.01000	0.04500	0.07167
V Losa	0.00400	0.01480	0.01000	0.04520	0.07187

Tabla 4-2. Estados límites de los materiales para diagrama M-C de las secciones en dirección radial.

Elemento	Pérdida Recubr.	Aplast. Últ. Concreto	Alargamiento 1% Acero	Pandeo Refuerzo	Fractura Refuerzo
PA-PB	0.00400	0.00801	0.01000	0.02381	0.04108
PC-PC1	0.00400	0.00861	0.01000	0.02321	0.04048
V101	0.00400	0.01188	0.01000	0.04266	0.06751
V102	0.00400	0.01076	0.01000	0.05353	0.08000

Tabla 4-3. Estados límites de los materiales para diagrama M-C de las secciones en dirección tangencial.

De lo anterior se calculan los diagramas de momento curvatura de todas las secciones, y se analizan paso a paso en el Anexo A – Diagramas de Momento Curvatura. En la Tabla 4-4 y la Tabla 4-5 se indican las curvaturas para los estados límites antes mencionados para las direcciones radial y tangencial respectivamente.

En estas tablas se muestran las secciones de columnas, vigas y vigas inclinadas. Se hace la diferencia entre columna inferior y superior a partir del nivel en el que se encuentra la losa, ver Figura 4-4 como referencia. También se toma en considera la leve asimetría de las vigas analizando el momento positivo y el negativo. Finalmente la viga inclinada VL tiene 3 cargas axiales características entre ejes A-B, B-C y C-C1.

Análisis de Resultado

Del análisis anterior se puede decir que los valores límites del refuerzo a solicitaciones de naturaleza cíclica no se alcanzan a desarrollar en las secciones con una carga axial de compresión que está en torno a $0.08\ A_g * f_c'$.

La pérdida de recubrimiento disminuye la carga de momento a niveles donde el aplastamiento del hormigón es mayor a los indicados en la norma del ACI318 para el cálculo de los valores nominales de resistencia.

Sección \ Limite	Curvatura [1/m] - Dirección Radial				
	Pérdida Recubrimiento	Aplastamiento del núcleo confinado	Deformación 1% Acero	Pandeo Refuerzo	Fractura del Refuerzo
PA Inferior Base	0.0227	0.0376	0.0171	-	-
PA Inferior Nudo	0.0234	0.0382	0.017	-	-
PA Superior Nudo Inf	0.0238	0.0386	0.0169	-	-
PA Superior Nudo Sup	0.024	0.039	0.0169	-	-
PB Inferior Base	0.0242	0.0394	0.0168	-	-
PB Inferior Nudo	0.0245	0.0399	0.0168	-	-
PB Superior Nudo Inf	0.025	0.0405	0.0167	-	-
PB Superior Nudo Sup	0.0252	0.0407	0.0167	-	-
PC Base	0.0269	0.0465	0.216	-	-
PC Nudo	0.0276	0.047	0.0215	-	-
PC1 Nudo	0.0617	-	0.0193	0.0443	0.078
V101 Positvo	0.0696	-	0.0274	0.1114	0.1747
V101 Negativo	0.0539	0.1697	0.0267	0.1107	-
VLOSA Positivo	0.0242	0.072	0.201	-	-
VLOSA Negativo	0.059	-	0.0179	0.0758	0.1206
VL MC1	0.0616	-	0.0267	0.1131	0.1793
VL MC2	0.0693	-	0.0262	0.1119	0.1768
VL MC3	0.0509	0.154	0.0278	0.1248	-

Tabla 4-4. Tabla Resumen - Curvatura para estados límites Dirección Radial

Sección \ Limite	Curvatura [1/m] - Dirección Tangencial				
	Pérdida Recubrimiento	Aplastamiento del núcleo confinado	Deformación 1% Acero	Pandeo Refuerzo	Fractura del Refuerzo
PA Inferior Base	0.0495	0.077	0.0369	-	-
PA Inferior Nudo	0.0503	0.0788	0.0367	-	-
PA Superior Nudo Inf	0.0511	0.0803	0.0366	-	-
PA Superior Nudo Sup	0.0519	0.0818	0.0366	-	-
PB Inferior Base	0.0525	0.0833	0.0365	-	-
PB Inferior Nudo	0.0534	0.0852	0.0362	-	-
PB Superior Nudo Inf	0.0546	0.0878	0.0361	-	-
PB Superior Nudo Sup	0.0549	0.0884	0.0359	-	-
PC Base	0.0481	0.0809	0.0371	-	-
PC Nudo	0.0493	0.0827	0.037	-	-
PC1 Nudo	0.0787	0.1292	0.033	0.074	-
V102 Positvo	0.0597	-	0.0161	0.0811	0.1214
V102 Negativo	0.0437	-	0.0156	0.0806	0.1196

Tabla 4-5. Tabla Resumen - Curvatura para estados límites Dirección Tangencial

4.6 Análisis Incremental

4.6.1 Introducción

El análisis incremental busca determinar la capacidad de la estructura, tanto en resistencia como en capacidad de deformación, relacionando ambas cantidades. El análisis se realizó utilizando la distribución de fuerzas estáticas que se indica en la norma NCh433of1996 Mod.2009, que es directamente proporcional a la masa del piso considerado. Se cargó la estructura lateralmente y se verificó la capacidad de deformación de las secciones que se desarrollaron rótulas plásticas. En la Figura 4-4 se muestran las fuerzas laterales y los puntos de aplicación.

Se determinaron las zonas críticas en la estructura, zonas propensas a fluir debido a la flexión, y se modelaron utilizando los diagramas de momento curvatura calculados, y de esta forma permitiendo el análisis no lineal. El resto de la estructura se modeló como elástica, con las mismas propiedades utilizadas anteriormente. La curvatura de las rótulas correlaciona con los giros a través de la longitud de rótula plástica, L_p, parámetro empírico y calibrado para relacionar la zona de no linealidad del concreto con una única sección crítica en los elementos de hormigón. Existen variados estudios mencionados en el libro Park y Paulay [1], y que pueden variar desde 0.5 veces a 4 veces la altura útil de la sección, sin embargo, se escogió la mitad de la altura útil como longitud de rótula plástica debido a ser un valor conservador, al entregar valores menores de rotación de la sección crítica.

4.6.2 Cargas

Las fuerzas dependen de la masa reactiva en cada nodo de análisis, y por cada nivel se concentró la masa para obtener una fuerza lateral única. Esta fuerza fue aplicada en el nodo más alto de cada columna, elementos resistentes a cargas laterales.

La masa en cada nivel se cubicó mediante el método de áreas tributarias, y para ello se consideró la masa de las gradas, peso propio de los materiales y el 25% de la sobrecarga. La Tabla 4-6 muestra el resumen de masas por nivel, que transformadas mediante la Ecuación 4-5 y Ecuación 4-6 de la NCh433of96Mod2009, se determinan las fuerzas mostradas en la Tabla 4-7.

Pesos Sismicos	[kg]
Masa 1	33424
Masa 2	27859
Masa 3	49731
Masa 4	13867

Tabla 4-6. Masas sísmicas por Nivel.

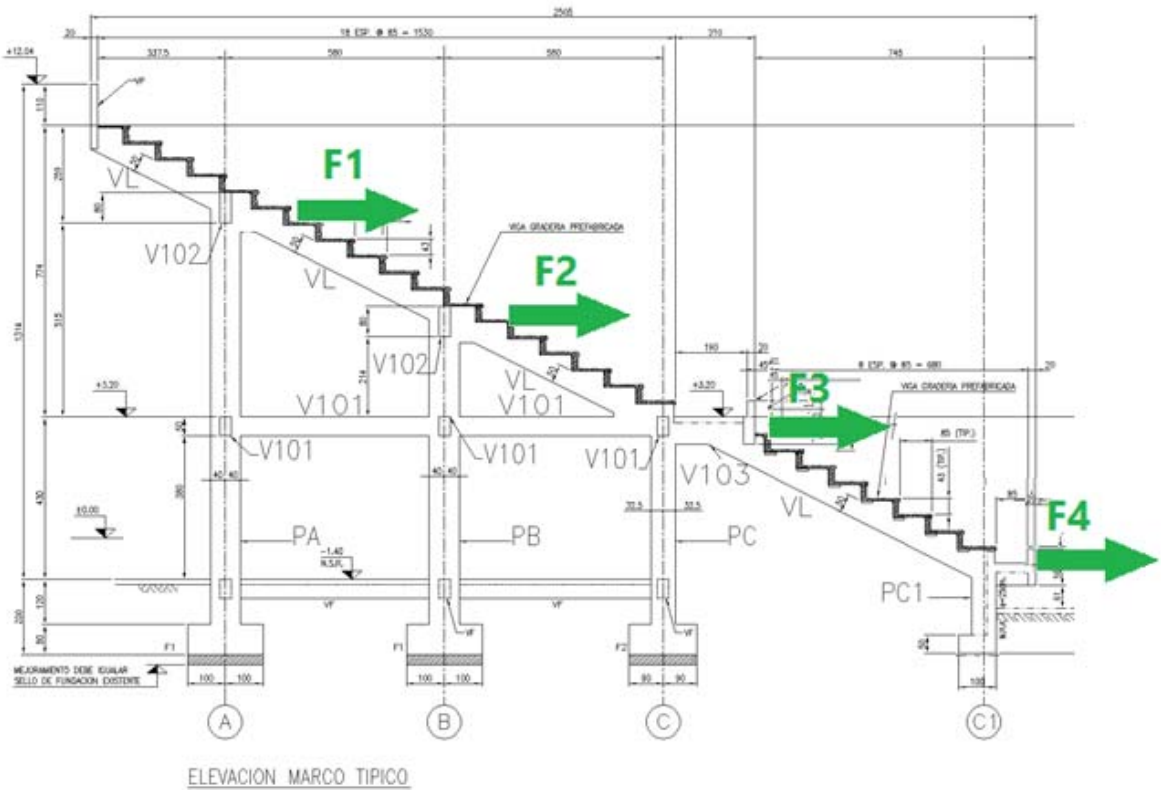

Figura 4-4. Fuerzas laterales del análisis estático.

$$F_k = \frac{A_k\, P_k}{\sum A_j\, P_j} Q_o \qquad \textbf{Ecuación 4-5}$$

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}} \qquad \textbf{Ecuación 4-6}$$

Fuerzas Sísmicas	Ak	AkPk	Fk [kgf]
F1	0.5327136	17805.3353	11380.3089
F2	0.21293012	5932.05669	3791.48364
F3	0.20079851	9985.88359	6382.49366
F4	0.05355777	742.681037	474.685787

Tabla 4-7. Fuerzas laterales para los niveles

El análisis incremental en general no depende directamente del valor de la fuerza a la cual es cargada la estructura, si no de la distribución de esas fuerzas, por ejemplo, la carga lateral en el segundo nivel es mayor a la del tercero, lo que entrega una respuesta característica que es distinta si el caso fuese otro. Esta diferencia puede ser menor o muy grande, sin embargo, es importante que la distribución de fuerzas sea consistente con un

análisis dinámico. Más adelante se mostrará que la distribución de fuerzas escogida se adapta bien al análisis dinámico.

4.6.3 Dirección Radial

En el software Perform-3D se realizó el modelo de análisis no lineal para determinar la curva de capacidad de la estructura. El modelo se realizó con los elementos elásticos, rótulas plásticas y zonas rígidas.

Para los elementos elásticos se debe definir la inercia, área y módulo de elasticidad. Para lo anterior se utilizaron las recomendaciones del ACI318 al definir factores que modifican la rigidez de los elementos elásticos y que determina el módulo de Young.

Las rótulas plásticas fueron definidas de acuerdo a la bi-linealización de los diagramas de momento curvatura de cada elemento, y además debe definirse una longitud de rótula plástica, la cual se estimó como la mitad del alto útil de la sección. El supuesto anterior se basa en los estudios realizados por Berry y otros en 2008 [5], en donde los largos de rótulas plásticas pueden variar de 0.5 veces a 2 vez el peralte efectivo, por lo tanto al escoger un largo igual a 0.5 d, se aproxima por el lado de la seguridad debido a que a menor longitud de rótula menor es la capacidad de deformación de la sección transversal.

Las zonas rígidas son elementos que modelan la transmisión de fuerzas y deformación de los nudos. El software por defecto las define como 10 veces la rigidez del elemento que conecta.

La Figura 4-5 muestra el modelo de análisis, donde se identifican las rotulas plásticas y las zonas rígidas. Los elementos elásticos se definen con el 70% de la rigidez bruta para columnas y 35% para vigas.

El desplazamiento lateral se midió en el punto más alto de la columna PA, ubicada a 10.36[m] del nivel basal. Con el sentido positivo apuntando en la dirección de la flecha.

En el eje C1, se modeló el apoyo de la viga inclinada a la altura del muro como empotrado en ese sector, esto transmitiría parte de la carga lateral como carga axial al apoyo. Este supuesto se basa en que el muro en semicírculo está enterrado hasta la mitad y en sinergia a la forma circular que tiene, se puede suponer una rigidez muy alta a desplazamientos laterales en ese punto. Sin embargo, se debe asegurar la resistencia a corte en ese punto, la cual está dada por el área alrededor del nudo con la columna PC1.

También se mostrará que el desplazamiento lateral en la zona media es muy similar al que se estimará en la zona superior de la estructura.

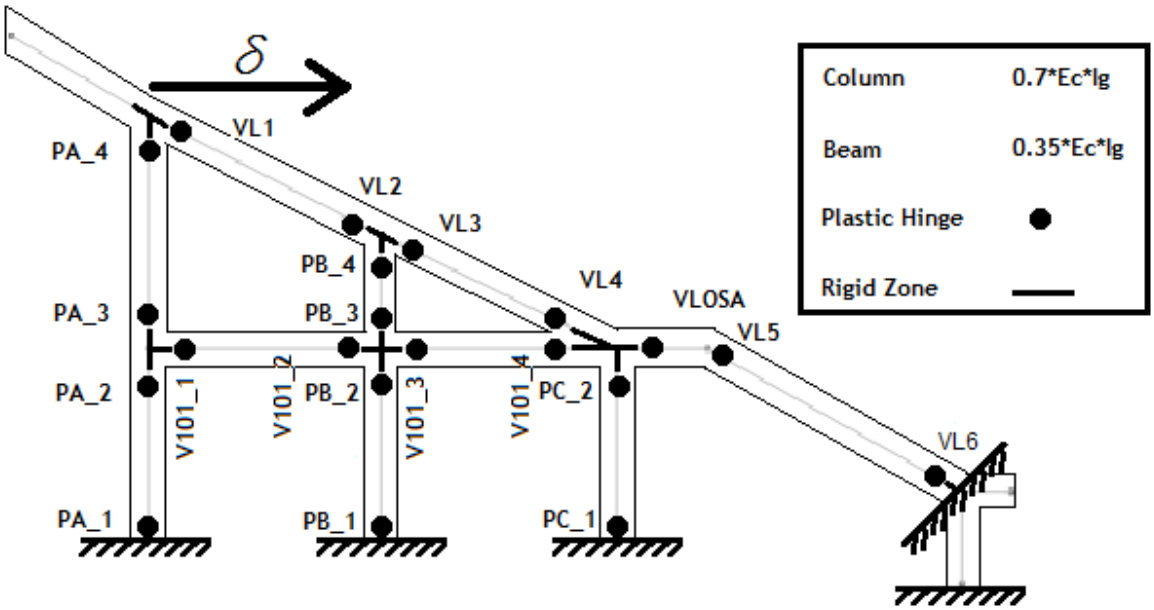

Figura 4-5. Modelo de análisis Marco Radial

La deformada de la estructura se muestra en la Figura 4-6, donde se observa una exagerada rotación en la unión de las vigas VLosa y VL en la zona inferior.

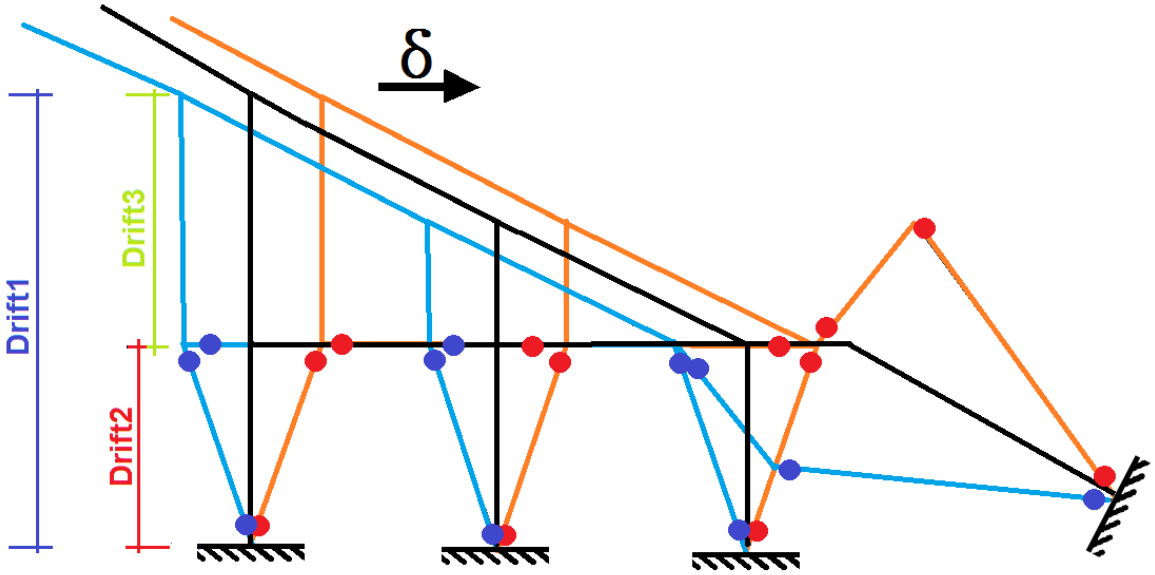

Figura 4-6. Deformada Última Análisis Incremental Marco Radial

La deformada de color naranjo proviene del análisis incremental en sentido positivo con las cargas indicadas anteriormente en este informe. Cuando la estructura se desplaza hacia la derecha la viga inclinada actúa como puntal y entra en compresión, sin embargo, para que

el movimiento lateral continúe es necesario que la viga inclinada inferior rote en el rango inelástico en tres puntos de forma tal que se pueda generar un mecanismo cinemáticamente admisible. Similar es lo que ocurre en el sentido negativo, mostrado con el esquema en color celeste, sólo que este caso la viga inclinada se tracciona, y debiéndose rotular los mismos tres puntos para que se genere el mecanismo. Esto puntos son las rótulas VLosa, VL5 y VL6 indicados en la Figura 4-5. Esto condiciona el comportamiento de la estructura en la zona inferior, el cual si no es controlado adecuadamente, puede generar un colapso parcial. En la misma figura se muestran las rótulas activadas durante el análisis.

El diseño de este marco no tiene en consideración la cinemática post fluencia de la estructura, es decir, no se pensó en el mecanismo de colapso a grandes demandas de desplazamiento lateral. Esto es uno es uno de los problemas de la metodología de diseño actual basada únicamente en fuerzas, en donde se realizan modelos de análisis elástico y se entrega la resistencia para las fuerzas proveniente de aquel análisis, sin embargo, lo que ocurra después de aquello no se puede predecir a menos que se realice un análisis no lineal. El objetivo hoy en día es alcanzar un mecanismo de colapso que permita a la estructura disipar energía sin alcanzar la falla de sus elementos.

Del mecanismo esperado se puede mencionar que una vez se rotula la viga inclinada inferior, le sigan las vigas V101 de la zona media del marco radial, para seguir con las bases de las columnas.

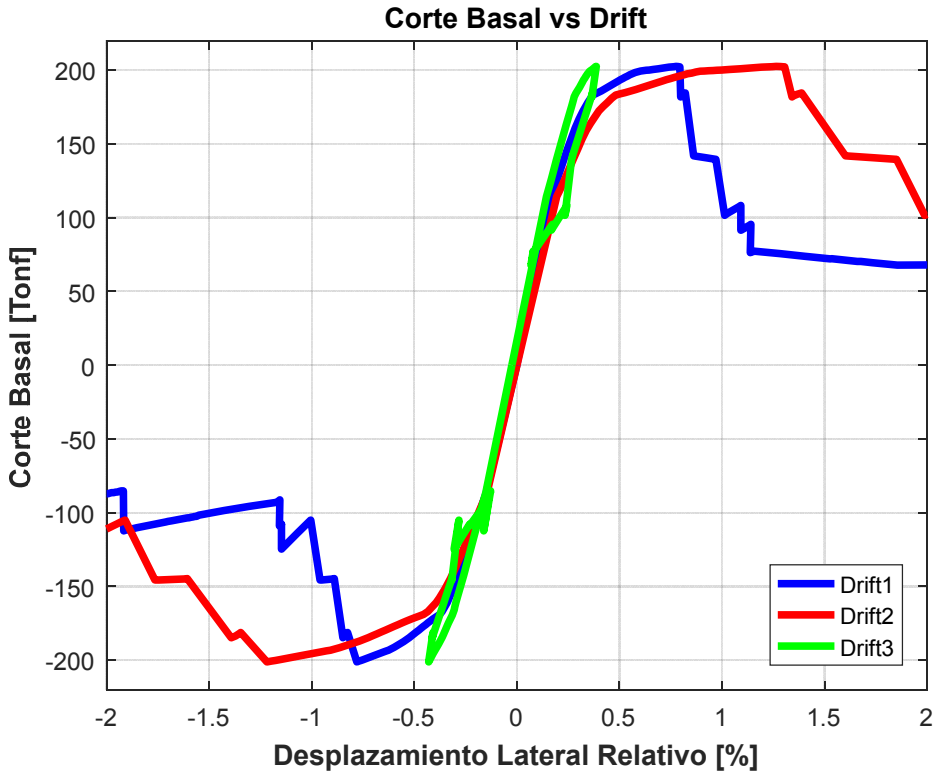

Figura 4-7. Gráfico Curva Incremental para los Drifts Indicados.

La curva Corte Basal versus Deformación Relativa Lateral se muestra en la Figura 4-7. En donde no sólo se gráfica la deformación lateral de la zona superior de la estructura respecto a la base de esta (curva de color azul), sino que también la deformación de la zona media relativa a la base (curva de color rojo) y de la zona superior relativa a la zona media (curva de color verde). Ver Figura 4-6 para identificar los Drifts con los colores asociados.

De la figura anterior se desprende que el desplazamiento lateral se concentra en la zona media, es decir, que el movimiento relativo de la zona superior respecto a la media es mucho menor al de la zona media respecto a la base. Además se puede decir que no se aprecia fluencia en la zona superior debido a que la estructura alcanza estados límites en las rótulas en la zona inferior de la estructura, lo anterior es debido al efecto rigidizador de la viga inclinada superior.

La Figura 4-8 muestra la curva de capacidad de la estructura, y los diagramas de momento versus el desplazamiento lateral relativo de la zona superior de las rótulas plásticas que entran en el rango no lineal de deformación. En el sentido positivo se notan 12 secciones que alcanzan la fluencia del refuerzo longitudinal antes de la primera falla en los elementos y en sentido negativo las mismas 12 rótulas fluyen en el rango no lineal.

En ambos sentidos de carga, se aprecia que las rótulas en columnas fluyen antes que las rótulas en las vigas V101. Además se puede mencionar que el primer elemento en fluir es la viga VLosa.

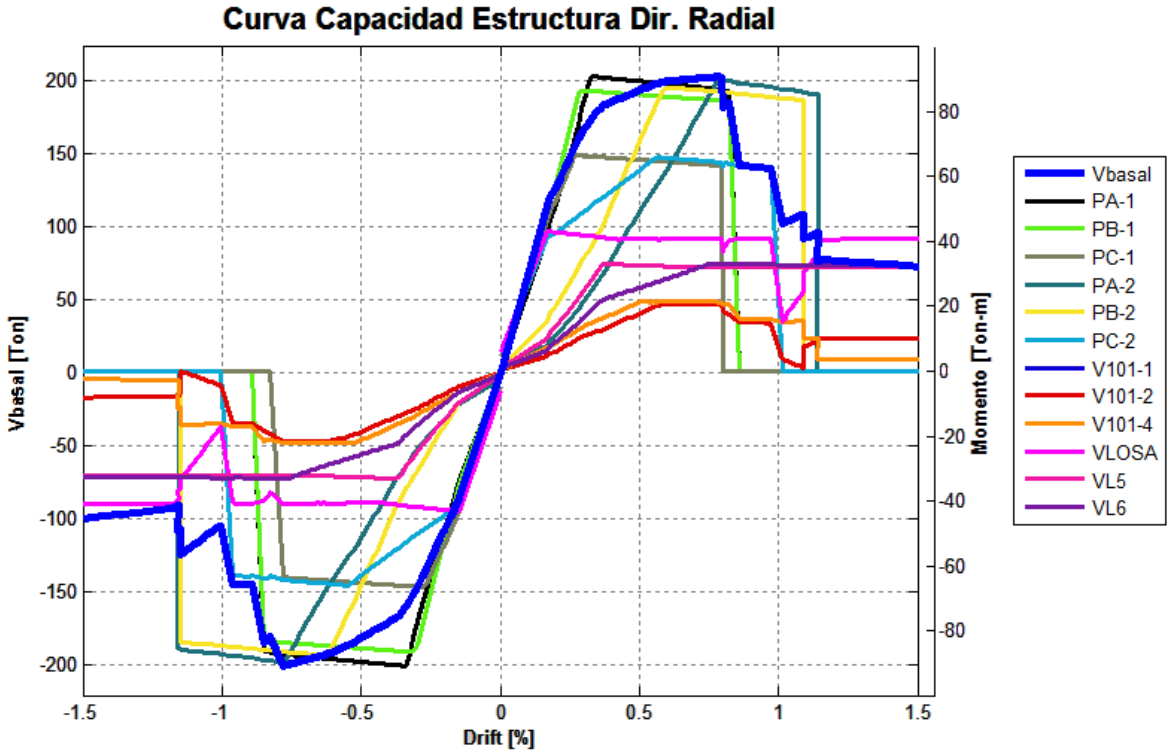

Figura 4-8. Curva de Capacidad Marco Radial y diagramas de Momento.

El efecto rigidizador que entrega el triángulo formado por las vigas VL en la zona superior se ve reflejado en la permanencia de las fuerzas en el rango elástico de las rótulas definidas sobre la zona media de marco radial.

Los niveles de fuerza y deformación alcanzados para cada sentido de carga son similares. La Figura 4-9 y Figura 4-10 muestra el detalle para cada hito presente que genera la curva de capacidad.

En el sentido positivo, la estructura entra en el rango inelástico de deformación con la fluencia de la rótula en la viga VLosa a una deformación lateral de 1.72[cm], equivalente a una deformación relativa de 0.17%. Este punto define el colapso incipiente de la estructura. Posteriormente la misma rótula alcanza el alargamiento del refuerzo longitudinal del 1% a un desplazamiento lateral de 2.22[cm], 0.214% relativo, para luego perder el recubrimiento a un acortamiento unitario del hormigón del 4 por mil, cuando se alcanza un desplazamiento lateral de 2.4[cm].

Posteriormente las rótulas PC1, PB1 y PA1 entran en fluencia a una deformación lateral de 2.73[cm], 2.9[cm] y 3.34[cm] respectivamente (variación del 0.26% al 0.322%). A este nivel de deformación el deterioro de la rigidez global de la estructura es notorio.

Cuando se alcanza un desplazamiento lateral de 3.72[cm], 0.36% relativo, la rótula VL5 entra en el rango inelástico de deformación, alcanzando el alargamiento unitario de acero del 1% a un desplazamiento lateral 4.2[cm], 0.4% relativo.

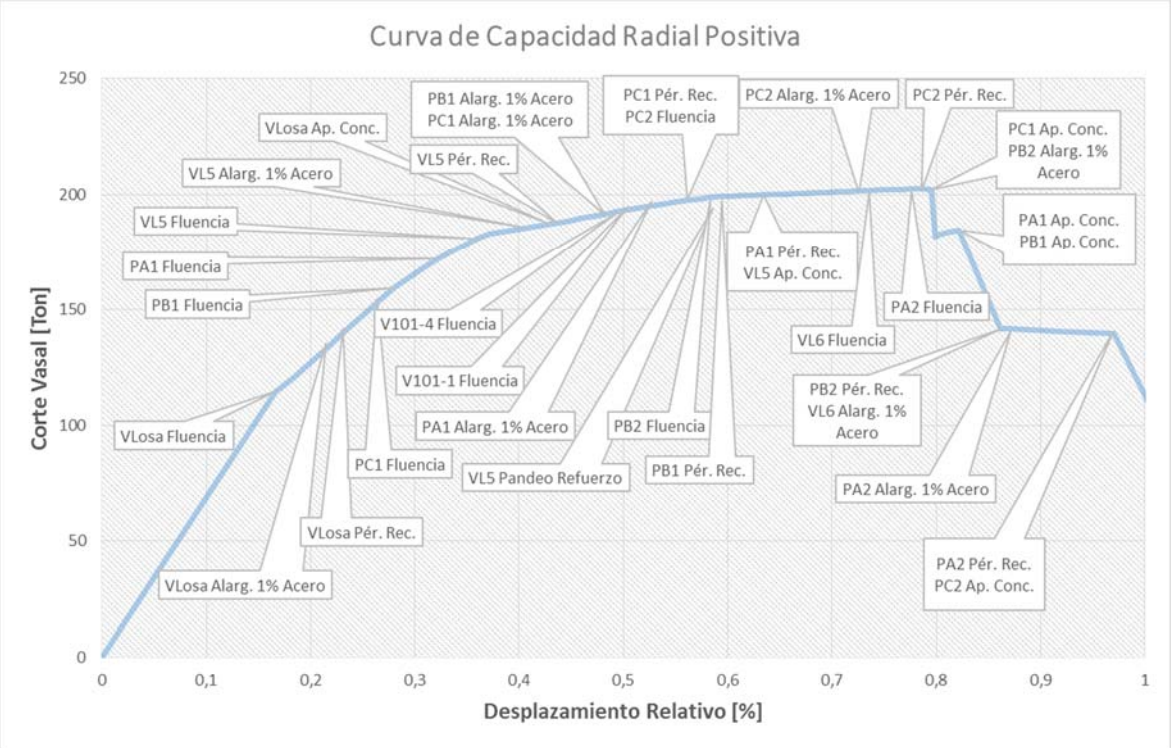

Figura 4-9. Detalle Curva Capacidad Sentido Positivo

La rótula VLosa, es la primera en fallar al alcanzar el aplastamiento último del hormigón confinado, a un desplazamiento lateral de 4.42[cm], 0.43% relativo. Esto provoca un colapso parcial en la estructura que limita la capacidad de deformación, sin embargo, esta primera falla ocurre en la zona de unión con la Losa de 25[cm], así que es posible que no se genere el colapso parcial. El análisis se continuará, y debido a un equilibrio de fuerzas interno que realiza el software la fuerza de momento asociada permanecerá constante.

A un desplazamiento lateral de 4.53[cm], 0.44% relativo, la rótula VL5 pierde el recubrimiento, siguiéndole 5[mm] después, el alargamiento del 1% del refuerzo longitudinal de las rótulas PB1 y PC1.

Los extremos en las vigas V101, rótulas V101-1 y V101-4 alcanzan la fluencia a un desplazamiento lateral de 5.11[cm], 0.493% relativo. Dos milímetros después el acero de la rótula PA1, llega al 1% de deformación unitaria. Continuando con el incremento de la fuerza lateral, la rótula de la viga inclinada VL5 alcanza el estado límite del pandeo del refuerzo longitudinal, limite asociado a las cargas cíclicas, a un desplazamiento lateral de 5.7[cm], 0.55% relativo.

La rótula PC1 pierde el recubrimiento a un desplazamiento lateral de 5.81[cm], 0.56% relativo, mismo instante en que la rótula PC2 fluye. Luego, cuando se alcanza los 6[cm] de desplazamiento lateral, la rótula PB2 entra en el rango inelástico, siguiéndole 10[mm] después la pérdida del recubrimiento de la rótula PB1.

Cuando se alcanza un desplazamiento lateral de 6.6[cm], la rótula VL5 alcanza el aplastamiento del núcleo confinado, que sumado a la falla de la rótula VLosa la zona inferior del marco radial colapsa, no así el resto de la estructura.

Luego, el refuerzo longitudinal de la rótula PC1 alcanza el 1% de deformación unitaria a un desplazamiento lateral de 7.5[cm], 0.726% relativo, inmediatamente después la rótula VL6 entra en fluencia igualmente la rótula PA2 a un desplazamiento lateral de 8[cm], 0.78% relativo. La primera columna en alcanzar la falla es la PC, con el aplastamiento del núcleo confinado de la rótula PC1 a un desplazamiento lateral de 8.24[cm], 0.795% relativo, y con ello la falla general de la estructura.

De lo descrito anteriormente y antes de la falla de la columna PC1, las secciones principales ya presentan daño por la pérdida de recubrimiento y alargamientos unitarios en el acero superior al 1%, incluyendo el colapso parcial de la zona inferior derecha del marco radial. En resumen el colapso parcial ocurre un desplazamiento lateral de 4.42[cm] y el colapso general a un desplazamiento lateral 8.23[cm], quedando demostrado que el diseño del marco radial tiene un problema de cinemático posterior a la fluencia.

Similar al sentido positivo, el colapso incipiente de la estructura en el sentido negativo ocurre a un desplazamiento lateral de 1.54[cm], 0.15% relativo, con la fluencia de la rótula VLosa dejando atrás la zona elástica de deformación. Muy cerca a lo indicado, el refuerzo longitudinal de la misma rótula VLosa alcanza una deformación unitaria del 1% a un desplazamiento lateral de 2.05, 0.2%[cm]. Las bases de las columnas principales son las

primeras en fluir, posterior a la incursión de la viga VLosa, con las rótulas PC1, PB1 y PA1 cuando se alcanzan los desplazamientos 2.73[cm], 3.07[cm] y 3.4[cm] respectivamente (variación del 0.264% al 0.33% relativo).

Posteriormente la rótula VL5, punto de unión de la viga VLosa y VL, fluye a un desplazamiento lateral de 3.8[cm], 0.36% relativo, le sigue la pérdida de recubrimiento de la rótula VLosa, a un desplazamiento lateral 3.9[cm], 0.38% relativo. Dos milímetros después el refuerzo de acero de la misma rótula VLosa, alcanza el estado asociado al pandeo debido a cargas cíclicas y el de la rótula VL5 el 1% de deformación unitaria. Posteriormente, a un desplazamiento lateral de 4.6[cm] la misma rótula VL5 pierde el recubrimiento.

La rótula PC1 es la primera en alcanzar el 1% de deformación unitaria del refuerzo longitudinal de las columnas, a un desplazamiento lateral de 4.95[cm], 0.478% relativo. Luego a un desplazamiento lateral de 5.2[cm], 0.5% relativo, la rótula V101-1 fluye, al mismo tiempo en que el acero de la rótula PB1 alcanza una deformación unitaria del 1%.

A un desplazamiento lateral de 5.42[cm], 0.52% relativo, la rótula VLosa alcanza el estado límite asociado a la fractura debido a microfisuras del refuerzo longitudinal.

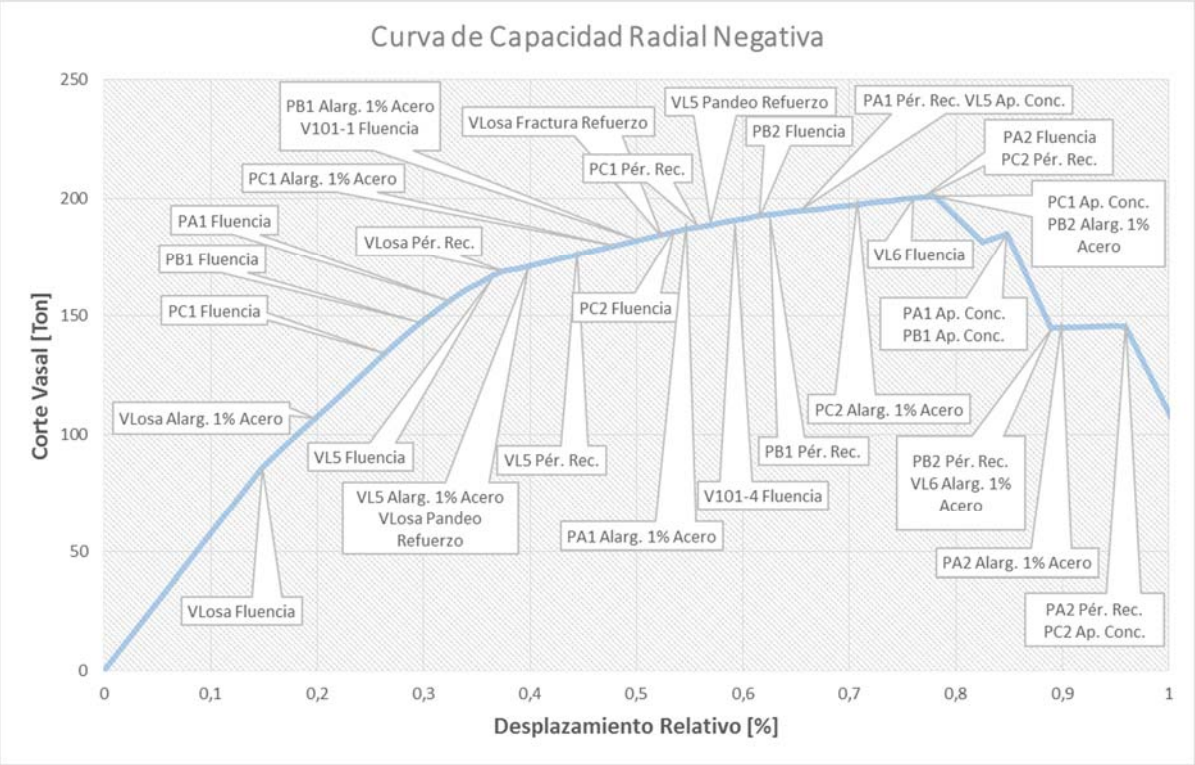

Figura 4-10. Detalle curva de capacidad Sentido negativo

La rótula PC2 fluye a un desplazamiento lateral 5.5[cm], 0.54% relativo, siguiéndole a el alargamiento unitario del 1% del refuerzo longitudinal de la rótula PA1 a un desplazamiento de 5.66[cm], 0.55% relativo. La rótula PC1 pierde su recubrimiento cuando se alcanza el

desplazamiento lateral de 5.8[cm], 0.56% relativo, un milímetro después la rótula VL5 alcanza el estado límite del pandeo del refuerzo longitudinal.

Cuando se alcanza un desplazamiento lateral de 6.14[cm], 0.592% relativo, la rótula V101-4 incursiona en el rango inelástico, siguiéndole dos milímetros después la fluencia de la rótula PB2. Luego la rótula PB1 pierde su recubrimiento a un desplazamiento lateral 6.47[cm], 0.63% relativo.

Una vez que se alcanza un desplazamiento de 6.8[cm], 0.66% relativo, la rótula VL5 falla cuando el núcleo en compresión se aplasta en su deformación unitaria última, y de forma similar al sentido positivo se genera un colapso parcial en la zona derecha de la estructura.

El refuerzo longitudinal de la rótula PC2 alcanza el 1% de alargamiento unitario a un desplazamiento lateral de 7.33[cm], 0.71% relativo, luego le sigue la fluencia de la rótula VL6 a un desplazamiento lateral de 7.9[cm], 0.76% relativo. Finalmente el colapso de la estructura ocurre a un desplazamiento lateral 8.1[cm], 0.78% relativo, con el aplastamiento del núcleo confinado de la rótula PC1.

En ambos sentidos del análisis el colapso incipiente está en torno al 0.15% del desplazamiento lateral relativo, punto en que la estructura pierde su capacidad elástica y la primera sección entra en el rango inelástico. El colapso parcial de cada sección ocurre a un desplazamiento lateral 0.65%, sin considerar la falla en la viga VLosa en sentido positivo. El colapso general ocurre en torno a un desplazamiento relativo de 0.79% con la falla de base de la columna PC1 en ambos sentidos de carga.

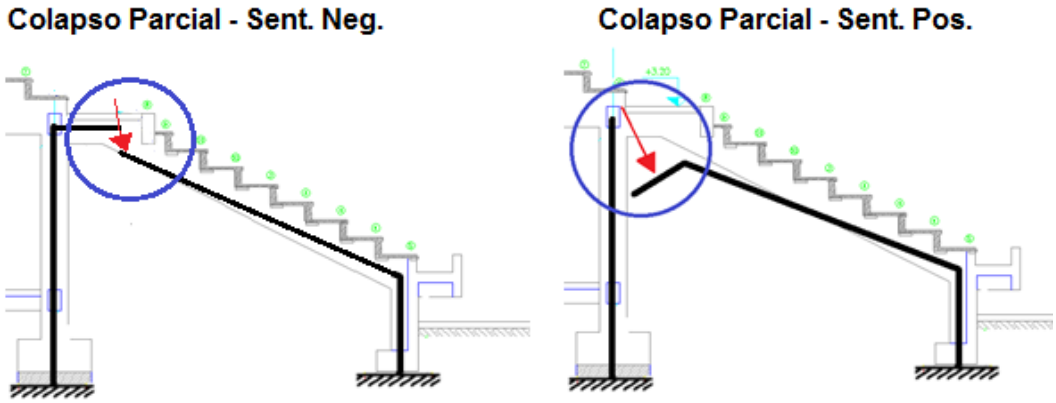

Figura 4-11. Representación de Colapso Parcial

Otro punto a controlar es la resistencia al corte de los elementos, para evitar la falla prematura y frágil de los elementos. La Tabla 4-8 resume los valores de corte máximo para ambos sentidos de análisis y la resistencia del hormigón así como la del refuerzo de acero, según las expresiones del ACI318. Para todos los casos la resistencia total al corte es mayor a la indicada por el análisis, siendo la resistencia de las columnas PA y PB las más cercanas a fallar.

Elementos	Vc [Ton]	Vs [Ton]	Vn [Ton]	Vu (x+) [Ton]	Vu (x-) [Ton]
PA,PB	25.8	21.7	47.5	43.16	43.22
PC, PC1	20.8	17.5	38.3	33.23	33.47
V101	11.8	19.8	31.6	99.28	9.83
VL Interior	11.8	20.7	32.5	15.11	16.13
Vlosa	17.6	46.2	63.8	15.74	28.00

Tabla 4-8. Corte máximo en elementos y resistencia Dir. Radial.

Se verifica además la resistencia a corte, del tipo punzonamiento, ver Figura 4-12, de la viga VL inferior sobre el machón y muro circular. La fuerza proveniente del análisis incremental se estimará como la reacción horizontal en el apoyo empotrado de la viga VL.

La viga inclinada viene en un angulo aproximado de 30° sobre el muro, por lo tanto la altura de 50[cm] se incrementa en 7[cm]. Como se mencionó anteriormente, el muro tiene un espesor de un 25[cm].

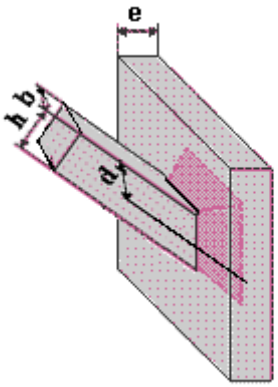

Figura 4-12. Modelo Simplificado de punzonamiento.

La resistencia a corte queda limitada por el mínimo valor de las siguientes ecuaciones.

$$\frac{\sqrt{f_c'}}{3} * b_0 * d$$ **Ecuación 4-7**

$$\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\left(1 + \frac{\alpha_s * d}{2 * b_0}\right)$$ **Ecuación 4-8**

$$\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)$$ **Ecuación 4-9**

La viga VL está apoyada en el borde del muro, lo que entregaría un valor de α_s=30. Y un valor del perímetro de sección crítica igual a 274[cm]. La relación ancho espesor, β_c, se estima en 1.9.

El valor de la resistencia sin considerar el refuerzo en el machón PC1 es de 959000[N], y la carga asociada en el nodo es igual a 892710[N], por lo tanto, la resistencia provista por el muro es suficiente para aguantar la fuerza puntual de la viga VL y proveniente del análisis incremental y de esta forma evitar una falla prematura debido al punzonamiento de muro.

Si la conexión entre la viga puntal VL y el muro se hubiese realizado deslizante y rotulada, se podría evitar el colapso parcial, con desplazamientos laterales últimos iguales o muy similares a los estimados en este análisis. Otra alternativa es generar una conexión rotulada de la viga VLosa en la columna PC y de la misma viga puntal VL sobre el muro, un ejemplo de lo anterior es apoyar los elementos sobre una ménsula asegurando un espacio suficiente para desplazamientos laterales.

4.6.4 Dirección Tangencial

El análisis no lineal de la dirección tangencial se realizó considerando una porción de 5 marcos radiales. La Figura 4-13 muestra el modelo de análisis, donde se indican las zonas rígidas y los elementos elásticos considerados, pero solo se muestran las rótulas de interés a pesar de que las rótulas repiten de marco en marco.

Las rótulas plásticas consideradas son las relaciones bilineales mostradas anteriormente. Los factores que modifican la rigidez bruta de los elementos elásticos son los indicados en el cuadro de la figura y las zonas rígidas son aquellas que consideran 10 veces la rigidez de los elementos que unen.

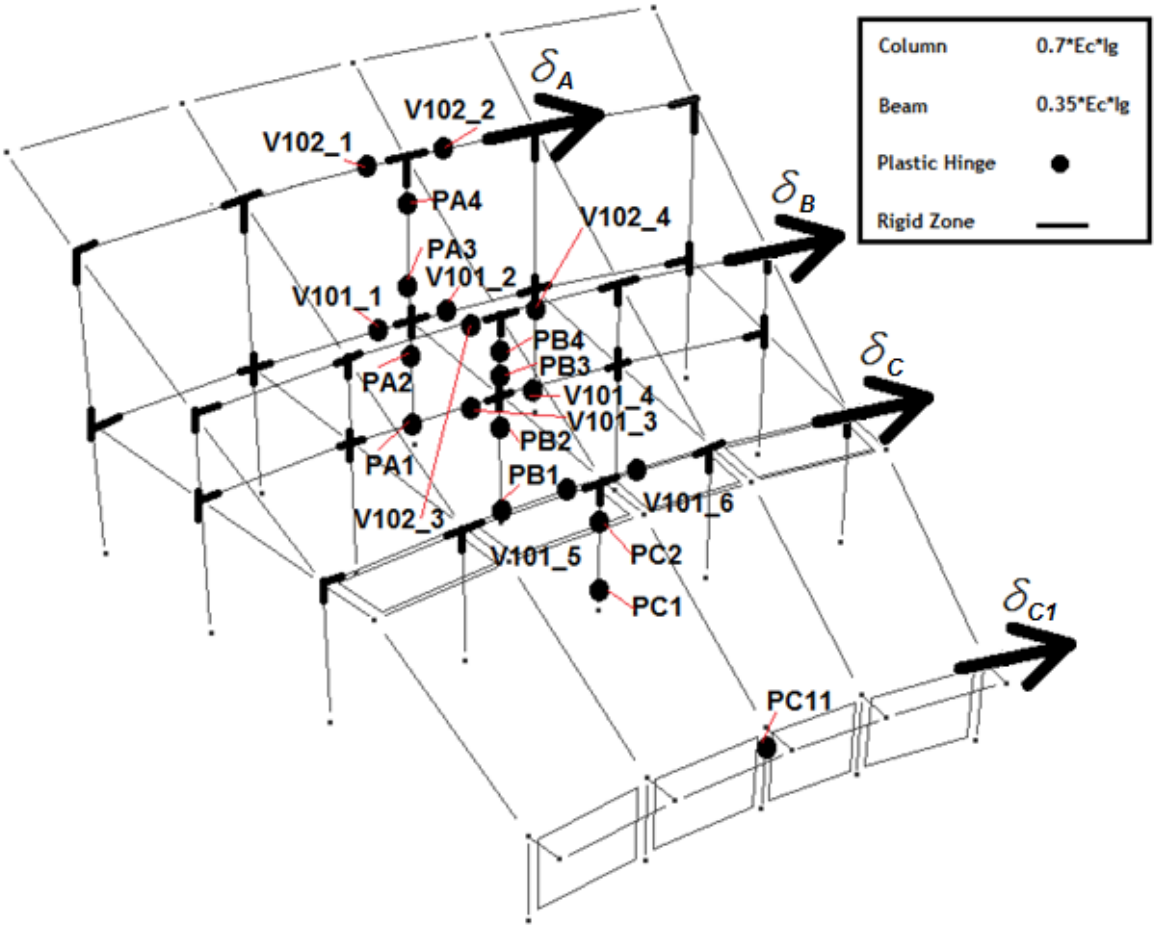

Figura 4-13. Modelo de análisis dirección tangencial.

Las fuerzas utilizadas son las mismas mostradas anteriormente, pero se consideraron en dirección tangencial. El análisis se realizó aumentando las fuerzas en forma proporcional, y en cada marco tangencial, esto significa que cada eje (A, B, C y C1) es un marco tangencial cargado lateralmente y que interactúa con los ejes que tiene a cada lado.

La Figura 4-14 muestra la curva de capacidad de la estructura en dirección tangencial, se generaron al menos 11 rótulas plásticas, y de forma similar a la anterior, la mayoría en columnas. De la misma figura se desprende que en la zona media de la estructura, las vigas V101 entran en fluencia a diferencia de las V102 que permanecen en el rango elástico de deformación. Las rótulas PA4, PB4 y PC2, pertenecientes al tope de las columnas, entran en fluencia, no así las vigas V102 que tienen mayor resistencia que las columnas en ese sentido.

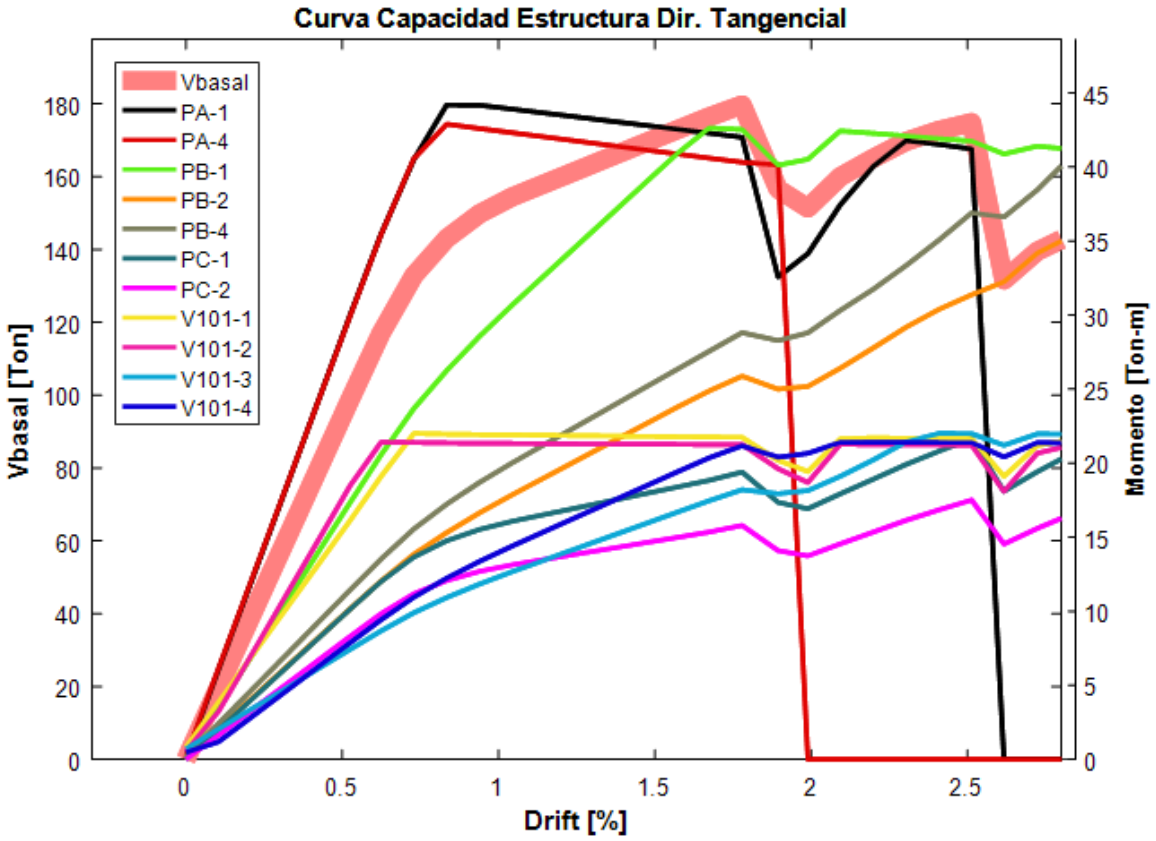

Figura 4-14. Curva de capacidad Estructura dirección tangencial

Sólo se analizó un sentido de carga debido a la simetría de la estructura, los resultados paso a paso se muestran en la Figura 4-15 para todos los ejes mostrados en la Figura 4-13. Luego se referenció a la eje de mayor altura, eje A y se muestran los resultados en la Figura 4-16.

Cada eje tiene casi la misma capacidad de deformación, mayor al 1.6% relativo y siendo el aplastamiento último del núcleo confinado de las columnas lo que define la capacidad de deformación última para cada eje tangencial, sin embargo, si se considera que el primero en ocurrir en la estructura es el aplastamiento del hormigón en la rótula PA4, los otros ejes quedan limitados a una capacidad de deformación muy baja.

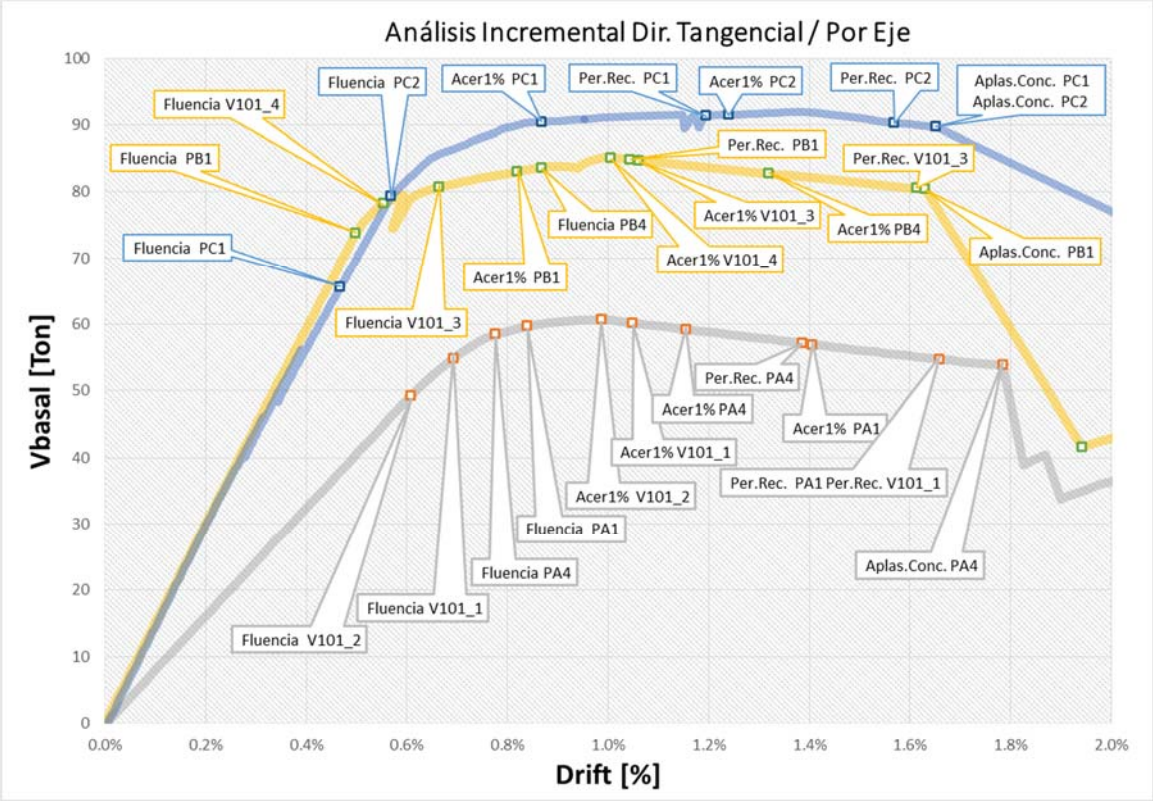

Figura 4-15. Análisis incremental ejes tangenciales.

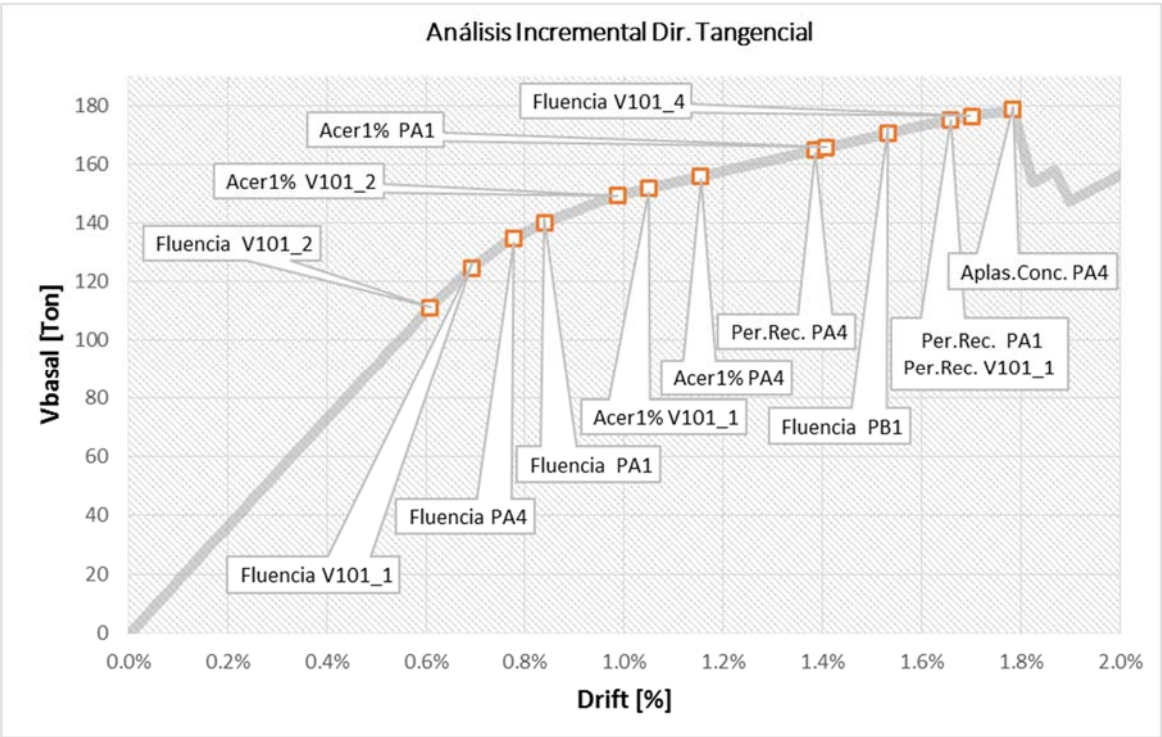

Figura 4-16. Análisis Detallado dirección tangencial

La falla del eje A, ocurre a un desplazamiento lateral de 18.5[cm], 1.78% relativo al punto más alto de la columna PA, limitando la deformación del eje B a 4.4[cm], que representa un 0.6% de deformación relativa al punto más alto de la columna PB alcanzando la fluencia de la rótula PB1 y V101_4. También limita la deformación del eje C a 1.4[cm], que equivale a 0.31% de desplazamiento relativo a la zona alta de la columna PC, no alcanzando a generar rótulas plásticas en los elementos del eje. El eje C1 no se graficó debido a que no alcanza ningún tipo de limite en la columna PC1. Otro punto importante a destacar es la rigidez y resistencia de cada marco, donde el eje más resistente y rígido es el C, luego le sigue el eje B y finalmente el menos resistente y rígido eje A, esto es producto del largo de las columnas, a mayor longitud mayor momento en las secciones a mismos niveles de desplazamiento lateral. La Figura 4-16 muestra la curva global de los marcos tangenciales, sumando los cortes basales de cada eje y limitado a la capacidad última y referenciado a la deformación lateral del eje A

Se realiza una descripción paso a paso de la Figura 4-16. La incursión en el rango inelástico inicia con la fluencia de las vigas V101_1 y V101_2, a un desplazamiento lateral de 6.3[cm], 0.608% relativo, y 7.1[cm], 0.69% relativo, respectivamente. Lo que define el colapso incipiente de la estructura. Posteriormente la rótula PA4 entra en fluencia, cuando el desplazamiento lateral alcanza 8.04[cm], 0.77% relativo.

La base de la columna PA entra en fluencia a un desplazamiento lateral de 8.7[cm], 0.84% relativo. Punto en el que ya se aprecia una disminución en la rigidez de la curva. Posteriormente los refuerzos de acero de las rótulas V101_1 y V101_2 alcanzan la deformación unitaria del 1% a un desplazamiento lateral de 10.2[cm] y 10.9[cm] respectivamente. De forma similar el refuerzo de la rótula PA4 alcanza el 1% de deformación unitaria a un desplazamiento lateral de 11.96[cm] para posteriormente perder el recubrimiento en el núcleo en compresión a un desplazamiento lateral de 14.35[cm], 1.38% relativo.

La rótula PB1 entra en fluencia a un desplazamiento lateral de 15.8[cm], 1.5% relativo, luego la rótula PA1 pierde su recubrimiento cuando la estructura alcanza un desplazamiento lateral de 17.2[cm], 1.65% relativo, mismo instante en que la rótula V101_1 pierde su recubrimiento. La rótula V101_4 alcanza la fluencia a un desplazamiento lateral de 17.6[cm], 0.17% relativo. Las rótulas PB1 y V101_4 pertenecen al eje B, sin embargo son las que alcanzan a entrar en el rango inelástico antes de la falla del eje A.

Cuando la estructura alcanza un desplazamiento lateral de 18.48[cm], 1.78% relativo, la rótula PA4 en el extremo superior de la columna PA, alcanza el aplastamiento último del núcleo confinado y con ello la falla de la estructura. En este punto la degradación de la rigidez no alcanza el 100%, debido a la cantidad de elementos que aún no entran en el rango no lineal, sin embargo, si se continua con el análisis hasta la siguiente falla, la fuerza disminuye de forma abrupta, luego se alcanza la fluencia de la rótula V101_4, a un desplazamiento lateral de 20.6[cm], 1.99% relativo. El recubrimiento de la rótula V101_2 se desprende a un desplazamiento lateral de 21.6[cm], 2.09% relativo. Luego de que la rótula V101_3 alcanza la fluencia, la base de la columna PA llega al aplastamiento último de

núcleo confinado y con ello la falla del elemento, a un desplazamiento lateral de 26[cm], 2.51% relativo.

De forma similar a lo que ocurre en la dirección radial, la estructura no alcanza un estado límite para el refuerzo longitudinal asociado a cargas cíclicas (pandeo y fractura debido a microfisuras). Otras rótulas consideradas en el análisis y que no fueron mencionadas entraron en fluencia, sin embargo la respuesta del sistema está representada por lo mostrado anteriormente.

Elementos	Vc [Ton]	Vs [Ton]	Vn [Ton]	Vu [Ton]
PA,PB	24.1	15.2	39.3	21.8
PC, PC1	18.1	15.2	33.3	19.9
V101	11.8	19.4	31.2	10.7
V102	19.1	19.4	38.5	19.9

Tabla 4-9. Corte máximo en elementos y resistencia Dir. Tangencial

El corte máximo estimado en los elementos, es siempre menor a los a las resistencias calculadas con las formulas del ACI318, lo que sugiere que la estructura no es susceptible a fallas debido a corte.

De los análisis anteriores, se puede mencionar que el estadio es más rígido en el sentido radial que en el tangencial, debido al efecto rigidizador de las vigas inclinadas. El desplazamiento último alcanzado en el sentido tangencial es 2.5 veces mayor que en el sentido radial antes de la primera falla en el eje A.

Las secciones siempre quedan controladas por el aplastamiento del núcleo confinado antes que algún límite a cargas cíclicas afecte a los refuerzos longitudinales o que el corte en los elementos sea mayor a la resistencia de estos.

4.7 Demanda de desplazamiento

Conocida la capacidad, se debe estimar la demanda de desplazamiento sobre la estructura. Previó al análisis dinámico no lineal se verificará con el espectro elástico de aceleración de la norma NCh433of1996mod2009 y el espectro de desplazamiento del DS61 transformado a seudo-aceleración, la deformación lateral que podría alcanzar sin incluir el factor de reducción R, de esta manera y estimar la incursión de la estructura en el rango no lineal de desplazamiento.

El análisis dinámico no lineal se realizará con 8 registros sísmicos de 4 estaciones del terremoto de 2010, entre ellos, el registro de Viña del Mar Centro, que se considerará como característico de la zona. A estos registros sísmicos se caracterización mediante la aceleración máxima, el índice de Intensidad de Arias y el Potencial Destructivo. Posteriormente se realiza el análisis dinámico, con los mismos modelos no lineales del análisis incremental y las mismas masas. Cada rótula se le permitió la degradación de rigidez por ciclo y así obtener una respuesta más característica de la deformación de la estructura, tampoco se consideró un diafragma rígido en la zona donde van apoyadas las gradas, esto debido a que el tipo de unión con la viga inclinada no es monolítica de hormigón armado, más bien, es una pletina soldada entre ambos elementos, además entre gradas tampoco existe algún tipo de unión. Este supuesto afecta principalmente al análisis en dirección tangencial.

4.7.1 Análisis Modal Espectral

Se utilizó el modelo elástico hecho en el software especializado para calcular la deformación en el punto de análisis mencionado en la sección anterior. El espectro de aceleración elástico se estimó con la Ecuación 3-1, con parámetros de suelo tipo C y el divisor R/I igual a 1.

El espectro de desplazamiento considerado es el definido en el Decreto Supremo 61, y mediante la relación indicada en la Ecuación 4-10 se define el espectro de seudo aceleración. Este espectro se ha calibrado para estimar las deformaciones sobre edificios de hormigón armado y se utilizaron los parámetros relacionado al suelo tipo C.

$$PS_a = S_d \frac{4\pi^2}{T^2}$$ **Ecuación 4-10**

La Figura 4-17 muestra los espectros utilizados en el análisis. Estos son aplicados en las direcciones cartesianas que se relacionan con el radial y tangencial en un punto en específico mostrado en la Figura 4-18. Donde el espectro en dirección “X” genera desplazamiento tangencial y el espectro en dirección “Y” genera desplazamiento en dirección radial. Los modos de mayor masa traslacional tienen periodos menores a 0.8[s],

donde el espectro elástico es mayor que el estimado con el espectro de desplazamiento, por lo tanto se puede esperar que la deformación calculada con el primer espectro mencionado sea mayor al segundo.

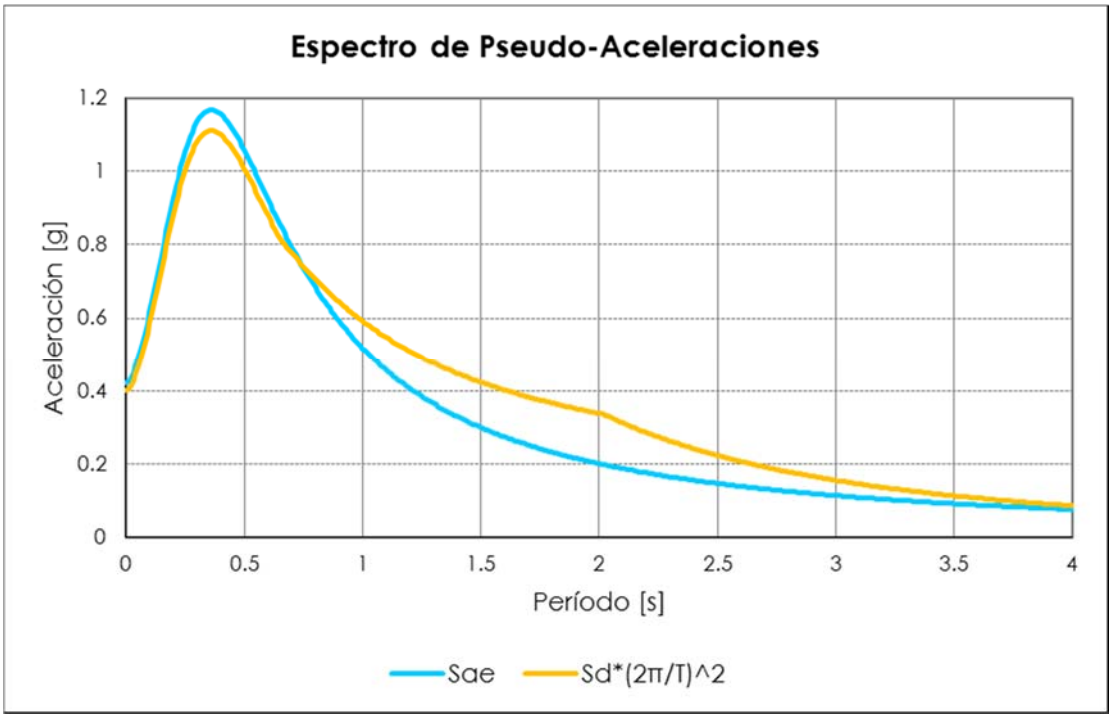

Figura 4-17. Espectros de aceleración y desplazamiento transformado.

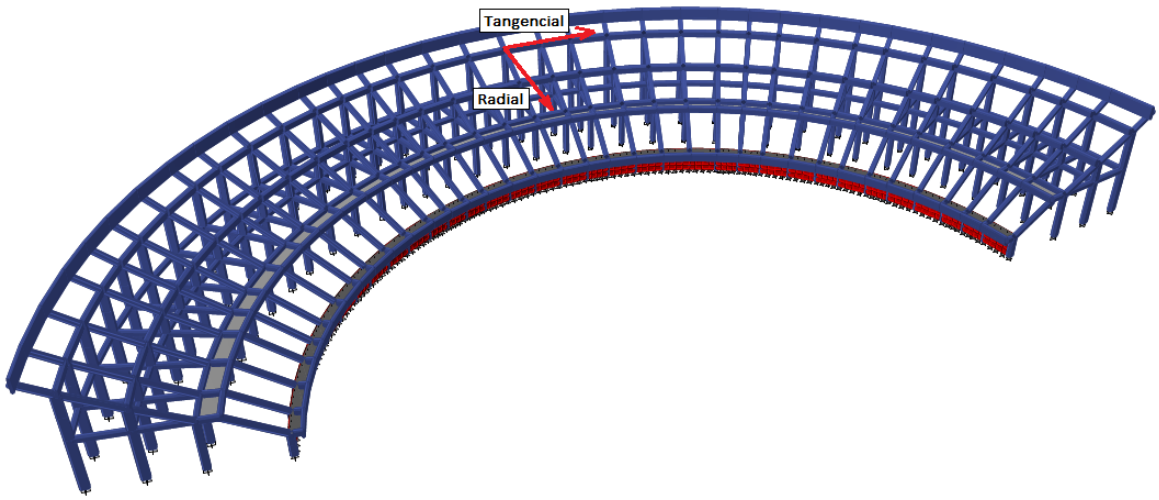

Figura 4-18. Modelo de Análisis Elástico

La Figura 4-19 muestra la demanda de desplazamiento por el espectro de aceleración elástico (recta de color amarillo) y del espectro de desplazamiento transformado (recta de color verde) en dirección radial. El primero demanda un desplazamiento de 2.8[cm], correspondiente a un 0.27% relativo, mientras que el espectro de desplazamiento transformado demanda un desplazamiento de 2.3[cm], 0.22% relativo.

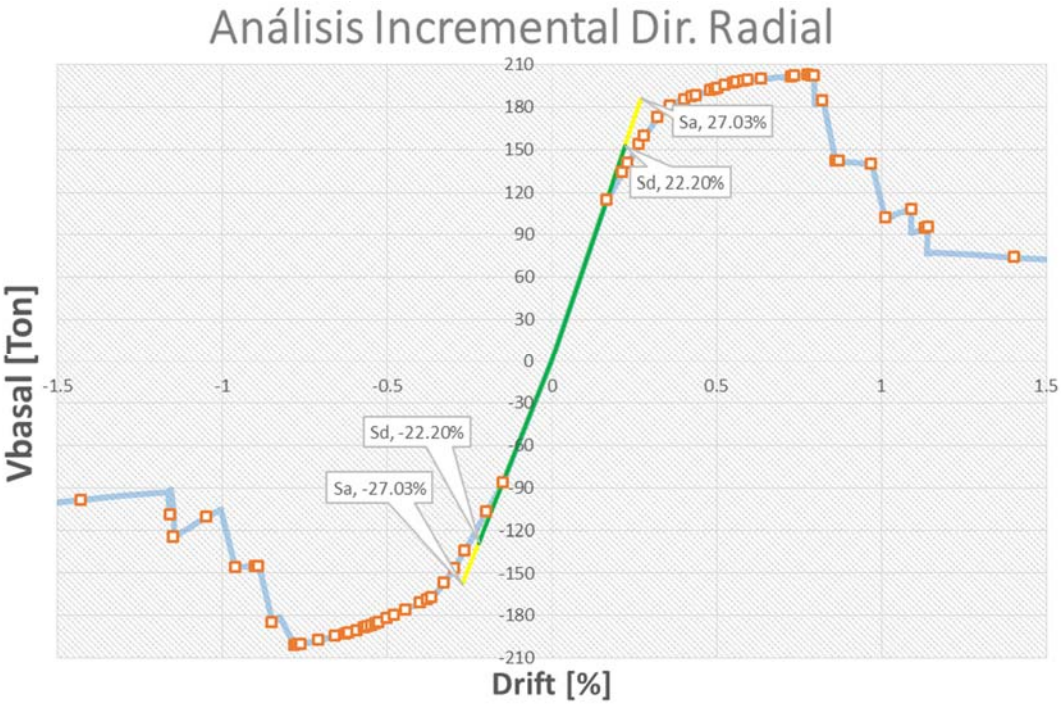

Figura 4-19. Representación gráfica de demanda espectral de desplazamiento. Dir Radial

De forma similar, la Figura 4-20 muestra la demanda en la dirección tangencial de los espectros de aceleración (recta de color amarillo) y de desplazamiento transformado (recta de color verde). El primero demanda un desplazamiento lateral de 7.4[cm], equivalente a un 0.714% relativo., y el segundo un desplazamiento de 6.4[cm], 0.617% relativo.

Los valores mencionados para el espectro de desplazamiento transformado son mayores al punto de fluencia de la estructura en ambas direcciones, lo mismo ocurre para los obtenidos con el espectro de aceleración elástico de la norma. Esto indica que la estructura puede incursionar en el rango no lineal de desplazamiento, sin embargo puede ser poco. En el análisis dinámico no lineal se verificará para el registro de ViñaCentro del Terremoto del 27 de Febrero de 2010 y otros, la respuesta de la estructura.

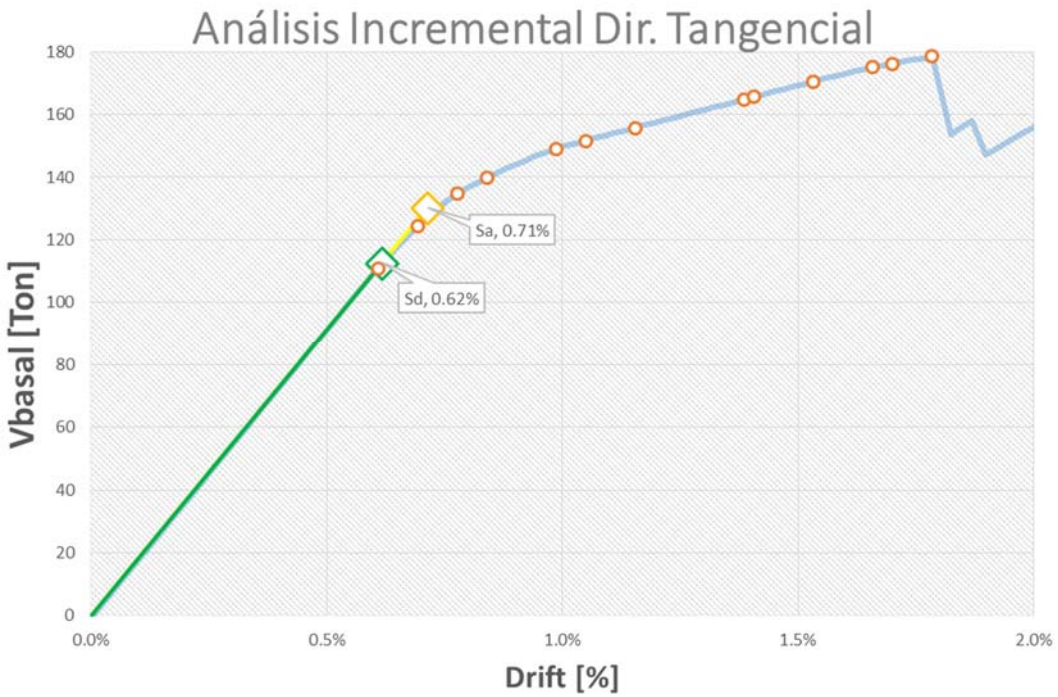

Figura 4-20. Representación gráfica de demanda espectral de desplazamiento. Dir Tangencial

4.7.2 Análisis Dinámico

Registros Sísmicos

Se sometió la estructura mostrada en la Figura 4-5, modelo simplificado en dirección radial, y la estructura mostrada en la Figura 4-13 modelo de análisis en dirección tangencial, a 8 acelerogramas del terremoto del 27 de febrero de 2010, provenientes de 4 estaciones sísmicas que corresponden a: ViñaCentro, Angol, Constitución y Concepción.

La Figura 4-21 muestra los registros y las aceleraciones máximas y además se asoció un color a cada componente de cada registro sísmico. Cabe mencionar que el registro más representativo de lo que podría sentir la estructura es el de ViñaCentro, debido a ser el más cercano a esta. El registro de mayor PGA (Peak Ground Aceleration) es el registro de Angol-NS, con un valor cercano a 0.93 veces la aceleración de gravedad. Sin embargo los registros de Constitución-T y Concepción-T son más robustos en cantidad de movimiento.

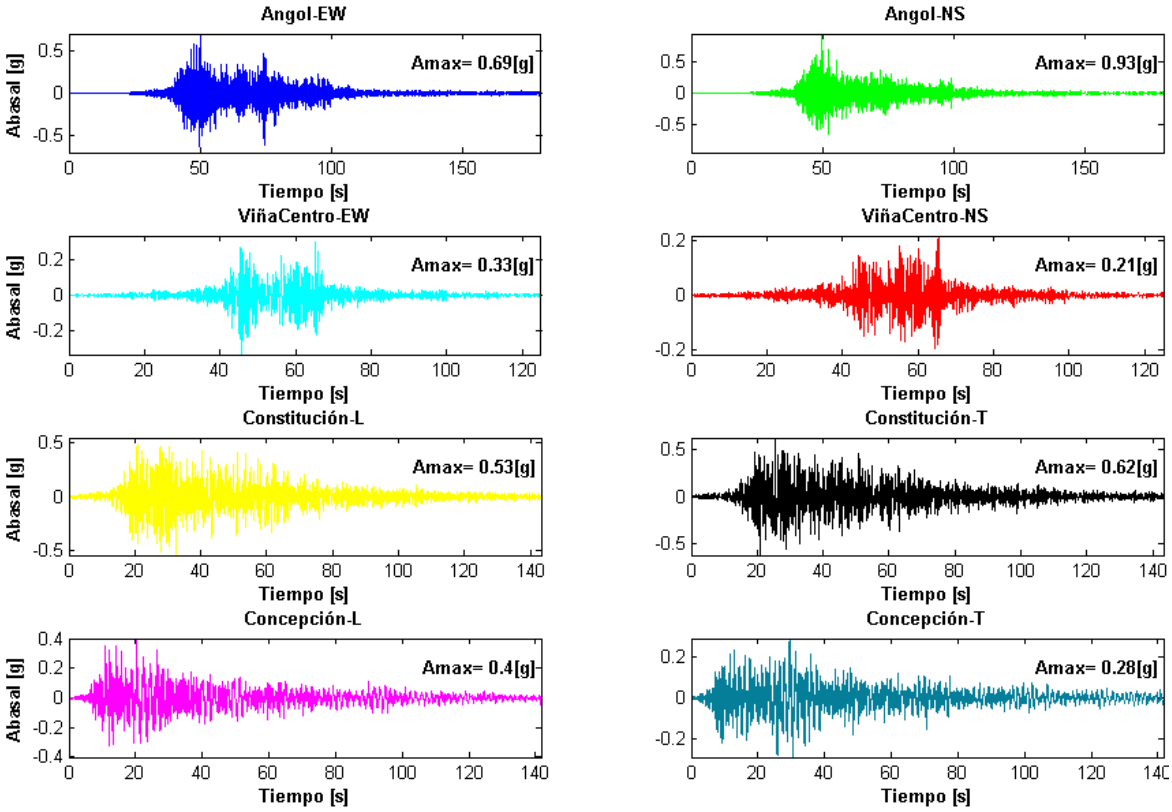

Figura 4-21. Acelerogramas utilizados en análisis dinámico.

Previo al análisis dinámico se estudiará la capacidad de daño y energía de cada sismo mediante el índice de Intensidad de Arias [19] y el Potencial Destructivo [20]. El primer índice es la integral de la aceleración de excitación basal al cuadrado respecto la duración total del registro y representa la cantidad de energía que le entrega el sismo al sistema, sin

embargo no es sensible al contenido de frecuencia, es por eso que también se utilizó el índice “Potencial Destructivo” que tiene la misma forma que el índice de Arias pero que incluye a través de una variable adicional el contenido de frecuencias en el registro. La Ecuación 4-11 muestra la fórmula del índice Arias y la Ecuación 4-12 la del Potencial Destructivo.

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} a(t)^2 * dt$$ **Ecuación 4-11**

$$P_d = \frac{I_a}{{v_0}^2}$$ **Ecuación 4-12**

La variable v_0 representa el número de cruces por cero, que tiene estrecha relación con el contenido de frecuencias del registro.

Medir el potencial de daño de un registro sísmico no es lo mismo que medir la energía disipada por daño de una estructura. En el primer punto lo que se mide es la capacidad de un sismo de dañar una estructura con la energía que trae, en el segundo punto mide la energía que la estructura disipa por ciclos de histéresis, y para distintos sistemas estructurales las respuestas son distintas. La idea de medir la intensidad y potencial destructivo es cuantificar los registros con mayor energía y mayor energía por ciclo.

La Figura 4-22 muestra la progresión de los índices a lo largo de su registro, y la Tabla 4-10 los valores al final del registro.

Registro\Índice	Ia [cm/s]	v0 [n°/s]	Pd [cm*s/n°]
Angol_EW	1746	11.4	13.37
Angol_NS	1986	11.7	14.5
Viña_EW	383	5.99	10.64
Viña_NS	207	6.9	4.35
Constitución_L	1966	6.72	43.43
Constitución_T	2600	6.3	65.33
Concepción_L	871	4.14	50.72
Concepción_T	567	5.25	20.57

Tabla 4-10. Intensidad de Arias, Numero de cruces por cero y Potencial Destructivo.

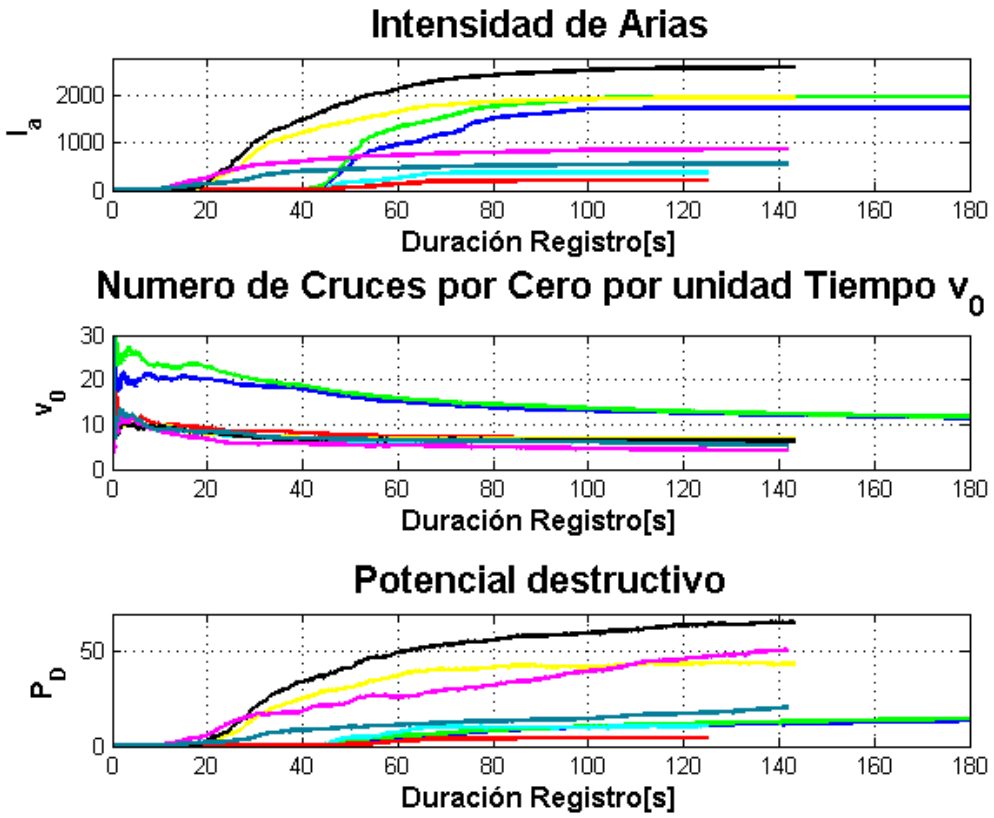

Figura 4-22. Resumen de índices sísmicos.

De la Tabla 4-10 se puede mencionar que los registros de Constitución y Angol son los más energéticos, y los de mayor Potencial Destructivo son Constitución y Concepción. El registro con mayor contenido de frecuencia es el de Angol.

De la progresión de los índices se puede mencionar que los registros de la estación Constitución son los más impulsivos, es decir, alcanzan el valor máximo de la intensidad de Arias más rápido que el resto, en torno a los 20[s] y el resto en torno a las 40[s]. Los valores de cruces por cero por unidad de tiempo tienden a ser altos en un principio y posteriormente se estabilizan cerca de un valor. El potencial destructivo califica como más dañinos a los registros de Constitución y el de Concepción-L.

Análisis Dinámico en Dirección Radial

Las rótulas utilizadas para el análisis incremental son las mismas que las utilizadas en el análisis dinámico, el software Perform-3D sólo permite utilizar una ley de tipo elastoplástica para las rótulas, sin embargo se puede designar un porcentaje de disipación por ciclo, lo que degrada la rigidez y por lo tanto permite mayor deformación, según la literatura [16] un factor de reducción de 75% promedio por ciclo se ajusta a los ciclos reales. Esto modela el comportamiento inelástico, sin embargo es una idealización porque la respuesta real

contiene pérdida de rigidez y resistencia, pero al reducir la disipación de energía por ciclo se puede aproximar el comportamiento dinámico no lineal de la estructura.

Las masas consideradas para el análisis están indicadas en la **Tabla 4-6**. Se graficaron las curvas de histéresis de cada registro junto con la curva de capacidad de la estructura, desde la Figura 4-23 a la Figura 4-26. Los resultados del análisis dinámico se adaptan muy bien a la curva de capacidad en todos los registros. Los colores utilizados para la respuesta del sistema en cada figura, se asocia a los colores de registros de la Figura 4-21.

En la Figura 4-23 se muestra la curva de histéresis de los registros de Angol, de ellos se puede apreciar que la estructura incursiona levemente en el rango inelástico, alcanzando la fluencia de las bases de la columnas PB y PC en ambos sentidos de análisis y en la viga VLosa, además de la pérdida del recubrimiento libre y grietas remanentes debido a la deformación del acero de esta última. En el registro EW, la fluencia de la rótula VLosa en sentido negativo ocurre a un tiempo de 44.02[s], poco después el acero longitudinal de la misma rótula alcanza el 1% de deformación unitaria a un tiempo de 45.01[s] en el mismo sentido de carga, luego, en sentido contrario y a un tiempo de 45.12[s] se alcanza la fluencia en la misma rótula, VLosa. Luego en torno a los 50.8[s] la rótula VLosa pierde el recubrimiento y el refuerzo longitudinal alcanzar el 1% de deformación unitaria en el sentido positivo de carga.

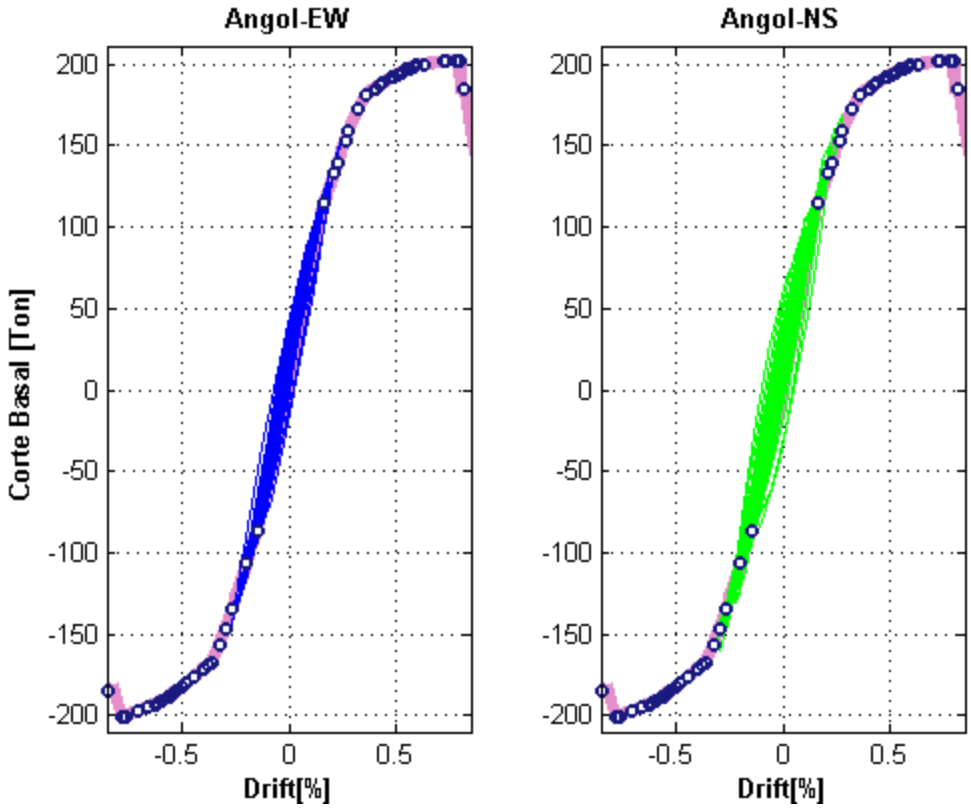

Figura 4-23. Curva de histéresis registros de Angol – Marco Radial

El registro en dirección NS de la estación en Angol, incursiona un poco más en el rango no lineal de desplazamiento, iniciando con la fluencia de la rótula VLosa a un tiempo de 43.2[s], logrando además el alargamiento del refuerzo longitudinal del 1% a un tiempo de 44.29[s] y la pérdida de su recubrimiento a una deformación de 46.02[s]. Las rótulas PC1 y PB1 alcanzan la fluencia a un tiempo de 45.91[s] y 48.31[s] respectivamente.

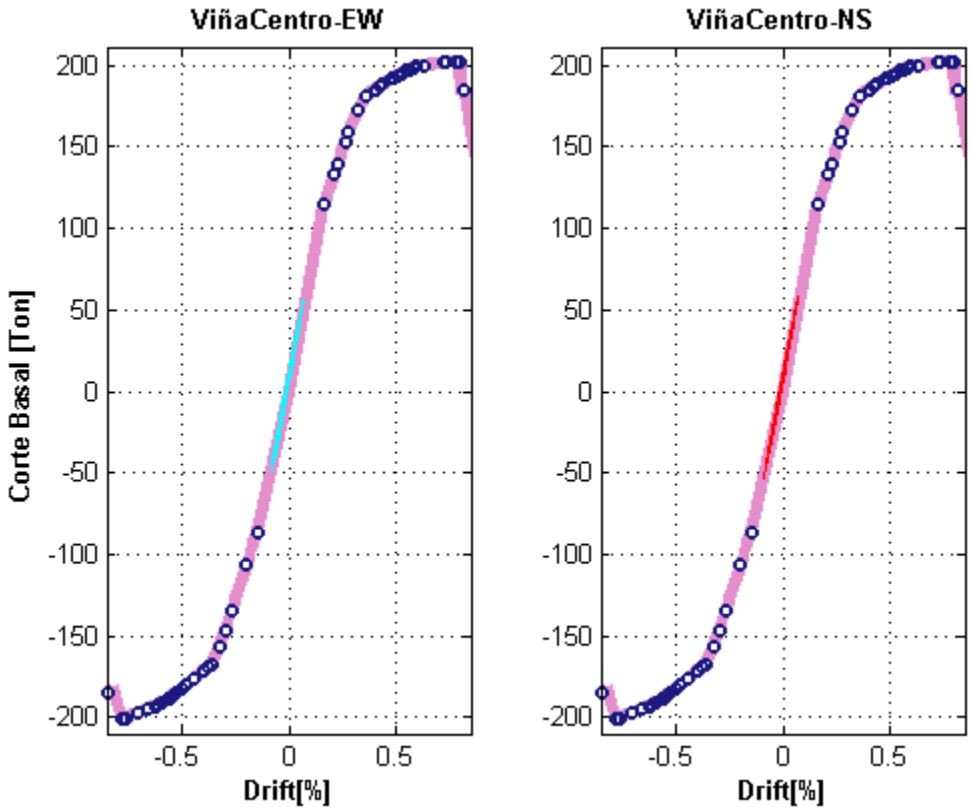

Figura 4-24. Curva de histéresis registros ViñaCentro – Marco Radial

Distinto a lo anterior es lo mostrado en la Figura 4-24, que muestra la respuesta de la estructura al registro de la estación ViñaCentro. La respuesta permanece en el rango elástico de desplazamientos, logrando valores muy bajos de corte basal y de desplazamiento. Esto es un buen indicio debido a que este registro es el más cercano a la estructura y por lo tanto característico de la zona. Dado lo anterior y el resultado del análisis dinámico la estructura responde en el rango elástico, por lo tanto sin daño y lejos de colapso parcial.

La Figura 4-25 muestra el registro de Constitución, el cual incursiona bastante en el rango no lineal de deformación, sin embargo no alcanza el límite último de la estructura. En el registro longitudinal de Constitución, la primera fluencia ocurre a un tiempo de 19.245[s], en el sentido negativo con la rótula VLosa. Posteriormente la carga se invierte y se alcanza la fluencia de la misma rótula VLosa a un tiempo de 20.64[s] continuando con el alargamiento del refuerzo longitudinal del 1% de la misma rótula a un tiempo de 20.89[s]. Finalmente se

alcanza la fluencia de la rótula PC1 generando una pequeña incursión. El resto del registro no causa mayor incursión en el rango inelástico, sin embargo la viga VLosa queda con grietas remanentes.

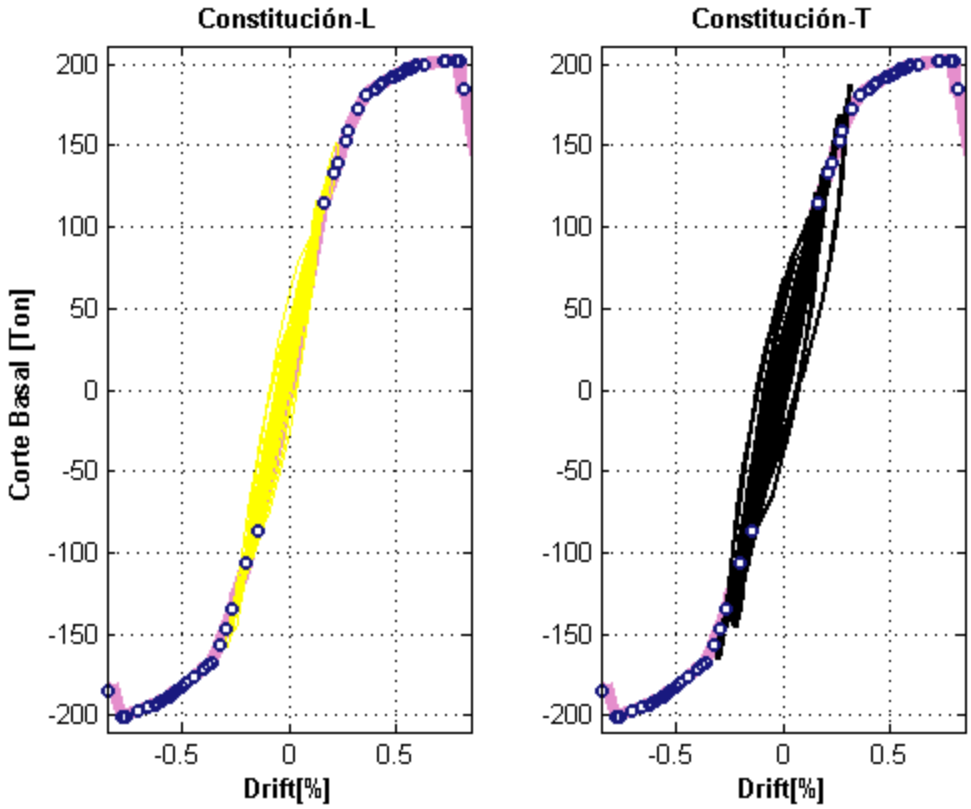

Figura 4-25. Curva de histéresis registros Constitución – Marco Radial

En dirección transversal del registro de Constitución, la incursión en el rango inelástico es un poco mayor, iniciando en el sentido positivo con la fluencia de la rótula VLosa a un tiempo de 19.385[s], siguiéndole 3 décimas después el alargamiento unitario del 1% de la misma rótula. A los 20.3[s] la misma rótula fluye en sentido positivo, siguiendole 4 décimas después el alargamiento del refuerzo longitudinal del 1%, además de la pérdida de recubrimiento. Las bases de las columnas PC y PB fluyen a un tiempo de 20.425[s] y 20.91[s], respectivamente, posibilitando a la estructura la disipación de energía. La respuesta a los registros de Constitución no logran alcanzar el estado de colapso parcial en la estructura.

La Figura 4-26 muestra la respuesta al registro de Concepción. Esta es similar a la de ViñaCentro, es decir, permanece en el rango inelástico de deformación, salvo por una leve incursión en la fluencia de la rótulas VLosa del registro longitudinal.

En general las incursiones en el rango no lineal de la estructura ocurren en el inicio de los registros y que corresponden a los instantes en que la intensidad de Arias aumenta abruptamente. Además se puede decir que la correlación entre el daño de la estructura y el

índice mencionado es mejor que con el Potencial Destructivo, el cual no predice el daño obtenido en el modelo con el registro de Angol.

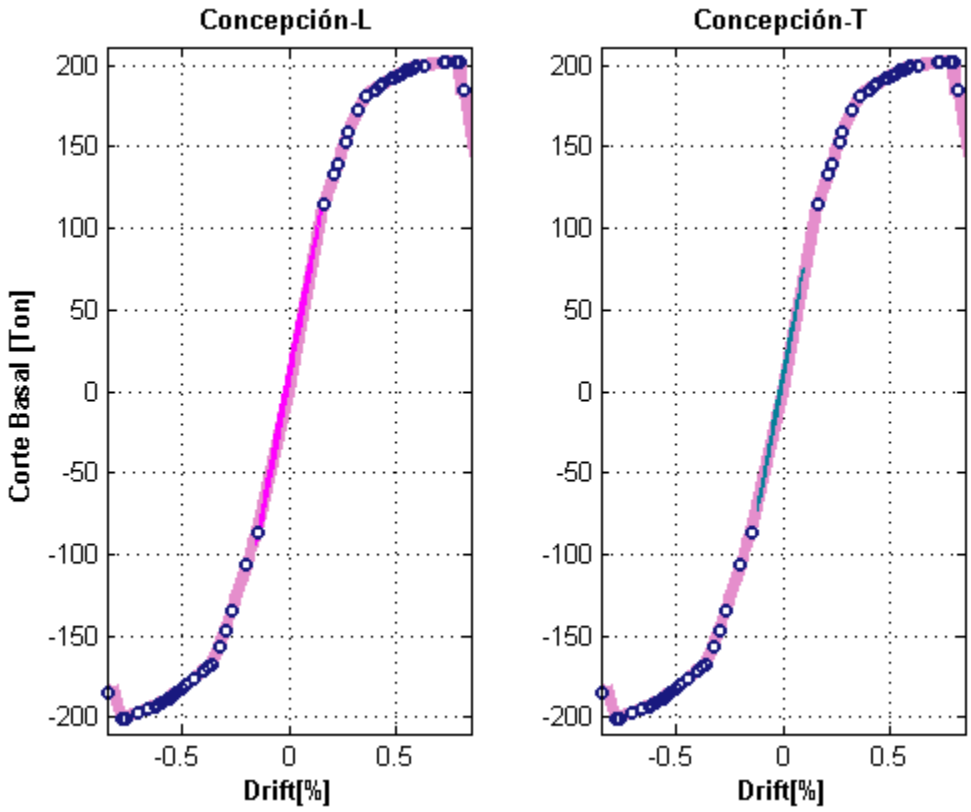

Figura 4-26. Curva de histéresis registros Concepción – Marco Radial

Análisis de resultados

El análisis dinámico indica que no hay daños visibles para los Registro Concepción y ViñaCentro, sin embargo el primero si genera rótulas plásticas en la viga VLosa. En contraste, el registro de Constitución y el Angol generan pérdida de recubrimiento y grietas remanentes en la viga VLosa como daño visible, además de la fluencia en secciones que no alcanzan un daño visible.

Dado lo anterior y para registros de intensidad alta, solo se esperaría un daño superficial en la viga VLosa, perdiendo el recubrimiento y con grietas remanentes. Además como se mencionó que la respuesta al registro de ViñaCentro permanece en el rango elástico de deformación, la estructura en dirección radial no sufre daños y es capaz de suplir la demanda de desplazamiento asociado al sismo característico de la zona.

Se verificó la fuerza de corte en los elementos durante los análisis dinámicos, registrando los valores máximos absolutos a los que la sección es sometida. Los resultados se indican

en la Tabla 4-11 y muestran que los elementos no sufren fallas debido a corte. En general se puede decir que los máximos valores de corte ocurren con el registro de Constitución Transversal.

Elemento	Angol_EW [T]	Angol_NS [T]	Vina_EW [T]	Vina_NS [T]	Vc[T]	Vs[T]	Vn[T]
PA/PB	40.14	38.22	30.70	20.41	25.8	21.7	**47.5**
PC	28.95	26.28	17.90	15.28	20.8	17.5	**38.3**
V101	8.80	8.26	5.63	4.14	11.8	19.8	**31.6**
VLOSA	20.09	17.23	15.24	14.86	17.6	46.2	**63.8**
VL	15.96	15.82	15.38	15.27	11.8	20.7	**32.5**
Elemento	Conti_L [T]	Conti_T [T]	Conce_L [T]	Conce_T [T]	Vc[T]	Vs[T]	Vn[T]
PA/PB	42.02	42.22	33.18	29.03	25.8	21.7	**47.5**
PC	32.70	33.14	26.45	20.29	20.8	17.5	**38.3**
V101	9.92	9.93	6.75	5.42	11.8	19.8	**31.6**
VLOSA	23.39	23.70	17.30	15.59	17.6	46.2	**63.8**
VL	16.11	16.14	15.78	15.50	11.8	20.7	**32.5**

Tabla 4-11. Fuerza de Corte en elementos - Análisis Dinámico

Análisis Dinámico en Dirección Tangencial

Se realizó el análisis dinámico para los mismos registros anteriores, sin embargo los resultados se revisaron por eje tangencial debido a que cada marco tiene una respuesta característica que depende de su rigidez y propiedades inelásticas.

De forma similar a la anterior se graficaron las curvas de histéresis de cada registro junto con la curva de capacidad de la estructura, desde la Figura 4-27 a la Figura 4-34. En general los resultados del análisis dinámico se adaptan a la curva de capacidad en todos los casos. Los colores utilizados para la respuesta del sistema en cada figura, se asocia a los colores de registros de la Figura 4-21. El eje C1 no se muestra en los resultados porque su respuesta siempre es elástica y con un mínimo de deformación lateral, sin embargo su interacción con el resto de los elementos si es considerada en el análisis dinámico.

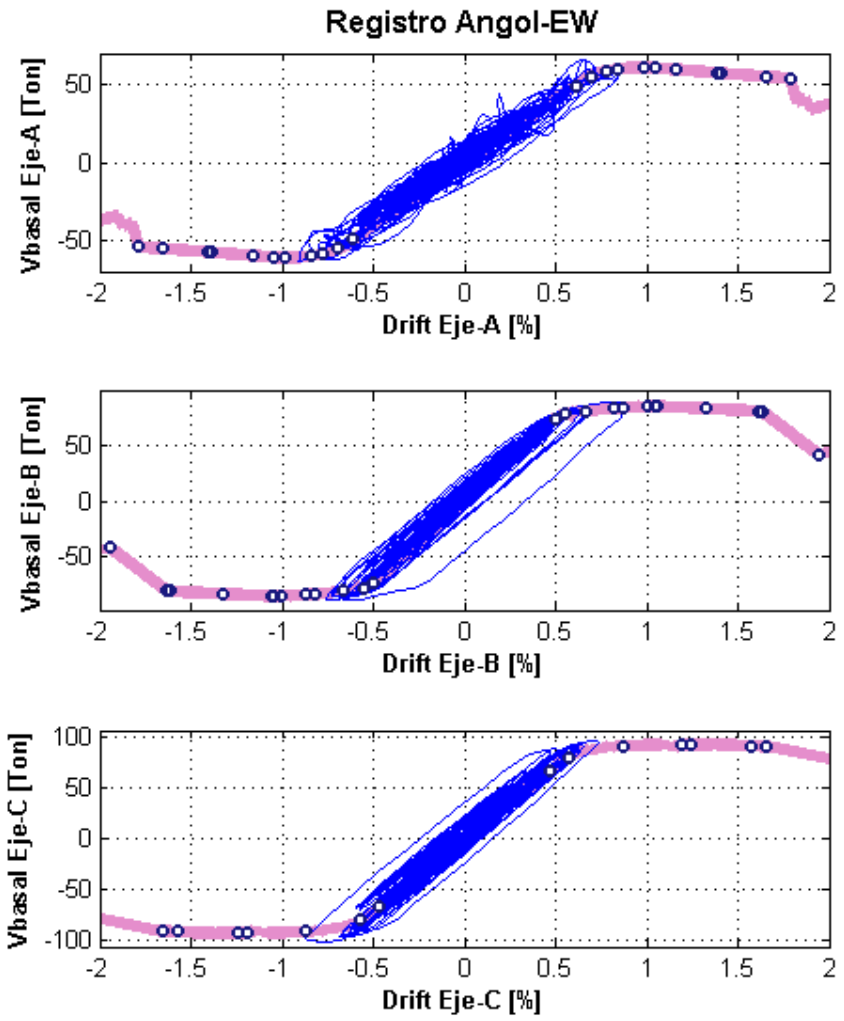

Figura 4-27. Curva Histéresis Registros Angol-EW – Marco Tangencial

Los resultados del registro Angol_EW se muestran en la Figura 4-27. El eje C alcanza la fluencia en las rótulas PC1 y PC2 entre los 42 y 44 segundos de inicio del registro y en ambos sentidos de carga pero sólo alcanzando una incursión leve en el rango inelástico. A diferencia de los ejes A y B donde además de generar rótulas en los extremos de las columna PB y PA (PA1, PA4, PB1 y PB4) también lo hacen las vigas V101 en sus extremos en ambos ejes. En el eje B, la fluencia de la rótula PB1 ocurre a un tiempo de 43.93 segundos en el sentido positivo de carga, posteriormente ésta se invierte y entra en fluencia la misma rótula a un tiempo de 44.66[s], dos centésimas después entra en fluencia la rótula V101_4, la que posteriormente fluye en sentido contrario a un tiempo de 50.95[s]. La rótula V101_3 entra en fluencia en sentido positivo a los 51.77[s] y en sentido negativo a los 52.06. El refuerzo de la rótula PB1 alcanza el 1% de deformación a los 51.79[s]. En el eje A la incursión en el rango inelástico inicia con las rótula V101_2, a los 44.87[s] en el sentido negativo, le siguen las rótulas V101_1, PA4 y PA1 pasados a los 48.69[s] en el mismo sentido. En el sentido contrario las rótulas V101_2, V101_1, PA4 y PA1 alcanzan la fluencia a un tiempo de 49.17[s], 51.8[s], 77.7[s] y 78.7[s] respectivamente.

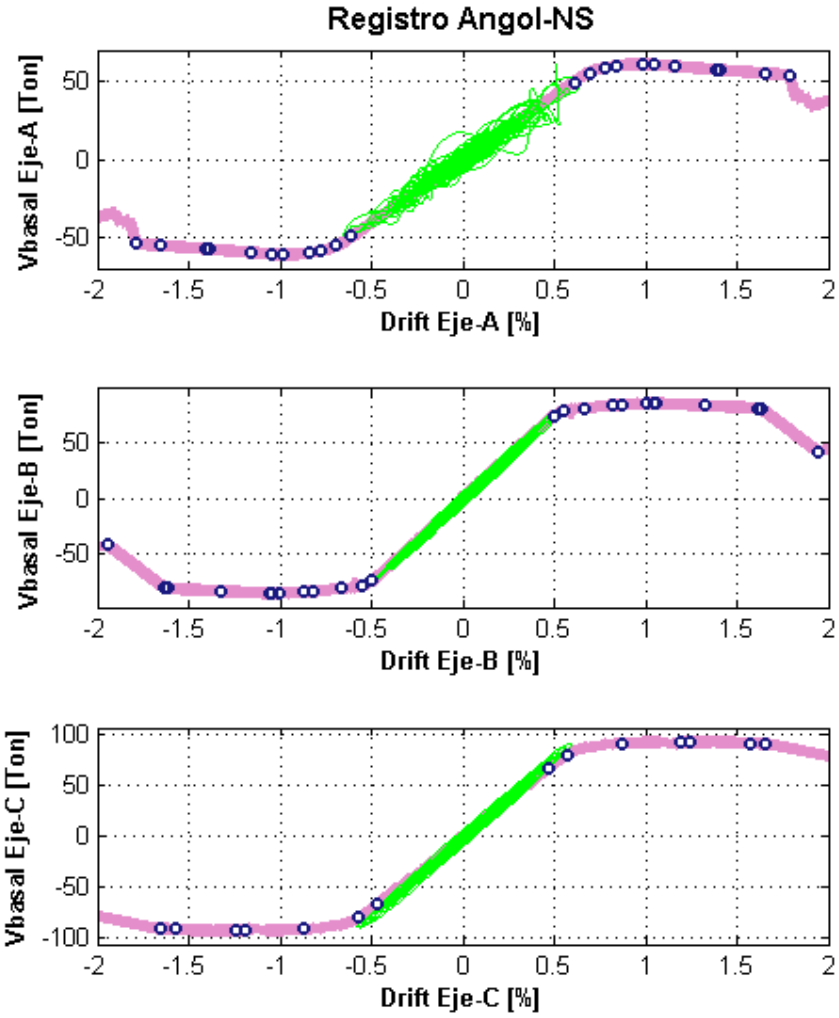

Figura 4-28. Curva Histéresis Registros Angol-NS – Marco Tangencial

La respuesta de los marcos al registro Angol-NS, ver Figura 4-28, tiene una menor incursión en el rango no lineal que su contraparte en dirección EW e inicia en el eje C con la fluencia de la rótula PC1 en sentido positivo, a los 42.9[s] luego en el sentido contrario la misma rótula fluye cuando el registro lleva 43.1[s] de su inicio. La zona superior de las columnas PC, rótula PC2, entra en fluencia a los 43.93[s], para posteriormente fluir en sentido inverso a 44.63[s]. Luego le sigue el eje A, en donde solo entra en fluencia la rótula V101_2, en el sentido negativo de carga cuando el registro llega a 49.6[s] y en sentido positivo a un tiempo de 50.88[s]. Finalmente en el eje B, la respuesta de la estructura solo genera rótulas plásticas en el sentido positivo de carga, con las PB1 y V101_4, a un tiempo de 54.96[s] y 54.99[s] respectivamente.

El registro de Angol-EW demanda más a la estructura en el rango inelástico de desplazamiento, lo que asocia con deformaciones remanentes y grietas visibles, sin embargo no alcanza un estado limite en ningún eje.

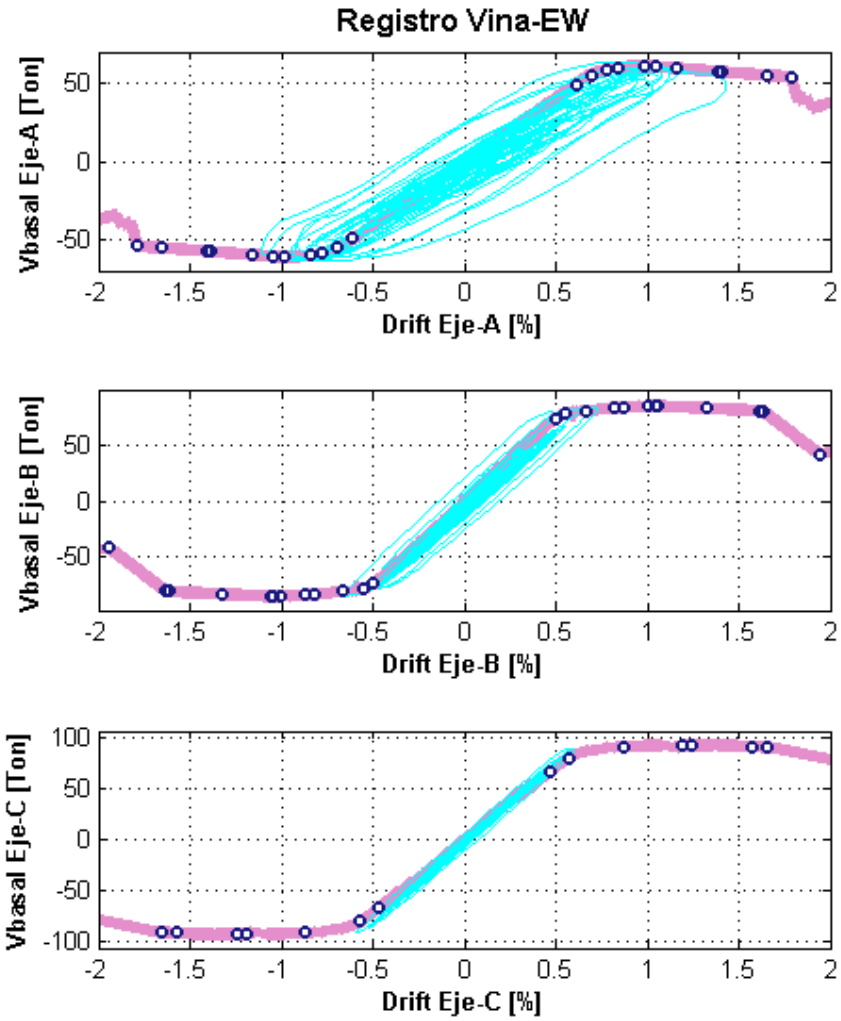

Figura 4-29. Curva Histéresis Registro VinaCentro-EW – Marco Tangencial

La respuesta de la estructura al registro de ViñaCentro-EW, ver Figura 4-29, es muy distinta en cada eje, incursionando más en el eje A y menos en el eje C. La primera rotula en generarse es la V101_2 en el eje A, a un tiempo de 43.72[s] en el sentido negativo de la curva, 3 centésimas después lo hace la rótula V101_1. Las rótulas PA1 y PA4 entra en fluencia cuando el registro alcanza los 45.6[s] en el sentido negativo y a los 45.96[s] en el sentido positivo. El refuerzo longitudinal de las rótulas V101_1 y V101_2 alcanzan el 1% de alargamiento a los 46[s] en el sentido positivo y a los 49[s] en el sentido negativo. También el acero de las rótulas PA4 y PA1 alcanzan el 1% de deformación a un tiempo de 46.02[s] y 46.08[s] respectivamente, mismo instante en que la rótula PA4 pierde el recubrimiento, todo esto en el sentido negativo de carga. En el eje B la fluencia de la sección empieza con la rótula PB1 en el sentido negativo a 45.51[s] del inicio del registro siguiéndole la rótula V101_4 una centésima después, y en el sentido positivo a un tiempo de 46.82[s] la rótula PB2 fluye en el sentido inverso, siguiéndole la V101_4 y V101_3. El eje C tiene una incursión muy rápida alcanzando la fluencia de las rótulas PC1 y PC2 en ambos sentidos de carga en un lapso muy corto de tiempo, entre 45.22[s] y 45.85[s].

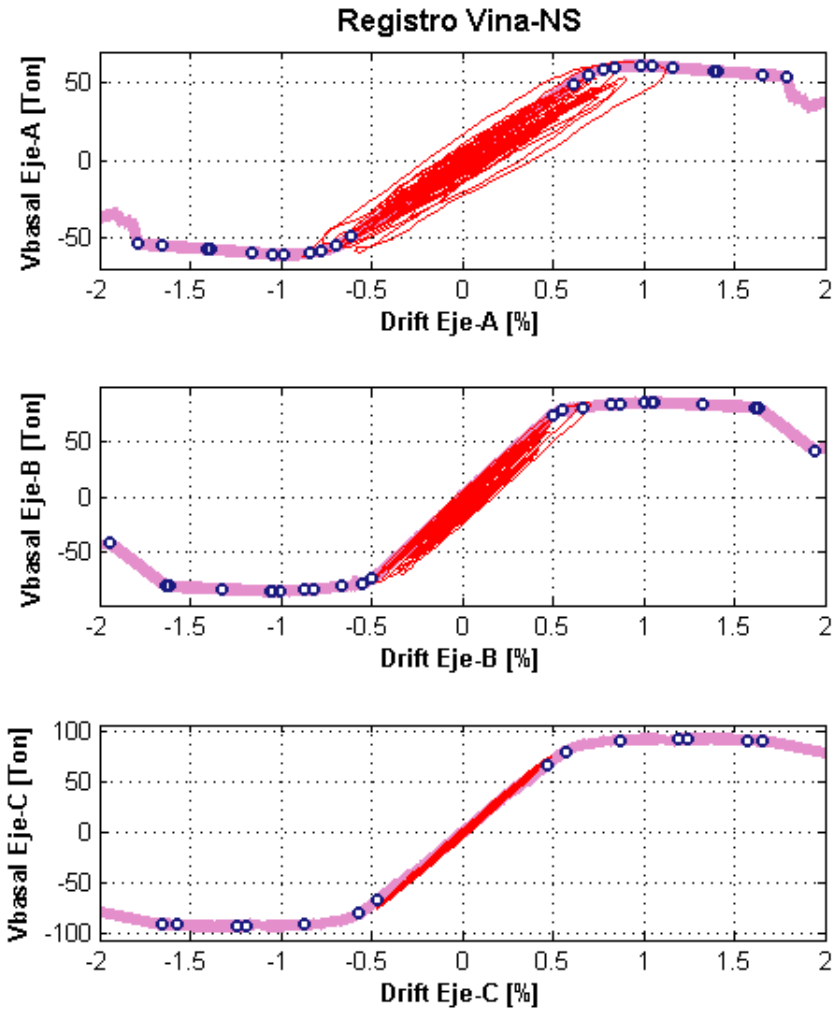

Figura 4-30. Curva Histéresis Registro VinaCentro-NS – Marco Tangencial

Similar al registro anterior, pero con una menor incursión en el rango inelástico, el registro en dirección NS disipa energía en el eje A y en el eje B, ver Figura 4-30. Esto inicia con la fluencia de la rótula V101_2 en el sentido positivo a un tiempo de 44.92[s] luego le sigue la V101_1 en el mismo sentido 3 centésimas después. Las rótulas PA1 y PA4 fluyen en ambos sentidos de carga, primero en el sentido positivo a un tiempo de 45.83[s] y en el sentido negativo a un tiempo de 56.18[s]. El refuerzo de las rótulas V101_1 y V101_2 alcanzan el 1% de alargamiento unitario en el sentido positivo cuando el registro llega a un tiempo de 56.62[s]. En cuanto el eje B, alcanza la fluencia de las rótulas PB1 y V101_4 a un tiempo de 45.73[s] en el sentido positivo, para luego seguir con la misma rótula PB1 en el sentido contrario a un tiempo de 49.96[s], y finalmente alcanzar la fluencia de la rótula V101_3 a un tiempo de 58.4[s]. El eje C solo alcanza la fluencia de la base de la columna PC a un tiempo de 45.72[s] en el sentido positivo y a un tiempo de 48.94[s] en el negativo. El registro de ViñaCentro tiene mayor sensibilidad a estructuras con periodos en torno a 0.82[s], que es el primer período del marco tangencial y mueve sólo el eje A, esto queda reflejado en la mayor demanda del mismo eje.

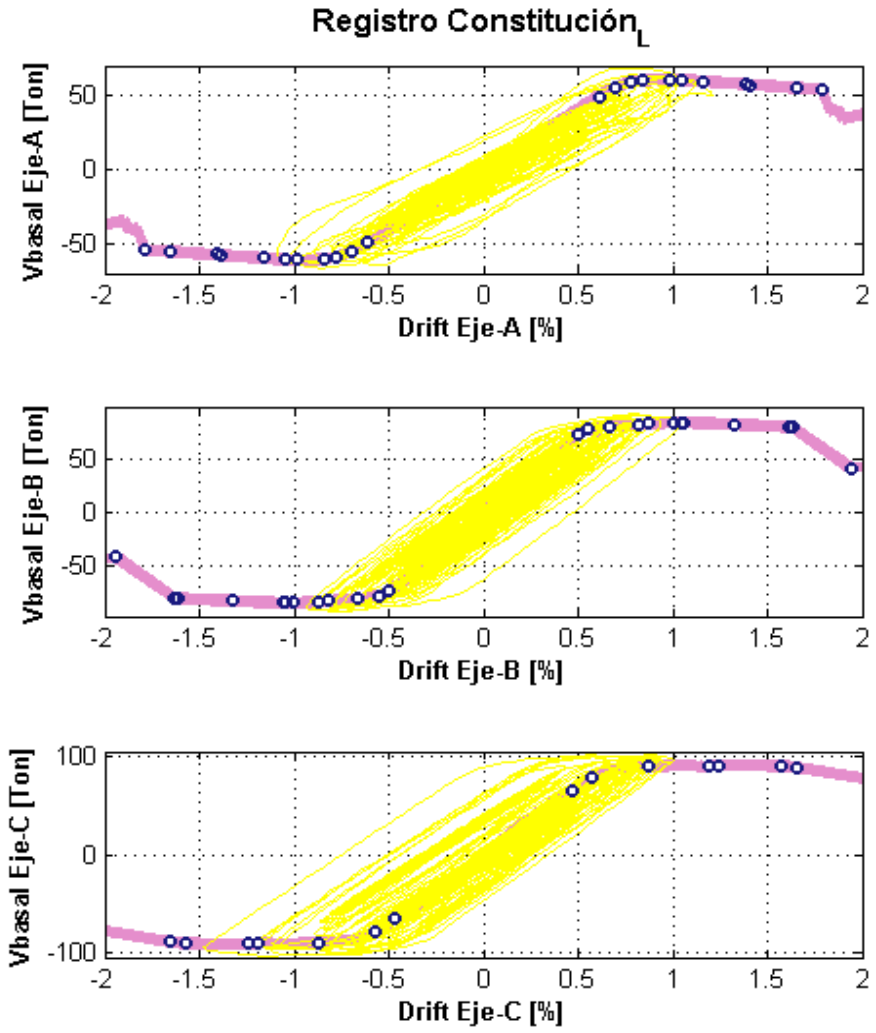

Figura 4-31. Curva Histéresis Registro Constitución-L – Marco Tangencial

La respuesta al registro de Constitución_L disipa gran cantidad de energía en el rango inelástico de desplazamiento y a diferencia de los registros anteriores, el eje C es el de mayor incursión en el rango no lineal de deformación. La fluencia inicia con la rótula PC1 en el eje C a un tiempo de 16.17[s] en el sentido positivo y el alargamiento unitario del 1% de su refuerzo a un tiempo de 19.19[s]. Luego, en el sentido contrario la misma rótula fluye a un tiempo de 18.41[s], el acero alcanza el 1% de alargamiento unitario a un tiempo de 27.56[s] y luego pierde el recubrimiento a 29.49[s]. La rótula PC2 inicia su fluencia a un tiempo de 18.43[s] en el sentido negativo, luego alcanza el 1% de deformación unitaria en el acero a un tiempo de 29.5[s]. En el sentido positivo, la rótula PC2 fluye a un tiempo de 18.67[s] no alcanzando otro estado.

El eje B alcanza más estados límites en las secciones de hormigón, iniciando con la rótula PB1 en el sentido negativo de carga a un tiempo de 18.49[s], siguiéndole la rótula V101_4 dos centésimas después. Posteriormente la carga se invierte y la rótula PB1 fluye en sentido contrario a un tiempo de 18.71[s], al mismo tiempo que las rótulas V101_4 y V101_3 fluyen. A los 23.39[s] la rótula V101_3 fluye en el sentido negativo, cuando se invierte la carga el acero de la rótula PB1 alcanza el 1% de deformación en el sentido positivo a un tiempo de 23.65[s] y la pérdida del recubrimiento a los 23.71[s], en este mismo ciclo fluye la rótula PB4 y las rótulas V101_4 y V101_3 alcanzan el 1% de alargamiento unitario en el refuerzo longitudinal. Los últimos estados límites que se alcanzan en el sentido de carga negativo y corresponden al alargamiento unitario del 1% de la rótula PB1 y fluencia de la rótula PB4 cuando el registro alcanza los 29.52[s].

El eje A inicia su incursión con la fluencia de la rótula V101_2 a los 23.73[s], siguiendo con las rótulas V101_1, PA4 y PA1 dos centésimas después. Al poco tiempo de la fluencia la rótula V101_2 alcanza el 1% de alargamiento unitario del refuerzo longitudinal a un tiempo de 23.83[s], lo mismo ocurre con las rótulas V101_1 y PA4 cuando el registro alcanza un tiempo de 24.55[s] y 24.575[s] desde su inicio. Algo similar ocurre en el sentido negativo de carga, en el donde la fluencia inicia con la rótula V101_2 a un tiempo de 24.145[s], siguiéndole no mucho después la viga V101_1 y la rótula PA4. Cuando el registro alcanza los 29.67[s] la rótula PA1 fluye y los refuerzos de las rótula V101_1 y V101_2 alcanzan el 1% de alargamiento unitario.

El registro de la misma estación pero en dirección transversal, ver Figura 4-32, es por mucho más destructivo que su contraparte perpendicular, alcanza los estados límites últimos en dos ejes.

El eje C inicia su incursión en el rango no lineal a un tiempo de 19.015[s] con la fluencia de la rótula PC1 en el sentido positivo, siguiéndole de cerca la fluencia de la rótula PC2 a los 19.035[s], momento en que la carga se invierte y se alcanza la fluencia de las mismas rótulas pero en sentido contrario, llegando al alargamiento unitario del acero igual al 1% de la rótula PC1 cuando se lleva un tiempo de 19.325[s]. Una vez que el registro alcanza los 29.33[s] la rótula PC1 pierde el recubrimiento del núcleo en compresión en el sentido negativo, luego de que la carga se invierte y a los 29.6[s] se alcanza el mismo límite en sentido positivo, media centésima después el refuerzo de la rótula PC2 alcanza el 1% de

alargamiento unitario, lo mismo ocurre en sentido contrario pero a un tiempo de 29.9[s]. Cuando el registro llega al segundo 32.765, la rótula PC2 pierde su recubrimiento en el sentido negativo y dos centésimas después la rótula PC1 alcanza el aplastamiento del núcleo confinado en el sentido negativo, donde se aprecia una degradación de la resistencia y rigidez en la zona inferior de la figura, sin embargo la carga se invierte alcanzando los mismos estados límites para las rotulas mencionadas a un tiempo de 33.14[s].

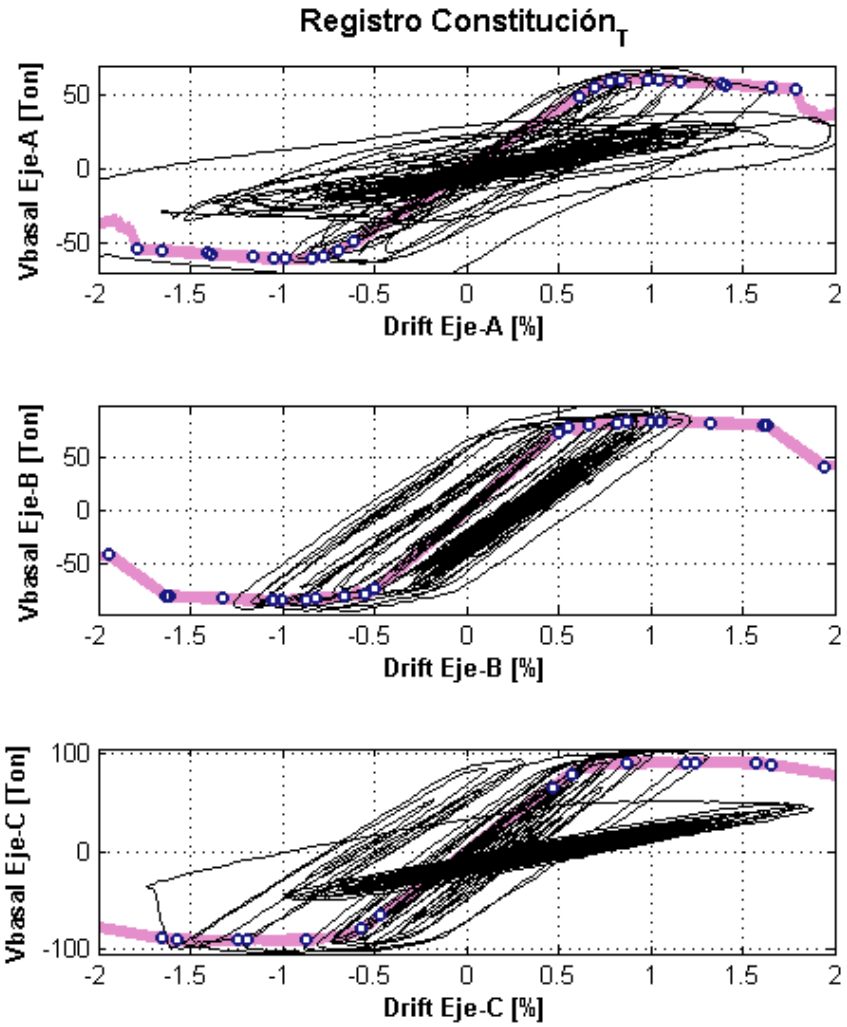

Figura 4-32. Curva Histéresis Registro Constitución-T – Marco Tangencial

El eje B, no alcanza la falla de la sección más solicitada, sin embargo incursiona bastante en el rango inelástico. En el sentido positivo de carga alcanza la fluencia de la rótula PB1 a un tiempo de 19.285[s], la fluencia de las rótulas V101_4 y V101_3 a los 19.29[s] y 19.305[s] respectivamente. El refuerzo de la rótula PB1 alcanza el 1% de alargamiento unitario a los 19.33[s], siguiéndole la fluencia de la rótula PB4 a los 19.34[s]. Una vez que el registro alcanza los 29.03[s], el refuerzo de las rótulas V101_4 y V101_3 alcanzan el 1% de alargamiento unitario junto con la pérdida del recubrimiento de la rótula PB1.

El eje A inicia su incursión en el rango inelástico a los 16.74[s] de iniciado el registro con la fluencia de la rótula V101_2 en el sentido positivo, el resto de los elementos fluyen antes de los 18.5[s] en ambos sentidos de carga (rótulas PA1, PA4 y V101_2). A los 21.075[s] el refuerzo de las rótulas V101_2, V101_1 y PA4 alcanzan la deformación unitaria del 1% en el sentido positivo de carga, y luego de 4 segundos más las rótulas PA4, PA1 y V101_1 pierden su recubrimiento, antes de los 25.245[s], posteriormente la carga se invierte y se alcanza el estado límite de deformación unitaria del 1% del refuerzo longitudinal en la rótulas V101_2, V101_1, PA4 y PA1, a tiempo de 25.56[s], además las rótulas V101_1, PA1 y PA4 pierden el recubrimiento de su núcleo en compresión instantes previos a que se aplaste el núcleo confinado de la rótula PA4 a un tiempo de 25.63[s], esto degrada la rigidez y resistencia del eje. Cuando el registro llega a un tiempo de 33.225[s] la misma sección PA4 alcanza la curvatura necesaria para el aplastamiento último de núcleo confinado.

El registro de Constitución es el que genera mayor daño en la estructura, esto correlaciona con ser el registro de mayor energía según el índice de intensidad de Arias.

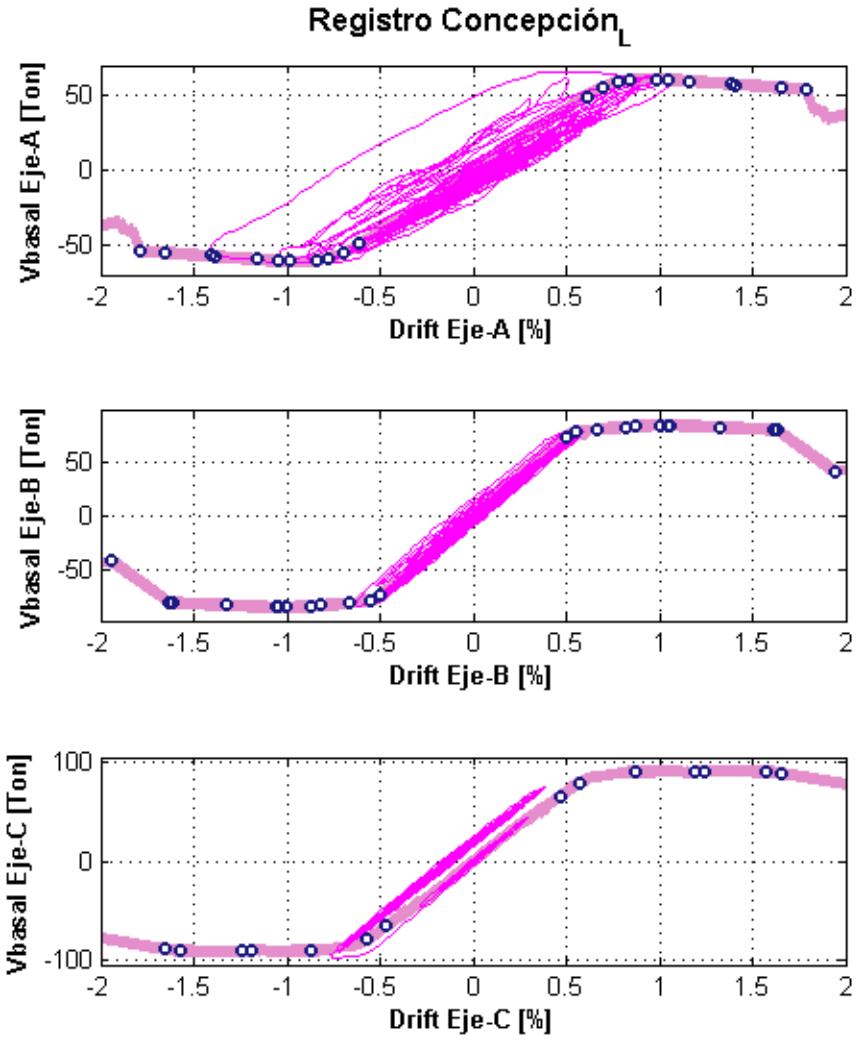

Figura 4-33. Curva Histéresis Registro Concepción L – Marco Tangencial

La respuesta de la estructura ante el registro de Concepción_L, ver Figura 4-33, incursiona levemente en el rango no lineal de deformación, siendo mayor la disipación en el eje A.

En el eje C la fluencia de las rótulas PC1 y PC2 ocurren a un tiempo de 10.805[s] y 10.825[s] respectivamente. Se puede apreciar una deformación remanente en la estructura debido a la fluencia de las secciones. En el eje B las rótulas PB1 y V101_4 entran en fluencia en sentido negativo y positivo de carga, sin alcanzar otro estado límite de carga. Mientras que en el eje A se alcanzaran varios limites en la secciones estando cerca de alcanzar el aplastamiento del núcleo. La fluencia de la rótula V101_2 inicia transcurridos 9.445[s] del registro en el sentido negativo de carga, siguiendo con la fluencia de las rótulas V101_1, PA4 y PA1. A los 11.035[s] el refuerzo de la rótula V101_2 alcanza el 1% de alargamiento unitario siguiendo con el mismo límite para las rótulas V101_1, PA4 y PA1 cuando el registro alcanza la un tiempo de 14.4[s], mismo instante en que rótula PA4 pierde el recubrimiento. Luego la carga se invierte y alcanzando el límite de deformación unitaria del 1% del refuerzo en las rótulas V101_1 y V101_2 en el sentido positivo a un tiempo de 14.925[s].

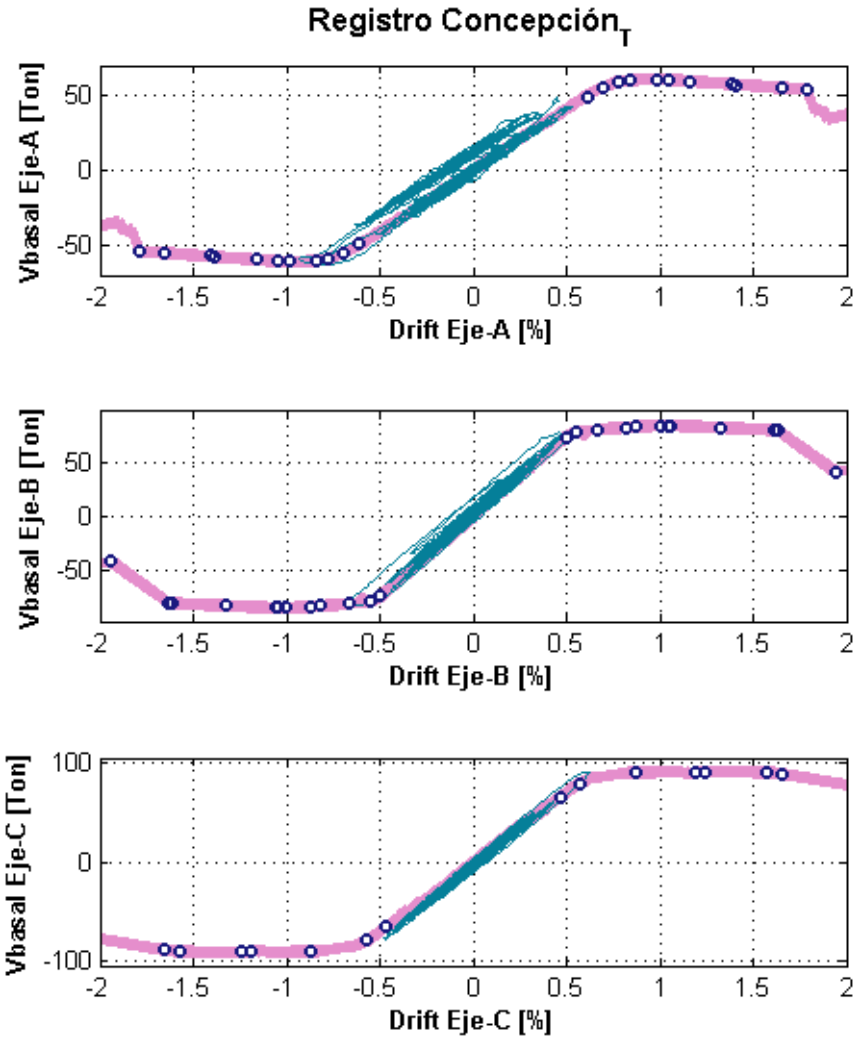

Figura 4-34. Curva Histéresis Registro Concepción T – Marco Tangencial

El registro en dirección transversal de la estación Concepción genera una menor incursión en el rango no lineal de deformación que el registro en dirección longitudinal. Empezando con el eje C, las rótulas PC1 y PC2 entran en fluencia a un tiempo de 25.88[s] en el sentido positivo de carga sin embargo la estructura luego permanece en el rango elástico de desplazamientos. El eje B alcanza la fluencia en las rótulas PB1, V101_4 y V101_3 en torno a los 29.5[s] sin alcanzar otro límite en las secciones críticas, sin embargo el eje adquiere deformación remanente. Algo similar ocurre en el eje A, donde las rótulas que fluyen son las V101_1, V101_2, PA4 y PA1 a los 29.5[s], no alcanzando otro limite en las secciones y con un nivel de deformación remanente mayor al del eje B.

De los registros de la estación Concepción, el que mayor efecto tiene sobre la estructura es el longitudinal y puede ser debido a la mayor intensidad que tiene el registro respecto a su contraparte transversal.

Análisis de resultados

Del análisis en dirección tangencial se puede decir que la estructura tiene una mayor demanda de desplazamiento que en dirección radial, debido a la menor rigidez de los marcos tangenciales, alcanzando una mayor incursión en el rango inelástico de desplazamiento.

Otro punto importante a destacar es que la respuesta en dirección tangencial es por eje, esto significa que no se puede tener como referencia un solo nodo en el punto más alto como referencia en la estructura debido a que no se puede considerar una compatibilidad de desplazamiento del tipo diafragma rígido en la zona superior de cada columna y entre cada columna, lo que genera una respuesta única y distinta en cada eje pero con interacción entre ellos debido a las vigas en dirección perpendicular a la dirección de análisis.

También se debe mencionar que la respuesta al registro de ViñaCentro debe ser considerada como la representativa de la estructura en la zona emplazada pues es el registro sísmico más cercano a la estructura.

Elemento	Angol_EW [T]	Angol_NS [T]	Vina_EW [T]	Vina_NS [T]	Vc[T]	Vs[T]	Vn[T]
PA/PB	25.9	21.7	22.9	23.0	24.1	15.2	**39.3**
PC	20.1	19.0	19.0	16.8	18.1	15.2	**33.3**
PC1	0.8	0.5	0.5	0.4	18.1	15.2	**33.3**
V101	12.3	12.3	12.3	12.3	11.8	19.4	**31.2**
V102	17.7	14.1	17.2	16.4	19.1	19.4	**38.5**
Elemento	Conti_L [T]	Conti_T [T]	Conce_L [T]	Conce_T [T]	Vc[T]	Vs[T]	Vn[T]
PA/PB	25.4	25.7	22.9	22.7	24.1	15.2	**39.3**
PC	20.9	20.8	20.0	19.2	18.1	15.2	**33.3**
PC1	1.3	1.6	0.7	0.6	18.1	15.2	**33.3**
V101	12.3	12.3	12.3	12.3	11.8	19.4	**31.2**
V102	16.6	19.1	16.3	15.9	19.1	19.4	**38.5**

Tabla 4-12. Fuerza de Corte en elementos - Análisis Dinámico Dir. Tangencial.

Los elementos no sufren una falla prematura al corte durante el análisis dinámico de cada registro, los resultados se indican en la Tabla 4-12 que muestran los valores de corte máximo para cada registro y la resistencia de cada sección.

.

5. Trabajos Futuros

Los análisis realizados consideran porciones características de la estructura, tanto en dirección radial como tangencial, esto representa un comportamiento local de la estructura que correlaciona con el comportamiento global.

Del análisis dinámico en dirección tangencial se desprende que cada eje tiene una respuesta característica independiente de los ejes adyacentes, y que es dependiente de su rigidez local, sin embargo, interactúa con los otros ejes a través de la flexión en el eje débil de las vigas en dirección radial, está interacción fue incluida en el análisis tangencial, sin embargo, no se consideraron las propiedades inelásticas de estos. El estudio de esta interacción puede entregar una respuesta más real de la estructura a las solicitaciones sísmicas, sin embargo, y sin menospreciar lo anterior, la estructura tridimensional es un semicírculo sin diafragma rígido y su comportamiento es complejo de estimar dados los grados de libertad que se deben considerar. En un solo sentido de carga se pueden tener marcos en dirección radial, tangencial y oblicuos solicitado a cargas laterales. El análisis tridimensional de la estructura debe considerar rótulas plásticas que fluyen no solo en los ejes principales, si no, en ejes transversales que pueden ser menos resistentes y dúctiles.

Se notó una variación de la carga axial en las columnas durante los análisis dinámicos, lo que puede producir un cambio en las relaciones de momento-curvatura estimadas de las secciones transversales durante el análisis, esto puede permitir a las rótulas plásticas generadas llegar a estados límites que no se alcanzaron y fallar de una manera distinta a la estimada. Además en este estudio no se consideró la aceleración vertical de los registros sísmicos, lo que puede afectar de manera importante el comportamiento de la estructura.

La estructura contiene gran cantidad de nudos, con refuerzo en ambas direcciones de análisis, la inclusión del deslizamiento del refuerzo y la deformación del nudo pueden permitir mayor capacidad de deformación a la estructura, así como estados límites debido a fallas en el nudo.

6. Conclusiones

La estructura del estadio tiene un desempeño satisfactorio al diseño a flexo-compresión, aun cuando, no satisface las disposiciones de ductilidad impuestos en el Decreto Supremo 60 y ACI318-08 para marcos especiales.

Ante una carga incremental, la falla de las columnas está controlada por el aplastamiento del hormigón, en las vigas la capacidad de deformación queda controlada por el alargamiento del acero, pudiendo llegar a un 8% de alargamiento unitario antes de alcanzar la falla por el aplastamiento del hormigón. Para cargas cíclicas, el límite de alargamiento del acero debe disminuir para evitar el pandeo de la armadura longitudinal, entre 3% y 4%.

Del análisis incremental se desprende que la capacidad de deformación global de la estructura en dirección radial queda controlada por la falla por aplastamiento del hormigón de la viga puntal inferior. En sentido positivo la viga VLosa falla y en sentido negativo la viga VL, al alcanzar un desplazamiento relativo al extremo superior de la columna más alta de 0.43% y 0.66% respectivamente. Si se continúa el análisis falla la base de la columna PC a un desplazamiento lateral relativo de 0.795% en sentido positivo y 0.78% en sentido negativo, definiendo el colapso general de la estructura.

La viga punta queda limitada por el muro en forma de arco. Este último resiste sin fallar por punzonamiento, fallando antes por flexión la viga puntal.

La capacidad de deformación en dirección tangencial, es distinta para cada eje, sin embargo, controla la falla en el eje A, alcanzando un 1.8% de desplazamiento relativo a la columna más alta.

Del análisis no lineal en la dirección radial, con el registro de Angol, la estructura incursiona levemente en el rango no lineal, llegando a un desplazamientos laterales relativos del orden de 0.27% para la dirección EW y 0.3% en dirección NS. En la dirección tangencial la hay una incursión mayor dentro del rango no lineal, especialmente en el eje A, alcanzando desplazamientos laterales relativos del orden de 0.8%.

La respuesta de la estructura al registro de Viña del Mar Centro es elástica en la dirección radial, alcanzando un desplazamiento lateral relativo a la columna más alta de 0.082% para la dirección EW y 0.09% en la dirección NS. Por otra parte la respuesta, en la dirección tangencial, la incursión en el rango no lineal mayor, alcanzando un desplazamiento lateral

relativo a la columna más alta en el eje A de 1.4% para el registro en dirección EW y 1.1% en dirección NS.

El registro de Constitución es similar al de Angol en dirección Radial, llegando a un desplazamiento lateral relativo a la columna más alta de la estructura de 0.29% para la dirección longitudinal y 0.31% en la dirección transversal. Por otra parte, en la dirección tangencial de la estructura se alcanza la falla por aplastamiento de la columna en los ejes A y C.

Para el registro de Concepción la estructura permanece elástica, alcanzando un desplazamiento lateral relativo de 0.16% para el registro en dirección longitudinal y 0.12% en dirección transversal. En la dirección tangencial el eje A llega a un desplazamiento lateral relativo a la columna más alta de 1.4%.

En resumen, la estructura tiene un comportamiento satisfactorio en la dirección radial para los registros de Viña del Mar Centro y Concepción, y una respuesta con daños para los registros de Angol y Constitución.

Por otra parte en la dirección tangencial, la estructura tiene una respuesta con daños para los registros de Viña del Mar Centro, Angol y Concepción, y podría alcanzar la falla en con el registro de Angol.

7. Referencias

[1] PARK, R y PAULAY, W. Estructuras de Concreto Reforzado, 1ª ed. México, Editorial Limusa, 1983, 789 p.

[2] NEWMARK, N y VELETSOS, A. Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions, 1960.

[3] MATTOCK, A. Discussion of “Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams”, por CORLEY, W. en Journal of Structural Division, ASCE, Vol 93, 1967, págs 519-522.

[4] CORLEY, W. “Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams”, en Journal of Structural Division, ASCE, Vol 92, 1966, págs 121-146.

[5] BERRY, M., LEHMAN D. y LOWES, L. “Lumped-Plasticity Models for Performance Simulation of Bridge Columns”, en ACI Structural Journal, Vol 105, N°3, 2008, págs. 270-279.

[6] RICHART, F., BRANDTZAEG, A. y BROWN, R., “A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses”, Universidad de Illinois, Boletín 185, 1928, pág 104.

[7] BERTERO, V. y FELIPPA, C., Discussion of “Ductility of Concrete” por ROY, H. y SOZEN, M. Proccedings of the International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, 1964, págs. 227-234.

[8] PAULTRE, P. y LÉGERON, F., “Confinement Reinforced Design for Reinforced Concrete Columns”, en Journal of Structural Engineering, Vol 134, 2008, págs. 738-749.

[9] BLUME, J., NEWMARK, N. y CORNING, L. “Design of Multi-Story Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions”, PCA,1961, pág. 318.

[10] SCOTT, B., PARK, R. y PRIESTLEY, M., “Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates”, en ACI Journal Proceedings, Vol 79, 1982, pág. 13-27.

[11] RICHART, F. y BROWN, R., “An Investigation of Reinforced Concrete Columns”, Universidad de Illinois, Boletín 267, 1934, pág. 94.

[12] MOEHLE, J., “Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings”, 1ª ed. New York, McGraw-Hill Education, 2014, 760 p.

[13] RODRIGUEZ, M., BOTERO, J. y VILLA., J., “Cyclic Stress-Strain Behavior of Reinforcing Steel Including Effect of Buckling”, UNAM, 1999.

[14] RESTREPO, J. “Criterios Para el Cálculo del Refuerzo Transversal Elementos de Diseño por Desempeño”, UTFSM. 2009.

[15] PERFORM 3D, “User Guide – Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D structures”, Computer and Structures, Inc, Berkeley, California, 1995.

[16] BUNGALE, S., “Reinforced Concrete Design of Tall Buildings”, 1ª ed. New York, CRC Press, 2009, 989 p.

[17] TAKEDA, T., SOZEN, M. y NIELSEN, N., “Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes”, 1971.

[18] PRIESTLEY, M., CALVI, M. y KOWALSKY, M., “Displacement-Based Seismic Design of Structures”, IUSS Press, 2007, 670 p.

[19] ARIAS, A., “A Measure of Earthquake intensity, Seismic Design for Nuclear Plants (R.J. Hansen Ed.)”, MIT Press, 1970, págs 438-469.

[20] ARAYA, R. y SARAGONI, G., “Earthquake accelerogram destructiveness potencial factor”, 8va Conferencia de Ingeniería Sísmica, San Francisco, USA.

8. ANEXOS

8.1 Anexo A – Diagramas de Momento Curvatura

Columna PA

La columna en el eje A tiene dos partes, una en la zona inferior a la viga V101 y sobre ésta. Para cargas laterales se espera que se rotulen en los extremos y los diagramas de momento-curvatura estimados son para la carga axial en estos puntos. La Figura 8-1 muestra el refuerzo transversal de la columna, que consta de 14 fierros de diámetro 22[mm] y estribos de diámetro 8[mm] separados a 15[cm].

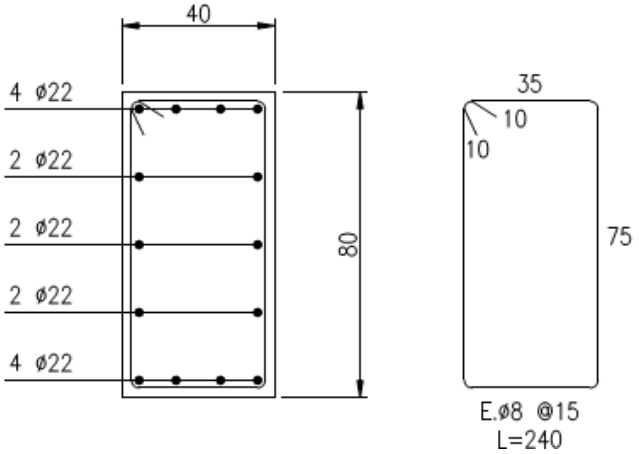

Figura 8-1. Detalle Pilar PA-PB

La carga axial de servicio para la base de la columna es de 54 Ton y en la zona que se une con la viga V101 es de 49 [Ton]. La Figura 8-2 muestra el diagrama de momento curvatura de ambas secciones en la dirección radial y la bi-linealización de éstas.

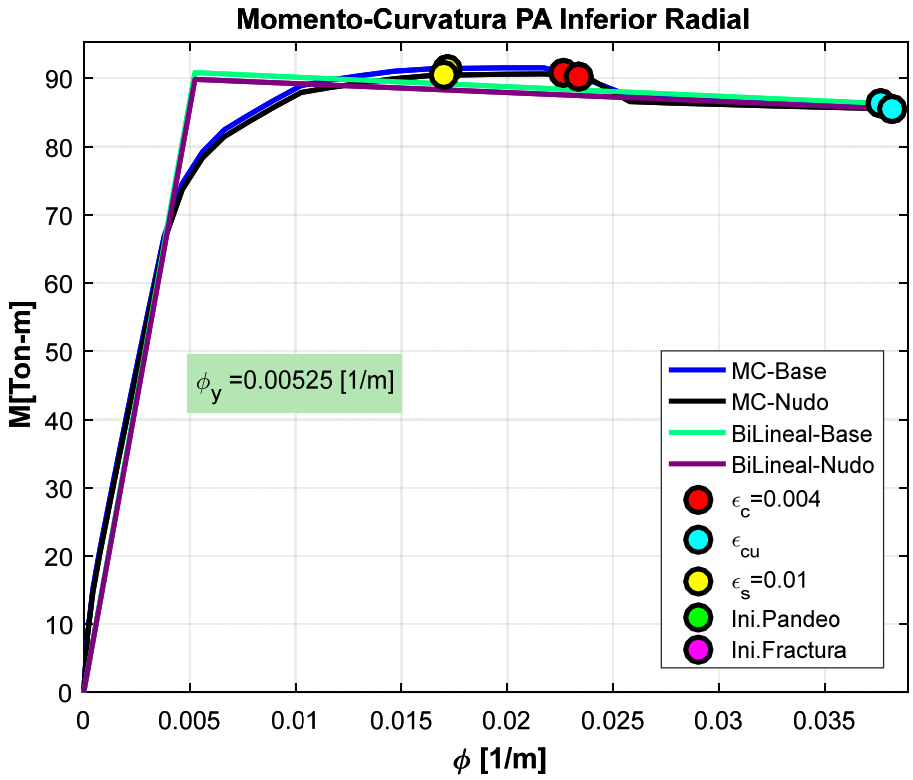

Figura 8-2. Diagrama M-C Columna PA Inferior Dir. Radial

Para la zona inferior de la columna PA en dirección radial, la diferencia entre los diagramas de la sección en la base y la unión con la viga V101, es mínima, siendo levemente más dúctil la superior. Cuando se pierde el recubrimiento de la sección transversal, disminuye la resistencia a momento en torno a una curvatura de 0.023[1/m] en cada diagrama. El alargamiento unitario del acero igual al 1% ocurre antes que la pérdida de recubrimiento a una curvatura de 0.017[1/m], y la falla de la sección es debido al aplastamiento del núcleo confinado a una curvatura de 0.038[1/m].

La curvatura de fluencia considerada para la bi-linealización se indica en la misma figura y equivale a 0.00525 [1/m]. La recta inicial tiene una pendiente positiva y posterior a la fluencia la pendiente es negativa producto de la disminución de resistencia debido a la pérdida de recubrimiento. Los límites de pandeo y fractura debido a cargas cíclicas no se hacen presentes, debido a esto la respuesta de la sección no debería verse influenciada por cargas cíclicas.

En dirección tangencial y para las mismas fuerzas de carga axial, ocurre algo similar que en dirección radial al no haber gran diferencia entre los diagramas, sólo que con mayor capacidad de deformación y a una fuerza de momento igual a la mitad.

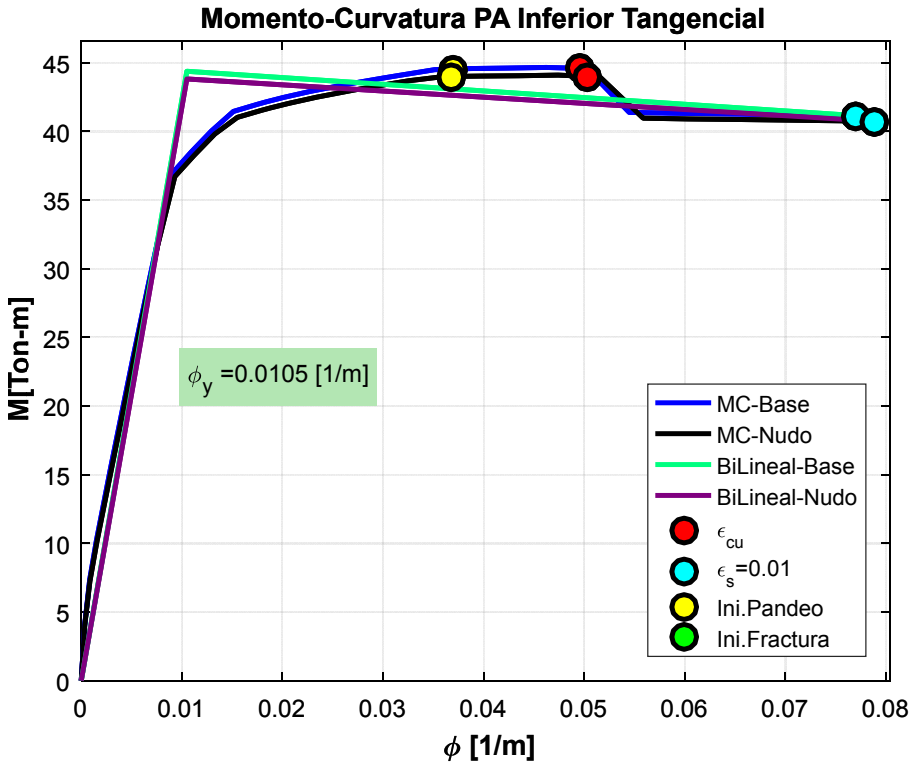

Figura 8-3. Diagrama M-C Columna PA Inferior Dir. Tangencial

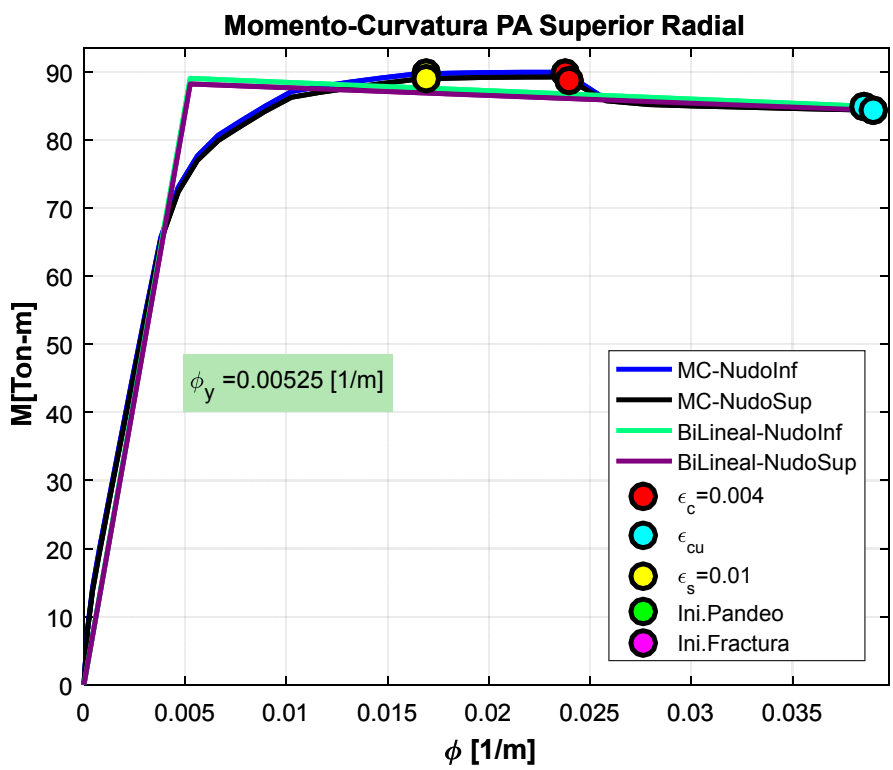

Figura 8-4. Diagrama M-C Columna PA Superior Dir. Radial

La pérdida del recubrimiento de la sección ocurre a una curvatura en torno 0.05 [1/m] y anterior a ello el refuerzo longitudinal alcanza un alargamiento unitario del 1% a una curvatura de 0.0368 [1/m]. La sección queda controlada por el aplastamiento del núcleo confinado a una curvatura de 0.038 [1/m]. La curvatura de fluencia utilizada para la bi-linealización de esta misma es igual a 0.0105 [1/m], el doble que en dirección radial.

La zona superior de la columna PA en dirección la radial, tiene una carga axial de 48[Ton] en la unión con la viga V101 y de 44[Ton] en la unión con la viga VL. La Figura 8-4 muestra los diagramas de las secciones mencionadas.

Con resultados similares a la zona inferior de la columna PA, la diferencia entre los diagramas de las secciones es mínima. La curvatura a la cual las secciones pierden el recubrimiento está en torno a las 0.0239 [1/m] y el alargamiento unitario del acero igual al 1% a una curvatura de 0.017 [1/m]. La sección queda controlada por el aplastamiento del núcleo confinado a una curvatura de 0.038 [1/m]. Los límites de pandeo y fractura no se desarrollan para la sección a este nivel de carga axial. Además la curvatura de fluencia seleccionada para la bi-linealización solo depende de la altura de la sección en la dirección de análisis, motivo por el cual es igual a la curvatura estimada para la zona inferior de la columna PA.

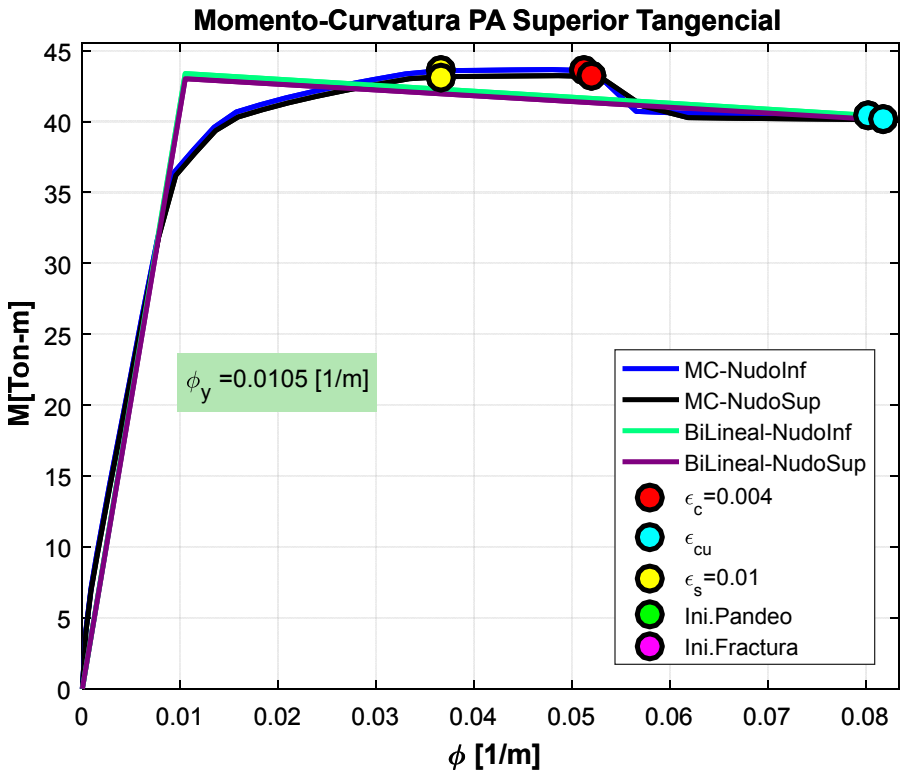

Figura 8-5. Diagrama M-C Columna PA Superior Dir. Radial

Los diagramas de momento curvatura para la dirección tangencial se puede ver en la Figura 8-5. La pérdida del recubrimiento ocurre a una curvatura de 0.051[1/m] y el alargamiento del acero del 1% en torno a una curvatura de 0.0366[1/m]. El aplastamiento del núcleo confinado controla la capacidad de la sección y ocurre a una curvatura última de 0.087[1/m]. Los límites de pandeo y de fractura del refuerzo longitudinal no son alcanzados en la sección y la curvatura de fluencia para la bi-linealización está indicada en la Figura 8-5.

En general la columna PA tiene un mayor nivel de capacidad de deformación en su lado débil, que coincide con la dirección tangencial de la estructura. Logrando casi el doble de capacidad en el rango no lineal pero a nivel de fuerza de momento igual a la mitad.

Columna PB

La sección de la columna PB es idéntica a la columna PA. La deferencia entre los diagramas de momento curvatura depende de la carga axial en las secciones que en este caso es 10 toneladas menos de diferencia. Lo que impacta en la ductilidad de la sección.

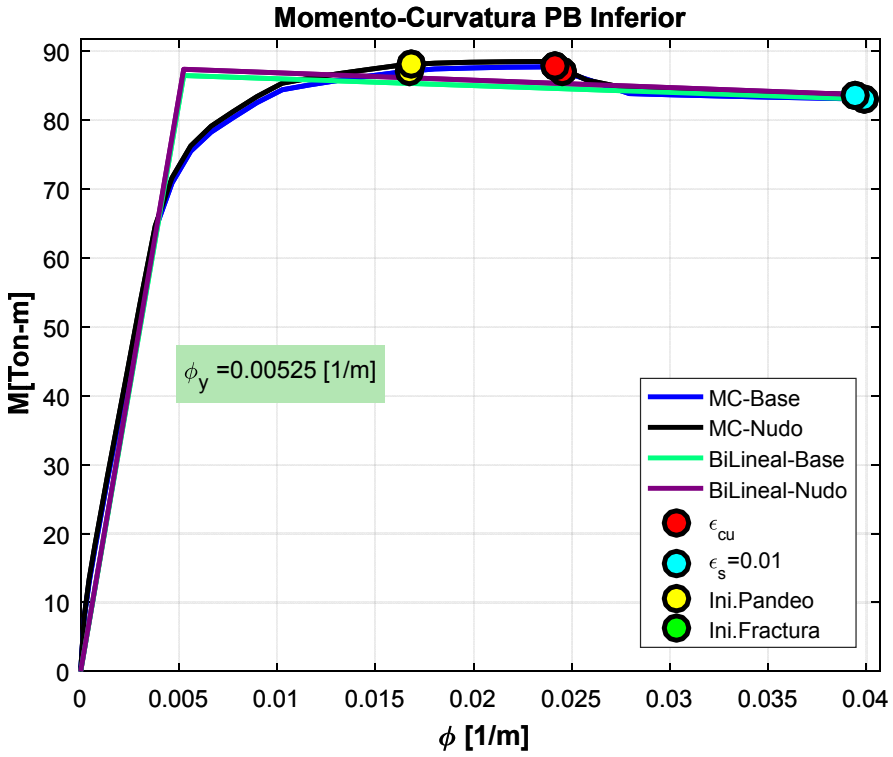

Figura 8-6. Diagrama M-C Columna PB Inferior Dir. Radial

La Figura 8-6 muestra los diagramas de la sección en la base y en la unión con las viga V101. La carga axial es de 40[Ton] y 37[Ton] respectivamente. Prácticamente no hay diferencia entre los diagramas y por esto se analizan como una misma sección transversal. La pérdida de recubrimiento ocurre a una curvatura de 0.024[1/m] mientras que el alargamiento del acero igual al 1% a una curvatura del 0.0169[1/m] La falla de la sección es controlado por el aplastamiento del núcleo confinado a una curvatura igual a 0.0399

[1/m]. Y la curvatura de fluencia calculada con la fórmula de Priestley para la bi-linealización del diagrama es igual a 0.00525 [1/m].

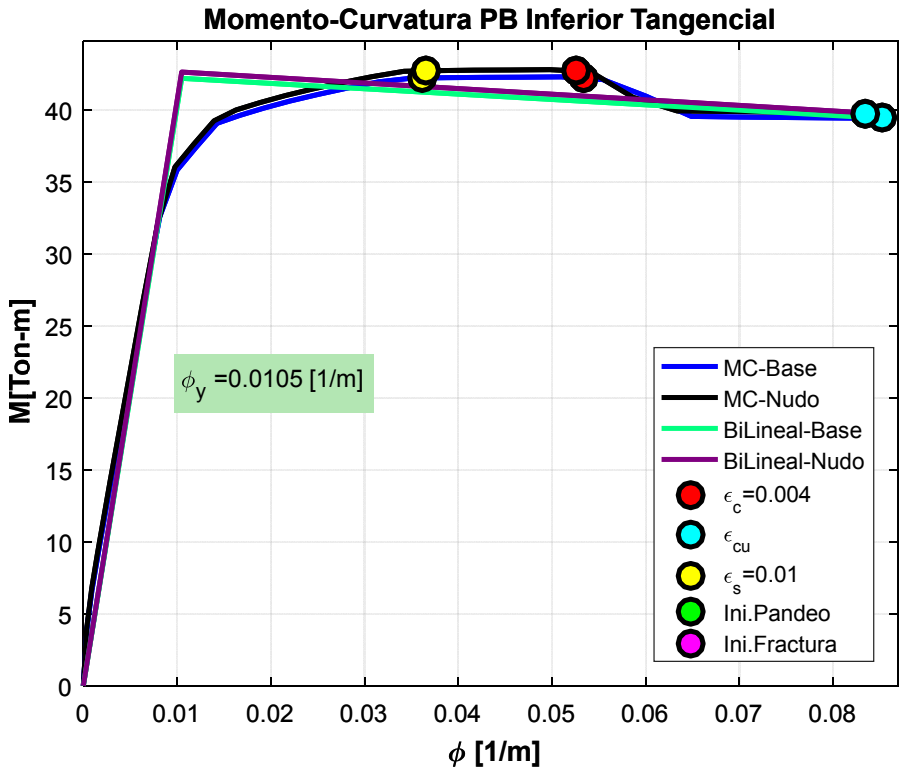

Figura 8-7. Diagrama M-C Columna PB Inferior Dir. Tangencial

Para la misma porción de la columna pero en dirección tangencial, la diferencia entre los diagramas es mínima, la pérdida de recubrimiento ocurre a una curvatura de 0.053 [1/m] y el alargamiento unitario del 1% del refuerzo a una curvatura de 0.0363 [1/m]. La sección falla al alcanzar el aplastamiento último del hormigón en torno a la curvatura 0.0845 [1/m]. La curvatura de fluencia utilizada para la bi-linealización de la misma es 0.0105 [1/m].

La zona superior de la columna PB está sometida a una carga axial igual a 31[Ton] y 32[Ton] en ambos extremos y debido a la poca diferencia entre esas cargas los diagramas de momento curvatura son idénticos. La Figura 8-8 muestra el diagrama en dirección radial y la Figura 8-9 el diagrama en dirección tangencial.

En dirección radial, el recubrimiento de la sección se pierde a una curvatura de 0.025 [1/m] y el alargamiento igual al 1% del acero en tracción ocurre a una curvatura de 0.0168 [1/m], el diagrama finaliza con el aplastamiento del hormigón a una curvatura igual a 0.0406 [1/m]. La curvatura de fluencia considerada para la bi-linealización es 0.00525[1/m]. En dirección tangencial la curvatura a la cual se pierde el recubrimiento es igual a 0.0547 [1/m], el alargamiento unitario del acero igual al 1% sucede a una curvatura igual a 0.036 [1/m] y la sección queda controlada por la falla del hormigón a una curvatura de 0.088[1/m]. La fluencia estimada es igual a 0.0105 [1/m].

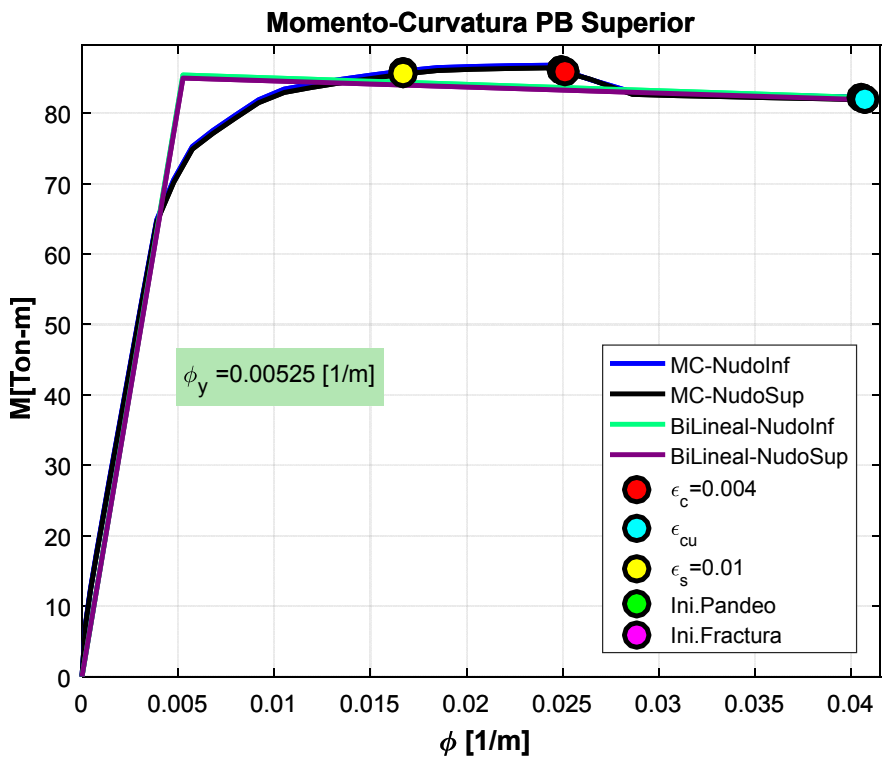

Figura 8-8. Diagrama M-C Columna PB Superior Dir. Radial

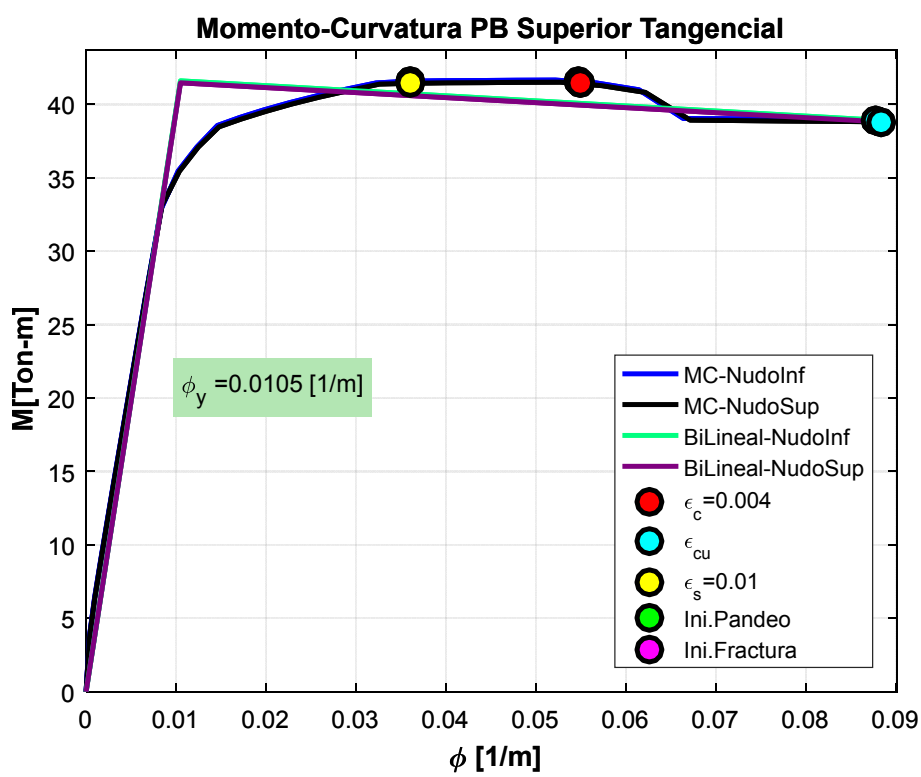

Figura 8-9. Diagrama M-C Columna PB Superior Dir. Tangencial

Columna PC

La columna PC tiene la misma cantidad de refuerzo que la columna PA y PB, pero el lado mayor tiene una longitud menor a las otras columnas. La Figura 8-10 muestra el detalle de la sección.

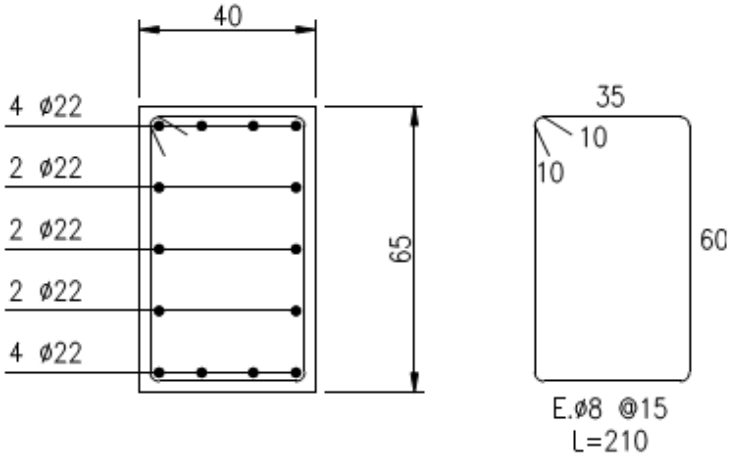

Figura 8-10. Detalle Pilar PC

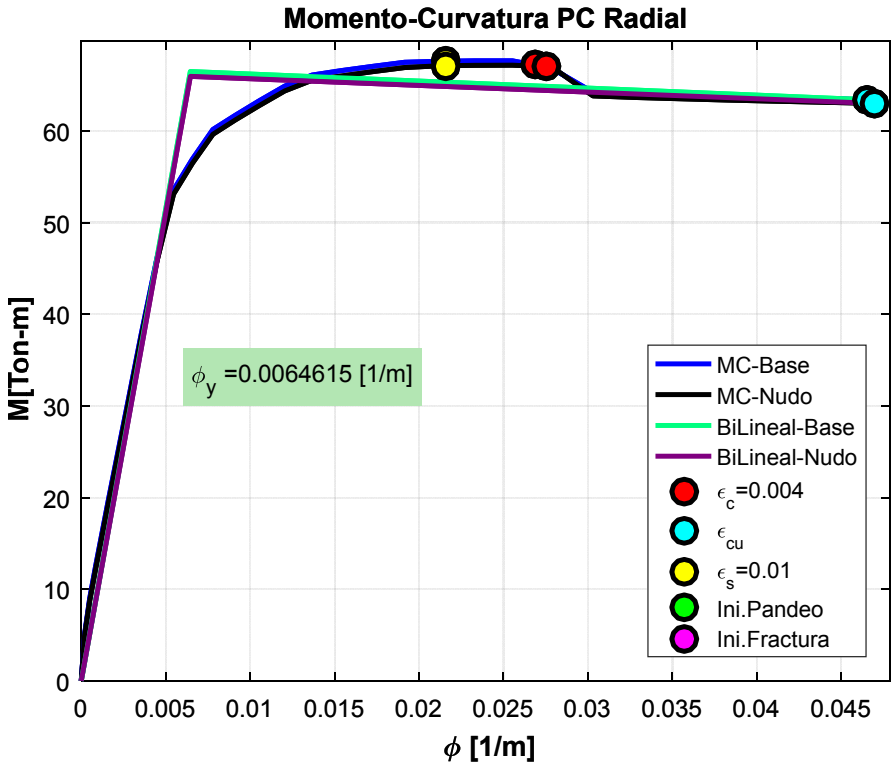

Figura 8-11. Diagrama M-C Columna PC Radial

La carga axial en la columna varía de 31[Ton] a 33[Ton] desde el nudo en la zona superior hasta la base. La Figura 8-11 muestra los diagramas para la sección a un lado del nudo y en la base de la columna en dirección radial. De forma similar a las secciones ya analizadas, la diferencia entre los diagramas es mínima producto de la poca diferencia entre las cargas axiales. La pérdida de recubrimiento ocurre a una curvatura igual a 0.0273[1/m] y el alargamiento del acero a una forma deformación unitaria del 1% ocurre a una curvatura de 0.0215. La sección falla con el aplastamiento del hormigón a una curvatura de 0.0467[1/m]. La curvatura de fluencia estimada es igual a 0.0064615[1/m].

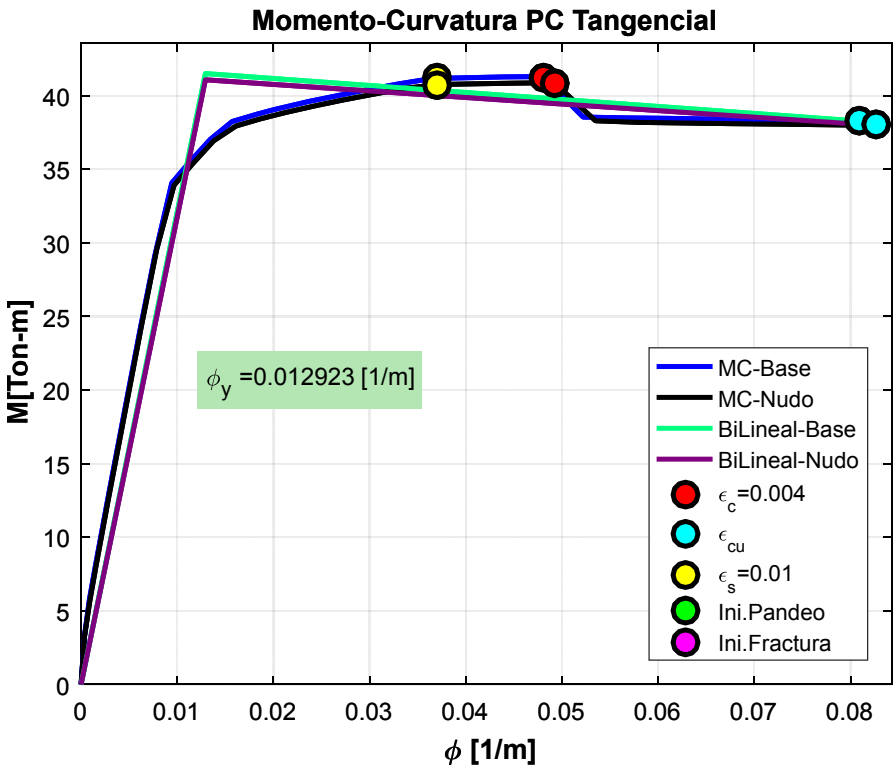

Figura 8-12. Diagrama M-C Columna PC Tangencial

En la dirección tangencial se repite la poca diferencia entre los diagramas, la sección pierde el recubrimiento cuando alcanza una curvatura de 0.0485[1/m] y la deformación unitaria del 1% del acero en tracción ocurre a una curvatura de 0.0371[1/m]. La falla de la sección está controlada por el aplastamiento del núcleo confinado a una curvatura de 0.0815 [1/m]. La curvatura de fluencia estimada es 0.01292[1/m].

Columna PC1

El refuerzo de la columna PC1 se muestra en la Figura 8-13. En el análisis se consideró que la columna está rotulada en la base. En dirección radial, la sección en la zona superior de la columna pierde el recubrimiento a una curvatura de 0.0617 [1/m], el acero alcanza un alargamiento unitario del 1% a una curvatura de 0.0193 [1/m] y la falla de la sección ocurre

con el aplastamiento del hormigón a una curvatura de 0.0933 [1/m]. Para esta sección los límites para el alargamiento del acero a cargas cíclicas se hacen presentes debido a que el refuerzo es de menor diámetro. El pandeo del refuerzo longitudinal ocurre a una curvatura igual a 0.0443 [1/m] y el límite de fractura a una curvatura de 0.078 [1/m].

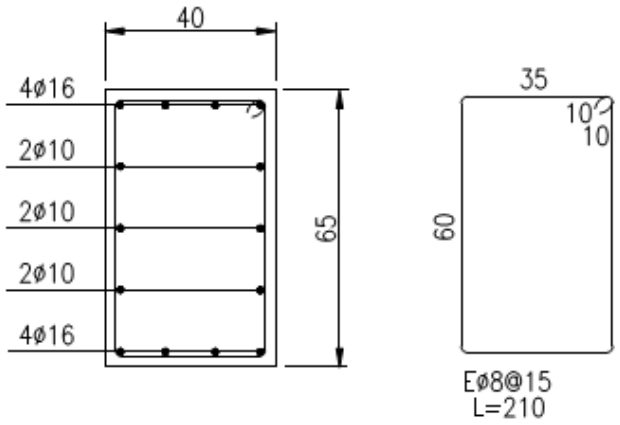

Figura 8-13. Detalle Pilar PC1

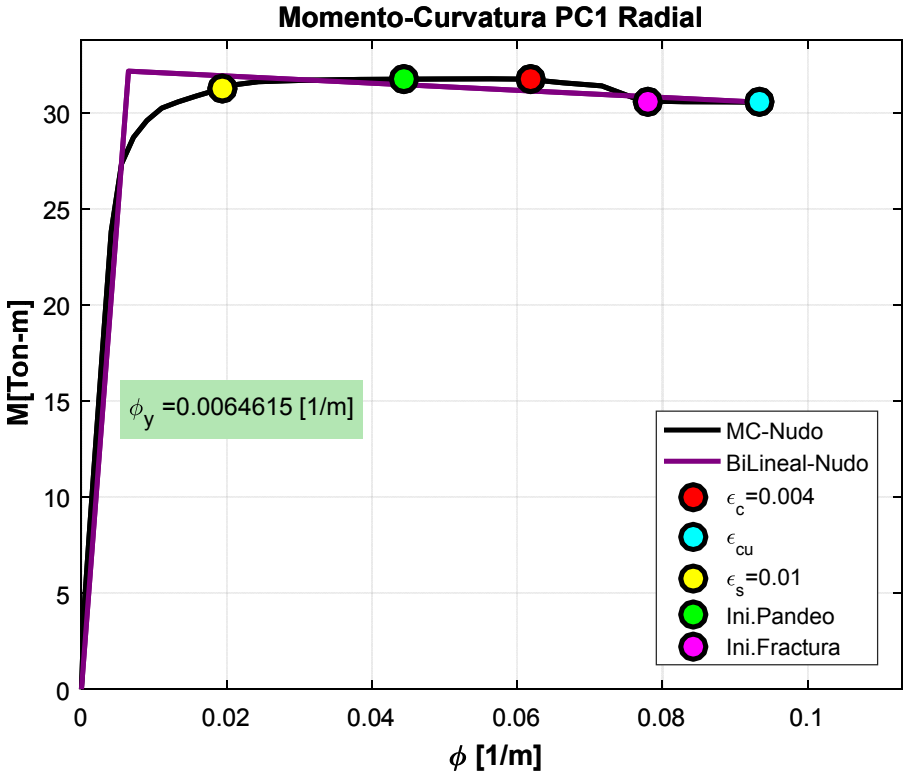

Figura 8-14. Diagrama M-C Columna PC1 Radial

En dirección tangencial, ver se alcanzan los mismos límites salvo el de fractura del refuerzo a cargas cíclicas. La pérdida del recubrimiento ocurre cuando se alcanza una curvatura igual a 0.0787 [1/m] y la deformación unitaria del acero de un 1% a una curvatura de

0.033[1/m] y el aplastamiento del núcleo confinado del hormigón ocurre a una curvatura de 0.1292[1/m]. La curvatura de fluencia estimada para el bi-linealización del diagrama es 0.012923[1/m].

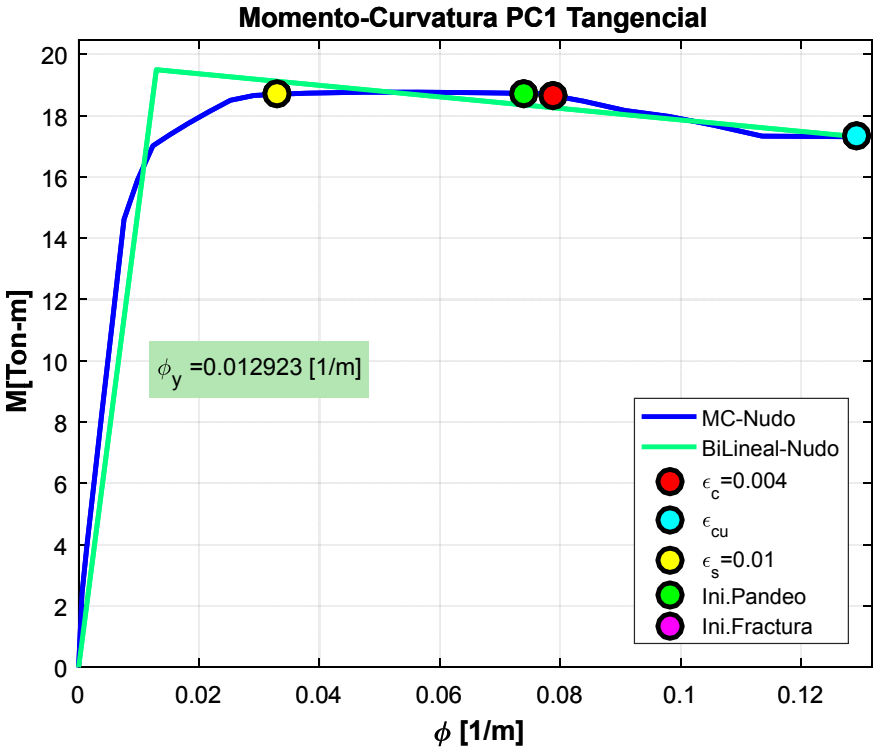

Figura 8-15. Diagrama M-C Columna PC1 Tangencial

Viga V101

La viga V101 une los pilares PA-PB y PC. La sección transversal se muestra en la Figura 8-16, donde se pueden ver 3 barras de refuerzo de diámetro 22[mm] más 2 barras de refuerzo de diámetro 12[mm]. Con estribos separados a 10 [cm] de diámetro número 8.

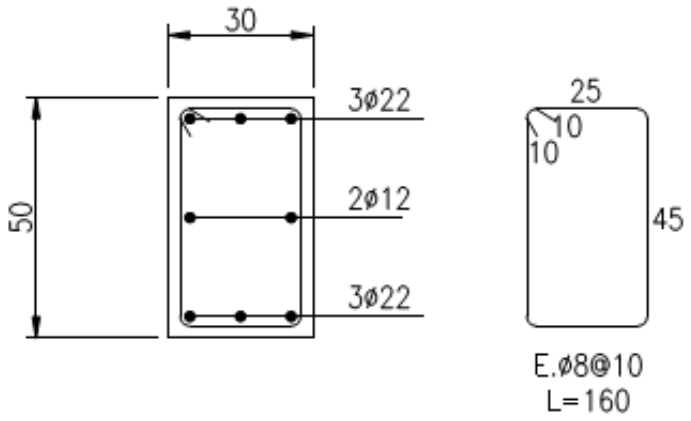

Figura 8-16. Detalle viga V101

La viga no tiene una distribución simétrica del refuerzo, pues el acero en la zona inferior de la viga tiene un centímetro más respecto el borde que el refuerzo superior. La diferencia en la fuerza de momento es mínima, sin embargo se puede notar que la capacidad de deformación para momento negativo queda controlada por la compresión del núcleo confinado, no así en sentido positivo, donde se alcanza el alargamiento del 8% del acero.

La pérdida de recubrimiento no tiene gran impacto en la resistencia de la sección y ocurre a una curvatura de 0.069 [1/m] para el momento positivo y a una curvatura de 0.0539 [1/m] para momento negativo.

El refuerzo logra una deformación unitaria del 1% antes que la sección pierda el recubrimiento, una curvatura de 0.0274[1/m] para el momento positivo y 0.0267[1/m] para momento negativo.

El aplastamiento del núcleo confinado ocurre solo en momento negativo, a una curvatura de 0.1697[1/m], mientras que el acero llega a una deformación unitaria del 8% a una curvatura de 0.20[1/m].

Los límites de pandeo y fractura ocurren a una curvatura de 0.1114[1/m] y 0.1556[1/m] respectivamente para momento positivo, y por otro lado para ocurren a 0.110[1/m] y 0.154[1/m] para momento negativo. Y la curvatura de fluencia estimada equivale a 0.0084[1/m] para la bi-linealización.

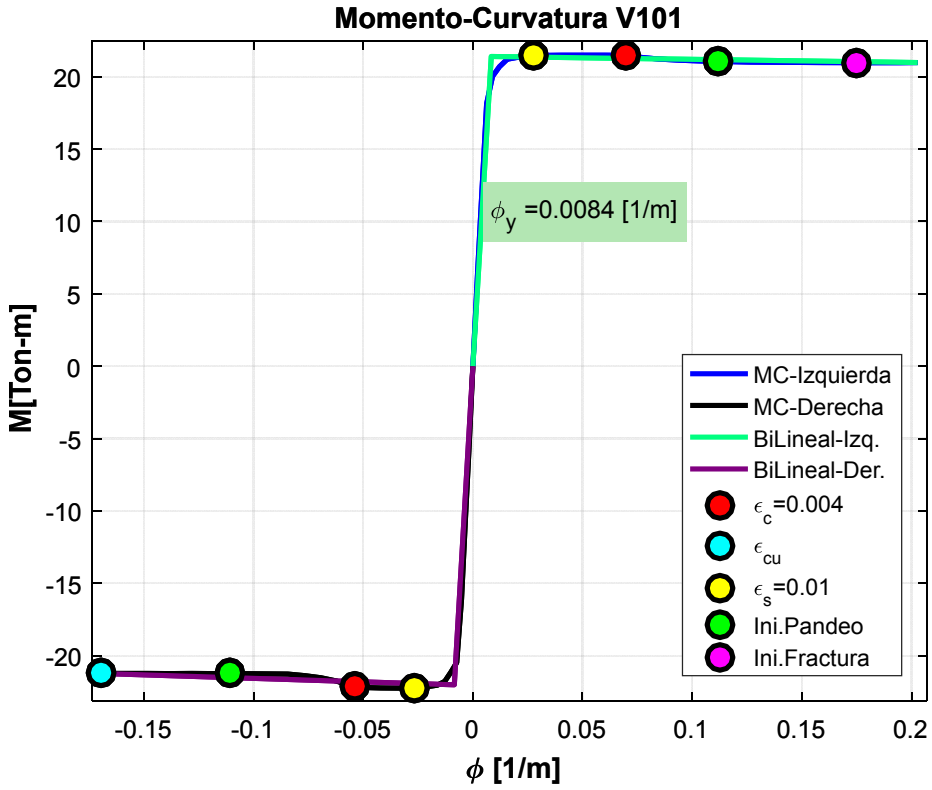

Figura 8-17. Diagrama M-C Viga V101.

Viga V102

La viga V102 une columnas PA y PB en dirección tangencial. El refuerzo utilizado en esta sección se muestran en la Figura 8-18, donde se indican fierros de diámetro 28[mm] y 12[mm] con estribos de diámetro 8[mm] separados a 10[cm].

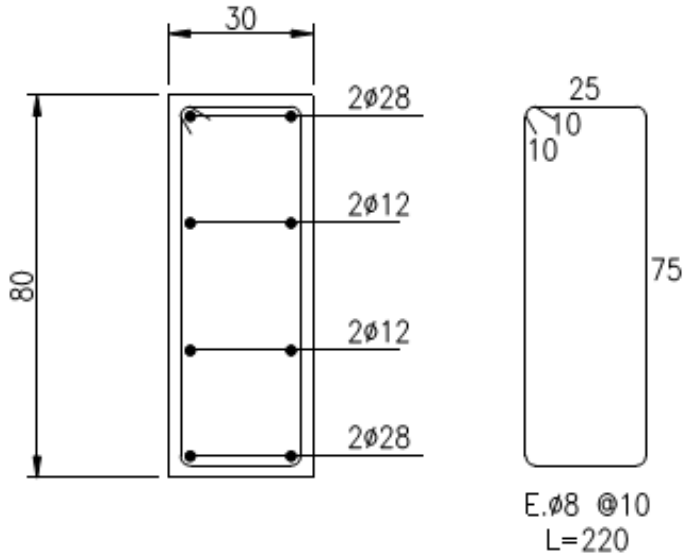

Figura 8-18. Detalle Viga V102

De forma similar a la V101, el refuerzo longitudinal de la viga V102 está más alejado del borde en la zona inferior que en la superior, lo que genera un leve cambio en la simetría del diagrama. En la Figura 8-19 se puede ver el diagrama de momento curvatura de la sección considerada como rotula plástica.

La falla queda controlada por la deformación unitaria del acero igual al 8% a una curvatura de 0.1214 [1/m] para momento positivo y de 0.1196[1/m] para momento negativo.

El recubrimiento de la sección se pierde a una curvatura de 0.0597[1/m] para momento positivo y de 0.0437 para momento negativo.

La deformación unitaria del 1% del acero se alcanza a la curvatura igual a 0.0161[1/m] para momento positivo y de 0.0156[1/m] para momento negativo.

Los límites de pandeo y fractura del refuerzo ante cargas cíclicas ocurren a las curvaturas de 0.0811[1/m] y 0.0908[1/m] respectivamente para momento positivo, por otra parte con curvaturas de 0.0806[1/m] y 0.0902[1/m] respectivamente para momento negativo.

La curvatura de fluencia determinada es 0.00525[1/m] a utilizar en la bi-linealización del diagrama de momento curvatura.

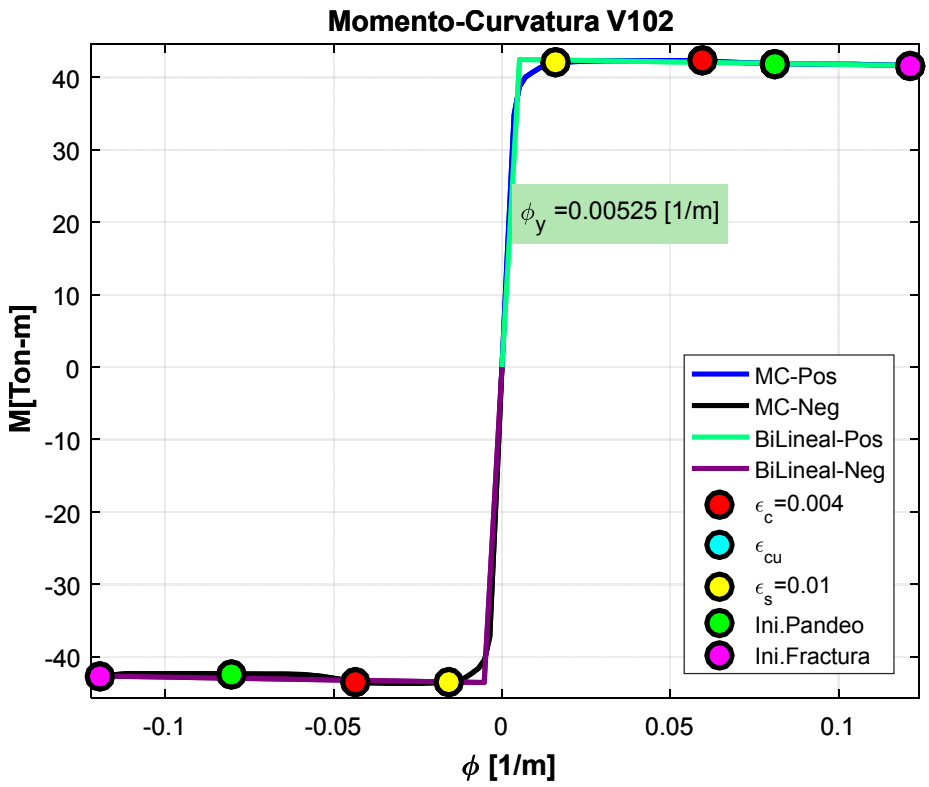

Figura 8-19. Diagrama M-C Viga V102.

Viga VLosa

La viga bajo la losa ubicada al lado derecho del eje C, es similar a la viga VL, solo que con un agregado en la zona superior que corresponde a la losa del pasillo que pasa por ese sector. Debido a que la unión es monolítica la capacidad de deformación se ve influenciada por la zona superior. El detalle de la viga V103 se muestra en la Figura 8-20.

Hay diferencia en la capacidad de deformación y resistencia entre el momento positivo y negativo, debido a la asimetría del refuerzo longitudinal. Por un lado, el momento positivo falla por el aplastamiento de hormigón a una curvatura de 0.072[1/m] mientras que la zona de momento negativo falla por la fractura del acero a un alargamiento unitario del 8% a una curvatura de 0.1314[1/m]. La pérdida del recubrimiento ocurre a la curvatura de 0.024[1/m] para el momento positivo y a 0.059[1/m] para el momento negativo. La deformación unitaria del 1% de acero se alcanza a niveles similares de curvatura para ambos sentidos de carga a un valor de 0.02[1/m].

Los límites de pandeo y fractura del refuerzo debido a cargas cíclicas se hacen presente cuando la sección se carga con momento negativo debido a que el refuerzo negativo es menor diámetro. El pandeo ocurre a una curvatura de 0.0668[1/m] y la fractura a una curvatura de 0.1[1/m]. La curvatura de fluencia estimada para la bi-linealización del diagrama es igual a 0.006[1/m].

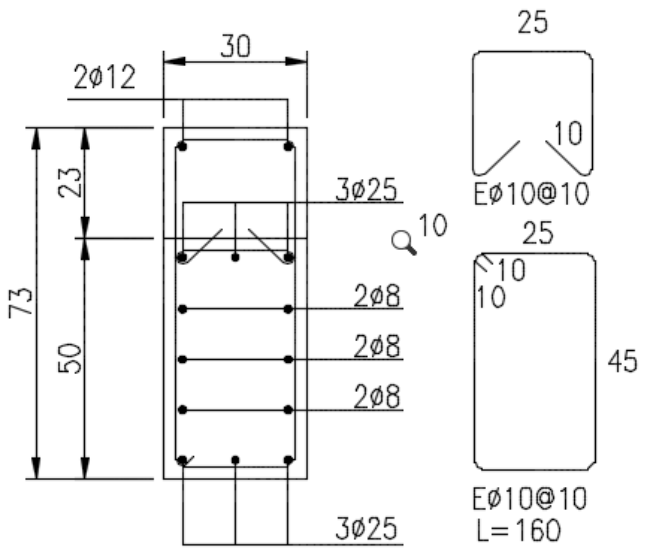

Figura 8-20. Detalle viga VLOSA

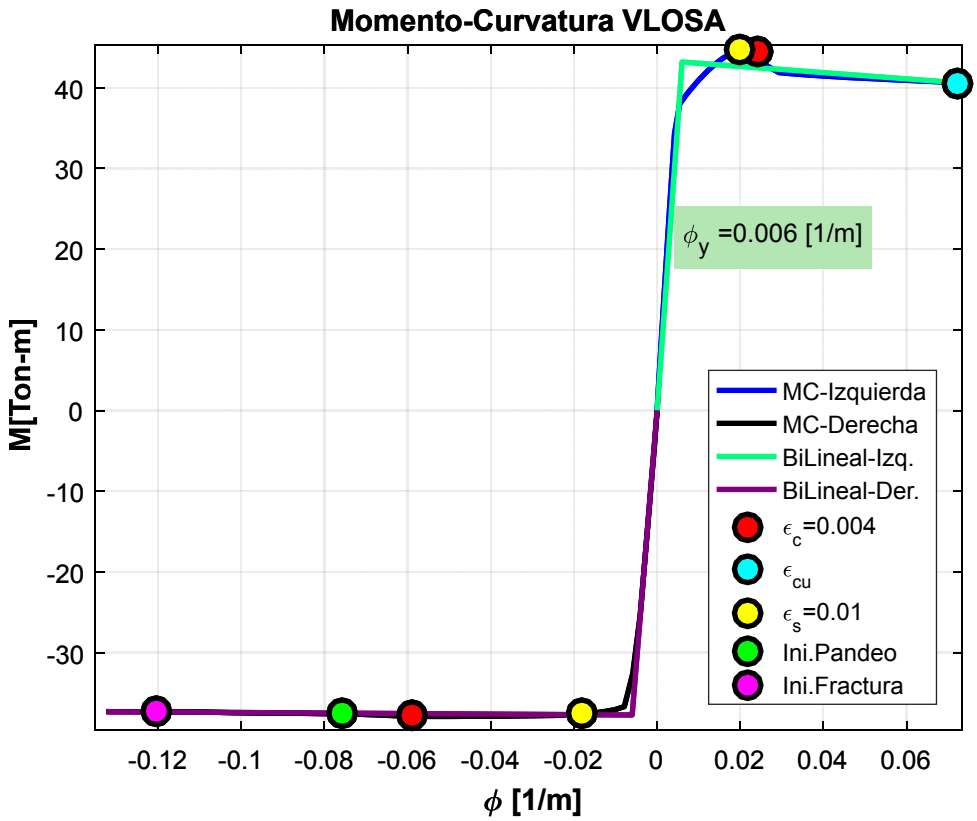

Figura 8-21. Diagrama M-C Viga VLOSA

Viga VL

La viga VL es la viga inclinada con peldaños en los cuales se apoyan las gradas y la responsable de soportar las cargas gravitacionales a través de flexión de las secciones transversales.

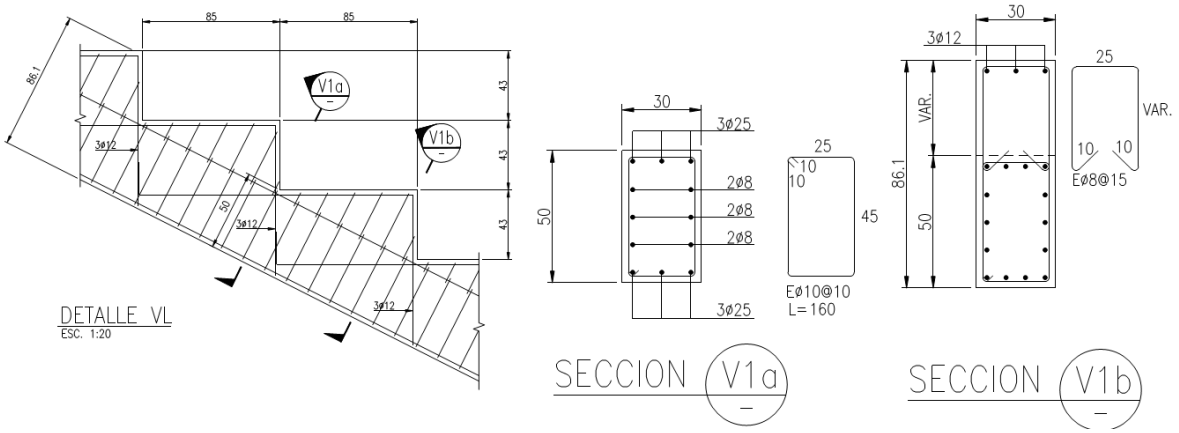

Figura 8-22. Detalle Viga VL

En el tramo entre las columnas PA y PB, así como entre PB y PC, la viga VL pasa de tener una carga axial de tracción de 12 [Ton] a una de compresión de aproximadamente 2[Ton]. El tramo de la viga VL entre los ejes C y C1 la viga está sometida a una carga axial de compresión igual a 24[Ton]. La Figura 8-23 muestra los diagramas de momento curvatura para las cargas mencionadas y los estados límites para compresión y tracción asociados para cada sección transversal.

La curva de color negro corresponde al diagrama con carga de axial de tracción igual a 12[Ton]. La pérdida de recubrimiento ocurre una curvatura de 0.0693[1/m] mientras que la deformación unitaria del acero igual al 1% a una curvatura de 0.0262[1/m].Cuando la sección alcanza la curvatura de 0.1933 [1/m] la sección falla controlada por el alargamiento último del acero del 8%. Los límites de pandeo y fractura ante cargas cíclicas ocurren a las curvaturas de 0.0985[1/m] y 0.1485[1/m] respectivamente.

El diagrama de color azul, muestra las secciones sometidas a una carga axial de 2 [Ton]. A diferencia de la sección anterior, la pérdida del recubrimiento ocurre a una curvatura menor igual a 0.0616[1/m] y el refuerzo alcanza la deformación unitaria del 1% a una curvatura mayor e igual a 0.0267[1/m]. La sección alcanza su estado último con el alargamiento unitario del acero el 8% a una curvatura igual a 0.1955[1/m], que es un poco mayor al valor anterior.

Finalmente la curva de color verde, muestra el diagrama de la sección sometida a una carga axial de compresión igual a 24[Ton]. La sección pierde su recubrimiento a una curvatura de 0.0509[1/m], que es menor a las secciones anteriores debido a la compresión de la carga externa. La deformación unitaria del acero igual al 1% se alcanza a una curvatura 0.0278[1/m]. Y el aplastamiento del núcleo confinado se alcanza a una curvatura igual de

0.154[1/m] y junto con ello la falla de la sección. En cuanto a los límites de pandeo y fractura, solo se alcanza el primero a una curvatura de 0.1095[1/m].

La curvatura de fluencia se estima en 0.0084[1/m] para todas las secciones y los distintos valores de carga.

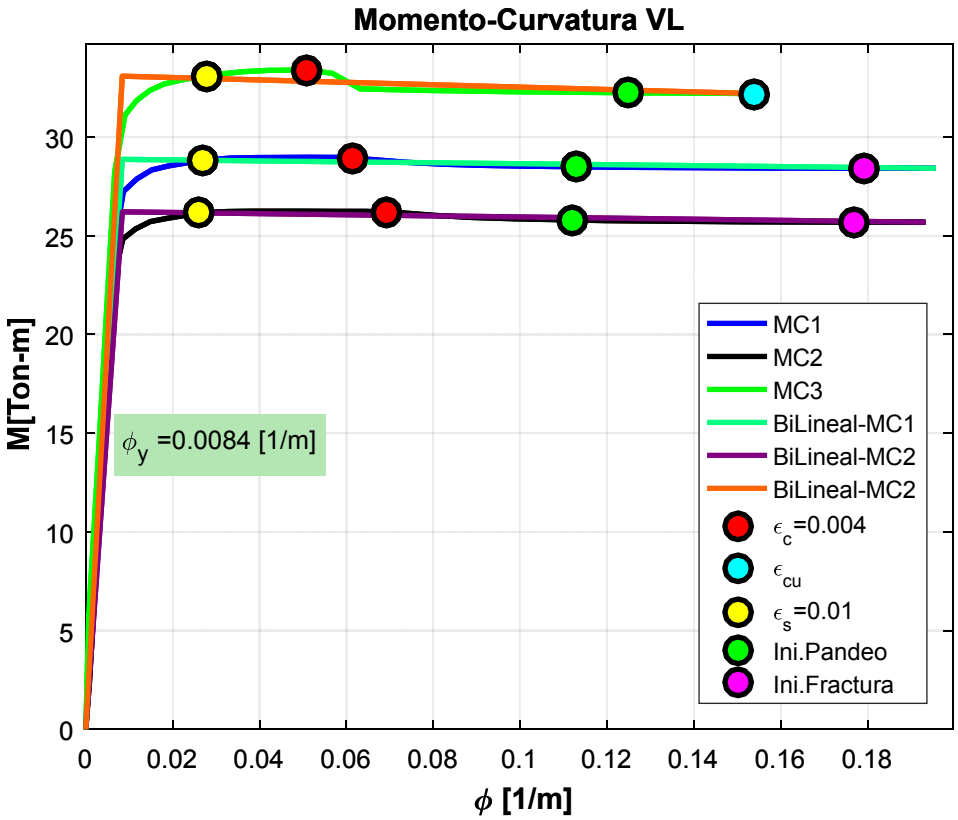

Figura 8-23. Diagramas M-C Viga VL

Las secciones de viga VL sometidas a una carga axial cercana a cero tiene mayor capacidad de deformación que las que tienen carga axial de tracción o de compresión.