

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**COMPARACIÓN EN LA MODELACIÓN DE PLASTICIDAD
CONCENTRADA Y DISTRIBUIDA PARA EL ANÁLISIS
PUSHOVER EN UN PÓRTICO DE CONCRETO ARMADO**

Tesis para optar por el título de **INGENIERO CIVIL** que presenta el bachiller:

Gonzalo Nicolás Romero Ángeles

Asesor: Nicola Tarque, PhD

Lima, octubre del 2020

RESUMEN

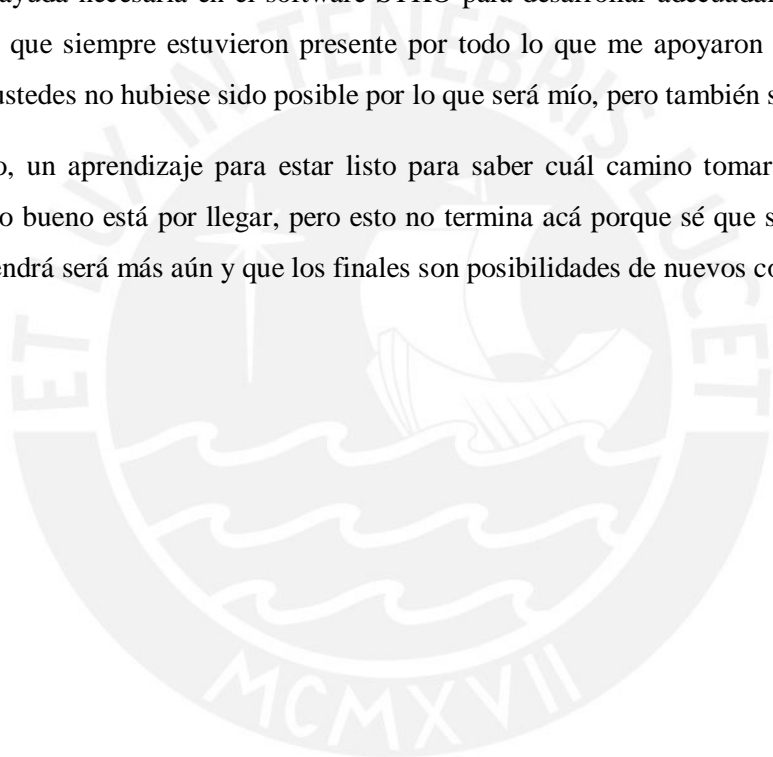
Durante muchos años han existido numerosos estudios acerca del análisis lineal en estructuras de concreto armado. Sin embargo, dicho material no es homogéneo y posteriormente con el avance de las investigaciones, se conoció que el comportamiento ante fuerzas laterales producidas por cualquier evento en realidad es, desde un inicio, no lineal. Así, se introdujo el análisis no lineal, en el cual se modela la pérdida de resistencia y rigidez del concreto armado, con el fin de estudiar el comportamiento de estructuras. Los resultados del análisis no lineal son lo más confiables posibles dada la gran variabilidad de las fuerzas actuantes. Por ello, en este trabajo de investigación, se propone comparar la modelación de rótulas con plasticidad concentrada y distribuida generadas por el análisis de carga estática incremental o *pushover* con la ayuda del programa STKO. El modelo de plasticidad concentrada tiene un comportamiento definido por los diagramas momento-rotación mediante el momento-curvatura y la longitud de rótula plástica asignada en los extremos de los elementos en el pórtico. No obstante, las deformaciones del concreto asociadas a dicho diagrama tenían poca probabilidad de ocurrencia en la estructura por lo que se opta por calcular esas deformaciones a partir de su desempeño sísmico. El modelo distribuido se define mediante las fibras de concreto no confinado, confinado y acero cuyo comportamiento inelástico se extiende a lo largo de las secciones de todos los elementos. En el análisis por gravedad se considera un control de cargas; mientras que, en el *pushover*, un control de desplazamientos incrementales por pasos. De este modo, se obtienen curvas de capacidad, diagramas momento-rotación y esfuerzo-deformación incluyendo el efecto P-delta de un mecanismo asociado a estados límites últimos en ambos modelos del pórtico, así se pueden identificar los parámetros necesarios para evaluar un posible estado de daño. Se concluye que el modelo distribuido presenta mayor precisión en el comportamiento inelástico de los pórticos debido a su distribución de esfuerzos siendo útil en caso una falla no ocurra en los extremos u otros puntos establecidos por el modelo concentrado.

AGRADECIMIENTOS

Cuando todo esto comenzó me encontré con muchas preguntas, pensé que sería un gran desafío y no me equivoqué, pero fui aprendiendo más de lo que pensaba y no lo hice solo, por suerte estaban ahí y me dieron la confianza para llegar hasta acá como cuando era chiquitito. De a poco fui encontrando las respuestas y yendo hacia más preguntas porque sabía que no era un trabajo ya programado, sino un conjunto de hojas en blanco que debía completar trazando un propio camino y sabiendo que estoy en una etapa donde más que buscar hay que encontrar para seguir buscando.

Gracias a mi familia por la comprensión y el soporte en el día a día, mi asesor por su disposición a ayudarme e incitarme a mejorar más este trabajo, al Prof. G. Camata y M. Petracca del grupo Asdea por brindarme la ayuda necesaria en el software STKO para desarrollar adecuadamente este trabajo. Gracias a ustedes que siempre estuvieron presente por todo lo que me apoyaron para terminar este trabajo y que sin ustedes no hubiese sido posible por lo que será mío, pero también suyo.

Todo fue un paso, un aprendizaje para estar listo para saber cuál camino tomar que sea lo mejor quizás porque algo bueno está por llegar, pero esto no termina acá porque sé que si todo lo que paso fue duro lo que vendrá será más aún y que los finales son posibilidades de nuevos comienzos.



ÍNDICE

Capítulo 1 : INTRODUCCIÓN	1
1.1. Problemática	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo principal	2
1.2.2. Objetivos específicos	2
1.3. Hipótesis	2
1.4. Justificación	2
1.5. Metodología	3
Capítulo 2 : ESTADO DEL ARTE	5
2.1. Métodos de análisis	5
2.1.1. Análisis estático lineal	7
2.1.2. Análisis estático no lineal	7
2.1.3. Análisis dinámico no lineal	10
2.1.4. Análisis plástico	11
2.2. Modelos de análisis inelástico	12
2.2.1. Modelos con plasticidad concentrada	12
2.2.2. Modelos con plasticidad distribuida	15
2.3. Modelos histeréticos	17
2.3.1. Modelo bilineal	18
2.3.2. Modelo de Takeda	18
2.3.3. Modelo de Clough	18
2.4. Método de elementos finitos y programas asociados	19
2.4.1. Conceptos básicos	19
2.4.2. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)	20
2.4.3. Scientific Toolkit for OpenSees (STKO)	20
Capítulo 3 : MODELAMIENTO NUMÉRICO POR ANÁLISIS ESTÁTICO A CARGAS DE GRAVEDAD	22
3.1. Modelo simple preliminar	22
3.1.1. Procedimiento básico del modelo	22
3.2. Descripción del análisis y diseño del pórtico	22
3.3. Modelamiento inicial del pórtico en 2D	28
3.3.1. Descripción de la geometría básica	28
3.3.2. Comportamiento elástico de los elementos	28
3.4. Determinación de cargas de gravedad	29

3.4.1.	Carga muerta.....	29
3.4.2.	Carga viva.....	32
Capítulo 4 :	MODELAMIENTO NUMÉRICO POR ANÁLISIS PUSHOVER A CARGAS DE SISMO	34
4.1.	Modelo de rótulas plásticas.....	34
4.1.1.	Procedimiento complementario del modelo.....	34
4.1.2.	Desarrollo del comportamiento no lineal de los elementos.....	38
4.1.3.	Cargas sísmicas.....	51
4.1.4.	Set up del análisis no lineal.....	54
4.2.	Modelo de fibras.....	57
4.2.1.	Procedimiento complementario del modelo.....	57
4.2.2.	Desarrollo específico de los materiales de los elementos	64
4.2.3.	Set up del análisis no lineal.....	67
Capítulo 5 :	INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	68
5.1.	Comparación del comportamiento de los modelos.....	68
5.2.	Comparación de las vigas seleccionadas.....	75
5.2.1.	Análisis con Gauss Plot.....	75
5.2.2.	Análisis con Fiber Plot.....	82
5.3.	Comparación de las columnas seleccionadas.....	88
5.3.1.	Análisis con Gauss Plot.....	88
5.3.2.	Análisis con Fiber Plot.....	92
Capítulo 6 :	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	96
6.1.	Conclusiones.....	96
6.2.	Recomendaciones	98
Capítulo 7 :	BIBLIOGRAFÍA.....	99

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Flujograma para el modelamiento del pórtico en STKO.	4
Figura 2.1: Fallas en las columnas de un puente después del terremoto de 1971 en San Fernando, California.	5
Figura 2.2: Modelos simples de estructuras (Flores, 2003).	6
Figura 2.3: Diagrama bilineal de momento-curvatura (Shunsuke, 2006).	7
Figura 2.4: Relación del factor R con el periodo para distintas ductilidades (Krawinkler, 1998).	9
Figura 2.5: Espectro de desplazamientos para distintas ductilidades inelásticas (Krawinkler, 1998). ...	9
Figura 2.6: Espectro de pseudo-aceleración real en función de la gravedad (Wilson, 2002).	11
Figura 2.7: Evolución del estado de una sección sometida a esfuerzos de flexión (Narvea y Martínez, 2018).	11
Figura 2.8: Modelo de resortes propuestos (Giberson, 1967).	12
Figura 2.9: Modelos de rótulas para el Método de integración: (a) Midpoint y (b) Endpoint (Scott y Fenves, 2006).	14
Figura 2.10: Desarrollo de rótulas plásticas en estados últimos de un pórtico (Inel y Baytan, 2006). ..	14
Figura 2.11: Idealización de la plasticidad en elementos viga-columna: (a) concentrada en los extremos, (b) distribuida en los extremos y (c) distribuida en todo el elemento (Zendaoui, 2016).	15
Figura 2.12: Elemento con plasticidad distribuida con sección de fibras (López, 2014).	16
Figura 2.13: Esquema de plasticidad para el análisis de elementos en OpenSees (Fedak, 2012).	17
Figura 2.14: Curva esquelética para un modelo histerético (Krawinkler, 2005).	17
Figura 2.15: Modelo histerético bilineal (Ibarra et al, 2005).	18
Figura 2.16: Modelo histerético de Takerá (Shunsuke, 2006).	18
Figura 2.17: Modelo histerético pinching (Ibarra et al, 2005).	19
Figura 2.18: Estudio de fatiga de una placa con entalla I mediante el software ANSYS (Ehrlich, 2006).	20
Figura 2.19: Esquema principal de trabajo de OpenSees en STKO (Asdea STKO, 2019).	21
Figura 2.20: Esquema de las funciones del dominio de STKO (Asdea STKO, 2019).	21
Figura 3.1: Modelo de un pórtico simple en el software STKO.	22
Figura 3.2: Planta de piso típico del edificio a escala 1/100.	24
Figura 3.3: Vista elevación del detalle de refuerzo de la viga V-T07 en el 1° nivel.	25
Figura 3.4: Vista elevación del detalle de refuerzo de la viga V-T07 en el 2° nivel.	25
Figura 3.5: Vista elevación del detalle de refuerzo de la viga V-T015 en el 3° nivel.	26
Figura 3.6: Dimensiones y refuerzo longitudinal de columnas C2 (derecha) y C4 (izquierda).	27
Figura 3.7: Modelo del pórtico plano de tres niveles en STKO.	28
Figura 3.8: Definición de una sección elástica en STKO.	29
Figura 4.1: Definición de la longitud cero para vigas en STKO.	35
Figura 4.2: Definición de las rótulas plásticas para vigas en STKO.	36
Figura 4.3: Definición del comando elasticBeamColumn en STKO.	37
Figura 4.4: Representación del efecto P-delta mediante columnas ficticias (NIST, 2017).	38
Figura 4.5: Diagrama momento - rotación en base al Modelo de Ibarra Krawinkler, 2013.	41
Figura 4.6: Diagrama momento - curvatura para vigas.	44
Figura 4.7: Diagrama momento - curvatura para columna C2.	44
Figura 4.8: Diagrama momento - curvatura para columna C4.	45
Figura 4.9: Diagrama momento - rotación para vigas 30x50.	49
Figura 4.10: Diagrama momento - rotación para columna C2.	49
Figura 4.11: Diagrama momento - rotación para columna C4.	49
Figura 4.12: Criterio de aceptación de FEMA 273/74.	51
Figura 4.13: Análisis por cargas de gravedad bajo control de cargas.	55
Figura 4.14: Análisis por cargas de sismo bajo control de desplazamiento.	57
Figura 4.15: Definición del comando Concrete01 en STKO.	58

Figura 4.16: Definición del comando ReinforcingSteel en STKO.....	59
Figura 4.17: Definición de la sección de fibra para la columna C2 en STKO.	60
Figura 4.18: Definición de los puntos de integración en STKO.	61
Figura 4.19: Definición del comando dispBeamColumn en STKO.	62
Figura 4.20: Definición de un nudo flexible con el comando Elastic.....	62
Figura 4.21: Definición de rótulas sin carga axial en vigas.	63
Figura 4.22: Definición de elementos tipo rótulas en vigas.....	64
Figura 4.23: Modelo concrete01 definido por OpenSees.	65
Figura 4.24: Modelo reinforcingsteel definido por OpenSees.	65
Figura 4.25: Modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado y no confinado (Mander, 1988).	66
Figura 4.26: Asignación de los resultados de elementos en Recorder.....	67
Figura 5.1: Curvas de capacidad para modelos de plasticidad concentrada y distribuida.	70
Figura 5.2: Curvas de capacidad para ambos modelos considerando el efecto P - delta.....	71
Figura 5.3: Desplazamientos laterales en un modelo con plasticidad concentrada.	73
Figura 5.4: Momentos en los nudos extremos en un modelo de plasticidad concentrada.	74
Figura 5.5: Desplazamientos laterales en un modelo con plasticidad distribuida.	74
Figura 5.6: Momentos en los nudos extremos en un modelo de plasticidad distribuida.	75
Figura 5.7: Rótulas plásticas en la viga en los ejes 2-3 del primer nivel.	76
Figura 5.8: Puntos de integración en la viga en los ejes 2-3 del primer nivel.....	77
Figura 5.9: Diagramas momento rotación en las vigas en los ejes 1-2 con plasticidad concentrada. ..	78
Figura 5.10: Diagramas momento rotación en las vigas en los ejes 1-2 con plasticidad distribuida....	79
Figura 5.11: Diagramas momento rotación en las vigas en los ejes 2-3 con plasticidad concentrada..	80
Figura 5.12: Diagramas momento rotación en las vigas en los ejes 2-3 con plasticidad distribuida....	80
Figura 5.13: Diagramas momento rotación en las vigas en los ejes 3-4 con plasticidad concentrada..	81
Figura 5.14: Diagramas momento rotación en las vigas en los ejes 3-4 con plasticidad distribuida....	82
Figura 5.15: Fibras de concreto en la viga en los ejes 1-2 del primer nivel.....	83
Figura 5.16: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de concreto de las vigas en los ejes 1-2.	84
Figura 5.17: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de concreto de las vigas en los ejes 2-3.	84
Figura 5.18: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de concreto de las vigas en los ejes 3-4.	85
Figura 5.19: Fibras de acero en la viga en los ejes 1-2 del primer nivel.....	86
Figura 5.20: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de acero de las vigas en los ejes 1-2.	86
Figura 5.21: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de acero de las vigas en los ejes 2-3.	87
Figura 5.22: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de acero de las vigas en los ejes 3-4.	87
Figura 5.23: Rótulas plásticas en columnas C2 y C4 en el instante de la primera fluencia.	88
Figura 5.24: Puntos de integración en la columna C2 y C4 en el instante de la primera fluencia.	89
Figura 5.25: Diagramas momento rotación para la columna C2 del primer nivel con plasticidad concentrada.	90
Figura 5.26: Diagramas momento rotación para la columna C2 del primer nivel con plasticidad distribuida.	90
Figura 5.27: Diagramas momento rotación para la columna C4 en el primer nivel con plasticidad concentrada.	91
Figura 5.28: Diagramas momento rotación para la columna C4 del primer nivel con plasticidad distribuida.	91
Figura 5.29: Fibras de concreto en el primer subelemento de la columna C4	92
Figura 5.30: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de concreto de la columna C2.	93
Figura 5.31: Diagramas esfuerzo deformación de fibras de concreto de la columna C4.....	93
Figura 5.32: Fibras de acero en el primer subelemento de la columna C4.	94
Figura 5.33: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de acero de la columna C2.	95
Figura 5.34: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de acero de la columna C4.	95

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1: Conversión de áreas de acero de refuerzo	23
Tabla 3.2: Ubicación de vigas en el pórtico.....	25
Tabla 3.3: Detalle de acero longitudinal en vigas	26
Tabla 3.4: Detalle de acero transversal en vigas	26
Tabla 3.5: Ubicación de columnas en el pórtico	27
Tabla 3.6: Detalle de acero transversal en columnas C2 y C4.....	27
Tabla 3.7: Resumen de carga muerta en piso típico para vigas	30
Tabla 3.8: Resumen de carga muerta en azotea para vigas.....	30
Tabla 3.9: Resumen de carga muerta en azotea para columna C2	30
Tabla 3.10: Resumen de carga muerta en piso típico para columna C2	30
Tabla 3.11: Resumen de carga muerta en primer piso para columna C2.....	31
Tabla 3.12: Resumen de carga muerta en azotea para columna C4	31
Tabla 3.13: Resumen de carga muerta en piso típico para columna C4	31
Tabla 3.14: Resumen de carga muerta en primer piso para columna C4.....	32
Tabla 3.15: Resumen de carga viva en piso típico para vigas.....	32
Tabla 3.16: Resumen de carga viva en azotea para vigas	32
Tabla 3.17: Resumen de carga viva para columna C2.....	32
Tabla 3.18: Resumen de carga viva para columna C4.....	33
Tabla 4.1: Clasificación de límites de desempeño de acuerdo con el material.	46
Tabla 4.2: Reducción de la capacidad máxima de los elementos según sus materiales.	47
Tabla 4.3: Parámetros de modelamiento de las vigas.....	48
Tabla 4.4: Parámetros de modelamiento de la columna C2.....	48
Tabla 4.5: Parámetros de modelamiento de la columna C4.....	48
Tabla 4.6: Resumen de valores de los parámetros asociados al modelo IMK para todos los elementos.	50
Tabla 4.7: Cálculo del peso parcial por nivel para la edificación	52
Tabla 4.8: Cálculo de las cortantes por nivel para el pórtico	53
Tabla 4.9: Criterios de aceptación en modelo de concreto y acero basado en SAP 2000	66
Tabla 5.1: Reacciones verticales de las columnas en la base del pórtico para ambos modelos	68
Tabla 5.2: Fuerzas cortantes y desplazamientos respectivos del análisis pushover.	72
Tabla 5.3: Ductilidad y sobrerresistencia respectivos del análisis pushover.	72
Tabla 5.4: Desplazamientos laterales por nivel del diafragma rígido para ambos modelos	73
Tabla 5.5: Momento y rotación máxima en los nodos izquierdos de las vigas para ambos modelos... 77	
Tabla 5.6: Momento y rotación en los nodos derechos de la viga en los ejes 1-2 para ambos modelos.	79
Tabla 5.7: Momento y rotación en los nodos derechos de la viga en los ejes 2-3 para ambos modelos.	81
Tabla 5.8: Momento y rotación en los nodos derechos de la viga en los ejes 3-4 para ambos modelos.	82
Tabla 5.9: Esfuerzo y deformación de la fibra mayor de concreto en vigas del primer nivel.	85
Tabla 5.10: Esfuerzo y deformación de la fibra mayor de acero en vigas del primer nivel.	87
Tabla 5.11: Momento y rotación en puntos notables de la columna C2 en el primer nivel.	90
Tabla 5.12: Momento y rotación en puntos notables de la columna C4 en el primer nivel.	92
Tabla 5.13: Esfuerzo y deformación de la fibra mayor de concreto en ambas columnas.	94
Tabla 5.14: Esfuerzo y deformación de la fibra mayor de acero en ambas columnas.....	95

Capítulo 1 : INTRODUCCIÓN

El Perú es un país ubicado en una zona con mucha demanda sísmica dado que se encuentra dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico donde se concentra el 85 % de la actividad sísmica mundial. Para las edificaciones, esto se puede representar por medio de un análisis estático o dinámico como indica la Norma E-030. Asimismo, el análisis estático suele ser más común por su relativa simplicidad al aplicar un sistema de fuerzas laterales a una estructura; debido a ello, existe un creciente interés por evaluar el comportamiento de diversas estructuras para dicha condición. Inicialmente adoptan un comportamiento elástico-lineal en el cual se cumple la teoría de elasticidad, es decir, existe una relación lineal entre los esfuerzos y deformaciones además de una recuperación de energía sin la presencia de daños. Sin embargo, a medida que la carga aumenta, se presentan daños junto con rótulas plásticas y deformaciones permanentes, dependiendo de la hiperestaticidad de la estructura, hasta el colapso de esta (Narea, 2011). Generalmente, se idealiza en sistemas aporricados tridimensionales, pero debido a la dificultad y extensibilidad que se presenta, el estudio abarcará solo a un pórtico plano.

Por otro lado, desde hace unos años ya existen muchos modelos matemáticos que representan la idealización del comportamiento de elementos en pórticos de concreto armado. Según la complejidad y el refinamiento, estos se pueden clasificar en modelos de plasticidad concentrada y distribuida.

Los modelos de plasticidad concentrada con rótulas plásticas como tales fueron introducidos por Giberson (1967) basados en la fluencia del material. Asimismo, Clough y Johnston (1966) realizaron algunos estudios previos basados en la superposición del comportamiento de dos resortes en paralelo obteniendo un comportamiento bilineal con zona de endurecimiento sin fluencia. Posteriormente, Takisawa (1976) estableció un modelo representado en un diagrama multilineal que pueda identificar zonas de agrietamiento en las secciones de estructuras de concreto armado. Se menciona esto puesto que existen casos en los cuales el agrietamiento puede ocurrir antes de finalizar la etapa elástica. Más adelante, se establecieron mejoras a través de las condiciones de rigidez y resistencia hasta el modelo propuesto por Lignos y Krawinkler (Ibarra et al 2005), el cual puede incluso predecir el colapso de la estructura.

Los modelos de plasticidad distribuida también tuvieron sus predecesores con los cuales se formuló la idea de Filippou e Issa (1988) en dividir un elemento en varios segmentos, pero con la diferencia de que cada uno admitió un comportamiento histerético más sencillo. De esta manera, se pudo conocer mejor la variación del comportamiento a lo largo del elemento.

1.1. Problemática

¿Qué ventajas existen en el modelamiento de pórticos de concreto armado de plasticidad distribuida con respecto a los de plasticidad concentrada?

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo principal

El objetivo principal de este trabajo es conocer las ventajas de los modelos de plasticidad distribuida con respecto a los de plasticidad concentrada en un pórtico de concreto armado.

1.2.2. Objetivos específicos

- Desarrollar los modelos distribuidos y concentrados por medio del software STKO en el pórtico de concreto armado
- Realizar el análisis incremental o *pushover* en el pórtico tanto con rótulas de plasticidad concentrada como de distribuida
- Comparar el comportamiento resultante del modelamiento de rótulas con plasticidad concentrada y distribuida
- Obtener curvas de capacidad, configuración de formación de rótulas, diagramas momento-curvatura o rotación y estados límites de daño para los modelos a elaborar

1.3. Hipótesis

El modelamiento de elementos con rótulas de plasticidad distribuida ofrece resultados con mayor precisión al comportamiento real del pórtico que los de plasticidad concentrada. Esto se debe a que en su sección se dividen muchas subelementos con plasticidad concentrada los cuales, en conjunto, otorgan mayor posibilidad de alcanzar un resultado deseado. Además, dichos modelos no pueden ser aplicados directamente en el análisis de columnas dado que estos elementos también soportan una considerable carga axial a diferencia de las vigas.

1.4. Justificación

El análisis de la falla en los sistemas estructurales es uno de los principales problemas en la ingeniería estructural. Actualmente se realizan diversos modelos estructurales, pero enfocándose en el estado final o último de la estructura en la mayoría de las veces. Cuando se realiza un análisis inelástico en un elemento como una columna o viga, la evaluación de su representación por medio de un mecanismo de rótulas con plasticidad concentrada resulta muy efectiva. No obstante, cuando se quiere efectuar el análisis para pórticos o estructuras con varios grados de libertad, el uso de rótulas plásticas es limitado e insuficiente. Esto ocurre dado que no se detalla lo que ocurre en todo momento de la aplicación de cargas. En consecuencia, debería haber mayor interés en el desarrollo de modelos computacionales no lineales. Por ello, es de suma importancia la modelación distribuida de pórticos dado que ayuda a entender mejor su comportamiento no lineal, así como los resultados de desplazamientos y esfuerzos ante el incremento de fuerzas laterales inclusive en estados de servicio. De esta manera, se pueden modelar pórticos bajo cualquier condición de carga como las generadas por eventos sísmicos.

1.5. Metodología

Este trabajo será presentado por medio de cada uno de los capítulos desarrollados.

Capítulo 2: En primer lugar, se realiza una investigación general sobre el análisis plástico y no lineal de estructuras para poder recopilar toda la información posible sobre el comportamiento de modelos de plasticidad concentrada y distribuida en pórticos de concreto armado. Debido a ello, se define una línea de investigación comenzando el desarrollo del estado del arte basados en las fuentes mencionadas e incluyendo definiciones importantes como análisis plástico, rótula plástica, modelo de fibras, etc. Se establecen las diferencias entre ambos modelos propuestos indicando las características propias del tipo de modelo escogido y se considera la factibilidad de un programa que los pueda analizar satisfactoriamente. Asimismo, se incluye definiciones del método de elementos finitos, junto con la funcionalidad y aplicaciones favorables del software STKO. Se comienza con el aprendizaje inicial del dicho software con ayuda de guías y ejemplos, considerando los comandos básicos para la correcta definición de geometría y propiedades de un primer modelo sujeto a cargas de gravedad.

Capítulo 3: Luego de completar el modelo simple, se selecciona una edificación cuya configuración estructural sea adecuada para efectuar correctamente un análisis no lineal y se verifica las propiedades del pórtico a modelar de modo que se obtengan los elementos diseñados y detallados. Se realiza el modelamiento preliminar de plasticidad concentrada sometido también a cargas de gravedad, las cuales deben ser calculadas mediante un metrado básico en vigas.

Capítulo 4: Después de identificar el comportamiento lineal-elástico de la estructura, se evalúa la inelasticidad de dicho modelo basado en rótulas plásticas en los extremos mediante la elaboración de diagramas momento-curvatura de vigas y columnas en el pórtico. Estos diagramas deben comprobar ciertos criterios de deformación unitaria del concreto basado en su desempeño sísmico relacionado con la capacidad máxima del diagrama y definiendo una longitud plástica se obtiene así los diagramas momento-rotación. Asimismo, se determina la distribución del comportamiento inelástico del modelo basado en fibras a lo largo de todos los elementos por medio de la confección de diagramas esfuerzo-deformación del concreto y acero en las secciones. En las zonas de confinamiento de las secciones de concreto, se debe garantizar un modelo apropiado que pueda representar su comportamiento. El análisis consta de dos partes, la primera corresponde al análisis elástico en el cual está controlado por las cargas mencionadas con un incremento constante en pasos y el segundo, al *pushover* el cual requerirá de un control de desplazamientos a partir de una serie de pasos. La cantidad final de pasos será determinada a medida que se pruebe el análisis varias veces.

Capítulo 5: Una vez que termine de correr el análisis adecuadamente, se observan los resultados en ambos modelos verificando las cargas de gravedad, se obtiene una primera curva de capacidad y debido a que es un análisis no lineal, es conveniente evaluar la influencia del efecto P-delta en la estructura de modo que se elabora una segunda curva. A partir de ello, se realiza la comparación del

comportamiento inelástico de ambos modelos mediante puntos notables como fluencia o rotura derivándose en los diagramas momento-rotación de los elementos para lo cual se debe calcular una longitud plástica asociada al modelo de fibras. Los diagramas esfuerzo-deformación en el modelo de fibras establecen su respuesta a nivel de la sección.

Capítulo 6: Finalmente, se explicará las conclusiones finales de la comparación entre ambos modelos y los parámetros más influyentes en su comportamiento señalando las ventajas del modelo de fibras en el software STKO, así como algunas recomendaciones para continuar con la línea de investigación en el área de estructuras de ingeniería civil.

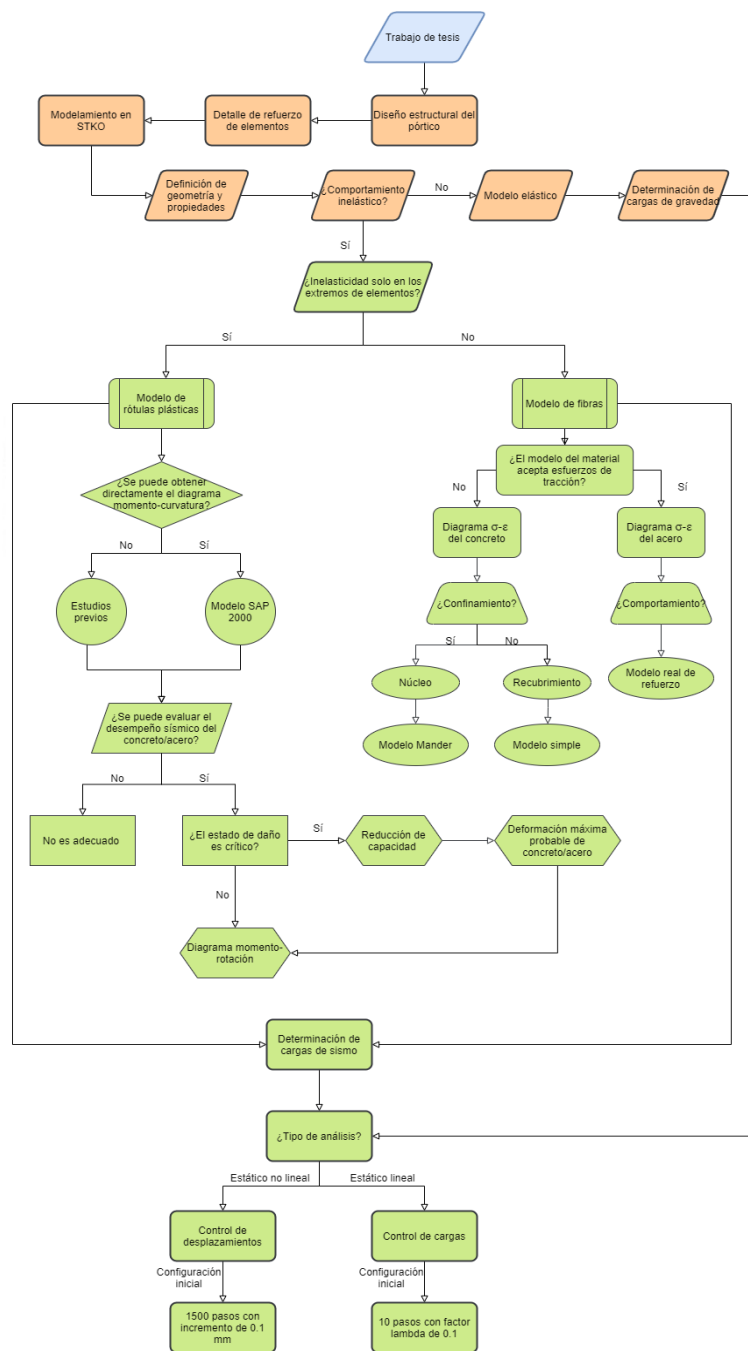


Figura 1.1: Flujograma para el modelamiento del pórtico en STKO.

Capítulo 2 : ESTADO DEL ARTE

Los sistemas estructurales son diseñados con el fin de resistir los efectos sísmicos en base a las normas técnicas existentes como la E.030 (diseño sismorresistente). Uno de los objetivos fundamentales de esta norma es la aceptación de cierto nivel de daño más allá de su rango elástico denominado post-elástico. Además, establece que un sismo leve solo afecta al rango elástico de una estructura, es decir, la energía de la deformación originada es reversible. No obstante, uno severo produce deformaciones importantes tales que incursionan en el rango inelástico. Ante ello, se podría dotar de alta resistencia lateral, aunque no es económicamente viable primordialmente por su baja probabilidad de ocurrencia. En este sentido, se tendría una estructura que pueda soportar pocas veces su máxima carga sísmica y en la gran mayoría de su vida útil solo resistiría cargas muy por debajo de dicho valor. Por otro lado, es posible que la estructura tenga que resistir una carga inclusive mayor y en dicho caso, esta podría alcanzar una falla frágil. En la figura 2.1, se puede observar una de las consecuencias producidas por este fenómeno natural.



Figura 2.1: Fallas en las columnas de un puente después del terremoto de 1971 en San Fernando, California.

2.1. Métodos de análisis

El análisis de estructuras en el rango elástico es muy útil, ya que se obtienen diseños satisfactorios en su mayoría para cargas de gravedad y asegurando la seguridad íntegra de las personas habitantes. No obstante, cuando se realiza un análisis sísmico, las consideraciones son diferentes tal que conllevan a estándares de diseño más altos. Analizar la estructura en un estado elástico frente a sismos resultaría muy erróneo e impredecible dado que este estado abarca solo sismos leves. Por ello, se debe realizar un análisis más allá del rango elástico y que comprenda todos los niveles de daño. De esta manera, se puede representar el comportamiento real de todas las estructuras durante su periodo de vida útil y se presenta la histéresis como la tendencia a mantener sus propiedades físicas una vez que la fuerza externa deje de actuar sobre la estructura. Sin embargo, en los últimos años, el desempeño de los edificios ante un sismo resultó ser diferente al esperado. Esto se debe a la existencia de un cierto nivel de incertidumbre en el análisis no lineal de estructuras y en la baja probabilidad de predecir su respuesta inelástica en concreto armado. Asimismo, el comportamiento de las estructuras está

influenciado por las diferentes propiedades del concreto y el acero con una respuesta muy compleja debido a su gran variabilidad ante las solicitaciones sísmicas (Verri, 2000). Debido a ello, la evaluación de la respuesta no lineal para poder desarrollar mejor su comportamiento se representa por medio de modelos estructurales.

Los modelos simples se definen como los modelos basados en la idealización de una losa infinitamente rígida con masa concentrada en cada nivel de modo que pueden representar a las estructuras en general incluyendo solo un grado de libertad de desplazamiento por nivel. Estos tipos de modelos son asignados como cortante debido a que los pesos en cada nivel están relacionados con la fuerza cortante actuante y cuyo cálculo está influenciado por la masa generalizada y participante. Asimismo, se incluyen los modelos simples equivalentes de un grado de libertad actuante en su masa total en el último nivel. Son muy útiles para análisis estáticos y para obtener una estimación de la máxima demanda de ductilidad considerando el movimiento predominante en el periodo fundamental. De esta forma, el estudio se hace muy directo, sencillo y económico. No obstante, dado que son muy simplificados, son limitados para diseños o estudios sobre grados de confiabilidad. En la figura 2.2, se refleja cómo una estructura es simplificada a un modelo simple de 1 GDL.

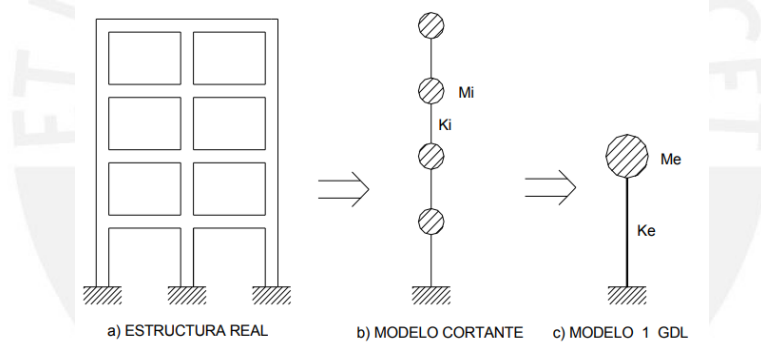


Figura 2.2: Modelos simples de estructuras (Flores, 2003).

La curva de capacidad representa el desempeño de una estructura ante la acción de cargas laterales, sean monótonas o cíclicas, identificando las etapas elásticas y plásticas. Por otro lado, en la figura 2.3 se muestra el diagrama momento-curvatura en el cual se presenta el comportamiento de una sección reforzada que depende de modelos constitutivos. De este modo, se puede definir el comportamiento de la estructura con el cual se puede apreciar las diferencias entre diversos modelos como los de plasticidad concentrada y distribuida.

La falla progresiva de una estructura comienza con la falla local en uno de sus elementos cuyas secciones fallan al sobrepasar su estado elástico y terminen completamente plásticos o en estado de colapso. En este momento, se dice que la estructura entra en un estado límite último para el cual ya no es capaz de resistir las cargas para las que fue diseñada inicialmente, implica un colapso parcial y total. Debido a ello, se debe contar con una baja probabilidad de ocurrencia durante su tiempo de vida útil. Entre los casos más representativos están: pérdida de equilibrio, rotura o agotamiento, formación

de un mecanismo plástico y fatiga. En consecuencia, este tema se ha hecho cada vez más relevante dado la magnitud del error que se puede cometer en el diseño de estructuras o la imprecisión en los análisis sísmicos. Existen 3 métodos para estudiar la respuesta de una estructura y posible colapso progresivo, estos son los siguientes: análisis lineal elástico, análisis estático no lineal y dinámico no lineal. Estos serán desarrollados en la siguiente sección.

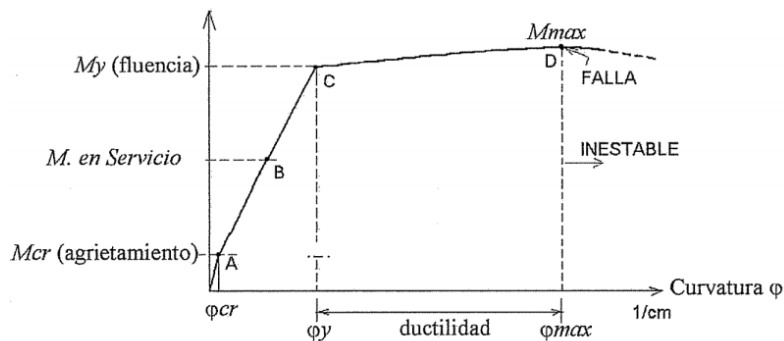


Figura 2.3: Diagrama bilineal de momento-curvatura (Shunsuke, 2006).

2.1.1. Análisis estático lineal

Se define como el análisis inicial de una estructura ante solicitaciones de carga, puesto que se cumple con las hipótesis básicas de análisis estructural para la linealidad y la teoría de elasticidad para dicha etapa. Dicho de otra manera, se cumple con los tres principios fundamentales: equilibrio, leyes constitutivas de esfuerzo-deformación de los materiales y compatibilidad de deformaciones para todo el sistema en conjunto (Wilson, 2002). Asimismo, la linealidad se define a partir de la relación de esfuerzos y deformaciones; mientras que la elasticidad, por la carga y descarga sin deformaciones permanentes. De esta manera, con respecto a los principios mencionados, se considera que la estructura tiene la misma geometría antes y después de aplicada la carga, lo cual es factible hasta cierto valor máximo que en algunas ocasiones de análisis puede ser superado. Por consiguiente, el modelo de una estructura con un comportamiento estático lineal en todo su historial de cargas resulta ser solo una idealización, ya que tomaría una resistencia muy alta hasta cierto punto límite sin obtener una capacidad de deformación inviable para cualquier diseño.

2.1.2. Análisis estático no lineal

Análisis con el que se puede representar el desempeño de una estructura frente a solicitaciones sísmicas, puesto que considera el comportamiento no lineal de esfuerzo-deformación de los materiales involucrados y la no linealidad geométrica de su sección. Depende también de parámetros como el tipo de modelo constitutivo y sistema estructural. De este modo, se prescinde del principio de superposición. Su objetivo es calcular las resistencias y desplazamientos generados en la estructura para ser comparados con los niveles de desempeño disponibles (Krawinkler, 1998). Según Krawinkler (1998), se basa en un sistema equivalente de un grado de libertad por nivel, el cual no es 100% certero

pero diversos estudios sustentan que se pueden obtener resultados similares con respecto a un sistema de tres grados de libertad por nivel. De esta manera, se puede decir que la respuesta predomina en el grado de libertad en la dirección de la carga aplicada. Para realizar un análisis no lineal, se parte por definir un vector de forma (Φ) para luego aplicar los 3 métodos existentes: el incremental, iterativo y el mixto (incremental e iterativo) (Argyris y Kleiber, 1982). El primero posee el mismo concepto que el pushover, el cual consiste en aplicar desplazamientos o fuerzas estáticas pequeñas a una estructura e incrementarlas paso a paso. Se continua hasta lograr el desplazamiento o la fuerza total determinada por los parámetros de sitio y las propiedades de la estructura. El segundo radica en el cálculo de la rigidez de la estructura, la cual junto con el sistema de fuerzas actuantes se obtiene el posterior sistema de desplazamientos. Una vez obtenido este vector, se compara con los desplazamientos propios de la estructura de manera que se vuelva a calcular la matriz de rigidez hasta que estos desplazamientos sean iguales. No es necesario que sean exactamente iguales. Es un procedimiento similar al método de Rayleigh con los modos de vibración y el sistema de fuerzas de una estructura. El tercer método incorpora una parte de los dos anteriores, de modo que se le asigna una carga pequeña a la estructura y se va incrementando a medida que cambia la matriz de rigidez y con este, los desplazamientos. Se itera aumentando la carga hasta que la calculada sea igual a la carga total aplicada. Es importante indicar que los desplazamientos son obtenidos a partir de espectros de pseudo aceleración y/o desplazamiento elásticos e inelásticos. Este análisis proporciona información completa acerca de la respuesta de una estructura, lo que no se podría mediante un análisis elástico.

Una de las formas más usuales de interpretar al sismo es mediante un espectro de demanda elástico. En este caso, es importante conocer que se deben aplicar ciertos factores de amplificación para obtener la respuesta inelástica. Entre estos se encuentran los efectos por resistencia de fluencia, por degradación de resistencia y rigidez, y por efecto P-delta.

La resistencia a la fluencia está muy vinculada a la ductilidad demandada y al factor R que define el nivel de daño en una estructura en términos de ductilidad o sobre resistencia. A su vez, dicho parámetro se relaciona con el tipo de estructura y, por ende, con el periodo. La figura 2.4 explica esta relación para un suelo rígido tipo S1, a partir del cual se puede calcular las expresiones para otros tipos de suelo. Se aprecia también que existe una correlación (no necesariamente lineal) entre el daño a una estructura y la ductilidad ocasionada por el sismo, en la cual un periodo de 0.5 segundos establece la diferencia.

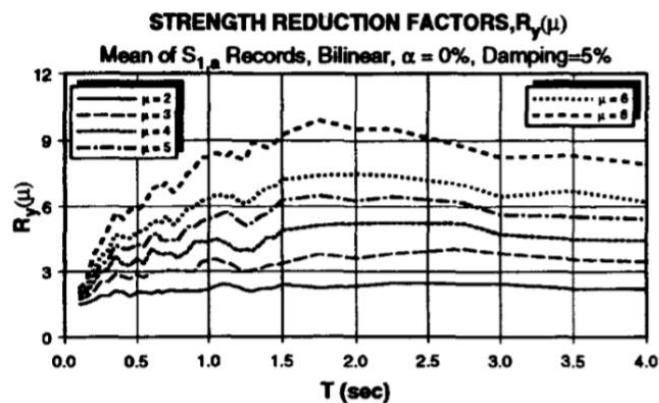


Figura 2.4: Relación del factor R con el periodo para distintas ductilidades (Krawinkler, 1998).

El deterioro por resistencia es un factor muy importante, pero no se puede cuantificar una expresión directamente. Por ello, se puede asumir que la amplificación está determinada por la cantidad de energía que puede disipar una estructura.

El efecto P-delta es ocasionado por el exceso de cargas de gravedad sobre una estructura ya deformada, con lo que se incrementa los desplazamientos laterales. Debido a esto, su efecto es más significativo en los primeros niveles de un edificio. Puede generar una rigidez negativa después de la fluencia.

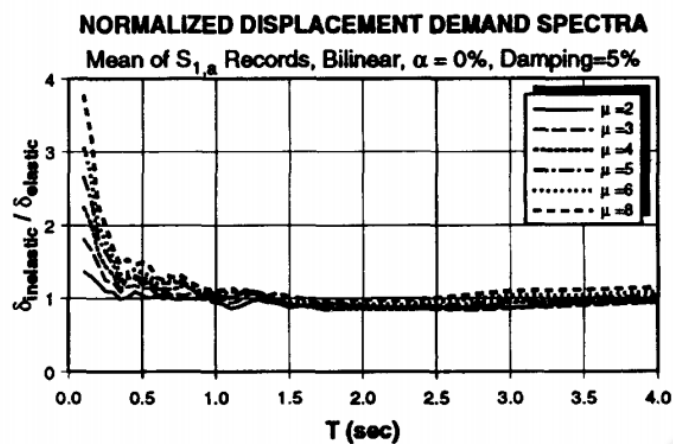


Figura 2.5: Espectro de desplazamientos para distintas ductilidades inelásticas (Krawinkler, 1998).

La figura 2.5 mostrada asume el comportamiento bilineal, despreciando deformación por endurecimiento ($\alpha=0$) obteniendo así los valores más bajos de desplazamiento. Por consiguiente, se puede deducir que para periodos menores a 0.5s, la relación de desplazamientos elásticos e inelásticos es muy variable; mientras que para periodos mayores a 0.5s, es casi constante.

A pesar de ser una herramienta de análisis muy útil, presenta ciertas desventajas. El principal problema es que está limitado a estructuras simétricas o las cuales pueden ser idealizadas por los modelos simples de una masa concentrada por nivel. Estas estructuras vibran principalmente con el periodo fundamental, considerando que corresponda al menos el 90% del periodo total. Dicho de otro

modo, no puede ser aplicado para estructuras con irregularidades en planta o altura, ya que se desprecian los efectos de torsión por ser un análisis bidimensional y las cargas verticales producidas por el sismo. No obstante, para estructuras con otras características en situaciones límites podrían ser aspectos importantes. Por otro lado, algunas investigaciones sobre este análisis concluyen no aplicarla a estructuras con periodos largos.

2.1.3. Análisis dinámico no lineal

El análisis dinámico, a diferencia del estático, incluye la fuerza que varía en el tiempo como en una vibración o un sismo y por ello, presenta gran variabilidad. Este análisis es un complemento del anterior dado que las cargas dinámicas en tiempos muy cortos se pueden considerar como estáticas. En consecuencia, el análisis estructural se torna más complejo y es importante desarrollar una serie de modelos que puedan simular dicho comportamiento. El análisis dinámico lineal muestra las mismas propiedades que el estático estableciendo el equilibrio dinámico que relaciona a la masa, rigidez y amortiguamiento en una ecuación diferencial. La solución se reduce a la obtención de desplazamiento, velocidad y aceleración. La energía es un concepto fundamental en este análisis puesto que a medida que cambian las fuerzas, la estructura disipa cierta energía dependiendo de la deformación que debe ser reducida para lograr un buen desempeño ante eventos sísmicos (Wilson, 2002). De esta manera, se puede deducir que, para estructuras rígidas la energía disipada es prácticamente nula.

El análisis dinámico no lineal consiste en inducirle una aceleración tal que conlleve a una estructura a un estado de excitación sísmica y así, poder llegar a un estado no lineal y determinar sus propiedades. Dicha aceleración puede ser obtenida mediante un espectro elástico, inelástico o un diagrama tiempo-historia.

El método por espectros consiste en determinar los valores máximos de un parámetro sísmico significativo que se van a considerar para cierto análisis, tal es así que, en un espectro de desplazamientos, las ductilidades aumentan para un espectro inelástico con respecto a uno elástico. Dicho de este modo, las estructuras son diseñadas mediante un espectro inelástico, pero se parte del espectro elástico dado que este está relacionado al periodo de retorno de la estructura. En la figura 2.6, se puede apreciar la respuesta espectral obtenida a partir de un movimiento típico del suelo. Sin embargo, se entiende que este análisis está limitado a estructuras bidimensionales o tridimensionales de pocos grados de libertad puesto que las derivas de entrepiso son usadas para calcular desplazamientos de elementos no estructurales y no para evaluar el daño del sismo (Wilson, 2002).

Por otro lado, el análisis tiempo-historia requiere contar con un registro sísmico obtenido mediante instrumentos calibrados con alta precisión como los sismómetros o acelerómetros.

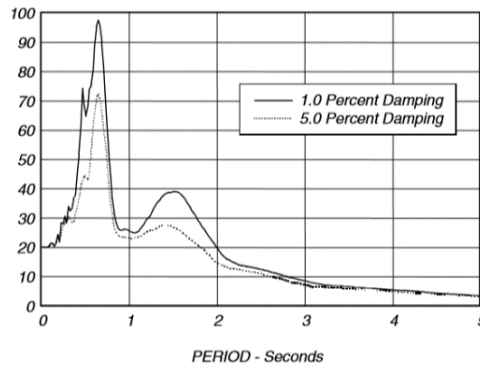


Figura 2.6: Espectro de pseudo-aceleración real en función de la gravedad (Wilson, 2002).

Se incluye el análisis modal espectral, el cual reduce todo tipo de amortiguamiento en la estructura para así simplificar la complejidad de la respuesta inelástica a parámetros de masa y rigidez.

Posee una gran ventaja con respecto a modelos lineales al tener un mayor campo de aplicación al modelar comportamientos de diversas estructuras.

2.1.4. Análisis plástico

Es un caso particular del análisis no lineal de estructuras en el cual se rigen los principios de la conservación de masa o de momento angular. Se realiza para conocer las cargas y momentos actuantes cuando las zonas están cerca al colapso en una estructura. Existen varios modelos a desarrollar para este análisis: elasto-plástico perfecto, elasto-plástico con endurecimiento lineal, elasto-viscoplástico perfecto y elasto-viscoplástico con endurecimiento lineal. En la figura 2.7 se presenta el caso de un elemento con el modelo más sencillo.

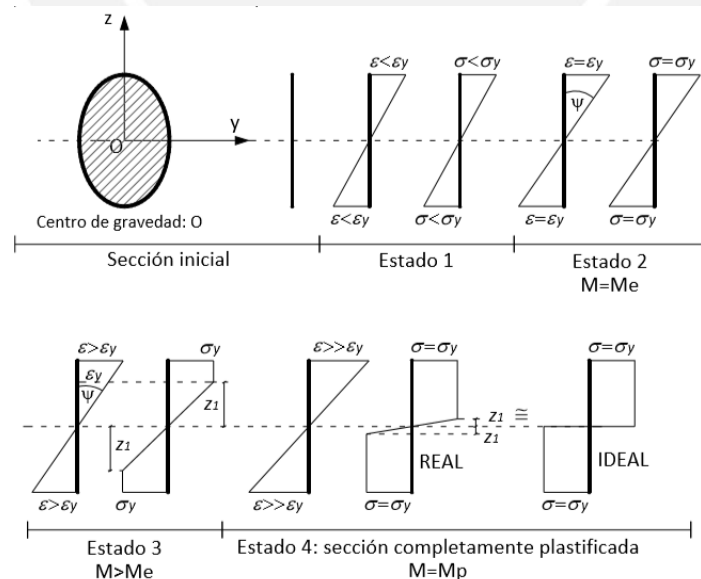


Figura 2.7: Evolución del estado de una sección sometida a esfuerzos de flexión (Narvea y Martínez, 2018).

Se identifica que la sección 1 corresponde a un estado elástico inicial; mientras que la sección 2, el inicio del estado plástico. En la sección 3, se desarrolla la plasticidad en el elemento para el cual la carga ya no incrementa y las deformaciones son considerables. Finalmente, en la sección 4, el elemento se encuentra en una situación crítica cerca al colapso. Se puede notar que los esfuerzos en el rango elástico son muy pequeños con respecto a los del plástico, por lo que se asume que son despreciables.

Estos modelos consisten en ensamblar toda la estructura por medio de elementos, a los cuales se les debe definir su no-linealidad geométrica y del material. Estos pueden clasificarse en modelos de plasticidad concentrada y distribuida, los cuales serán explicados con extensión en los siguientes subcapítulos. Dicho de este modo, proporcionan más información acerca del comportamiento de los elementos que los modelos simples. Un ejemplo común se puede observar en la figura 2.8 y es el modelo de resortes en serie con un efecto de rigidez variable, ya que a cada resorte se le puede asignar sus propiedades físicas independientemente de otros.

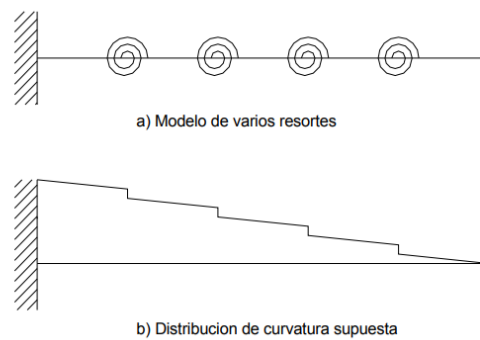


Figura 2.8: Modelo de resortes propuestos (Giberson, 1967).

Para realizar correctamente un análisis plástico, se deben usar modelos de plasticidad concentrada y distribuida, los cuales serán descritos en la siguiente sección.

2.2. Modelos de análisis inelástico

Muchas de las estructuras en ingeniería observadas presentan, en la mayoría de las veces, una respuesta muy compleja como ya se describió antes. Debido a ello, es necesario el uso de un modelo, definido como la idealización de estructuras o de sus componentes con el fin de poder adecuarse a ciertos análisis y diseños. En otras palabras, el modelo dependerá del tipo de respuesta o análisis que se querrá realizar y no se puede usar un mismo patrón para varios casos por más simple que este sea, ya que varias veces en la complejidad se obtienen los mejores resultados. A continuación, se presentan los dos modelos a estudiar en este trabajo.

2.2.1. Modelos con plasticidad concentrada

Los modelos con plasticidad concentrada son empleados en estructuras sismo resistentes asumiendo un comportamiento no lineal en los extremos de los elementos donde se ubican las rótulas

asignándoles sus propiedades mecánicas obtenidas de un análisis estructural. No obstante, presentan ciertas dificultades cuando se tiene que emplear en el análisis de columnas ya que estos elementos poseen un efecto considerable de la carga axial además de momentos flectores representados por medio del diagrama de interacción. Para intentar solucionar el problema, se puede calibrar las cargas mediante ensayos experimentales, los cuales deben ser muy precisos ya que cualquier cambio importante puede condicionar el estado de carga alterando la curva de capacidad (Martínez y Narváez, 2019).

Previamente se mencionó que, ante la acción de cargas sísmicas, es necesario evaluar la presencia de daños en la estructura en su rango inelástico, en cual se logra mediante la aparición de rótulas plásticas. Este parámetro se define como la articulación generada en una sección de un elemento estructural cuando ya sobrepasa su rango elástico y esta puede girar libremente. Además, en esta situación, la sección ya no admite más carga produciendo el comienzo de un mecanismo de falla obtenido una vez que la más resistente llegue al estado plástico. Por ende, se podría decir que mientras más apoyos o secciones tenga el elemento o estructura, mayor es el periodo en alcanzar el mecanismo. Es también un dispositivo de reducción de energía liberada una vez que la estructura ingresa al rango plástico, lo cual resulta muy ventajoso para estructuras hiperestáticas dado que les otorga estabilidad más allá de su rango elástico. El modelo presentado debe evaluar un rango límite de desarrollo de las rótulas de acuerdo con su desempeño estructural. Por ello, es muy importante definir sus propiedades.

De acuerdo con este modelo, el comportamiento no lineal se representa por medio de regiones ubicadas en los extremos de elementos, estos se expresan como una porción de la longitud total. De esta manera, se establecen tres tramos en un elemento, los correspondientes a las rótulas y el restante, en un rango lineal elástico. Existen dos tipos de elementos para obtener dicha respuesta: los elementos basados en fuerzas y en desplazamientos. En el primer caso, no se consideran como sólidos rígidos y sus fuerzas cumplen las ecuaciones de equilibrio incluso en el rango inelástico y se relacionan con los desplazamientos mediante los puntos de integración cambiando sus propiedades a lo largo de su longitud. En contraste, en el segundo tipo los desplazamientos se calculan mediante todo el elemento por lo que se requiere las condiciones de contorno que supondría un análisis más complicado. Debido a ello, se prefiere usar el primer tipo de elemento y se disponen de diversos métodos para su obtención. El comportamiento por endurecimiento incrementa los puntos de integración y se obtiene una única solución, mientras que por ablandamiento hay varias soluciones para un solo punto de integración. Se introducen los tres principios fundamentales para la integración de rótulas plásticas: ubicar secciones plásticas en las cuales el momento flector sea máximo, integrar ecuaciones polinómicas para obtener soluciones exactas a distribuciones lineales e integrar las deformaciones a partir de secciones simples en regiones plásticas. Cabe decir que los métodos de integración que satisfagan los criterios expresan la deformación por ablandamiento solo hasta la longitud de las rótulas.

El método Midpoint definió un punto de integración para las rótulas plásticas ubicado en el centro de las regiones plásticas, pero no se podía expresar los momentos máximos en los extremos y solo podía expresar ecuaciones lineales para las deformaciones. En consecuencia, el método Endpoint lo definió ubicando en los extremos de las regiones como se muestra en la figura 2.9. No obstante, el problema de la distribución de deformaciones persistía. Dado que ninguno de los dos métodos satisface los criterios mencionados, se introdujo el método Gauss-Radau. Más adelante, se modificó este método para satisfacer los criterios planteados (Scott y Fenves, 2006). De esta manera, se puede representar un análisis ante cualquier condición de carga. Se constituye que una longitud de $0.15L$ es una buena aproximación para representar dicho análisis. En el capítulo 4, se presentarán varios estudios del cálculo de esta longitud para los cuales se asignará solamente una.

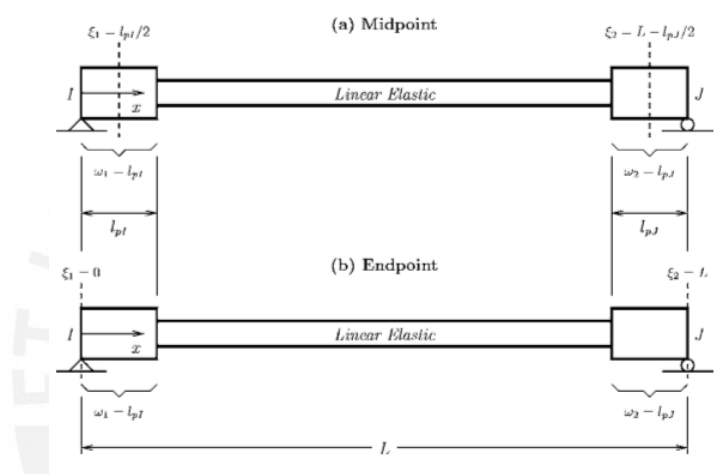


Figura 2.9: Modelos de rótulas para el Método de integración: (a) Midpoint y (b) Endpoint (Scott y Fenves, 2006).

Un mecanismo de formación de rótulas comienza con su aparición en las vigas, luego en las columnas del primer nivel continuando hasta el último. Se sigue el concepto de columna fuerte y viga débil, ya que una falla en las vigas conduciría solo a una falla local y no afectaría a toda la estructura. En la figura 2.10, se muestra la formación de rótulas en un pórtico para diferentes niveles de daño sometido a un análisis *pushover*.

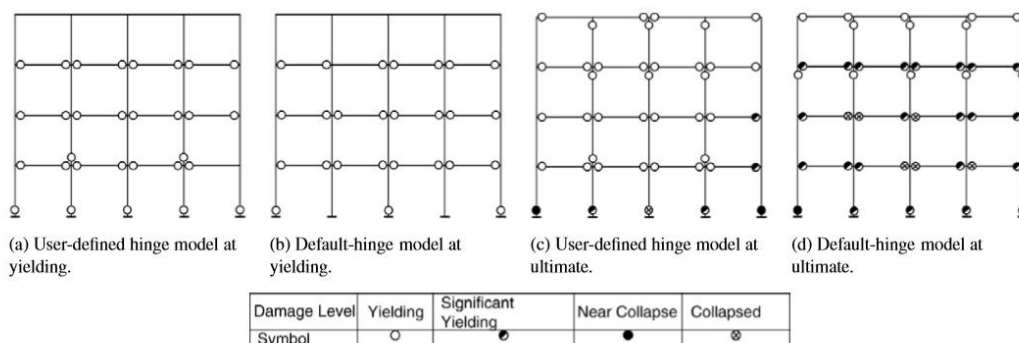


Figura 2.10: Desarrollo de rótulas plásticas en estados últimos de un pórtico (Inel y Baytan, 2006).

2.2.2. Modelos con plasticidad distribuida

Los modelos con plasticidad distribuida son muy útiles para estudiar el comportamiento no lineal de los elementos componentes de una estructura a lo largo de toda su longitud. Por consiguiente, es un modelo que mejor se asemeja a la realidad de la respuesta de un elemento identificando la inelasticidad en toda su longitud. Por ello, se introducen puntos de integración que puedan obtener la inelasticidad en sus secciones como una relación momento – curvatura (no implica el diagrama momento-rotación puesto que se tendría que definir la longitud plástica). El aumento de estos puntos no implica que se puedan obtener mejores resultados, sino que se incrementa datos innecesariamente; lo ideal sería lograr identificar algunos puntos efectivos en los elementos, pero no es un objetivo fácil. Algunos resultados de ensayos experimentales indican que 4 o 5 puntos en elementos se asimila más a resultados numéricos (Fedak, 2012). Asimismo, permiten la posible existencia de formación de rótulas en cualquier punto a lo largo de todo un elemento en lugar de solamente los extremos como en el modelo concentrado, aunque generalmente ocurra de este modo (Zendaoui et al 2016). Se discretiza la estructura de manera que todos sus elementos se asemejen al comportamiento de un modelo concentrado, cada uno de estos debe estar compuesto por una única sección inelástica del elemento (Flores, 2003). Esta sección puede ser representada por fibras o por medio de la unificación de una sección axial con otra por flexión.

Su comportamiento constitutivo se puede elaborar mediante la discretización de fibras paralelas a la sección de un elemento o con la relación de esfuerzos y deformaciones usando la Teoría de plasticidad (Narea, 2011). No obstante, se toma en cuenta las hipótesis de Navier de secciones planas de modo que su distribución de esfuerzos es lineal para todas las secciones. Es importante resaltar la diferencia que existe en la definición de la plasticidad distribuida entre una zona de longitud definida con toda la longitud del elemento. En la figura 2.11a se muestra un elemento común de plasticidad concentrada con longitud cero en los extremos que ya se trató en la sección anterior. La figura 2.11b presenta el caso mencionado en el cual la plasticidad distribuida ocurre en una cierta longitud plástica, pero a nivel del elemento se considera como concentrada dado que dicha longitud no es suficiente por ser aproximadamente el 10% del total en ambos extremos. De igual manera, en la figura 2.11c se exhibe la plasticidad distribuida mediante secciones de fibras en los puntos de integración.

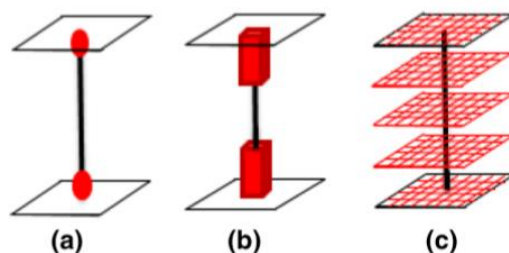


Figura 2.11: Idealización de la plasticidad en elementos viga-columna: (a) concentrada en los extremos, (b) distribuida en los extremos y (c) distribuida en todo el elemento (Zendaoui, 2016).

Dado el efecto de interacción axial-momento en las columnas, también se presentan los métodos basados en desplazamientos (rigidez) y los basados en fuerzas (flexibilidad). Es muy común usar el primero dado que es más simple y aproximado. Sin embargo, el método de rigidez resulta más ventajoso para estos modelos, puesto que aplica principios de leyes constitutivas para el campo de desplazamientos. La formulación de ambos métodos se basa en la teoría de los métodos de elementos finitos (FEM).

Una desventaja importante de estos modelos es que no pueden emplearse para esfuerzos de corte, aunque para el análisis de columnas dichos esfuerzos no son suficientemente considerables. Además, requiere de una mayor capacidad computacional de información para efectuar cálculos en el análisis. En la figura 2.12, se muestra la manera en la cual se puede definir un modelo de fibras para un elemento obtenido a partir de la plataforma de OpenSees.

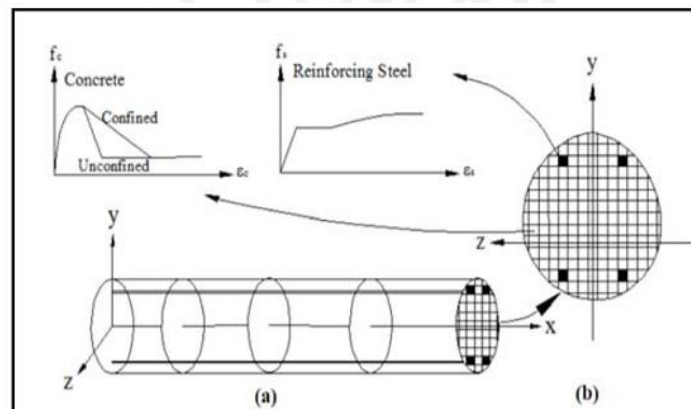


Figura 2.12: Elemento con plasticidad distribuida con sección de fibras (López, 2014).

Como ya se había mencionado, la plasticidad concentrada se define en dos secciones señaladas como una elástica con sus propiedades físicas y otra inelástica discretizada en fibras o en una relación momento-rotación. Dicho de otro modo, se puede emplear una sección de fibras en un modelo concentrado, pero solamente para su sección inelástica como se indica en la figura 2.13a. Por otro lado, la plasticidad distribuida se representa por la división del elemento por sub-elementos y puntos de integración de modo que se pueda monitorear el comportamiento cada cierta parte. A modo de ejemplo se presenta en la figura 2.13b donde hay tres sub-elementos con 3 puntos de integración cada uno (Fedak, 2012).

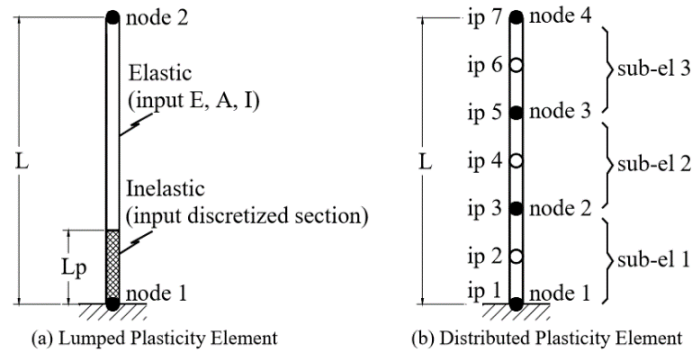


Figura 2.13: Esquema de plasticidad para el análisis de elementos en OpenSees (Fedak, 2012).

2.3. Modelos histeréticos

Como se mencionó en la sección anterior, la respuesta inelástica de una estructura requiere de la incorporación de ciertas propiedades tanto a los elementos como a las secciones, las cuales se adquieren mediante modelos matemáticos que relacionen un sistema de fuerzas con sus desplazamientos asociados. De este modo, se define a los modelos histeréticos como empleados para la evaluación de desempeño de una estructura a distintos niveles de daño incorporando deterioro de rigidez y resistencia. De esta manera, se puede predecir la demanda de colapso global o local y deben ser calibrados para simular las principales propiedades en dicha situación, la cual puede ser corroborada por ensayos experimentales (Ibarra et al, 2005).

El deterioro por el colapso de una estructura se puede representar por medio de una curva de capacidad con carga monótonica aplicada como se muestra en la figura 2.14. Se observan dos etapas, la primera con cuando no hay deterioro comprendido por la fase elástica, el punto de fluencia y la fase de endurecimiento. Por otro lado, en la segunda se presenta el deterioro a partir de una resistencia pico correspondiente a una deformación de colapso y luego continua con una fase de rigidez negativa o pérdida de rigidez resultando en una rigidez residual final que conduce a la rotura.

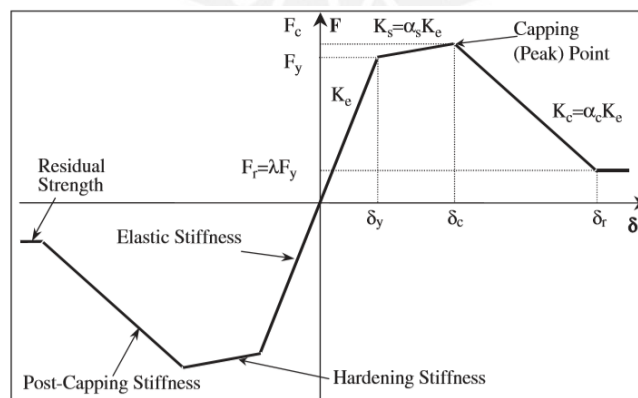


Figura 2.14: Curva esquelética para un modelo histerético (Krawinkler, 2005).

Debido a la dependencia de la historia de cargas, es muy complicado formular un solo modelo histerético general e incluso las propiedades de una estructura muchas veces no están vinculadas al

modelo. Por este motivo, se presentan tres modelos en los cuales se plantean distintas reglas y parámetros.

2.3.1. Modelo bilineal

Es muy empleado para evaluar al concreto y el acero, no se refiere a que el modelo necesariamente tenga que ser de dos tramos, sino a la zona de deformación por endurecimiento. Se incluye una resistencia límite como la menor resistencia inelástica para indicar que está ya no se puede incrementar por encima de dicho valor tal como se presenta en la figura 2.15. Por otro lado, solo se puede emplear para cargas monotónicas.

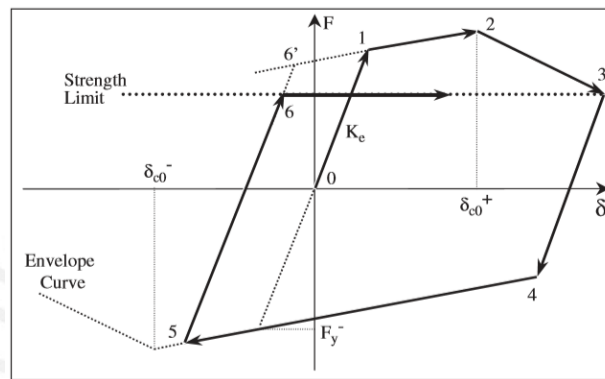


Figura 2.15: Modelo histérico bilineal (Ibarra et al, 2005).

2.3.2. Modelo de Takeda

Este modelo fue propuesto por Takeda, Sozen y Nielsen (1970) en base a la observación experimental de varios ensayos de concreto ante cargas laterales, lo cual lo hace más complejo que el anterior. Ha sido ampliamente usado en elementos con fallas a flexión.

Se establecen ciertos estados de carga: rigidez inicial, nivel de agrietamiento, nivel de fluencia y nivel de post-fluencia. Por este motivo, el análisis comienza considerando que una carga P no exceda el agrietamiento ni la fluencia en ningún sentido hasta lograr que ocurran los lasos histéricos con los cambios de rigidez como se indica en la figura 2.16.

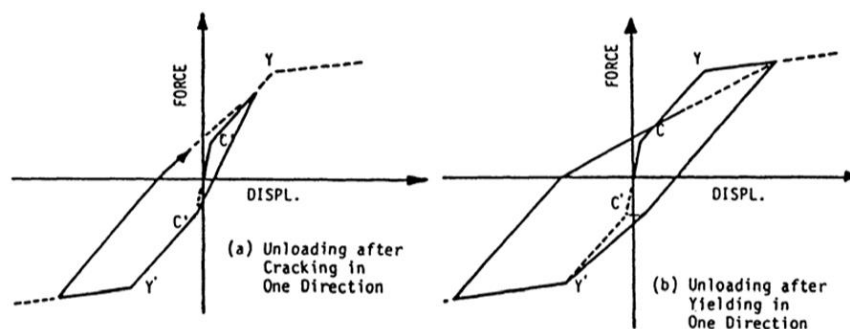


Figura 2.16: Modelo histérico de Takeda (Shunsuke, 2006).

2.3.3. Modelo de Clough

El modelo *peak-oriented* se basa en los estudios de Clough y Johnston (1979) para presentar zonas post- endurecimiento con rigidez negativa y resistencia residual, pero esta no afecta a cualquier propiedad básica de modelos histeréticos.

El modelo *pinching* es similar al modelo anterior, con la excepción incluye un punto de rotura que expresa que la estructura alcanza la máxima deformación para la máxima resistencia y a partir del cual está ya no aumenta. En la figura 2.17, se muestra que después del punto de rotura existe un cambio muy apreciable de rigidez reflejando un comportamiento afín a un experimento.

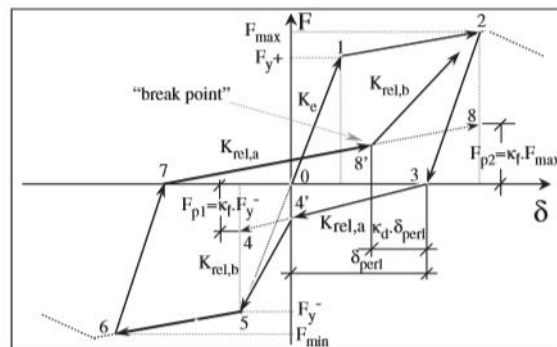


Figura 2.17: Modelo histerético pinching (Ibarra et al, 2005).

2.4. Método de elementos finitos y programas asociados

2.4.1. Conceptos básicos

El método de elementos finitos es una técnica basada generalmente en la división de elementos geoméricamente complejos en un conjunto de partes, a las cuales se le asigna sus propiedades. Cada una de estas se superponen con el fin de obtener un resultado aproximado mediante la resolución de ecuaciones diferenciales, las cuales son divididas en las de equilibrio, cinemática y constitutivas. En consecuencia, mientras mayor sea la división de elementos, habrá menor probabilidad de error. En el ámbito de la ingeniería, es muy empleado para la obtención de soluciones numéricas aproximadas que resultan muy útiles para la predicción de daño en las estructuras. Por otro lado, es muy común su uso en mecánica de fluidos y transferencia de calor, así como en el estudio del comportamiento de diversos modelos en la ingeniería.

Los modelos de elementos finitos se discretizan a una estructura en una cantidad finita de componentes, siendo así muy ventajosos en el análisis *pushover*. Estos modelos son muy útiles para considerar el deterioro del material, fractura, discontinuidades, respuesta de este ante efectos importantes de temperatura o de asentamientos e incluso en el diseño de pilotes (Jerves, 2018). Los modelos para pórticos no consideran los efectos de torsión desvinculándolos de la respuesta por carga axial y flexión. Sin embargo, dado su costo elevado, su uso no es muy común para el análisis de toda una estructura, sino para la modelación de uno de sus componentes como vigas o columnas.

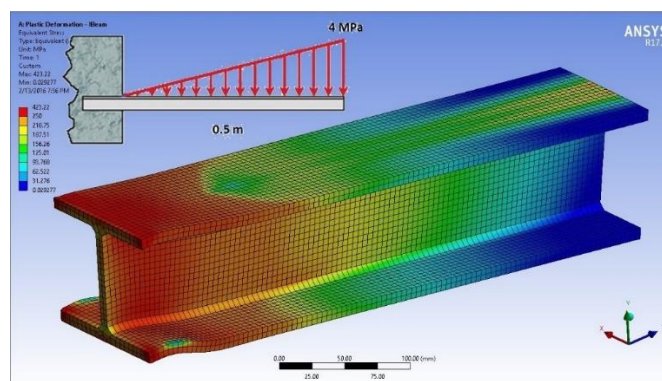


Figura 2.18: Estudio de fatiga de una placa con entalla I mediante el software ANSYS (Ehrlich, 2006).

2.4.2. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)

En el análisis y diseño de estructuras es factible el uso de diversos programas que ayudan a simplificar las tareas con mayor precisión en menor tiempo. Asimismo, ofrecen una interfase fácil de entender una vez aprendido los conocimientos teóricos, entre estos se encuentra el ETABS, SAP 2000, Perform 3D, entre otros. Sin embargo, estos programas no muestran su código de fuente para poder usarlo en otros análisis. Esto inconveniente se convirtió en un gran problema para el desarrollo de las investigaciones en estructuras (Arias, 2018). De este modo, a finales de la década de 1990, se propuso un software de código abierto denominado OpenSees para desarrollarlo en el análisis de estructuras y se hizo muy conocido en el ámbito de la ingeniería hasta la actualidad. Por este motivo, es una herramienta muy útil en universidades, institutos y comunidades enfocadas al estudio de la ingeniería sísmica por ofrecer soluciones más económicas. Usa el lenguaje *Python* por tener la ventaja de ser más flexible frente al MATLAB o Ruby (Arias, 2018). Este sistema que está implementado por medio de una serie de códigos determinados tal que permitan la simulación de diversos tipos de estructuras y/o componentes usando el método de elementos finitos (Martínez y Narvae, 2011). Adicionalmente, esta plataforma se ha implementado para la simulación de estructuras ante incendios o la interacción fluidos-estructura.

2.4.3. Scientific Toolkit for OpenSees (STKO)

El software STKO está desarrollado en base al método de elementos finitos y la plataforma de OpenSees para lo cual puede efectuar diversos análisis para el modelamiento numérico de cualquier sistema estructural e incluso se ha implementado para la interacción suelo-estructura. Para resolver un problema, se constituye de dos partes denominadas “Pre y Post-Processor” de modo que el primero corresponde a la construcción del modelo y el dominio asociado; mientras que el segundo, al análisis de resultados como se ilustra en la figura 2.19. Por consiguiente, el dominio comprende todas las herramientas necesarias para todo tipo de análisis como se presenta en la figura 2.20. Para el caso específico de evaluación en pórticos, se utilizan métodos basados en fibras con una respuesta dispereja para cargas axiales, cortantes y momentos. Asimismo, es empleado mucho para el análisis

no lineal de estructuras, ya que puede simular un comportamiento real para cualquier condición de carga. Para representar las propiedades de los componentes de una estructura, se usa la siguiente clasificación: elementos basados en fibras macroscópicas con respuesta dispereja de axial y flexión, elementos basados en fibras macroscópicas con interacción de corte y flexión, modelos constitutivos planos bidimensionales para muros y losas, modelo constitutivo del concreto unidireccional y modelo del acero de refuerzo. Los modelos unidireccionales del concreto y acero comprenden una herramienta muy útil en el modelamiento, además de ser los más sencillos de incorporar. Sin embargo, la obtención de los resultados es indirecto, puesto que se deben definir mediante gráficos y a partir de ello, calcular los datos propios requeridos. No obstante, hay que tener en cuenta que los resultados obtenidos por medio de programas computacionales son solo una estimación de lo que puede ocurrir en la realidad.

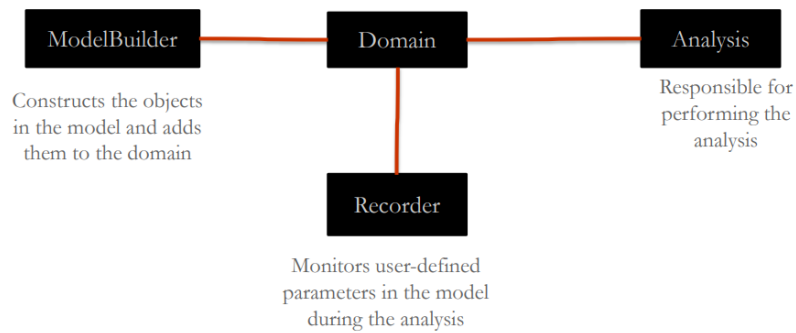


Figura 2.19: Esquema principal de trabajo de OpenSees en STKO (Asdea STKO, 2019).

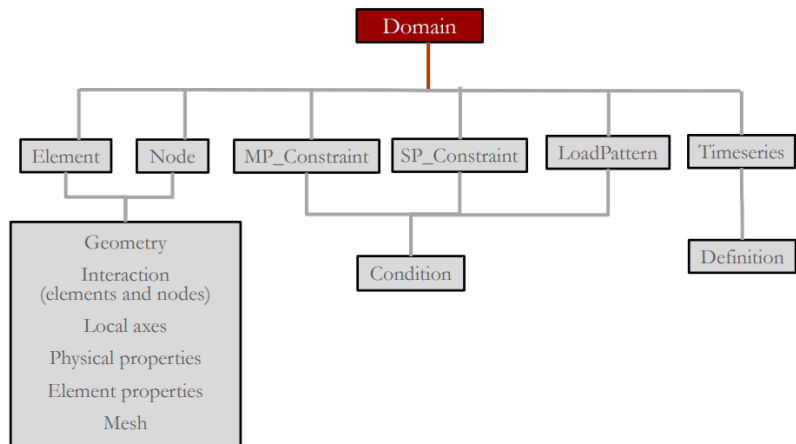


Figura 2.20: Esquema de las funciones del dominio de STKO (Asdea STKO, 2019).

Capítulo 3 : MODELAMIENTO NUMÉRICO POR ANÁLISIS ESTÁTICO A CARGAS DE GRAVEDAD

En el presente capítulo, se va a desarrollar un modelo simple a modo de ejemplo en el programa STKO con el fin de realizar un modelamiento preliminar hasta cargas de gravedad de un pórtico plano proveniente de una edificación ya diseñada por análisis estático.

3.1. Modelo simple preliminar

3.1.1. Procedimiento básico del modelo

Con la finalidad de mostrar un ejemplo simple de un análisis inelástico, se va a modelar un pórtico plano de concreto armado de un piso con ayuda del programa STKO. Este pórtico consiste en tres vigas con cuatro columnas empotradas en la base, debido a que se encuentra en un plano YZ, no se tomarán efectos de torsión considerables tal como se aprecia en la figura 3.1. Es importante mencionar que las funciones deberán ser definidas para un modelo en 3D porque se está empleando el eje Z; de lo contrario, el programa no podrá reconocerlos como tal. Se consideran los modelos constitutivos del concreto y aceros correspondientes.

Vigas y columnas con sección de 30x50 cm

Concreto de 210 kg/cm² y acero de 4200 kg/cm²

El proceso de modelamiento consiste asignar las secciones de los elementos y propiedades de los materiales especificados. Luego, se asigna el empotramiento en la base y una carga unitaria por simplicidad. Cabe resaltar que el programa no tiene a las unidades definidas explícitamente, sino que uno mismo debe colocarlas conceptualmente y ser consistente para todo el modelo.

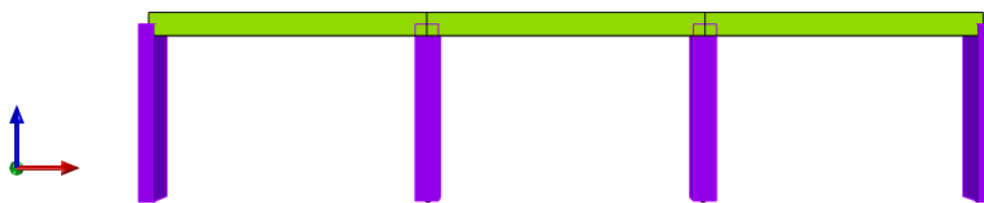


Figura 3.1: Modelo de un pórtico simple en el software STKO.

3.2. Descripción del análisis y diseño del pórtico

El presente estudio se basa en un pórtico plano de una estructura real diseñada en el 2002 destinada a una institución educativa en el departamento de Ica y que consta de un sistema estructural de pórticos de concreto armado, a pesar de poseer muros de corte en los lados laterales. Asimismo, su sistema de losas está compuesto netamente por losas aligeradas en planta. Esto se debe a que la fuerza cortante del edificio, en las dos direcciones del sismo, es predominante en las columnas. Fue estudiado por medio de un análisis sísmico tridimensional con la idealización de un diafragma rígido con tres grados de libertad por nivel. Sin embargo, para el cálculo de rigidez lateral, se adoptó como un edificio tipo

corte en el cual se asume un grado de libertad por nivel y se pueda realizar el análisis *pushover*. Por consiguiente, este consta de las siguientes características:

- La ubicación se encuentra en una zona costera de alta sismicidad.
- La interacción suelo-estructura suficientemente rígida como para considerar un empotramiento en la base.
- La altura del primer piso igual a 3.80 m y la de los pisos típicos, 3.00 m.
- Estructura rígida con un periodo fundamental de 0.218 s.
- El concreto alcanza una resistencia específica de 210 kg/cm²; mientras el acero de refuerzo, una fluencia de 4200 kg/cm².
- El diseño de los elementos estructurales se basó en el código ACI 318-89.
- Se cumple con el artículo 12.6.1 de la norma E060 para la cuantía mínima de refuerzo en columnas. Además de ello, se asignó brazos rígidos en ambas direcciones para su modelamiento.
- Se realizó el análisis sísmico estático estipulado por la norma E030 de 1997. Dicho análisis verifica que los pórticos reciben al menos el 25% de la cortante basal por nivel.
- Se cumple los criterios de uniformidad, continuidad y simetría en la estructura.

Se concluyó que no se presentaron irregularidades por planta ni por altura, según lo establecido por la norma sismorresistente. Además, se cumplió con las derivas de entrepiso admisibles de 0.007 para los tres niveles.

Tabla 3.1: Conversión de áreas de acero de refuerzo

Barra	Diámetro (cm)	Área nominal (cm ²)
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.29
5/8"	1.59	2.00
3/4"	1.91	2.84
7/8"	2.22	3.87
1"	2.54	5.10

A continuación, en la figura 3.2, se presenta la planta típica del edificio del cual se seleccionará el pórtico a analizar cómo se indica en la misma planta.

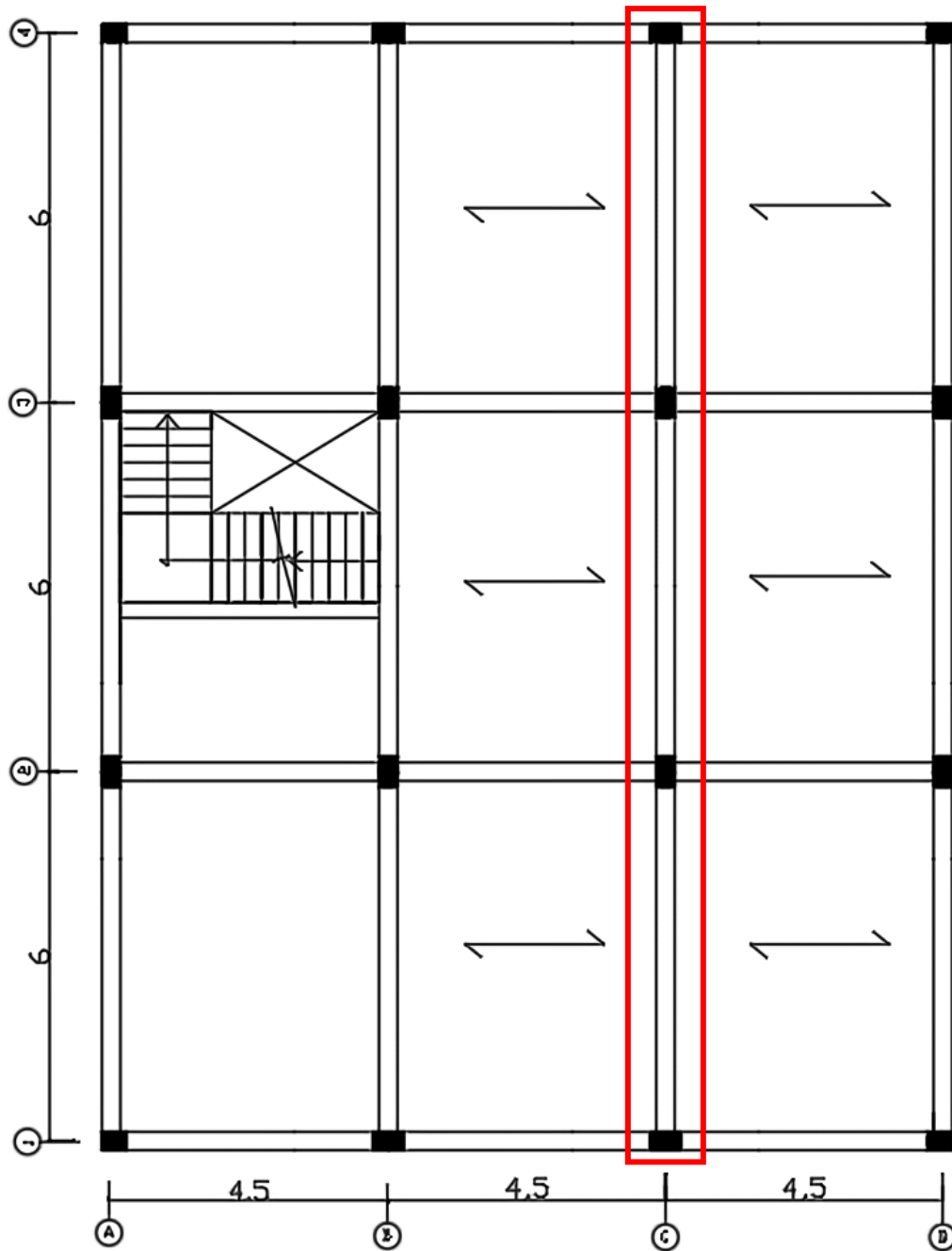


Figura 3.2: Planta de piso típico del edificio a escala 1/100.

Este pórtico fue escogido por estar ubicado en una zona con mayor carga en la planta para todos los elementos. La configuración final del pórtico consistía en placas en el contorno de modo que pueda rigidizar la estructura. Por este motivo, se asumió que la porción de placa en el eje se comporta como una columna con las dimensiones ajustadas al pórtico. De este modo, se identifica que el pórtico está constituido por tres vigas y cuatro columnas. El diseño estructural fue realizado manualmente y con la ayuda del programa SAP 2000 con el fin de corroborar resultados.

Las vigas fueron predimensionadas de tal forma que se obtuvieron secciones de 30x50 cm a lo largo del eje C.

Tabla 3.2: Ubicación de vigas en el pórtico

Viga	Ubicación/ejes	Nivel
V-T07-1	C-1-2-3-4	1
V-T07-2	C-1-2-3-4	2
V-T015-3	C-1-2-3-4	3

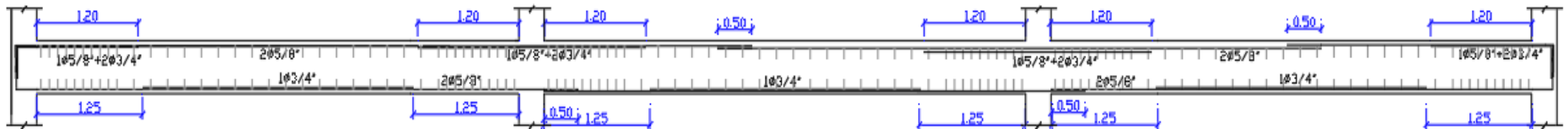


Figura 3.3: Vista elevación del detalle de refuerzo de la viga V-T07 en el 1° nivel.

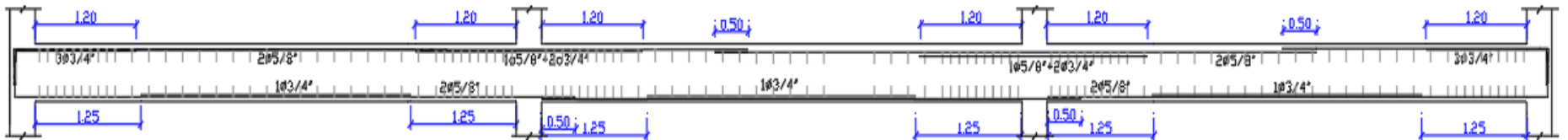


Figura 3.4: Vista elevación del detalle de refuerzo de la viga V-T07 en el 2° nivel.

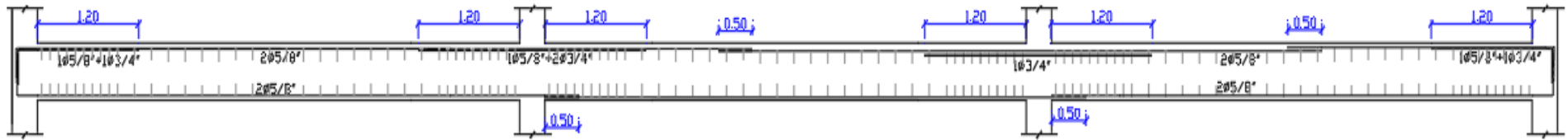


Figura 3.5: Vista elevación del detalle de refuerzo de la viga V-T015 en el 3° nivel.

A continuación, se presenta el resumen del refuerzo longitudinal para todas las vigas.

Tabla 3.3: Detalle de acero longitudinal en vigas

Viga	Nivel	As inferior		As superior				
		As corrido	Bastones	As corrido	Bastones			
					Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4
V-T07-1	1	2 $\phi 5/8''$	1 $\phi 3/4''$	2 $\phi 5/8''$	1 $\phi 5/8'' + 2 \phi 3/4''$	1 $\phi 5/8'' + 2 \phi 3/4''$	1 $\phi 5/8'' + 2 \phi 3/4''$	1 $\phi 5/8'' + 2 \phi 3/4''$
V-T07-2	2	2 $\phi 5/8''$	1 $\phi 3/4''$	2 $\phi 5/8''$	3 $\phi 3/4''$	1 $\phi 5/8'' + 2 \phi 3/4''$	1 $\phi 5/8'' + 2 \phi 3/4''$	3 $\phi 3/4''$
V-T015-3	3	2 $\phi 5/8''$	-	2 $\phi 5/8''$	1 $\phi 5/8'' + 1 \phi 3/4''$	1 $\phi 5/8'' + 2 \phi 3/4''$	1 $\phi 3/4''$	1 $\phi 5/8'' + 1 \phi 3/4''$

Asimismo, se muestra el detalle del refuerzo transversal para todas las vigas.

Tabla 3.4: Detalle de acero transversal en vigas

Viga	Nivel	Longitud (m)	As colocado	Detalle de estribos
V-T07-1	1	18.00	$\phi 3/8''$	1 @0.05, 9 @0.10, rto @0.20
V-T07-2	2	18.00	$\phi 3/8''$	1 @0.05, 9 @0.10, rto @0.20
V-T015-3	3	18.00	$\phi 3/8''$	1 @0.05, 9 @0.10, rto @0.20

De la misma manera, las columnas se predimensionaron obteniendo secciones de 30x50 cm a lo largo del eje C.

Tabla 3.5: Ubicación de columnas en el pórtico

Columna	Ubicación/ejes
C2	C-1 y C-4
C4	C-2 y C-3

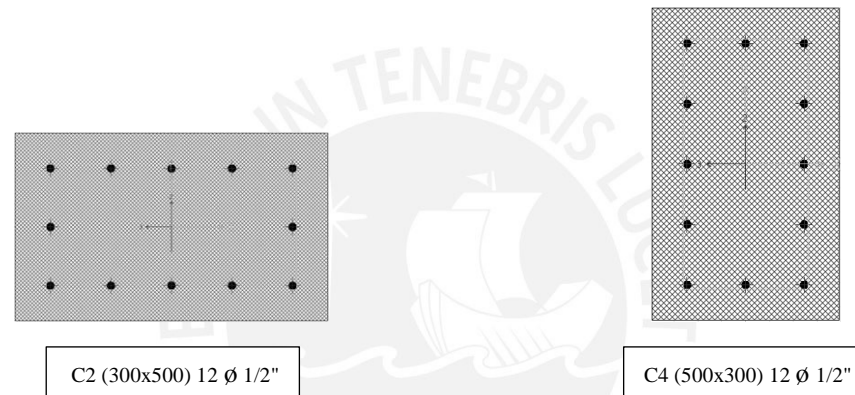


Figura 3.6: Dimensiones y refuerzo longitudinal de columnas C2 (derecha) y C4 (izquierda).

Al igual que para las vigas, se presenta los detalles del refuerzo transversal.

Tabla 3.6: Detalle de acero transversal en columnas C2 y C4

Columna	Nivel	Elevación (m)	As colocado	Detalle de estribos
C2 y C4	1	3.80	ϕ 3/8"	1 @0.05, 5 @0.10, rto @0.20
	2	6.80	ϕ 3/8"	1 @0.05, 5 @0.10, rto @0.20
	3	9.80	ϕ 3/8"	1 @0.05, 5 @0.10, rto @0.20

3.3. Modelamiento inicial del pórtico en 2D

3.3.1. Descripción de la geometría básica

El software STKO ofrece una amplia variedad de secciones, incluyendo elementos lineales y no lineales. El modelo numérico consiste en la formulación de elementos bidimensionales y unidireccionales, así como los nudos de unión entre ellos y en la base por lo que es fundamental conocer el orden y denominación de cada elemento que será necesario para extraer los resultados. Sin embargo, la geometría final del pórtico se vería incompleta, porque se debe unificar todos los elementos como una sola unidad. De esta manera, se debe usar la función *Merge* para unir a los elementos. Cabe mencionar que las fuerzas se indican en N y los desplazamientos en mm. En la figura 3.7, se puede apreciar la modelación completa del pórtico a analizar según la planta de la edificación.

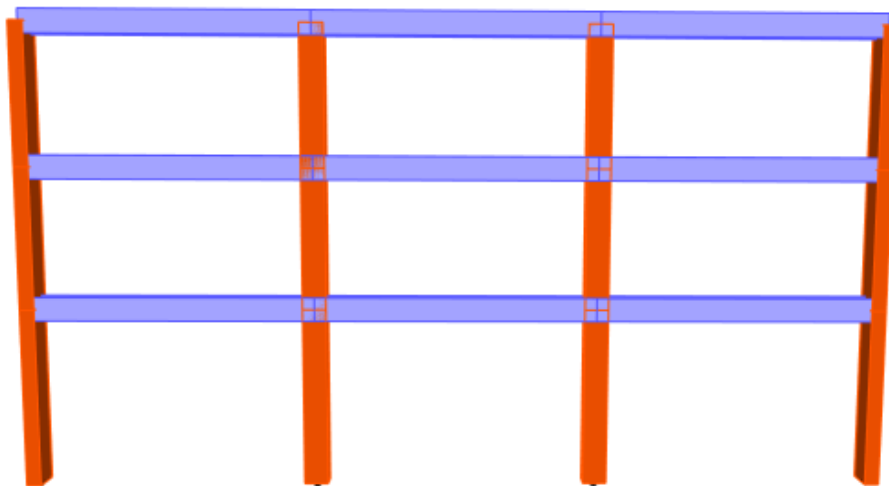


Figura 3.7: Modelo del pórtico plano de tres niveles en STKO.

3.3.2. Comportamiento elástico de los elementos

El acero de refuerzo otorga mayor ductilidad a la estructura y resistencia por confinamiento del concreto, así como un mayor control de deformaciones para evitar un mal desempeño antes de llegar a la máxima resistencia o la fluencia. Además, debe estar adecuadamente restringido contra el pandeo de las columnas. El programa STKO, considera para pórticos como elementos viga-columna, adjudicándoles propiedades isotrópicas, elásticas o inelásticas. De este modo, se emplea el comando *Section Elastic* para delimitar a la sección elástica de tipo sólida como se aprecia en la figura 3.10, que podría emplearse en ambos elementos por la misma geometría. Este comando calcula automáticamente las propiedades geométricas importantes como el momento de inercia para los ejes Y y Z considerando que el eje X está en la dirección del elemento, el cual varía para vigas y columnas. Como se observa en la figura, solamente se considera el efecto del concreto dado que la sección será netamente elástica, pese a que sea definida como concreto armado. Esta definición no

tendría problemas en un análisis por cargas de gravedad, pero sí en un análisis no lineal, por lo que se tuviese que incluir una propiedad que desarrolle tal comportamiento que se explicará en el siguiente capítulo. En este caso, se debe considerar el efecto de agrietamiento de la sección mediante el cálculo del módulo de elasticidad del concreto con un factor de reducción (ACI 318-14), ya que no será incluido en los diagramas momento-curvatura por configuración del comando. De lo contrario, se debería emplear secciones brutas como lo especifica la norma E030 obteniendo así el mismo propósito.

$$E = 15000 * \sqrt{f'c} \approx 22000 \text{ MPa}$$

$$0.35 * E \approx 8000 \text{ MPa (Vigas)}$$

$$0.70 * E \approx 15400 \text{ MPa (Columnas)}$$

El módulo de corte o cizalladura no es considerado en esta sección, aunque convencionalmente se podría asumir con el módulo de Poisson igual a 0.2. Es importante que las unidades de la sección sean iguales a las definidas para la geometría del pórtico, de lo contrario el cambio sería físicamente notorio cuando se seleccione los elementos.

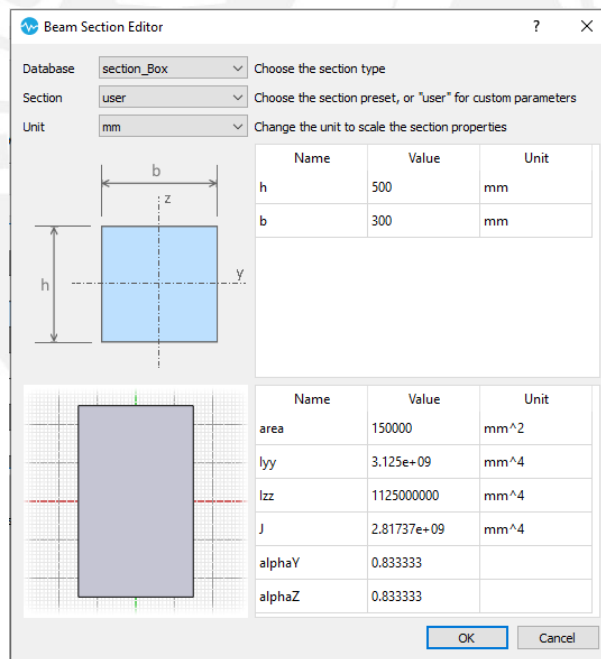


Figura 3.8: Definición de una sección elástica en STKO.

3.4. Determinación de cargas de gravedad

Se calcularán y asignarán las cargas al pórtico mediante un metrado básico de cargas para las vigas y columnas. Para las vigas, todas las cargas son distribuidas uniformemente a lo largo de los tres tramos, mientras que para las columnas son cargas axiales concentradas.

3.4.1. Carga muerta

Se calcula la carga muerta para las vigas y columnas componentes en el pórtico.

Vigas

Para el piso típico:

Tabla 3.7: Resumen de carga muerta en piso típico para vigas

Componente	P. propio		Ancho (m)	Peralte (m)	Parcial (kN/m)
	Ton/m3	Ton/m2			
Viga	2.40	-	0.30	0.50	3.60
Losa aligerada	-	0.30	4.50	-	13.50
Piso terminado	-	0.12	4.50	-	5.40
Tabiquería	-	0.21	4.50	-	9.45
					31.95

Para la azotea:

Tabla 3.8: Resumen de carga muerta en azotea para vigas

Componente	P. propio		Ancho (m)	Peralte (m)	Parcial (kN/m)
	Ton/m3	Ton/m2			
Viga	2.40	-	0.30	0.50	3.60
Losa aligerada	-	0.30	4.50	-	13.50
Piso terminado	-	0.12	4.50	-	5.40
					22.50

Columna C-2

Para la azotea, piso típico y primer piso:

Tabla 3.9: Resumen de carga muerta en azotea para columna C2

Componente	P. propio		B (m)	H (m)	L (m)	Parcial (kN)
	Ton/m3	Ton/m2				
Columna	2.40	-	0.50	0.30	3.00	10.80
Viga 1	2.40	-	0.30	0.40	4.20	12.10
Viga 2	2.40	-	0.30	0.50	3.15	11.34
Losa aligerada	-	0.30	2.85	-	4.20	35.91
Piso terminado	-	0.12	3.15	-	4.50	17.01
						76.36

Tabla 3.10: Resumen de carga muerta en piso típico para columna C2

Componente	P. propio		B (m)	H (m)	L (m)	Parcial (kN)
	Ton/m3	Ton/m2				
Columna	2.40	-	0.50	0.30	3.00	10.80
Viga 1	2.40	-	0.30	0.40	4.20	12.10
Viga 2	2.40	-	0.30	0.50	3.15	11.34
Losa aligerada	-	0.30	2.85	-	4.20	35.91
Piso terminado	-	0.12	3.15	-	4.50	17.01
Tabiquería	-	0.21	3.15	-	4.50	29.77
						116.93

Tabla 3.11: Resumen de carga muerta en primer piso para columna C2

Componente	P. propio		B (m)	H (m)	L (m)	Parcial (kN)
	Ton/m3	Ton/m2				
Columna	2.40	-	0.50	0.30	3.80	13.68
Viga 1	2.40	-	0.30	0.40	4.20	12.10
Viga 2	2.40	-	0.30	0.50	3.15	11.34
Losa aligerada	-	0.30	2.85	-	4.20	35.91
Piso terminado	-	0.12	3.15	-	4.50	17.01
Tabiquería	-	0.21	3.15	-	4.50	29.77
						119.81

Columna C-4

Para la azotea, piso típico y primer piso:

Tabla 3.12: Resumen de carga muerta en azotea para columna C4

Componente	P. propio		B (m)	H (m)	L (m)	Parcial (kN)
	Ton/m3	Ton/m2				
Columna	2.40	-	0.50	0.30	3.00	10.80
Viga 1	2.40	-	0.30	0.40	4.20	12.10
Viga 2	2.40	-	0.30	0.50	6.00	21.60
Losa aligerada	-	0.30	5.70	-	4.20	71.82
Piso terminado	-	0.12	6.00	-	4.50	32.40
						137.92

Tabla 3.13: Resumen de carga muerta en piso típico para columna C4

Componente	P. propio		B (m)	H (m)	L (m)	Parcial (kN)
	Ton/m3	Ton/m2				
Columna	2.40	-	0.50	0.30	3.00	10.80
Viga 1	2.40	-	0.30	0.40	4.50	12.96
Viga 2	2.40	-	0.30	0.50	6.00	21.60
Losa aligerada	-	0.30	5.70	-	4.50	76.95
Piso terminado	-	0.12	6.00	-	4.50	32.40
Tabiquería	-	0.21	6.00	-	4.50	56.70
						211.41

Tabla 3.14: Resumen de carga muerta en primer piso para columna C4

Componente	P. propio		B (m)	H (m)	L (m)	Parcial (kN)
	Ton/m3	Ton/m2				
Columna	2.40	-	0.50	0.30	3.80	13.68
Viga 1	2.40	-	0.30	0.40	4.50	12.96
Viga 2	2.40	-	0.30	0.50	6.00	21.60
Losa aligerada	-	0.30	5.70	-	4.50	76.95
Piso terminado	-	0.12	6.00	-	4.50	32.40
Tabiquería	-	0.21	6.00	-	4.50	56.70
						214.29

3.4.2. Carga viva

Se calcula la carga viva para las vigas y columnas componentes en el pórtico.

Vigas

Para el piso típico:

Tabla 3.15: Resumen de carga viva en piso típico para vigas

Componente	P. propio (ton/m2)	Ancho (m)	Parcial (kN/m)
Sobrecarga	0.30	4.50	13.50
Total			13.50

Carga de servicio = 31.95 + 13.50 = 45.45 N/mm

Para la azotea:

Tabla 3.16: Resumen de carga viva en azotea para vigas

Componente	P. propio (ton/m2)	Ancho (m)	Parcial (kN/m)
Sobrecarga	0.10	4.50	4.50
Total			4.50

Carga de servicio = 22.50 + 4.50 = 27 N/mm

Columna C-2

Para todos los niveles:

Tabla 3.17: Resumen de carga viva para columna C2

Componente	P. propio acum. (ton/m2)	B (m)	L (m)	f. red	Parcial (kN)
Sobrecarga azotea	0.10	3.15	4.50	1.00	14.18
Sobrecarga piso 2	0.40	3.15	4.50	0.86	48.76
Sobrecarga piso 1	0.70	3.15	4.50	0.75	74.42
Total					74.42

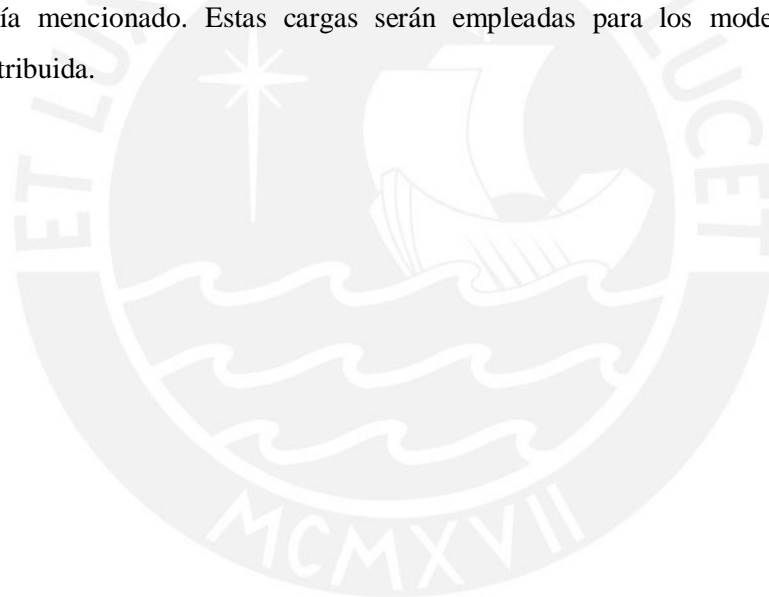
Columna C-4

Para todos los niveles:

Tabla 3.18: Resumen de carga viva para columna C4

Componente	P. propio acum. (ton/m ²)	B (m)	L (m)	f. red	Parcial (kN)
Sobrecarga azotea	0.10	6.00	4.50	0.88	23.76
Sobrecarga piso 2	0.40	6.00	4.50	0.69	74.52
Sobrecarga piso 1	0.70	6.00	4.50	0.61	115.29
				Total	115.29

Se asignarán las cargas distribuidas en estado de servicio para las vigas porque son las cargas que debería actuar durante un sismo e incluso podría usarse una combinación con reducción de carga viva. De este modo, se pueden obtener resultados a lo largo de este elemento y a partir de ello, calcular las cargas axiales de las columnas. En las condiciones de contorno del modelo, se emplea el comando *eleLoad_beamUniform* para las vigas en los tres niveles indicando en este caso como dimensión 3D como ya se había mencionado. Estas cargas serán empleadas para los modelos de plasticidad concentrada y distribuida.



Capítulo 4 : MODELAMIENTO NUMÉRICO POR ANÁLISIS PUSHOVER A CARGAS DE SISMO

En el presente capítulo, se presentará el desarrollo de los modelos con plasticidad concentrada y distribuida con ayuda del mismo programa en el *Pre- Processor* ante solicitaciones de cargas sísmicas. Se mantiene la misma geometría básica del pórtico realizado con la excepción que se debe cambiar la función *Merge* para unir por la función *Make Wire* de modo que el programa pueda identificar el análisis correctamente.

4.1. Modelo de rótulas plásticas

4.1.1. Procedimiento complementario del modelo

Una vez definidas las secciones elásticas de las vigas y columnas, se procede con la realización del modelo de rótulas plásticas. Este modelo debe ser definido como uno de corte con un diafragma rígido por nivel. Para ello, primero se necesita definir una interacción de tipo *Node to Node link*, el cual se usa para elementos unidireccionales. Luego, se debe indicar el punto principal o *masterpoint* en el cual predominará el mismo desplazamiento o giro que deberá ser señalado en los otros puntos secundarios o *slavepoint*. Usando el comando *equalDOF*, se indica el grado de libertad de desplazamiento en el eje X para los cuatro puntos en cada nivel. Es importante mencionar que no se usó el comando *rigidDiaphragm* puesto que este está relacionado con el uso de un plano en cada nivel como el caso de una losa.

El procedimiento constó en definir un modelo elástico uniaxial para la primera etapa y otro para el comportamiento inelástico. En el primer caso se definió un modelo uniaxial de rigidez elástica a flexión o *Elastic*, cuyo valor se calcula con la ecuación simple 4.1 tomada para las columnas como referencia.

$$K_{elástico} = \frac{4EI}{L} = \frac{4 * 6.85 * 10^{13}}{3800} \approx 7 * 10^{10} \quad (4.1)$$

No es necesario ingresar el valor exacto de la rigidez ni calcularlo para todos los elementos, dado que solo se debe contar con un valor suficientemente grande como para garantizar pocas deformaciones en las rótulas. Por tanto, se recomienda que tenga una magnitud a la potencia de 12 para las unidades seleccionadas. En el segundo, una relación de propiedades mecánicas como el diagrama momento-curvatura según los modelos uniaxiales presentados en el programa. Dicho diagrama para la sección de las vigas fue obtenido por medio del programa SAP 2000 presentando un comportamiento completo hasta el deterioro. Por ello, se tomará el modelo de deterioro modificado de Ibarra-Krawinkler o *ModIMKPeakOriented* (cada rótula debe contar con sus propiedades mecánicas representadas por su diagrama momento-curvatura) cuyos parámetros y función serán explicados en la siguiente sección.

Antes de continuar con la asignación de los comandos, es fundamental explicar qué es una propiedad especial en STKO. El software STKO, a diferencia de OpenSees, solo permite la asignación de un solo comando por elemento para todo tipo de análisis. Debido a ello, se crea este comando que agrupa los comandos que sean necesarios resaltando el orden de definición de cada uno (no se puede usar un comando especial sin antes haber definido el necesario para su propósito). Se definió una propiedad especial en vigas denominado *ZeroLengthMaterial* que incluye un nodo adicional en la misma ubicación de ambos extremos del elemento. Este comando precisa que se indiquen los grados de libertad locales de desplazamiento y giro en las tres direcciones para cada elemento como se indica en la figura 4.1 (no se debe confundir con las coordenadas globales de la estructura, más aún en columnas donde hay un cambio en los ejes X y Z). De este modo, se denomina dir1, dir2 y dir3 a los correspondientes a los desplazamientos en los ejes X, Y y Z respectivamente; mientras que, dir4, dir5 y dir6 a los giros en los mismos ejes. Cada uno de los grados de libertad debe estar asociado a un modelo de material uniaxial previamente ya definidos. El modelo de rigidez elástica se indica para todos los grados de libertad con la excepción del giro en el eje Y (matTag5), el cual precisa del modelo IMK ya que actúa el momento flector de mayor resistencia para vigas y columnas. De esta manera, se puede decir que todos los grados de libertad en la rótula, a excepción del giro en el eje Y, tendrán una respuesta totalmente elástica.

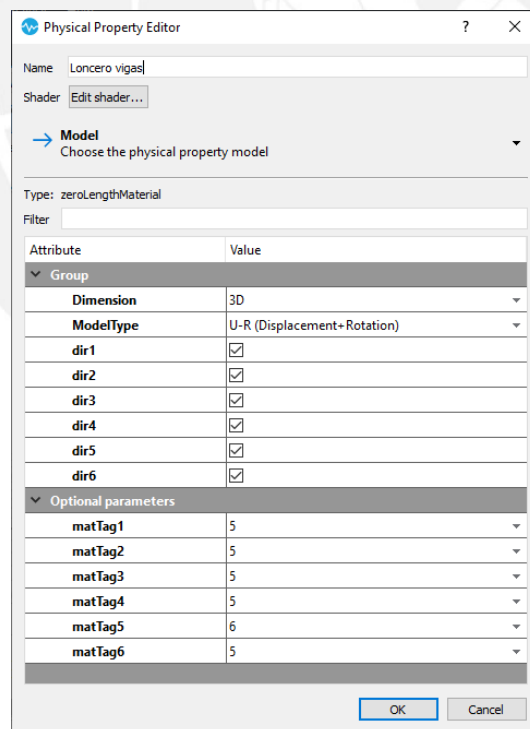


Figura 4.1: Definición de la longitud cero para vigas en STKO.

Finalmente, se definió otra propiedad especial denominada *HingedBeamPP*, la cual representará a las rótulas integrando todas las propiedades mencionadas anteriormente como se indica en la figura 4.2. Este comando representa al elemento con una rótula aparentemente con cierta longitud, pero esto es

debido a que el software refleja físicamente la existencia de la rótula. Es importante mencionar que se aplicó el mismo desarrollo para las columnas en el modelo. Al final, cada elemento está delimitado por cuatro puntos: dos para los extremos y dos para las rótulas. La numeración y orden de cada punto serán explicados más adelante.

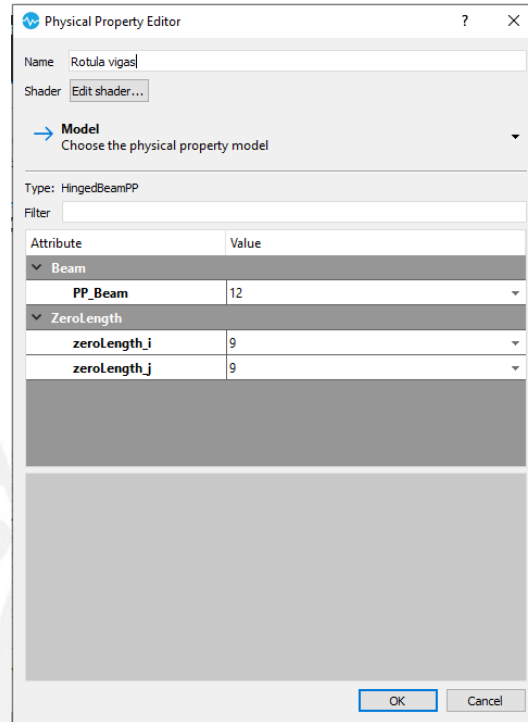


Figura 4.2: Definición de las rótulas plásticas para vigas en STKO.

Por otro lado, las propiedades de todos los elementos fueron asignados de una sola manera, ya que estos son considerados como toda una unidad (elemento elástico y rótulas plásticas). De esta forma, el elemento en sí se mantiene elástico en casi toda su longitud salvo en las rótulas cuya respuesta debe ser inelástica y se requeriría de un elemento no lineal. Por ende, se definió la propiedad *elasticBeamColumn*, el cual puede obtener respuestas lineales como se presenta en la figura 4.3.

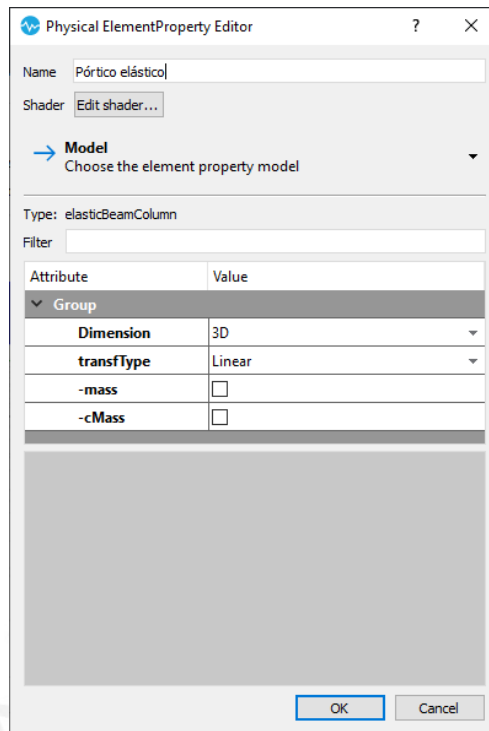


Figura 4.3: Definición del comando `elasticBeamColumn` en STKO.

Asimismo, el comando se vincula con la sección elástica y este es la única opción disponible para los elementos. Opcionalmente, se puede asignar un matriz de masa consistente al elemento con la opción `-cMass`, pero en este caso se considera masa agrupada. Además, existe la posibilidad de asignar una densidad masa o `-mass` a cada elemento denominado comúnmente como peso unitario por longitud cuyo valor equivaldría al peso unitario del concreto multiplicado por la sección de cada elemento. Se observa que se debe especificar el tipo de transformación de coordenadas del sistema local del elemento al global (`transfType`) y en este caso la transformación es simplemente lineal sin incluir efectos P delta. Este efecto no es considerado inicialmente por la hipótesis de rotaciones pequeñas que mantiene la misma geometría final por lo que es conocido también como no linealidad geométrica. Asimismo, es considerable cuando una carga vertical o momento (gravedad) genera un desplazamiento considerable tal que desestabilice un sistema o elemento, así como cuando la carga no sea excesiva, pero se tenga un elemento esbelto, el cual es un indicativo a tomar en cuenta. De este modo, este efecto puede ser dividido en dos tipos: $P-\Delta$ que produce un incremento en el momento volcante en la base de un pórtico por la deformación de nivel y $P-\delta$ que produce lo mismo por una excentricidad de la carga axial en elementos como una columna. En consecuencia, para este caso, se produce una inestabilidad del sistema por la alteración de su rigidez disminuyendo su capacidad después de alcanzar el punto de fluencia, por lo que no sucede en muros de corte o sistemas rigidizantes. Se define a la rigidez geométrica como la diferencia de la rigidez inicial de un sistema sin y con dicho efecto. Es relevante saber que, en muchos códigos actuales, este efecto puede ser despreciable de acuerdo con algunos criterios entre los que se puede mencionar al California

Department of Transportation Seismic Design Criteria (Fedak, 2012) en el cual se debe cumplir con la ecuación 4.2.

$$P * \Delta \leq 0.20 * My \quad (4.2)$$

En caso que no se haya cumplido con los desplazamientos, existe una manera de poder incluir este efecto mediante columnas ficticias o “*leaning columns*” que incrementen la intensidad de la carga axial empleando elementos tipo armadura (*truss elements*) como unión al sistema (NIST, 2017). Se debe verificar que estos elementos sean idealizados de manera que no alteren el modelamiento inicial de la estructura como se observa en la figura 4.4. Dicho de otro modo, se mantiene su rigidez lateral y resistencia, lo cual se puede corroborar con la conservación de su periodo fundamental.

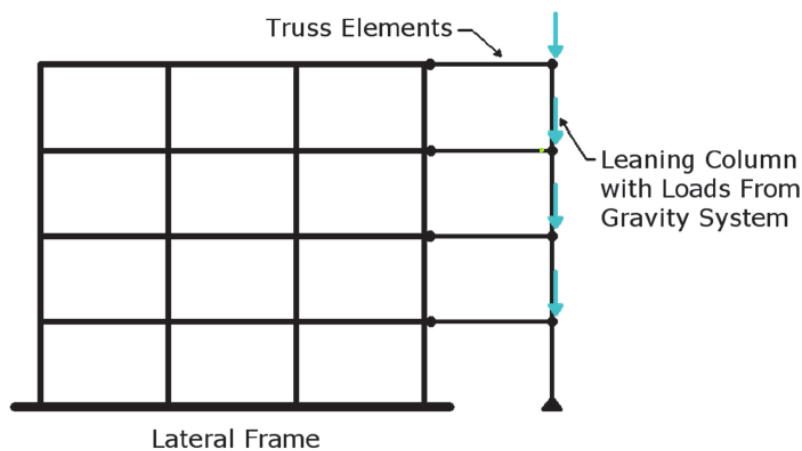


Figura 4.4: Representación del efecto P-delta mediante columnas ficticias (NIST,2017).

Se debe evaluar la factibilidad de dicha relación a partir de los resultados de los desplazamientos, lo cual es muy probable que ocurra, pero dicha expresión no condiciona al análisis porque lo fundamental es considerar la no linealidad.

Luego de ello, se define un comando especial llamado *ZeroLength* para asignar al nodo del extremo como elemento. Finalmente, se asignó una propiedad especial *HingedBeam*, el cual está ligado al *HingedBeamPP* porque identifica las propiedades físicas y las asigna a la rótula como elemento. Por ello, ambos comandos poseen los mismos atributos.

4.1.2. Desarrollo del comportamiento no lineal de los elementos

Un modelo puede representar el comportamiento de una estructura o elemento mediante las relaciones entre sus diversos parámetros como fuerzas, desplazamientos, momentos, entre otros. El desempeño evalúa los niveles de riesgo en estructuras o la probabilidad de excedencia de un determinado estado de daño en el rango inelástico. Entre estos se identifican el estado ocupacional (IO), resguardo de vida (LS) y cerca al colapso (CP) los cuales serán detallados más adelante. Previamente, ya se había definido el modelo IMK que usa parámetros de demanda, los cuales requieren de mucha calibración de datos experimentales en elementos que se quiera analizar como vigas, columnas de concreto

armado o de estructuras metálicas. De este modo, pueden describir significativamente un comportamiento por medio de una relación fuerza - deformación o un diagrama de momento - rotación, en este caso el modelo representa al segundo. En este sentido, no se pueden colocar datos que no aporten considerablemente al entendimiento de su comportamiento, es decir, solo se tomarán ciertos puntos notables. El diagrama depende de las propiedades geométricas y los materiales de la sección. A diferencia de los demás modelos, este es capaz de representar deterioro de momentos una vez que haya alcanzado el punto límite. Asimismo, dicho modelo puede indicar los cuatro modos de deterioro, los cuales son los siguientes: deterioro de resistencia básico, de resistencia *post-capping*, de rigidez de recarga y de rigidez de descarga. Los modos de deterioro indican una disminución en la pendiente (rigidez) o momento (resistencia) a medida que aumentan los ciclos histeréticos. Para definir completamente este modelo, se destacan los parámetros importantes como el momento de fluencia, la rotación de fluencia, las rotaciones plásticas *pre* y *post-capping*, y la rotación última. En el diagrama momento rotación se aprecian dos parámetros más que serán importantes para el posterior cálculo de los ya mencionados que son la rotación *capping* (θ_c) asociado al momento máximo donde ocurre la rotura del material y la residual (θ_r), al momento residual. En general, este modelo es completamente definido por los tres últimos parámetros. La rotación *pre-capping* (θ_p) indica el comportamiento de la sección cuando ocurren las deflexiones locales en las barras de refuerzo y se calcula como la diferencia entre la rotación *capping* y la de fluencia. Por otro lado, la rotación *post-capping* (θ_{pc}), ocurre luego de estas deflexiones y se deduce como la diferencia entre la rotación *capping* y la residual. Además, la rotación última (θ_u) reproduce los modos de falla una vez que haya pérdida de resistencia y se considera infinita en caso que no ocurra fractura dúctil, sino se tomará el valor considerando la ductilidad asociada.

De acuerdo con las distintas calibraciones, el momento de fluencia (M_y) es obtenido en base al momento plástico de la sección, en este caso correspondería a un factor de 1.5, para luego aumentar por efecto de endurecimiento cíclico. El momento máximo (M_c) es estimado en base a la respuesta histerética del elemento. El momento residual (M_r) es la cantidad que alcanza una vez que haya disminuido el momento máximo, se debe percatar que este valor no tenga una proporción tan baja (κ) porque no se podrá apreciar correctamente la rotación última. En caso que esto ocurra, se deberá considerar una proporción adecuada a la respuesta de cada elemento con respecto al momento máximo. La rigidez elástica (K_e) es definida como la relación entre el momento y la rotación de fluencia; mientras que la rigidez de endurecimiento (K_s), como la relación de la diferencia del momento máximo y de fluencia con la rotación *pre-capping*. Una vez obtenido estos dos valores, se puede ya calcular el factor por endurecimiento (α) como el cociente de las rigideces mencionadas. En resumen, se presenta las ecuaciones necesarias que relacionan a todos los parámetros en el modelo de Ibarra - Krawinkler.

$$K_{elástica} = \frac{M_y}{\theta_y} \quad (4.3) \quad K_s = \frac{M_c - M_y}{\theta_c - \theta_y} \quad (4.4) \quad K_r = \frac{M_c - M_r}{\theta_r - \theta_c} \quad (4.5)$$

$$\alpha = \frac{K_s}{K_e} \quad (4.6) \quad \kappa = \frac{M_r}{M_y} \quad (4.7)$$

$$\theta_p = \theta_c - \theta_y \quad (4.8) \quad \theta_{pc} = \theta_r - \theta_c \quad (4.9)$$

Además de los parámetros definidos, fue necesario explicar otros adicionales como la rotación residual al punto de resistencia nula (θ'_r) que es la misma rotación sumando una cantidad necesaria hasta disminuir idealmente toda la resistencia.

La longitud de rótula plástica es usada para obtener giros inelásticos a partir de curvaturas inelásticas. Existen muchas formas de calcular dicho valor, entre los cuales se considerarán algunas más relevantes. La ecuación 4.10 es la más simple propuesta por Park y Paulay en función del peralte de la sección, luego se desarrolló una ecuación que pueda vincular la longitud del elemento como la de Priestley y Park, así como la de Priestley, Seible y Calvi. Más adelante, se formuló una manera que se pueda tomar en cuenta las propiedades de los materiales de la sección como la de Berry, Lehman y Lowes, así como la de Spacone.

$$L_p = 0.5 * H \quad (4.10)$$

$$L_p = 0.08 * L + 6 * d_b \quad (4.11)$$

$$L_p = 0.08 * L + 0.022 * f_{ye} * d_{bl} \geq 0.044 * f_{ye} * d_{bl} \quad (4.12)$$

$$L_p = 0.05 * L + 0.1 * \frac{f_y * d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (4.13)$$

$$L_p = \frac{G_f^c}{0.6 * f'_c(\varepsilon_{20} - \varepsilon_c + 0.8 * f'_c/E_c)} \quad (4.14)$$

Donde: altura de la sección del elemento (H), distancia crítica del punto de la rótula plástica al punto de contra flexión (L), resistencia de fluencia esperada (f_{ye}), diámetro de refuerzo longitudinal (d_{bl}), energía en compresión de la fractura del concreto (G_f^c) y deformación correspondiente al 20% de la resistencia en compresión del concreto (ε_{20}). Por simplicidad, se tendrá en cuenta la primera fórmula para todos los elementos.

No hay suficiente cantidad de muestras significativas, es decir, elementos que se han simulado sus diagramas muestren todos los parámetros sin antes llegar a la rotura. Para este modelo se utilizaron 200 vigas con falla a flexión de las cuales algunos tuvieron una respuesta completa, es decir, indicaron altos niveles de ductilidad o capacidad de rotación inelástica. Por otro lado, se emplearon 257 columnas con sección de refuerzo simétrico y con un factor de carga axial hasta 0.6. La rotación *pre-capping* no es un parámetro que indique un mayor desempeño sísmico en un elemento o estructura, sino que este depende de ambas rotaciones pre y *post-capping*. A modo de ejemplo,

existen ensayos que indican que la rotación *pre-capping* es mayor en vigas de concreto armado que en metálicas, pero que con respecto a la rotación *post-capping* ocurre lo contrario. Por ello, no existe un indicador claro que diferencie entre estos dos tipos de vigas, sino que se deben realizar ensayos más precisos con niveles mayores de confiabilidad.

Como se explicó anteriormente, el comportamiento de las rótulas plásticas queda definido por OpenSees en el programa STKO como la relación del momento y rotación que se puede reflejar en la figura 4.5. Asimismo, a partir de la figura, se puede observar inicialmente una curva monótonica a medida que las cargas sean aplicadas mono tónicamente y luego, presenta una reducción de resistencia y rotación cuando es sometido a varios ciclos de carga. De esta manera, se puede decir que, para pocos ciclos de carga, el comportamiento de las rótulas en el diagrama es similar a la curva monótonica. Por el contrario, en la situación antes mencionada, la respuesta cíclica dependerá del historial de cargas involucrando a parámetros que estarán ligados a un análisis dinámico. Aunque no se pueda cuantificar dicha reducción directamente, se puede aplicar una fuerza o momento reducido que pueda reflejar el comportamiento luego de un representativo ciclo de cargas y obtener los parámetros equivalentes. Como consecuencia de ello, se estima de acuerdo con estudios preliminares del PEER, que la rotación *pre-capping* puede presentar una reducción del 70%; mientras que, la rotación *post-capping* presenta una reducción del 50%.

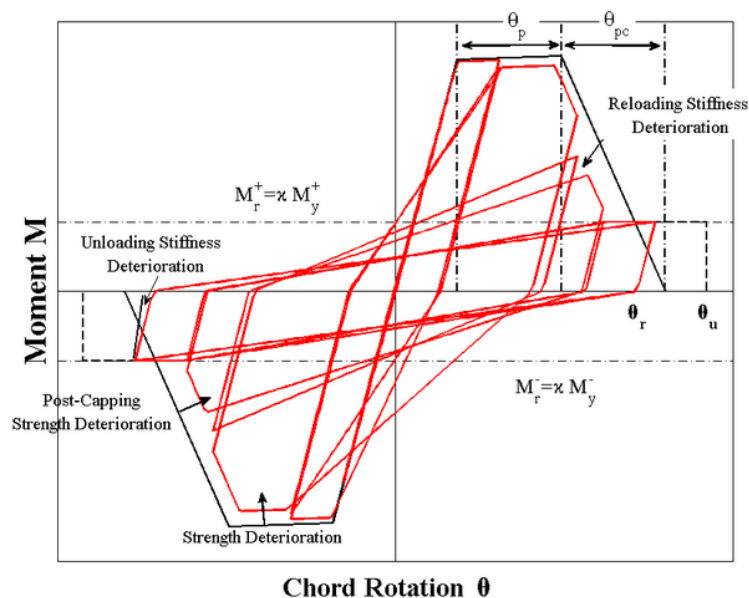


Figura 4.5: Diagrama momento - rotación en base al Modelo de Ibarra Krawinkler, 2013.

La sección de refuerzo indicada para las vigas y columnas se mantuvieron para este proceso, aunque esto podría ocasionar fallas por su menor resistencia en las columnas antes que en las vigas tiene sentido lógico dado que se trata de una estructura antigua. Evidentemente, la sección de las columnas debería ser modificada para lograr mayor capacidad estructural. La influencia de la carga axial en columnas es relevante para la obtención de dicho diagrama, ya que un valor muy alto no permitiría

que se desarrolle una adecuada ductilidad ocasionado una falla frágil (Barros, 2015). De este modo, es relevante que se pueda indicar correctamente los parámetros más influyentes y para ello, se va a proponer expresiones para algunos parámetros no lineales asociadas al modelo de Ibarra Krawinkler para una curva monotónica. Cabe mencionar que las expresiones se obtuvieron en base a una regresión de los resultados de ensayos experimentales en 255 columnas de concreto armado, de las cuales 220 tuvieron una falla en flexión. Elwood estimó la ecuación 4.16 que pueda calcular la rigidez para una relación de momento y curvatura considerando solo efectos de flexión con una determinada carga axial para las columnas, en caso de las vigas dicho valor sería cero. En dicha ecuación, E_c es el módulo de elasticidad del concreto, I_g es el momento de inercia total de la sección e I_y es el momento de inercia en la fluencia de la sección luego de su agrietamiento por lo que se presenta una reducción con respecto al valor total. No obstante, esta expresión involucra un cierto grado de variabilidad, porque está asociado a una recta secante cuando el refuerzo longitudinal alcanza la fluencia, por lo que puede ser necesario emplear un coeficiente de variación de 0.45. En contraste, la rigidez elástica se obtiene mediante la ecuación 4.18 propuesta por Haselton et al (2016) en la cual se usa el factor k que depende igualmente de la intensidad de carga axial.

$$0.3 \leq \frac{E_c I_y}{E_c I_g} = 0.3 + \left(\frac{P}{A_g f'_c} - 0.1 \right) \leq 0.7 \quad (4.15)$$

$$K = k_{0.4} * \frac{3 * E_c I_g}{L_v}, \quad k_{0.4} = 0.17 + 1.61\nu = \begin{cases} \geq 0.35 \\ \leq 0.80 \end{cases} \quad (4.16)$$

El momento de fluencia puede ser calculado en base a una expresión derivada de resultados experimentales efectuados por Panagiotakos y Fardis (2001) que considera que la fluencia de la sección puede ocurrir con la fluencia del concreto o el acero. A pesar de ello, asume una relación distinta para la deformación unitaria en la máxima resistencia del concreto. Por este motivo, se puede considerar igual que el momento nominal de análisis como se muestra en la ecuación 4.17.

$$M_y = M_n \quad (4.17)$$

El momento máximo se obtiene mediante la relación con el de fluencia en la ecuación 4.18 donde fueron calibrados diversos ensayos, en su mayoría, cíclicos para columnas del cual también se puede tomar para la curva monotónica puesto que en los pocos realizados no se consideró una diferencia entre ambas curvas.

$$M_u = 1.13 * M_y \quad (4.18)$$

Se puede observar que hay un valor que no aún no se ha definido, ya que se tomará una consideración adicional a la de su cálculo convencional. Con el fin de obtener una relación de la intensidad de la carga axial y la cuantía de refuerzo transversal en una columna, se debe verificar que tenga un buen comportamiento sísmico para evitar un colapso repentino. Se realizó un ensayo experimental en columnas de alta resistencia, puesto que son frágiles para altos niveles de carga axial y eso debe ser

controlado para lograr dicho propósito. De este modo, se puede asegurar un buen desempeño de ductilidad a través de la cuantía de acero transversal. Se indicó que las ecuaciones planteadas por el ACI para calcular dicha cuantía no eran aplicadas correctamente porque no consideraban la carga axial y se requería más del 30% de refuerzo en columnas con alta carga axial para igualar la ductilidad de las de baja carga axial. De esta manera, se propusieron las ecuaciones 4.19 y 4.20 que cumplan con dicha condición clasificándolas entre bajas y altas por medio del factor de carga axial expresado en la ecuación 4.21, y que garantizan una ductilidad mayor a 4 (Shin et al).

$$\rho_{sh} = (0.38v + 0.05) * \frac{f_{ck}}{f_{yh}} , \quad \text{para } v > 0.4 \quad (4.19)$$

$$\rho_{sh} = (0.21v + 0.1) * \frac{f_{ck}}{f_{yh}} , \quad \text{para } v < 0.4 \quad (4.20)$$

$$v = Pu / A_g f'_c \quad (4.21)$$

En base a pruebas empíricas en columnas, se determinó una expresión mediante la ecuación 4.22 que pueda determinar la rotación *pre-capping*, aunque se puede emplear en vigas con $v=0$.

$$\theta_p = 0.155 * (0.16)^v * (0.02 + 40\rho_{sh})^{0.43} * (0.54)^{0.01f_c} \quad (4.22)$$

Sin embargo, dado que la prueba se realizó en columnas por medio de la ecuación 4.23 en la cual solo se consideró el refuerzo simétrico en los dos ejes, se debe emplear un factor de corrección para diferenciar el refuerzo por tracción y compresión.

$$\theta_p (\text{asimétrico}) = \left[\frac{(\rho' * fy / fc)}{(\rho * fy / fc)} \right]^{0.225} * \theta_p (\text{simétrico}) \quad (4.23)$$

Para el cálculo de la rotación *post-capping*, se hizo una calibración en ensayos de 250 columnas de las cuales solo 15 pudieron sobrepasar el límite de rotura como para evaluar este valor formulado en la ecuación 4.24, por lo que la información puede considerarse limitada. Asimismo, no se cuenta con suficientes datos para las vigas así que no se puede estimar ninguna expresión para este parámetro.

$$\theta_{pc} = 0.76 * (0.031)^v * (0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \leq 0.10 \quad (4.24)$$

Las ecuaciones presentadas serán muy útiles para graficar el diagrama momento rotación de los elementos del pórtico, ya que estos tienen un sustento experimental resultando una relación aproximadamente unitaria entre valores esperados y observados según Haselton et al (2016). No obstante, esta no es la única manera de obtener los parámetros que definan el diagrama por lo que se optará por calcularlos directamente a partir del diagrama momento - curvatura, puesto que no están íntegramente relacionados.

Alternativamente, los diagramas momento – curvatura pueden ser obtenidos usando el programa SAP 2000 idealizado por el criterio de Caltrans hasta la curvatura máxima de rotura de modo que se pueda

apreciar los parámetros más necesarios para el comportamiento de los elementos. Se empleó el comando *Section Designer* para definir la geometría y los materiales para cada una de las secciones. Se ha considerado solo flexión para las vigas y flexo-compresión para las columnas indicándolas en las figuras 4.6, 4.7 y 4.8. De igual forma, se ha tenido en cuenta los modelos constitutivos de concreto y acero predeterminados por el programa que simulan un comportamiento real, así como la geometría de la sección de los elementos presentada previamente.

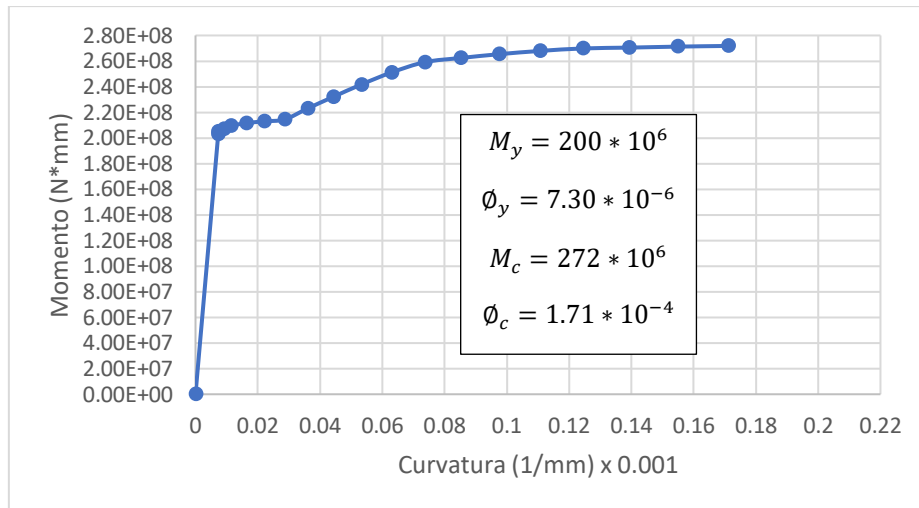


Figura 4.6: Diagrama momento - curvatura para vigas.

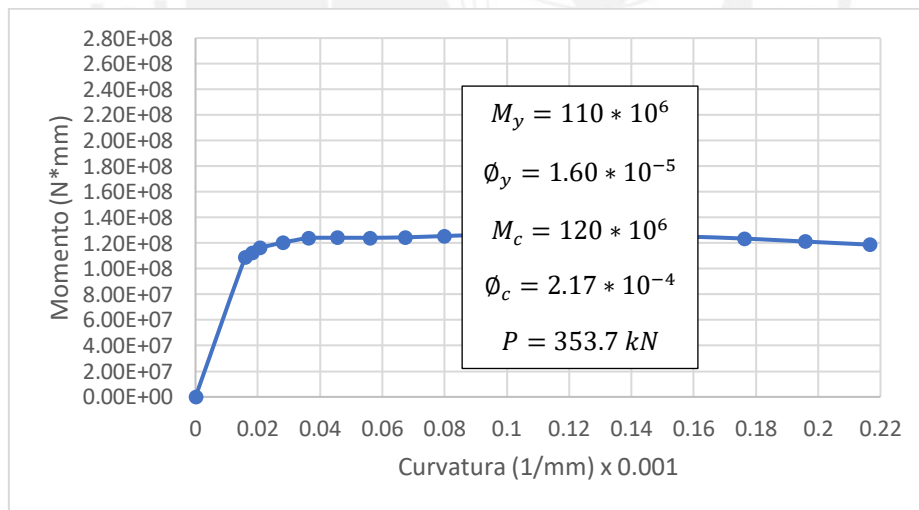


Figura 4.7: Diagrama momento - curvatura para columna C2.

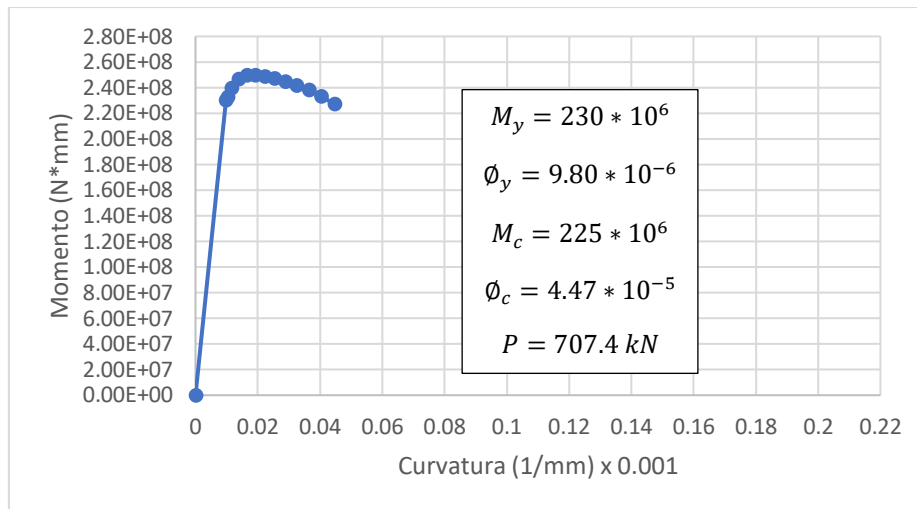


Figura 4.8: Diagrama momento - curvatura para columna C4.

A partir de estos diagramas, se puede calcular las rotaciones necesarias usando la longitud de rótula plástica como la indicada en la ecuación 4.25 para la rotación *pre-capping*. De manera análoga, se podría calcular las rotaciones *post-capping* y última en base al diagrama momento curvatura, pero en este no se cuenta con información más allá del punto máximo.

$$\theta_p = (\phi_c - \phi_y) * L_p \quad (4.25)$$

Es evidente que el diagrama momento curvatura de la columna C2 tenga un comportamiento más dúctil con respecto a la columna C4 debido a que su carga axial es la mitad. El diagrama no considera el tramo inicial de fisuramiento de la sección, por lo que en su uso se tomará en cuenta el módulo de elasticidad del concreto reducido como se indicó en el capítulo anterior. Asimismo, el criterio de Caltrans estima una curva bilineal con fluencia constante cuya área es la misma que el diagrama momento curvatura. Por otro lado, las ecuaciones presentadas para el cálculo del diagrama consideran este efecto por lo que ambas opciones son factibles. Sin embargo, hay un inconveniente con el diagrama de momento curvatura obtenido del SAP 2000 dado que muy pocas veces su capacidad máxima está asociada al punto de rotura de un elemento y para que esto ocurra se deberá identificar una situación precedente. Por este motivo, se debe reducir su capacidad en base a la deformación unitaria del concreto y el acero de modo que será de utilidad para la comparación con el modelo de plasticidad distribuida. Esta reducción consiste en identificar el estado de daño del concreto o el acero pasado su punto de máxima resistencia. Por este motivo, Restrepo (2018) estableció diversos estados de estos materiales como se puede observar en la tabla 4.1. No necesariamente los materiales deben concurrir en un mismo estado porque se desarrollan de manera diferente a lo que se explicará mejor a continuación. En el caso del concreto, su desempeño comienza con el agrietamiento del material en la sección de los elementos en la cual su deformación es igual a la deformación por tracción y no se necesita intervenir puesto que la aparición de grietas no influye en su resistencia. Luego de ello, acontece el esfuerzo máximo a compresión relacionado con una deformación de -2‰ para el concreto

no confinado donde no hay consecuencia alguna y, por ende, no se solicita ninguna acción. Después, este material comienza un proceso de descortezamiento para el cual se obtiene la capacidad nominal a flexión con una deformación de -4‰ y aún no es necesario implementar alguna reparación en las secciones. Más adelante, el recubrimiento acaece en un proceso de delaminación en el cual se presenta una posible exhibición del refuerzo para lo que se requiere una reparación y restauración del mismo contra los efectos del fuego y la corrosión.

Tabla 4.1: Clasificación de límites de desempeño de acuerdo con el material.

Límites de desempeño	Concreto	Refuerzo longitudinal
No se requiere de ninguna acción remedial	Agrietamiento	Fluencia a tracción
	Esfuerzo máximo en compresión	Deformación unitaria del 1%
	Descascaramiento inicial del recubrimiento	
Ocupación inmediata	Delaminación del recubrimiento	Comienzo del pandeo
Prevención de pérdida de vidas	Aplastamiento del núcleo	Fractura después del pandeo

Finalmente, sobreviene el límite de aplastamiento del concreto, se definió la ecuación 4.26 para una columna de sección rectangular de concreto armado donde ocurre el pandeo de las barras longitudinales seguido de una pérdida considerable de su resistencia. En consecuencia, dicha situación indica el fin de su capacidad de rotación para lo cual solo quedaría efectuar una demolición o una reparación exhaustiva dependiendo de la gravedad del material con respecto a su deformación. Se calcula dicha deformación del concreto con referencia a la cuantía transversal en el eje X (ρ_{sx}) y en el eje Y (ρ_{sy}) de modo que se indique cuál sería su verdadera capacidad de rotura.

$$\varepsilon_c = -(0.004 + 2 * \sqrt{\rho_{sx}\rho_{sy}}) \quad (4.26)$$

$$\varepsilon_c = -(0.004 + 2 * \sqrt{0.0016 * 0.00085}) = -6.34‰$$

En el caso del acero longitudinal, su desempeño se origina con la fluencia a tracción para el cual podrían ocurrir algunas grietas, pero con un ancho menor a 0.2 mm con lo que no conllevaría a un problema mayor. Seguido de ello, el material llega a una deformación mayor del 1% reflejando un incremento en el ancho de grietas hasta 0.8 mm con lo que se puede tomar medidas como inyectar las grietas en ambientes agresivos específicamente. Poco después de sobrepasar dicha deformación, se da inicio al pandeo de las barras y aunque no se pueda apreciar una consecuencia dada en el acero, se pierde parte del recubrimiento del concreto por lo que debería ser reestablecido como ya se aludió antes. Así, la deformación alcanzada del acero dependerá del estado del concreto en el mismo instante, el espaciamiento y el diámetro de la barra de refuerzo. Por último, la fractura del acero recae en una pérdida rápida de su resistencia a flexión finalizando su capacidad de rotación para lo que serían necesarias reparaciones costosas que incluso no lleguen a garantizar luego una correcta

funcionabilidad de modo que otra alternativa sería la demolición del elemento. Sin embargo, es probable que, por las propiedades de las secciones, este límite de deformación final no sea alcanzado sin antes haber llegado al aplastamiento del concreto.

Como se mencionó anteriormente, la deformación calculada será de utilidad para limitar la capacidad máxima de las secciones de vigas y columnas en función al diagrama de deformaciones del concreto en el programa SAP 2000 como se muestra en la tabla 4.2. Tal como se había comentado, dicha deformación máxima para el concreto corresponde a un estado menor del acero que inclusive no llega a una deformación de 1% en la columna C4.

Tabla 4.2: Reducción de la capacidad máxima de los elementos según sus materiales.

Propiedad	Unidades	Vigas	Columna C2	Columna C4
Momento máximo	N*mm	258*10 ⁶	126*10 ⁶	243*10 ⁶
Curvatura máxima	rad/mm	7.115*10 ⁻⁵	8.013*10 ⁻⁵	3.045*10 ⁻⁵
Defor. concreto	mm/mm	-0.00636	-0.00632	-0.00633
Defor. acero	mm/mm	0.0258	0.0132	0.0072

La ductilidad local o a nivel seccional se define como la relación de la curvatura última y de fluencia mediante la ecuación 4.27 en un diagrama momento curvatura bilineal como se presentó en las figuras anteriores. De esta manera, dicho parámetro está relacionado con la ductilidad global de la estructura pese a que sea difícil encontrar una expresión exacta ya que está vinculado a desplazamientos y con respecto a un factor de reducción del espectro de la respuesta elástica (R). Sin embargo, se presenta la ecuación 4.28 que relaciona de manera sencilla ambos conceptos de ductilidad, aunque es muy conservadora.

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_y}{\phi_c} \quad (4.27)$$

$$\mu_{\phi} = 2\mu_{\delta} - 1 \quad (4.28)$$

Se compararán los valores obtenidos de los parámetros necesarios para definir el modelo uniaxial de Ibarra Krawinkler por medio de las fórmulas presentadas basadas en ensayos experimentales y el diagrama momento curvatura para los elementos comprendidos en el pórtico. El momento residual y la rotación última se pueden apreciar correctamente después de varios ciclos de carga, por lo que para una curva monótonica dichos parámetros aún no se han desarrollado y no se puede calcular un valor específico para ello. Por este motivo, para que el modelo sea efectuado completamente, se considera al momento residual como el 5% del momento de fluencia y a la rotación última, se considera un valor de acuerdo con el diagrama.

Para las vigas:

Tabla 4.3: Parámetros de modelamiento de las vigas.

Propiedad	Unidades	Ensayos previos	Diagrama MC
Rigidez a flexión	N * mm ²	2.06 * 10 ¹³	2.43 * 10 ¹³
Longitud plástica	mm	250	250
Rigidez elástica	N*mm	1.00 * 10 ¹¹	1.11 * 10 ¹¹
Rotación pre-capping	Radianes	0.056	0.0165
Ductilidad local	---	16	10
Ductilidad global	---	8.5	5.5
Rotación post-capping	Radianes	---	0.005
Rotación última	Radianes	---	0.030

Para la columna C2:

Tabla 4.4: Parámetros de modelamiento de la columna C2.

Propiedad	Unidades	Ensayos previos	Diagrama MC
Rigidez a flexión	N * mm ²	2.53 * 10 ¹³	6.88 * 10 ¹²
Longitud plástica	mm	150	150
Rigidez elástica	N*mm	2.70 * 10 ¹⁰	4.60 * 10 ¹⁰
Incremento de resistencia	---	1.13	1.19
Rotación pre-capping	Radianes	0.059	0.0100
Ductilidad local	---	10	5
Ductilidad global	---	5.5	3
Rotación post-capping	Radianes	0.100	0.005
Rotación última	Radianes	---	0.020

Para la columna C4:

Tabla 4.5: Parámetros de modelamiento de la columna C4.

Propiedad	Unidades	Ensayos previos	Diagrama MC
Rigidez a flexión	N * mm ²	3.63 * 10 ¹³	2.35 * 10 ¹³
Longitud plástica	mm	250	250
Rigidez elástica	N*mm	4.00 * 10 ¹⁰	9.40 * 10 ¹⁰
Incremento de resistencia	---	1.13	1.125
Rotación pre-capping	Radianes	0.048	0.0052
Ductilidad local	---	8	3
Ductilidad global	---	4.5	2
Rotación post-capping	Radianes	0.100	0.005
Rotación última	Radianes	---	0.015

De esta manera, se elaboraron los diagramas momento – rotación para los elementos mencionados que se presentarán en las figuras 4.9, 4.10 y 4.11.

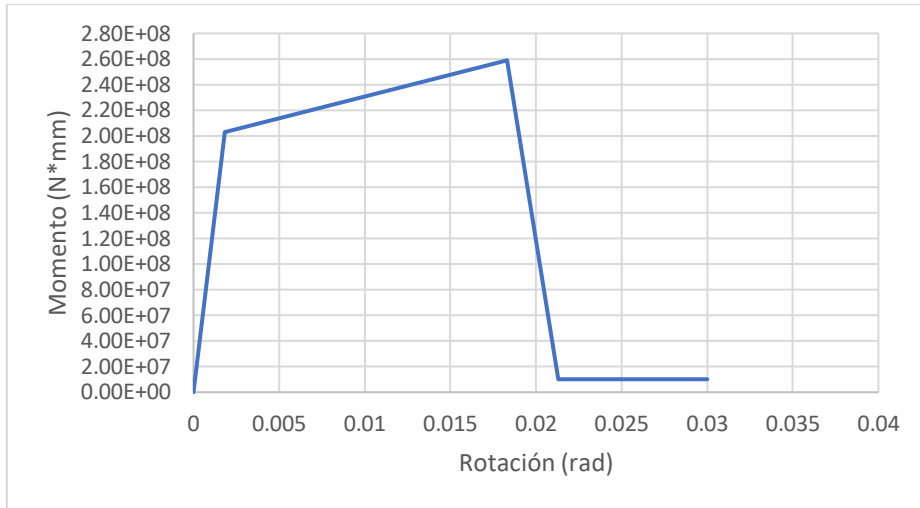


Figura 4.9: Diagrama momento - rotación para vigas 30x50.

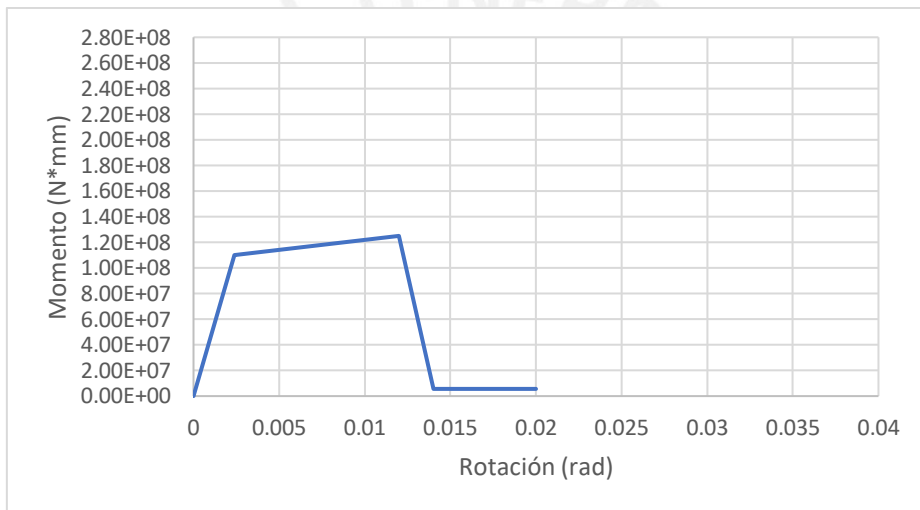


Figura 4.10: Diagrama momento - rotación para columna C2.

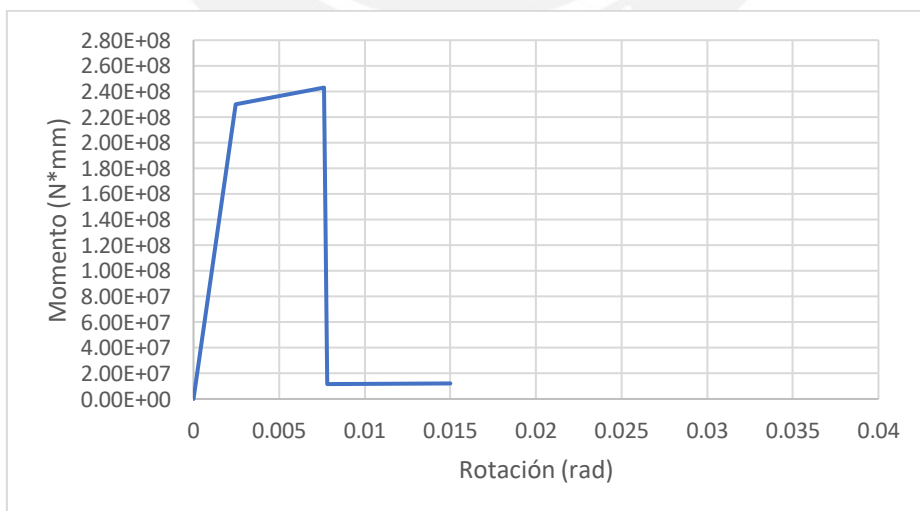


Figura 4.11: Diagrama momento - rotación para columna C4.

Una vez calculados, se ingresan dichos valores al modelo en el software para cada elemento del pórtico como se muestra en la tabla 4.6.

Tabla 4.6: Resumen de valores de los parámetros asociados al modelo IMK para todos los elementos.

Atributo	Unidades	Valores		
		Vigas	Columna C2	Columna C4
Rigidez elástica	N*mm	$1.11 \cdot 10^{11}$	$4.60 \cdot 10^{10}$	$9.40 \cdot 10^{10}$
Factor de endurecimiento por deformación	---	0.032	0.034	0.027
Momento de fluencia	N*mm	$2.00 \cdot 10^8$	$1.10 \cdot 10^8$	$2.30 \cdot 10^8$
Parámetro de deterioro cíclico	---	0	0	0
Factor de deterioro de resistencia	---	1	1	1
Rotación pre-capping	Radianes	0.0165	0.0097	0.0052
Rotación post-capping	Radianes	0.003	0.003	0.003
Factor por resistencia residual	---	0.05	0.05	0.05
Rotación por capacidad última	Radianes	0.030	0.020	0.015

Finalmente, es primordial mencionar que los diagramas momento - rotación deben estar sectorizados por el nivel de daño de acuerdo con ciertos criterios de aceptación establecidos por el FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) 274/73 en 1997 que limiten la demanda de rotación y determinen un desempeño probable. Por ello, definen tres niveles de desempeño mencionados anteriormente: Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de vida (LS) y Prevención al colapso (CP). Evidentemente, existen otros criterios como el PEER para edificaciones altas, el ASCE 41, el ASCE 7-16 para derivas límites, pero no se ajustan con las condiciones del diagrama. El nivel de Ocupación inmediata se define como un estado mínimo de daño y mantiene una buena capacidad de resistencia y estabilidad después del evento sísmico, por lo que es muy segura su ocupación sin necesidad de efectuar reparaciones. No obstante, el nivel de Prevención al colapso indica un estado de alto daño con posibilidades al colapso manteniendo una resistencia suficientemente baja como para que, si ocurriese otro evento sísmico, colapsaría. No es adecuado para una ocupación posterior al sismo y cualquier reparación que se pueda efectuar no sería ni técnica ni económicamente factible. Asimismo, el nivel de Seguridad de vida se encuentra en una zona intermedia entre los dos niveles mencionados y se puede apreciar un considerable nivel de daño. Por este motivo, no se recomienda que se ocupada ni reparada, ya que no mantiene una resistencia adecuada para ello.

El FEMA 273/74 considera que se deben seleccionar ciertos elementos o componentes de la estructura de modo que si se conoce el desempeño local de uno de eso se puede predecir de toda la estructura. Sin embargo, esto puede ser contradictorio dado que se puede apreciar que en algunas

estructuras uno de sus elementos puede colapsar, mientras que otros todavía tengan un comportamiento inelástico. De esta manera, se introduce la concepción de los elementos primarios y secundarios. Los primarios son aquellos que proveen mucha resistencia lateral a la estructura, mientras que los secundarios no son esenciales de modo que la suma de todas sus rigideces no sea mayor al 25% de la estructura así no comprometería a su falla. Para evaluar el desempeño de cada elemento, es importante conocer el objetivo que se requiere: control por desplazamientos es empleado para los que puedan mantener una capacidad inelástica y el control de cargas pierde resistencia más allá de su rango elástico. De este modo, se opta por el control de desplazamientos que en este caso sería de rotaciones. En la figura 4.12, se puede observar que el FEMA delimita una rotación aceptable del nivel CP en el punto B para elementos primarios, para el nivel LS se considera el 75% de dicha rotación. No obstante, para el nivel IO no hay un valor determinado a pesar de que se puede asumir un promedio del 25% posterior a la fluencia.

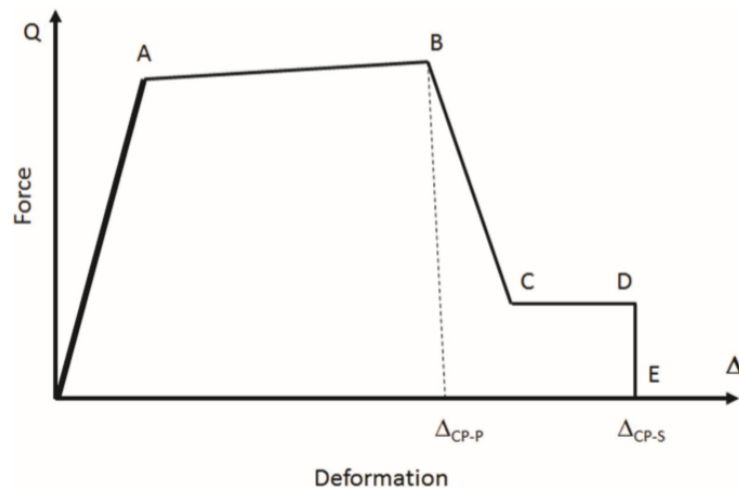


Figura 4.12: Criterio de aceptación de FEMA 273/74.

El FEMA 273 estableció valores para las rotaciones inelásticas y sus los criterios de aceptación mediante tablas para el comportamiento no lineal de vigas y columnas de concreto armado a partir de sus diagramas momento rotación, pero ya se tienen los valores determinados en el diagrama por lo que podría usarse como referencia interpolando linealmente los factores requeridos tanto para vigas como columnas con lo que fue descartado para este procedimiento.

En el 2010, el PEER había recomendado que el factor de pérdida de resistencia es el 20%, aquel criterio se había establecido en base al daño producido por sismos en edificaciones altas, pero no se mencionaba el colapso. No se había mencionado la justificación del procedimiento por el cual se obtuvo dicho valor que estaba siendo usado, por lo que en el 2017 aquella sugerencia fue eliminada.

4.1.3. Cargas sísmicas

Dado que ya se presentó la descripción acerca del análisis sísmico, se procede a mostrar los parámetros sísmicos resultantes de la norma actual:

$$Z = 0.45 \text{ (Factor de zona 4)}$$

$$U = 1.5 \text{ (Edificación importante)}$$

$$C = 2.5 \text{ (Factor de amplificación)}$$

$$S = 1.0 \text{ (Factor de suelo)}$$

$$R = 8 \text{ (Sistema estructural de pórticos de concreto armado)}$$

Se calcula el peso parcial (incluyendo carga viva) para cada nivel de la estructura:

Tabla 4.7: Cálculo del peso parcial por nivel para la edificación

Nivel	Área (m ²)	Peso sísmico (ton/m ²)	Peso parcial (ton)	Peso parcial (kN)
1	252.54	0.984	248.50	2437.79
2	252.54	0.984	248.50	2437.79
3	252.54	0.800	202.03	1981.91

$$P = 2437.79 * 2 + 1981.91 = 6857.49 \text{ kN}$$

La cortante basal resulta de la siguiente ecuación:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P = 0.211 P = 1446.93 \text{ kN}$$

Su periodo fundamental de vibración es 0.218 s. Como $T < 0.5$ s, entonces $k = 1.0$

Se procede con el cálculo de las cortantes por nivel:

Nivel	Altura (m)	Peso (ton)	$P_i(h_i)^k$	α_i	$V_i = \alpha_i * V$ (ton)
1	3.8	248.50	944.30	0.205	30.00
2	6.8	248.50	1689.80	0.366	54.00
3	9.8	202.03	1979.89	0.429	63.00

Se obtiene la cortante basal para los tres niveles del edificio:

$$V_1 = 296.65 \approx 300 \text{ kN}$$

$$V_2 = 529.54 \approx 530 \text{ kN}$$

$$V_3 = 620.78 \approx 620 \text{ kN}$$

Evidentemente, estas fuerzas no corresponden a las aplicadas al pórtico, sino a todo el edificio. Por este motivo, se deben usar las cargas en servicio obtenidas del metrado de vigas y columnas del capítulo anterior para calcular el peso por cada nivel del pórtico. A continuación, se mostrará dicho procedimiento:

Nivel	Área tributaria (m ²)	Peso sísmico (ton/m ²)	Peso parcial (ton)	Peso parcial (kN)
1	81.00	0.984	79.70	797.00
2	81.00	0.984	79.70	797.00
3	81.00	0.800	64.80	648.00

$$P = 797 + 797 + 648 = 2242 \text{ kN}$$

De esta manera, se mantienen los mismos parámetros sísmicos para calcular la cortante en la base:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P = 0.211 P = 473 \text{ kN}$$

Esta cortante se distribuye para cada nivel:

Tabla 4.8: Cálculo de las cortantes por nivel para el pórtico

Nivel	Altura (m)	Peso (ton)	$P_i(h_i)^k$	α_i	$V_i = \alpha_i * V$ (kN)
1	3.8	79.70	302.86	0.205	96.98
2	6.8	79.70	541.96	0.366	173.14
3	9.8	64.80	635.04	0.429	202.94

Finalmente, resultan las cortantes para cada nivel:

$$V_1 = 100 \text{ kN}$$

$$V_2 = 170 \text{ kN}$$

$$V_3 = 205 \text{ kN}$$

Se observa que el pórtico recibe aproximadamente la tercera parte del peso de cada nivel del edificio. Las fuerzas calculadas no serán aplicadas directamente en cada nivel del diafragma rígido como este indicado en el modelo dado que el programa no identifica la magnitud de las cargas laterales como las gravitacionales por la diferencia en el tipo de análisis que se efectúa. Por ello, es necesario que se defina un nudo de control de un GDL (una sola dirección de cada fuerza) que pueda indicar los desplazamientos producidos por las fuerzas. Los valores de las fuerzas pueden ser introducidos al programa por el comando *NodeForce* en el eje X, pero se deberá hallar un factor por nivel que represente a cada fuerza. El cálculo consiste en asociar la cortante basal real y la resultante del análisis con un factor de carga unitario designado a toda la edificación de modo que sean iguales así será de gran ayuda más adelante. A partir de ello, se divide la carga en proporción al número de niveles (en este caso correspondería 1/3 a cada uno), pero ocurre que ese valor le compete a toda la planta del nivel. Debido a que solo se aplicará la carga a una parte de dicha planta, aquel valor deberá dividirse en proporción al área tributaria del pórtico y el área total en planta. De este modo, se obtendrá un valor igual a 0.107 para cada nivel por simplicidad. Es interesante mencionar que existe una relación inversamente proporcional entre la resultante del análisis y el factor calculado, puesto que, un aumento del factor de carga parcial o total en el pórtico, implicaría una reducción de la resultante por la misma fracción que debería ser compensado para obtener resultados similares.

Por otro lado, es necesario conocer como varia la carga o el desplazamiento a través del tiempo y para ello, se utilizan los comandos *Constant* y *Linear TimeSeries* respectivamente. Por un lado, en el primer caso, la carga aplicada es constante en el tiempo de dominio de pasos ideal para el análisis por cargas de gravedad. Por otro lado, en el segundo, dicha carga es proporcional en este tiempo tomando comúnmente un valor unitario (en caso se use otro factor, las cargas también estarán afectadas por dicho factor) oportuno para el análisis por cargas laterales.

4.1.4. Set up del análisis no lineal

Antes de comenzar con el análisis, es necesario conocer el orden de los comandos para que el análisis sea efectuado correctamente como a continuación: Recorder, patrón de restricciones y cargas, y análisis. En consecuencia, se comienza con la delimitación de la función Recorder para los resultados en los nodos y los elementos. Entre todos los posibles resultados nodales, solo se requieren el desplazamiento y la rotación asociados a las reacciones de fuerzas y momentos. Para los elementos, solo es importante el *material.stress* y *material.strain* para mostrar el comportamiento de las rótulas en este tipo de modelo, aunque se puede incluir *force* y *deformation* para comparar resultados a un nivel general. Por otro lado, se pueden emplear estas funciones para elementos sólidos en 3D. Luego de ello, se describe un patrón de las condiciones de apoyo y cargas definidas anteriormente. Debido a que el análisis se debe dividir por cargas de gravedad y laterales, el patrón de cargas también deberá ser fraccionado de la misma manera considerando el orden establecido.

El análisis se define como estático debido a que evalúa cargas estáticas, los transitorios son empleados para cargas dinámicas. El comando de restricciones usado es el *Plain Constraints*, puesto que es aplicable para restricciones simples de un punto como un empotramiento o restricciones múltiples en el único caso del comando *equalDOF* que usa una matriz de identidad. Se podría situar al comando de *Transformation Method*, pero posee ciertas inconveniencias con respecto al uso de las restricciones múltiples como cuando aplicas desplazamientos fijos. Se puede indicar que el comando *Penalty Method* es el más completo y confiable para casi todos los casos. Sin embargo, se requiere asignar un factor de restricción en los nodos suficientemente grande acorde a las cargas aplicadas y su uso es más común con el comando *rigidDiaphragm*.

El programa debe incluir un tipo de algoritmo que sea capaz de resolver la ecuación no lineal del problema. Por ello, existen varios dependiendo del argumento que utilicen. El más básico es el algoritmo lineal que es ideal para resolver ecuaciones de un sistema elástico, lo cual no se podría usar en este caso. El método de *Newton* es el más común para sistemas inelásticos, pero el *Newton with Line Search* es más efectivo cuando se tiene una convergencia lenta. Por otro lado, el método *Modified Newton* es similar al *Newton* con la diferencia que este puede llegar a ser más preciso si se le incluye una buena cantidad de iteraciones. Además del algoritmo, se requiere de un comando de ensayos que pueda verificar la convergencia final. Entre estos se puede mencionar al *Norm*

Displacement Increment Test en el cual la solución son los incrementos de desplazamiento aplicados y que involucra a dos parámetros que evaluar su precisión. La tolerancia y el número máximo de iteraciones necesarias para lograr un punto de falla, mientras que los restantes son opcionales. Todo lo mencionado se indica en la figura 4.13.

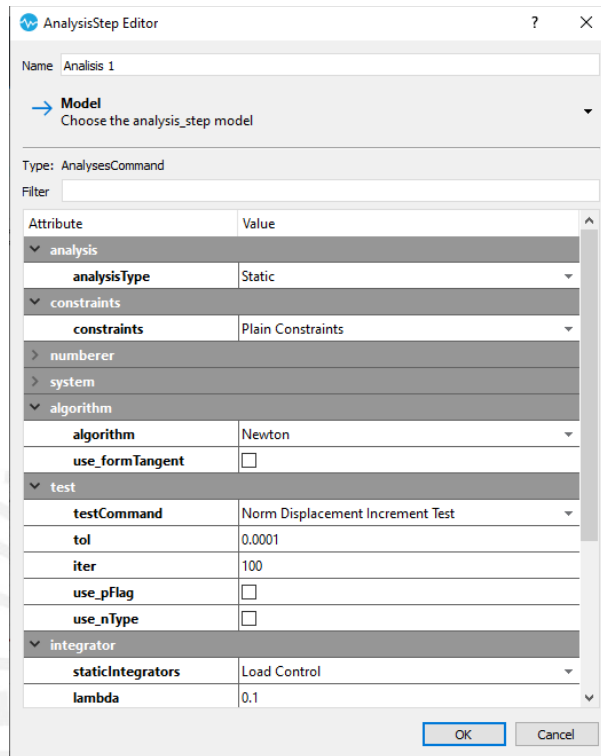


Figura 4.13: Análisis por cargas de gravedad bajo control de cargas.

Por un lado, para el análisis por cargas de gravedad no habría inconvenientes dado que se define una condición constante en el tiempo para un control de cargas en la aplicación de estas con lo que se obtendrían resultados directos. Para un control de carga, esta se incrementa gradualmente desde cero hasta el valor asignado y se espera que la estructura sea capaz de resistir su magnitud.

Por otro lado, en el análisis por cargas laterales, la definición de condición de cargas es lineal, es decir, va a depender del tiempo o de la cantidad de pasos que se le indiquen. En este caso, se tomará un control de desplazamientos que consiste en aplicar un desplazamiento incremental estimando hasta donde llegará el colapso de la estructura en el nudo de control, lo cual es muy óptimo para estructuras que resultarán inestables. El nudo de control es un punto en el último nivel con el GDL en la dirección de la carga aplicada (eje X) y dado que se tiene un diafragma rígido, se puede tomar cualquier punto del tercer nivel. De este modo, se podrá ajustar las cargas obtenidas a partir de los desplazamientos con las ya aplicadas para lograr el equilibrio de la estructura.

Se deben considerar como la cantidad máxima de iteraciones para que se identifique una falla. Normalmente, es suficiente con 20 y se aumenta si se desea mayor precisión.

El número de pasos o *NumIncr* debe ser una cantidad mínima para que el programa pueda desarrollar correctamente el análisis, pero tampoco se debe tomar un valor muy alto porque el programa podría tener problemas de convergencia para la obtención de resultados. Otro parámetro importante es el factor de incremento de carga o λ , puesto que está asociada proporcionalmente a la carga final para un mismo número de pasos (si se duplica este factor, entonces la reacción resultante también se duplicaría). Asimismo, el incremento o longitud de paso o *Incr* está definido como la fracción del desplazamiento o fuerza objetivo y el número de pasos estimado. En el primer análisis, aunque se podría tomar solo un paso dado el control de cargas, se estima una cantidad de 10 suficiente para lograr el propósito. El factor de incremento es tomado con un valor de 0.1, ya que al multiplicar el número de pasos por este factor se debe obtener la unidad para que no altere el resultado de la carga final. Sin embargo, en el segundo análisis, el número de pasos debe ser mayor y suficiente como para incursionar en el rango inelástico ocasionando la aparición de rótulas plásticas. Se elige una cantidad de 1500 con un incremento de 0.1 como se evidencia en la figura 4.14, esto no quiere decir que sea la cantidad definitiva para el análisis, ya que dicho valor será determinado de acuerdo con la capacidad del pórtico. Por este motivo, este valor no es fijo, sino que se puede ir cambiando a medida que se observe el comportamiento de la estructura. Opcionalmente, si se requiere controlar mejor este incremento se puede elegir los límites máximos y mínimos de longitud de paso.

Para este análisis, el desplazamiento final ubicado en el nodo de control tendrá una relación con el factor $Incr \times NumIncr$. Es importante que el nodo se coloque en el último nivel, de lo contrario otro punto tendrá un desplazamiento contradictorio a lo que espera. Evidentemente, habrá un punto en el cual la estructura tendrá un límite de desplazamiento y esto es notorio cuando se indica que tenga un valor muy alto y el programa lo identifique solamente hasta cierta medida obteniendo un resultado incompleto.

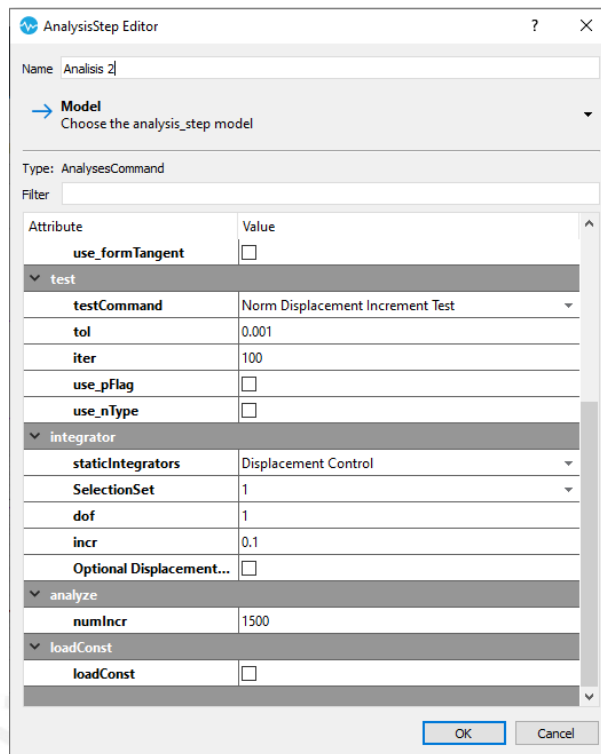


Figura 4.14: Análisis por cargas de sismo bajo control de desplazamiento.

4.2. Modelo de fibras

4.2.1. Procedimiento complementario del modelo

El modelo de fibras debe ser capaz de representar la plasticidad distribuida en toda la longitud de vigas y columnas en el pórtico ya delimitado con plasticidad concentrada. Por ello, es necesario obtener información más generalizada que en el modelo anterior, recalando que sus propiedades físicas serán independientes de lo realizado en el capítulo 3 sobre cargas de gravedad. Alternativamente, se puede emplear un modelo con regiones inelásticas con longitud definida. En el modelo se debe detallar la respuesta por separado como una sección elástica para cargas axiales y como una sección uniaxial asociada a un modelo inelástico para momentos como el caso anterior. Dado que solo se puede usar una sección, ambas secciones se unifican con el comando *Section Aggregator*.

A partir de las propiedades mecánicas de la estructura, se define un modelo de concreto inelástico para la zona no confinada de las secciones (*concrete01*). De acuerdo a las normas peruanas, la resistencia a la tracción se puede despreciar con respecto a la de compresión debido a que este alcanza un valor diez veces menor. Los datos necesarios para este comando son: la resistencia del concreto a compresión (f_{pc}), deformación unitaria correspondiente a la máxima resistencia (ϵ_{psc0}), resistencia a la rotura (f_{pcu}) y deformación unitaria correspondiente a la resistencia de rotura (ϵ_{pscu}). Los valores serán tomados en base al diagrama del material usado en el modelo de rótulas y cabe mencionar que todos estos son negativos porque según la convención de signos del programa, la tensión es positiva.

El material es ensayado con carga monótonica y una deformación objetivo de 0.003 en una gráfica similar a la presentada anteriormente tal como se observa en la figura 4.15. La deformación final depende de la escala negativa indicada por convención igual a la unidad ya que es el producto del objetivo y la escala, y se podrían modificar, pero en caso que la deformación objetivo sea mayor que la final se observaría un tramo constante con la diferencia de deformaciones. El número de divisiones solo es un parámetro de precisión, es decir, a medida que aumenta se toma mayor cantidad de muestras, pero el resultado es prácticamente el mismo a partir 100.

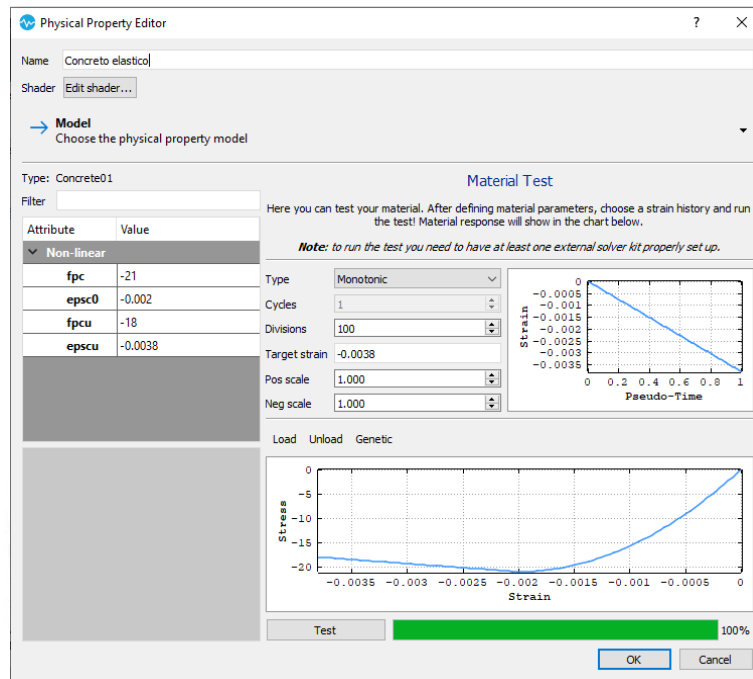


Figura 4.15: Definición del comando Concrete01 en STKO.

Es necesario determinar un modelo de acero de refuerzo que presente el mismo comportamiento que el material empleado para el diagrama momento curvatura del modelo de rótulas plásticas, por lo que no debería idealizarse como bilineal. Por este motivo, los modelos steel01 y steel02 no fueron tomados en cuenta y en lugar de ello, se empleó el comando ReinforcingSteel el cual muestra una zona de incremento de resistencia por endurecimiento a diferencia de los dos anteriores. Los datos correspondientes al comando son: resistencia de fluencia (f_y), resistencia última (f_u), módulo de elasticidad en la zona de endurecimiento (E_{sh}), deformación al inicio del endurecimiento (esh), deformación última (e_{ult}), módulo de elasticidad elástico. Al igual que en el concreto, dichos valores serán obtenidos a partir del diagrama empleado en el modelo de rótulas y se muestran positivos por el esfuerzo a tracción. Adicionalmente, el comando incluye diversos factores de control de pandeo, fatiga y zonas elásticas e inelásticas de los cuales solamente se considerará para el tramo de tangente inicial (R1, R2 y R3) que indican la transición de una curva. Se tomaron valores de acuerdo con las recomendaciones de la plataforma de OpenSees para controlar el aumento de resistencia después de la fluencia conocido como endurecimiento isotrópico y mantener la deformación constante hasta el

inicio del endurecimiento. Para este caso, se indicó una deformación objetivo de 0.09 con el fin de exponer el modelo completo del material y 1000 divisiones para lograr mejor precisión de la curva. Todo lo mencionado se puede apreciar en la figura 4.16 bajo una carga monótonica que se ve reflejado en el gráfico de la derecha con el aumento de la deformación a través del tiempo.

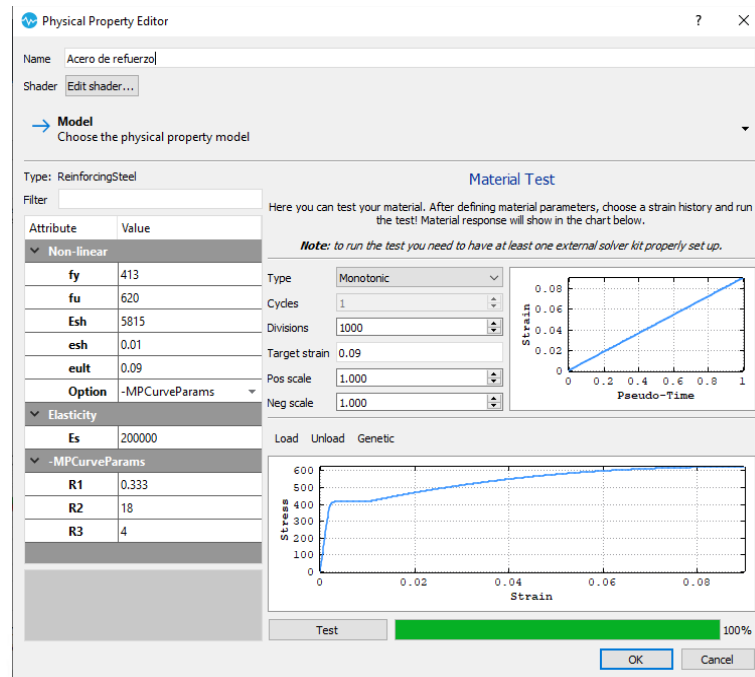


Figura 4.16: Definición del comando ReinforcingSteel en STKO.

Luego de ello, se define una sección rectangular tipo fibra llamada *RectangularFiberSection*, este comando construye una sección de fibra en base a 3 grupos: fibras para el núcleo, para el recubrimiento y para el refuerzo. Se coloraron las especificaciones de los materiales y el refuerzo para la sección de la columna y viga, y en base a los materiales definidos en el diseño presentado en el capítulo anterior como se indica en la figura 4.17. De igual forma, este comando tiene la ventaja de no presentar problemas con el número de fibras por sección, porque está predeterminando por la geometría establecida garantizando una solución exacta, es decir, no será necesario aproximar la cantidad de fibras. Cabe mencionar que para la sección de ambos elementos no se coloca un material para el núcleo de concreto dado que el programa puede calcular automáticamente la curva esfuerzo – deformación como un concreto confinado diferenciándose del modelo simple. El material creado depende de la geometría y la cantidad de refuerzo transversal indicado, dejando así el recubrimiento como concreto no confinado. Para los estribos, se necesita conocer número de ramas de la sección, la cual es dos en ambos ejes debido a que es una sección simple para todos los elementos. Además, la zona de daño de los elementos puede extenderse más allá de $2H$ (1 m), de modo que se ha considerado un espaciamiento entre estribos de 20 cm dado que OpenSees no incluye espaciamiento por tramos como en el detalle del diseño por corte. La referencia es opcional de acuerdo con el tipo de concreto que se requiera; otra manera de lograr esto es crear manualmente dos modelos de concreto

confinado y no confinado para asignarlos al núcleo y al recubrimiento respectivamente. Asimismo, se puede usar el comando *Fiber Section* para realizar el mismo propósito, pero es un poco más difícil definir toda la sección completa manualmente. Cabe mencionar que se ignora los efectos de torsión para todos los elementos. Existen 3 criterios para el cálculo del concreto confinado tales como Mander, Euro código y la Norma Técnica de Construcción Italiana (NTC 2018).

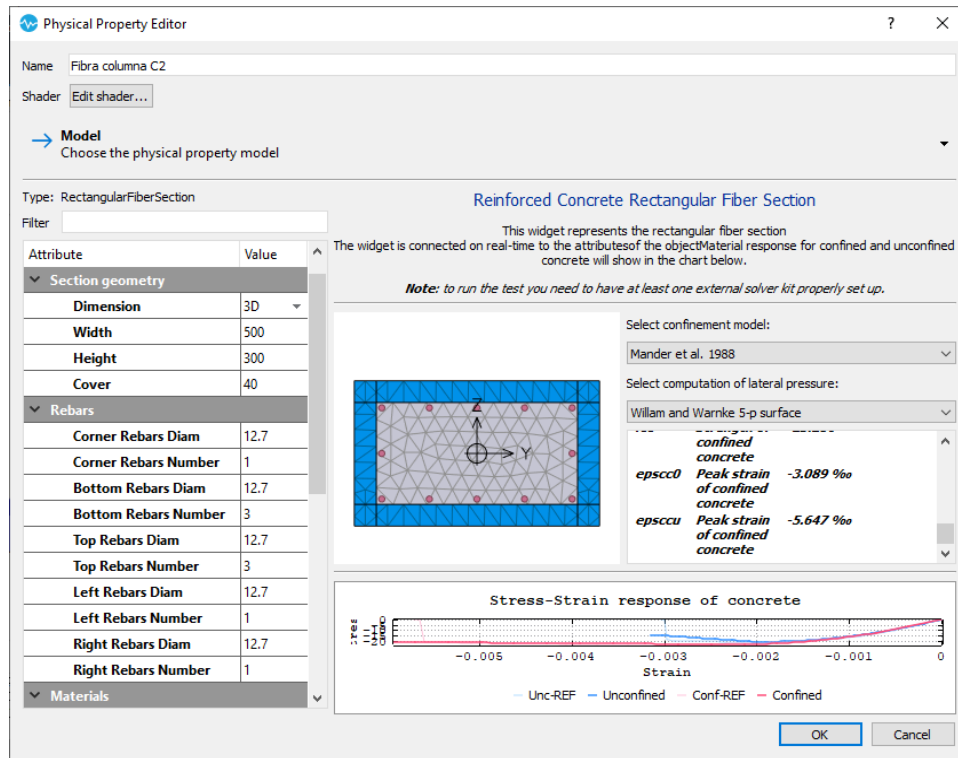


Figura 4.17: Definición de la sección de fibra para la columna C2 en STKO.

En contraste con el modelo anterior, la no linealidad se presenta en toda la longitud del elemento y para conocer los resultados como un diagrama momento-curvatura en ciertos puntos se necesita definir una propiedad especial en la sección. Este comando, que integra ambos materiales de la sección, se denomina *BeamSectionProperty* con cinco puntos de integración asignados del 0 al 4. Este número es convencional, ya que el valor mínimo es dos. De esta manera, se puede representar las fibras en un elemento a partir de su sección transversal como se presenta en la figura 4.18.

Existen muchos tipos de integración tales como: Lengendre, Lobatto, Radau, NewtonCotes, Trapezoidal. Por defecto, se asigna Lobatto. Todos estos casos ya se explicaron en el capítulo 2. En este caso, existe la posibilidad de asignar rótulas con longitud definida cambiando la opción de grupo, pero eso corresponde a un caso aparte. Este comando impide que se pueda crear luego el *elasticBeamColumn* para cada elemento supuestamente elástico, ya que ese crea un elemento no lineal basado en el método de flexibilidad correspondiente al comando *forceBeamColumn*. Curiosamente, existe un comando llamado *elasticForceBeamColumn* que abarca solamente un campo limitado de fuerzas elásticas.

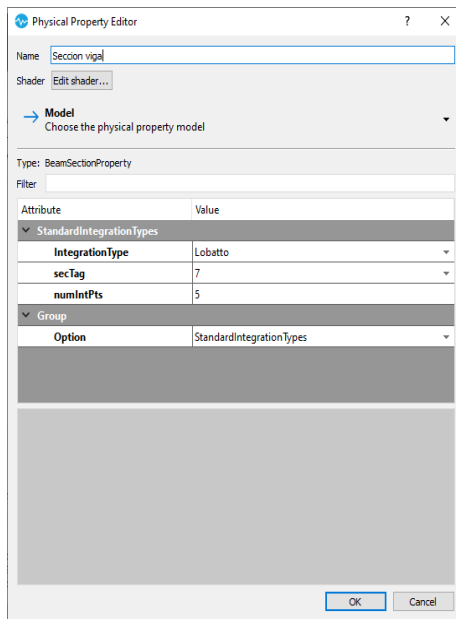


Figura 4.18: Definición de los puntos de integración en STKO.

Por otro lado, para las propiedades de los elementos se siguió el mismo procedimiento en todos estos en el pórtico. Se definió y asignó la propiedad *dispBeamColumn* para optar por el método de desplazamientos a lo largo de cada elemento como se presenta en la figura 4.19. Crea un campo de desplazamientos para lograr el equilibrio. Este comando es similar al *forceBeamColumn*, pero para este modelo se presenta una ventaja al momento de asignar los puntos de integración ya que este comando solo obtendría respuesta para solo un punto de cada extremo y no se expresa para los demás. Esto no quiere decir que este mal definir el elemento con dicho comando puesto que sí se puede correr el análisis siendo ambos elementos no lineales, sino que no se va a obtener esfuerzos o deformaciones en las secciones fibras en puntos indicados a través del elemento. En este modelo, también se considerará el efecto de segundo orden o P-delta de manera que se tenga suficiente información para comparar resultados.

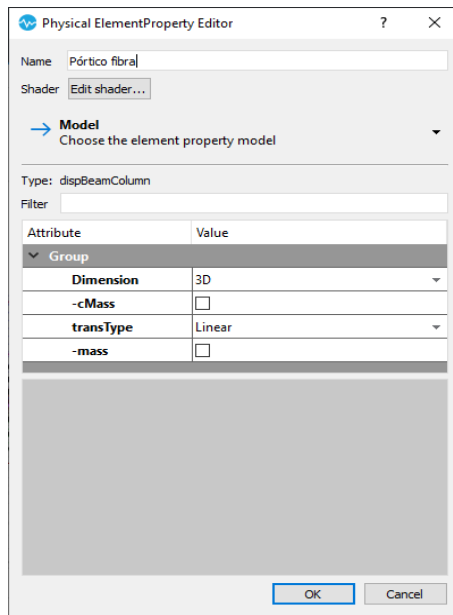


Figura 4.19: Definición del comando *dispBeamColumn* en STKO.

Es importante resaltar que la intensidad de la carga axial se evidencia mucho en este modelo ya que se presenta en todos los elementos, aunque estos no tengan deformaciones como las vigas porque sus extremos tienen el mismo desplazamiento por diafragma rígido. No obstante, este inconveniente se puede solucionar incluyendo una rótula por carga axial en el eje de las vigas de modo que no presente intensidad de carga axial. Se usa el comando *Elastic* para evidenciar un nodo rígido y otro flexible axialmente, es decir, se delimita una rigidez muy alta en un nodo (se emplea como referencia el valor calculado) y nula en el otro como se ilustra en la figura 4.20.

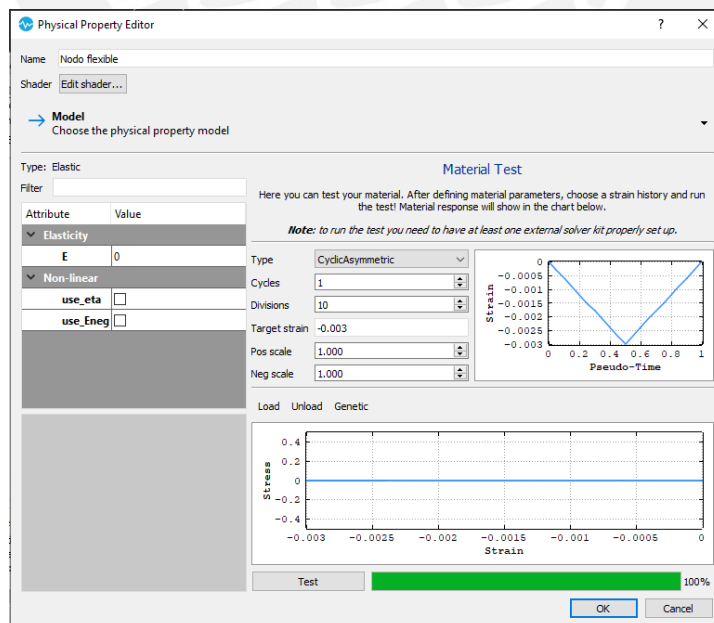


Figura 4.20: Definición de un nodo flexible con el comando *Elastic*.

Se hace énfasis en dos nodos diferentes puesto que el programa debe identificar un punto fijo de referencia para analizar el modelo; de lo contrario, este lo reconocerá como un error en la lectura de

datos. Luego se usa el comando *ZeroLength* para definir la rótula asociada a los nodos mencionados considerando rigidez nula en el eje X. Con el fin de relacionar las propiedades a la sección de las vigas, se usa el comando *HingedBeam* teniendo en cuenta la diferencia de los nodos mostrado en la figura 4.21.

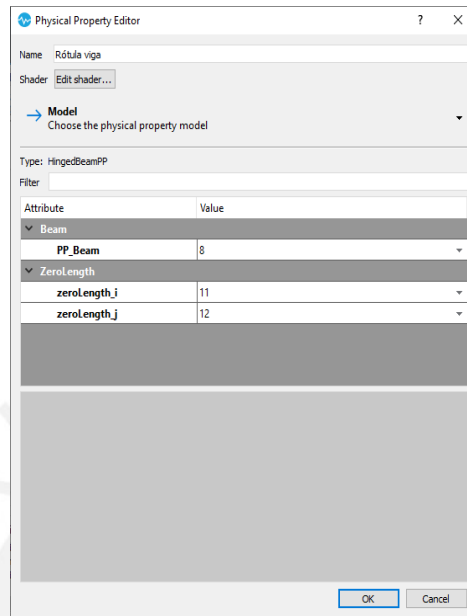


Figura 4.21: Definición de rótulas sin carga axial en vigas.

Asimismo, se debe delimitar las propiedades para crear las rótulas en ambos extremos de las vigas que puedan anular la carga axial porque la función ya está determinada tal como se puede observar en la figura 4.22. Sin embargo, este modelo no puede controlar la deformación axial de los elementos cuando se usa un diafragma rígido u otra restricción similar de modo que se pueden apreciar cierta deformación en las vigas, pero lo suficientemente pequeña como para depreciarse.

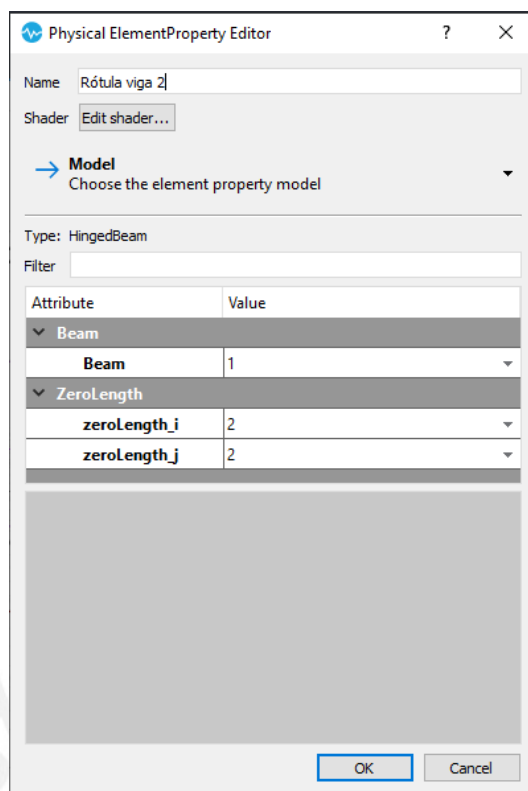


Figura 4.22: Definición de elementos tipo rótulas en vigas.

4.2.2. Desarrollo específico de los materiales de los elementos

En este modelo, las propiedades se definen a partir de los elementos, los cuales deben ser precisados como el concreto y el acero. El modelo del concreto simple es aquel usado por Hognestad y se presenta con un primer tramo parabólico cuya tangente corresponde al módulo de elasticidad que logra tener el mismo valor que en el modelo de rótulas plásticas. Luego de ello, se origina un tramo lineal en el cual estima la resistencia última como una reducción del 15 % con respecto a la resistencia máxima bajo cargas monotónicas, así como se observa en la figura 4.23.

El modelo del acero de refuerzo muestra una completa relación de esfuerzos y deformaciones hasta la rotura, aunque solamente se evalúe hasta la resistencia máxima sin considerar el ablandamiento por deformación a diferencia del modelo del concreto. La resistencia es la suficiente como para que se pueda apreciar el tramo de fluencia constante y se evite una falla frágil como se explicó previamente. Alcanza una resistencia de fluencia de 420 MPa mostrado en la figura 4.24. Por otro lado, existe un modelo simplificado a tramos lineales expuesto por Zulfiqar y Filippou (1990) bajo las mismas condiciones.

Se empleo el comando *Edge Seed* para dividir o discretizar, de manera uniforme, los elementos en 4 partes de modo que se pueda observar mejor las deformaciones, así como valores más específicos en ciertos puntos de cada elemento. Al crearse 4 sub elementos, cada uno de estos tendrán también los 5 puntos de integración asignados para ambos modelos.

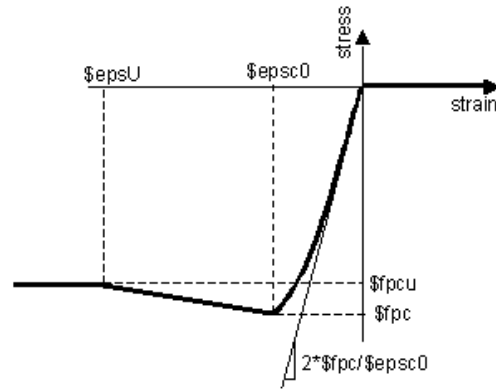


Figura 4.23: Modelo concrete01 definido por OpenSees.

Fuente: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Concrete01_Material -- Zero_Tensile_Strength

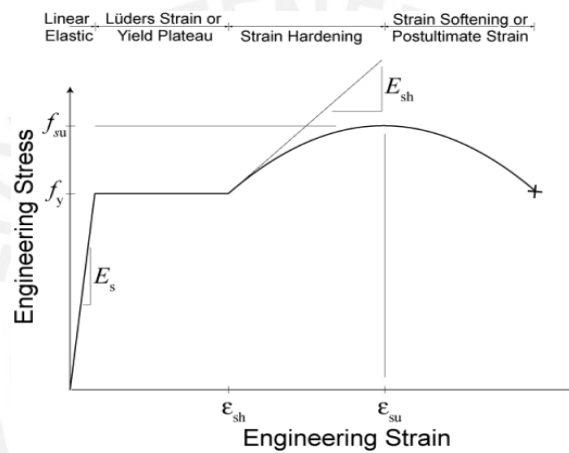


Figura 4.24: Modelo reinforcingsteel definido por OpenSees.

Fuente: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Reinforcing_Steel_Material

En el diseño sísmico de columnas, es necesario dotar a las secciones de un adecuado nivel de ductilidad con el fin de garantizar que el desplazamiento en ciertos puntos no ocasionen daños que conlleven a un colapso y pueda haber una correcta redistribución de momentos. Se proporciona suficiente refuerzo transversal que pueda confinar la zona de compresión y evite una falla por corte. Algunos ensayos demuestran que la cantidad de confinamiento mejora a medida que se aumenta la intensidad de carga axial, se reduce el espaciamiento de estribos y haya una óptima distribución de barras alrededor de la sección. En 1971, Kent y Park plantearon un modelo del concreto modificado, en base al de Hognestad, que evalúa el efecto del confinamiento lateral mostrando una reducción de resistencia hasta del 80%, pese a que muestra un aumento de ductilidad por confinamiento. En 1988, Mander planteó un modelo unificado para el concreto confinado que se basó en ensayos de compresión axial en 40 columnas aplicable a una configuración de refuerzo rectangular y circular bajo cargas monotónicas consideradas estáticas como se observa en la figura 4.24. En ese gráfico, se indica que la máxima capacidad en compresión del concreto confinado (f'_{cc}) es obtenida a partir de un modelo de esfuerzos en compresión multiaxial basado en resultados de ensayos triaxiales. No

obstante, este parámetro puede ser calculado por la ecuación de Richard et al (1928) cuando es sometido a una presión lateral de confinamiento. De esta manera, la deformación unitaria a la máxima capacidad (ϵ_{cc}) se ve influenciado por un aumento de 5 veces con respecto a los esfuerzos. La deformación última del concreto confinado (ϵ_{cu}) contribuye al desarrollo de la rotación máxima de un elemento de concreto armado por lo que es definida como el concepto de la primera fractura del estribo indicando el término de la relación esfuerzo-deformación. Además, Mander et al (1984) expuso un criterio para calcularla mediante un balance de energía en el cual el área sombreada de la figura 4.25 representa el aumento de energía de deformación por confinamiento. Con el fin de calcular dicha energía, se considera la diferencia entre las energías necesarias para lograr la falla del concreto confinado y no confinado o el área total de las curvas de sus modelos añadiéndole la energía necesaria para mantener la fluencia de las barras en compresión. Luego de ello, ocurre una repentina disminución de resistencia en compresión debido a la reducción del confinamiento y una pérdida de condiciones del pandeo en las barras de refuerzo.

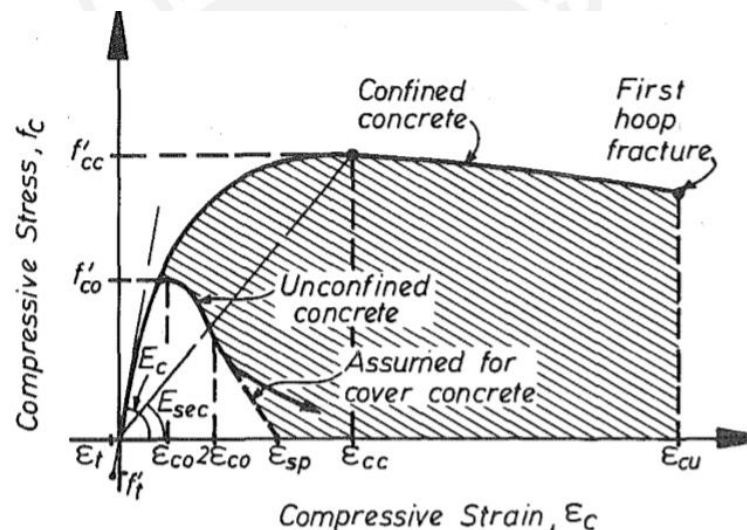


Figura 4.25: Modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado y no confinado (Mander, 1988).

De este modo, el modelo del material debe dividirse en zonas inelásticas específicas reflejados en una sectorización por criterios indicados en el software SAP 2000, ya que fue empleado para la definición del mismo.

Tabla 4.9: Criterios de aceptación en modelo de concreto y acero basado en SAP 2000

Criterio de aceptación	Tensión (mm/mm)	Compresión (mm/mm)
Ocupación inmediata (IO)	0.01	0.003
Seguridad de vida (LS)	0.02	0.006
Prevención de colapso (CP)	0.05	0.015

En la tabla 4.4, se puede observar que la ocupación inmediata ocurre cuando el modelo de concreto simple llega a su deformación máxima en compresión, por lo que no ocurrirían los demás criterios. Por este motivo, es más relevante emplear el modelo de concreto confinado que desarrolla mayor

ductilidad y, por ende, mayor desempeño que pueda comprender hasta la seguridad de vida. Por otro lado, se puede identificar que los criterios por tensión tienen un límite más alto porque no se puede aceptar deformaciones mayores que en compresión, aunque estos valores no serán tomados en cuenta por el tipo del modelo utilizado. De igual modo, para el caso de acero, se pueden contemplar los tres criterios establecidos en tensión debido a su gran deformación unitaria.

4.2.3. Set up del análisis no lineal

Este análisis se efectúa de la misma manera que en el modelo con plasticidad concentrada, es decir, mediante un análisis de control de carga incremental y de desplazamiento incremental en una serie de pasos en el pórtico. Dicho de otro modo, se conservan todos los datos y comandos para el análisis tales como el desplazamiento objetivo de la estructura igual a 165 mm. Tal como se había mencionado, este desplazamiento es referencial porque aún no se determina cuál es el desplazamiento que logre una máxima capacidad. Sin embargo, se deben realizar ciertas modificaciones para lograr resultados satisfactorios. Es relevante que se indiquen que los resultados sean *section.fiber.stress* y *section.fiber.strain* para las secciones de fibras, así como *section.force* y *section.deformation* en los puntos de integración para que sean identificados en el análisis como se presenta en la figura 4.26. En caso que se necesite un resultado adicional diferente a esto, se pueden crear un vector que indique el propósito como un modelo de daños.

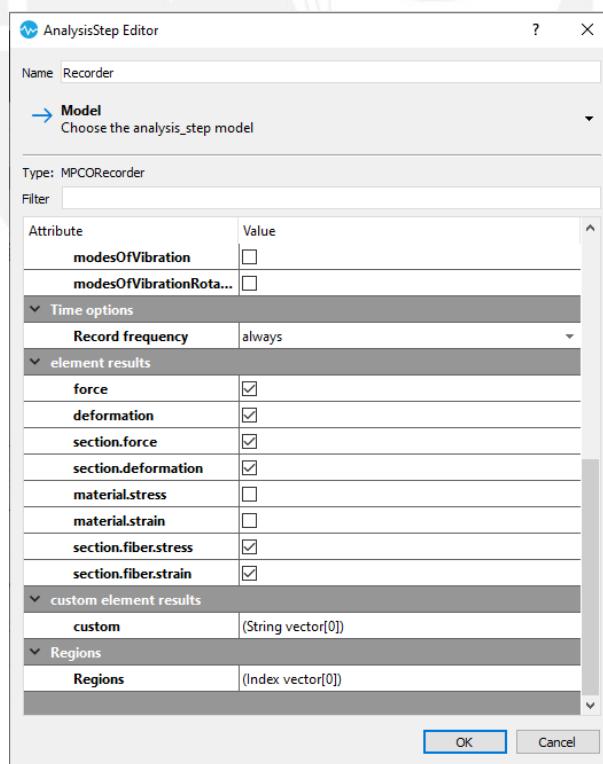


Figura 4.26: Asignación de los resultados de elementos en Recorder.

Capítulo 5 : INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Una vez se hayan verificado y terminado completamente ambos modelos en el software, se procede a analizarlos en el *Post-Processor*. En esta parte se pueden obtener los resultados de distintas maneras según el tipo de modelo y lo que se haya asignado previamente.

5.1. Comparación del comportamiento de los modelos

Los resultados son visualizados por medio de la base de datos de OpenSees y estos se representan por planos, gráficos y tablas. Para analizar los resultados, se necesita definir un grupo de planos donde se ubiquen los distintos tipos de planos que se quiera obtener. Por ello, el plano de superficies o *Surface Plot* es adecuado para la obtención íntegra de la información sobre desplazamientos, fuerzas, momentos, etc. Este plano es más completo que el *Deformed Shape*, puesto que este solo presenta una idea de las deformadas del modelo. Es importante saber que cada plano contiene un control de todos los pasos del análisis, así como precisar una escala para los desplazamientos, dado que no son apreciables inicialmente. La gama de colores es solo referencial, ya que no indica que el valor señalado sea precisamente el alcanzado. La deformación se debe escoger, por convención, en los desplazamientos de modo que se aprecie dicho parámetro con una escala suficiente de 10. Las cargas de gravedad se desarrollan dentro de los primeros 10 pasos señalando solamente deflexiones y desplazamiento verticales en los nudos. De esta manera, en el último se obtenga la reacción final en el eje Z como resultado de las cargas distribuidas de las vigas en los tres niveles indicadas en la tabla 5.1. Se puede observar que la relación de las fuerzas en las columnas no es de 1 a 2 como se esperaba y se calculó para los diagramas momento curvatura, aunque satisface la misma fuerza resultante producto de las cargas existiendo relativa igualdad en ambos modelos presentados. De este modo, se evidencia una mayor diferencia en las reacciones del modelo de plasticidad distribuida con respecto al de concentrada ocasionado levemente una mayor resistencia, pero menor ductilidad al igual que para los dos tipos de columnas.

Tabla 5.1: Reacciones verticales de las columnas en la base del pórtico para ambos modelos

Tipo de modelo	Plasticidad concentrada	Plasticidad distribuida
Columna C2 izquierda (kN)	334.45	317.39
Columna C2 derecha (kN)	334.45	317.39
Columna C4 izquierda (kN)	726.45	743.41
Columna C4 derecha (kN)	726.45	743.41
Fuerza resultante (kN)	2121.80	2121.60

El modelo con plasticidad concentrada presenta ciertas asunciones en la introducción de los datos, una de estas puede ser la idealización de que la sección elástica conserve su elasticidad durante todo el análisis ignorando el agrietamiento y fisuración del concreto. No obstante, esta reducción debe ser

significativa para lograr los cambios esperados, ya que el comportamiento de los elementos conviene más en la etapa inelástica por lo que no es conveniente. Además, la definición de las propiedades para las rótulas influye mucho en los resultados en los cuales se debe modificar en caso haya ciertas incertidumbres en ellos. Por consiguiente, su valor en el modelo influirá mucho en la capacidad final del pórtico. La consideración de tomar como netamente rígida puede haber generado inconvenientes.

El modelo con plasticidad distribuida posee una entrada de datos más directa sin necesidad de hacer cálculos para obtener los parámetros de modelos inelásticos como el de Ibarra – Krawinkler. No obstante, los cálculos que no se efectúan en este modelo, el mismo programa se encarga de desarrollarlos. Evidentemente, no se va a tener que ajustar ciertos valores como en el modelo anterior en la rigidez o ductilidad local. Asimismo, este modelo permite que ya no se asuma la formación de rótulas en los extremos de los elementos y que puede calcular la longitud de las rótulas a través de la relación de la curvatura y rotación logrado así disminuir su nivel de idealización con respecto al modelo anterior.

Las diferencias se presentan en el análisis por cargas laterales ya que evaluará la capacidad de la estructura hasta alcanzar cierto desplazamiento, el análisis por cargas de gravedad solo depende de la magnitud de la carga aplicada que es la misma para ambos. Asimismo, el primer modelo obtiene una relación momento-rotación a partir del mismo presentado en el *input data* proveniente de una relación momento-curvatura, la cual puede ser comparada con la obtenida en las secciones del segundo modelo. Dicho de esta manera, este modelo puede obtener mayores funciones como un diagrama de interacción axial-momento para las columnas.

Debido a la resistencia a la compresión del concreto y al espaciamiento de confinamiento descrito en el capítulo anterior, el comportamiento del pórtico estará influenciado solamente por flexión. Los resultados de dicho comportamiento se expresan por medio de una relación de la fuerza cortante basal y el desplazamiento lateral en el nudo de control hasta cierto valor conocido como curva de capacidad. El primer tramo representa el comienzo de la aplicación de cargas lineales en un estado funcional o sin daños del pórtico para ambos modelos. El programa calcula directamente dicha curva utilizando el *pseudo time step* como la cantidad acumulada de pasos referidos a la cortante basal bajo un factor total de carga de 0.321, valor que ya fue calculado en el capítulo anterior. No se podría emplear la suma de las reacciones horizontales en la base de la estructura como la cortante basal puesto que esta fuerza es obtenida mediante un control de desplazamientos relacionados al análisis *pushover* y las reacciones son producto del control de cargas del primer análisis. Por ende, las reacciones por cargas de gravedad expuestas anteriormente sí fueron resultados válidos en dicho análisis.

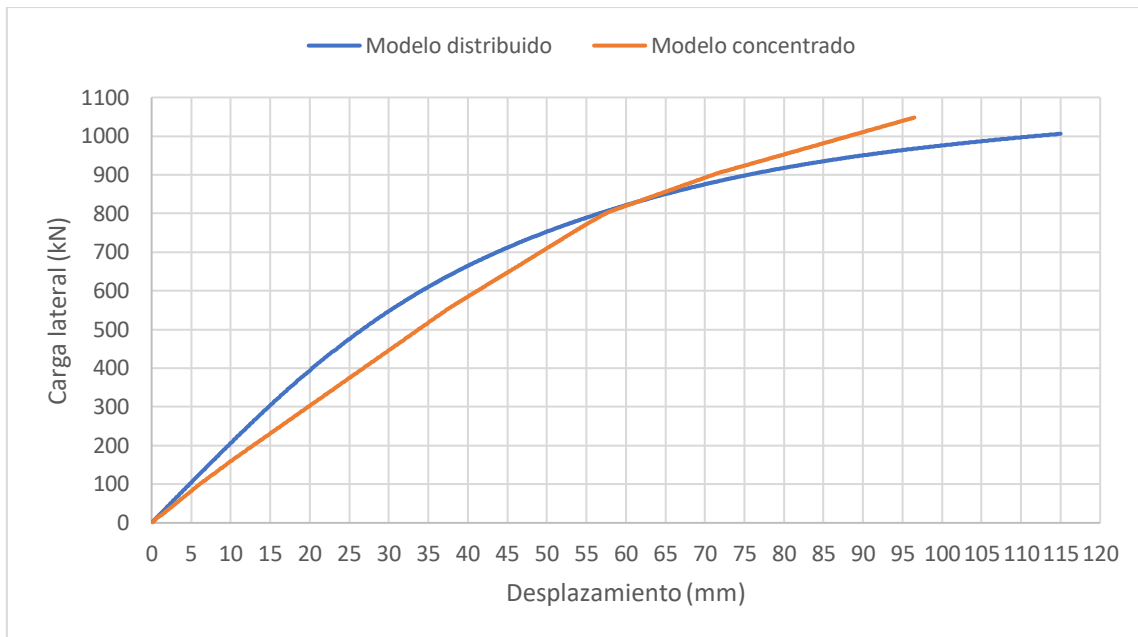


Figura 5.1: Curvas de capacidad para modelos de plasticidad concentrada y distribuida.

La curva de capacidad es mostrada a través de la figura 5.5, en la cual es posible deducir que, en general, las curvas obtenidas por ambos modelos son similares, a pesar de que existen ciertas diferencias que serán explicadas a continuación. En primer lugar, la rigidez inicial elástica, hasta un desplazamiento lateral aproximado de 58 mm, es mayor en el modelo de plasticidad distribuida dado que este considera una reducción menor de rigidez por agrietamiento en vigas y columnas. Cabe mencionar que, para lograr la misma rigidez elástica, se tendría que suprimir totalmente la reducción de rigidez aludiendo que la sección de los elementos nunca se agrietase, aun así, se mantiene un similar comportamiento lineal-elástico dicho tramo. El hecho de que el modelo de plasticidad distribuida haya tomado más datos por la cantidad de fibras usada logra que su comportamiento se asemeje más a una curva ideal. En segundo lugar, la relación de las rigideces cambia pasado un cierto punto que podría considerarse el de fluencia en el cual hay un predominio del modelo de plasticidad concentrada debido al comportamiento de los elementos. No obstante, se observa que el modelo de plasticidad distribuida alcanza un desplazamiento apreciablemente mayor cuando ambos modelos han sido corridos con la misma cantidad de pasos igual a 1150 equivalente a 115 mm. Por un lado, el modelo de plasticidad concentrada concluye su análisis cuando uno de sus elementos alcanza su capacidad máxima asociada a un desplazamiento total de 96.50 mm. Por otro lado, el modelo de plasticidad distribuida concluye su análisis sin problemas lo cual indica que aún se puede aumentar la cantidad de pasos hasta valores muy elevados correspondientes a la capacidad máxima del último elemento posible. De igual modo, la selección de los modelos constitutivos de los materiales, así como la configuración de la geometría y el refuerzo fue adecuada porque lograron desplazamientos similares. Finalmente, la capacidad máxima del pórtico en ambos modelos es semejante, pero se debe encontrar alguna manera para que el modelo de plasticidad distribuida identifique algún punto de falla

anterior al mencionado en los elementos y similar al de concentrada. Es probable que uno de los criterios a considerar sea con respecto a la no linealidad de la estructura.

En referencia a lo expuesto en el capítulo anterior, es importante considerar la influencia de la no linealidad geométrica en ambos modelos empleando los resultados de la curva de capacidad para calcular el desplazamiento límite en base a la ecuación 4.2 como se muestra a continuación:

$$2121,800 * \Delta \leq 0.2 * 720 * 10^6 \quad \Delta \leq 67.87 \text{ mm (Modelo concentrado)}$$

$$2121,600 * \Delta \leq 0.2 * 765 * 10^6 \quad \Delta \leq 72.11 \text{ mm (Modelo distribuido)}$$

Se puede manifestar que los desplazamientos máximos alcanzados en la curva de capacidad superan el límite de desplazamiento calculado de modo que se tomará en cuenta el efecto P-delta.

El efecto P-delta influyó en los resultados, ya que identifica una reducción de resistencia y rigidez en el tramo inicial elástico en la curva de capacidad ilustrada en la figura 5.2 con respecto a la curva sin dicho efecto. Aquella reducción se presenta como la rigidez geométrica mencionada y como consecuencia, puede presentarse un incremento en el periodo fundamental debido a que se flexibiliza el sistema. Pese a ello, permanece la mayor rigidez en el modelo de plasticidad distribuida. Sin embargo, pasado el punto de fluencia, este modelo alcanza mayor desplazamiento demostrando mayor capacidad inelástica que el modelo concentrado, aunque ambos muestran un comportamiento no tan dúctil influenciado por las columnas. De esta manera, este efecto permite obtener una aproximación más precisa en cuanto a la respuesta de la estructura evitando que el mecanismo final no tenga una falla inestable, pero la limitación del desplazamiento impide que no se puede apreciar la reducción del 20% de la capacidad máxima.

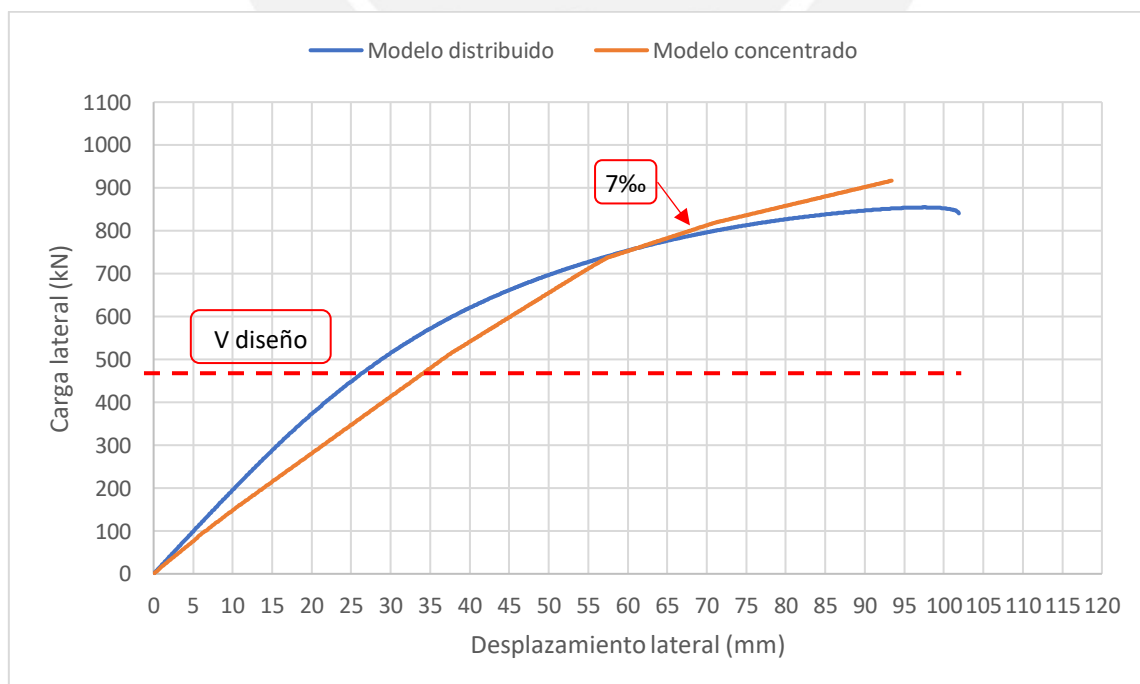


Figura 5.2: Curvas de capacidad para ambos modelos considerando el efecto P - delta.

En consecuencia, se deben tomar ciertos puntos notables en ambas curvas para establecer un criterio de comparación descrito a continuación:

- Diseño: corresponde al punto en el cual se emplea la cortante resultante del análisis sísmico.
- Aparición de la primera rótula: corresponde al punto en el cual una viga o columna alcanza primero el punto de fluencia.
- Norma E030: corresponde al punto en el cual se alcanza la deriva máxima de techo (7%).
- Colapso: corresponde al punto en el cual una viga o columna alcanza la rotura primera de la rótula.

Aquellos puntos se muestran en la tabla 5.2 observando que no se ha considerado un punto de fluencia efectivo debido a que no es de utilidad en este estudio por no realizar una evaluación de desempeño, además de que se puede estimar con respecto a las ductilidades de los elementos. No obstante, es bien conocido que se puede emplear algunos criterios como la igualdad de áreas de las curvas o la intersección de las tangentes de los rangos elásticos e inelásticos.

Tabla 5.2: Fuerzas cortantes y desplazamientos respectivos del análisis pushover.

Puntos notables	Plasticidad concentrada		Plasticidad distribuida	
	Cortante (kN)	Despla. (mm)	Cortante (kN)	Despla. (mm)
Diseño	473.00	34.50	473.00	26.80
Primera rótula en vigas	234.59	16.50	264.40	13.70
Primera rótula en C2	747.33	59.10	791.56	69.50
Primera rótula en C4	736.25	57.30	761.20	61.20
Norma E030	804.48	68.60	791.16	68.60
Colapso de rótula en C4	916.88	93.40	839.84	101.90

Como se había esperado, la fluencia de las vigas ocurre antes que las columnas y desarrollan mejor ductilidad global porque el colapso de la estructura no evidencia la rotura de la viga en ambos modelos, aunque en el modelo de plasticidad distribuida se muestra una mayor ductilidad. Además de los puntos notables indicados, es relevante mencionar la importancia de la ductilidad y sobrerresistencia para la curva de capacidad con la tabla 5.3. Se observa la capacidad cortante del pórtico cuando ocurre que la primera rótula en vigas es menor a la cortante de diseño en ambos modelos.

Tabla 5.3: Ductilidad y sobrerresistencia respectivos del análisis pushover.

Propiedad	Relación	P. concentrada	P. distribuida
Ductilidad	Colapso / Rótula en vigas	5.66	7.44
	Colapso / Rótula en C2	1.58	1.47
	Colapso / Rótula en C4	1.63	1.67
Sobrerresistencia	Rótula en vigas / Diseño	0.50	0.56
	Rótula en C2 / Diseño	1.58	1.67
	Rótula en C4 / Diseño	1.57	1.61
	Colapso / Diseño	1.94	1.78

De igual forma, el diafragma rígido logró presentar los mismos desplazamientos laterales en los 4 nodos de cada nivel en los modelos, a pesar de que se aprecie ciertas diferencias en uno con respecto al otro modelo como se indica en la tabla 5.4. En este caso, se obtiene una deriva del primer entrecimso aproximado de 1.2% siendo de mayor relevancia que en los demás niveles. En ese sentido, se puede comprobar que la rigidez calculada por el programa SKTO en las secciones de fibra es mayor que la impuesta por el SAP 2000 en las zonas de rótulas plásticas.

Tabla 5.4: Desplazamientos laterales por nivel del diafragma rígido para ambos modelos

Tipo de modelo	Plasticidad concentrada	Plasticidad distribuida
Primer nivel (mm)	45.984	47.181
Segundo nivel (mm)	77.535	84.035
Tercer nivel (mm)	93.400	101.900

En la figura 5.3, se aprecian los resultados de los desplazamientos para el modelo con plasticidad concentrada con un desplazamiento máximo de 93.40 mm, puesto que luego de este desplazamiento la capacidad de la estructura comienza a disminuir. Además, se puede observar que ocurre un considerable desplazamiento en las columnas del primer y segundo nivel siendo reducido en el tercer nivel. Debido a ello, estas columnas serán las que desarrollen primero las rótulas plásticas hasta la rotura, mientras que la columna del tercer nivel alcanza menor desplazamiento.

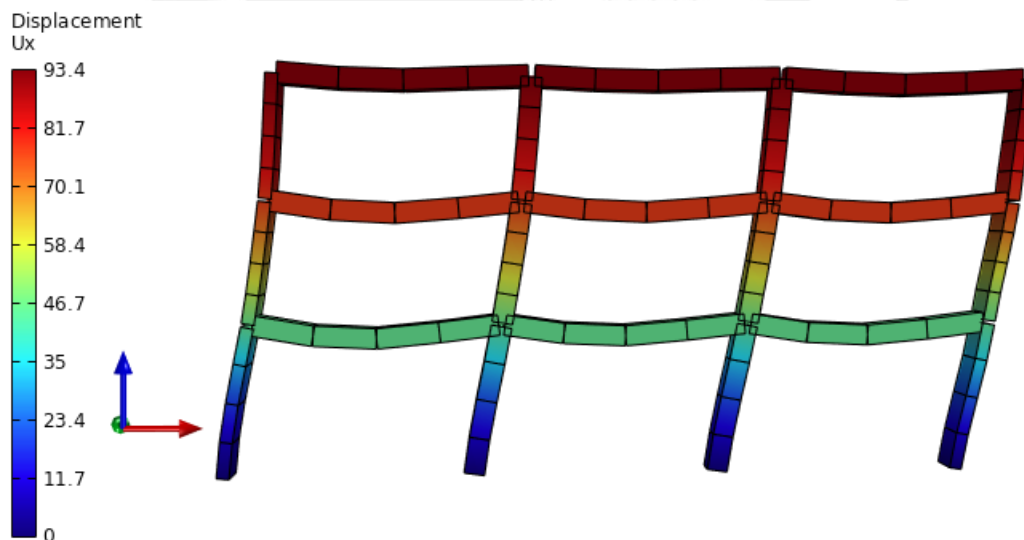


Figura 5.3: Desplazamientos laterales en un modelo con plasticidad concentrada.

Dicho lo antes mencionado, es necesario conocer qué ocurre con el comportamiento de las vigas y columnas, el cual puede ser precisado a través de la notable diferencia del momento flector en sus extremos con respecto al resto de su longitud como se observa en la figura 5.4. Asimismo, los mayores momentos ocurren en los extremos derechos de las vigas principalmente en los dos primeros niveles y en la base de las columnas del primer nivel.

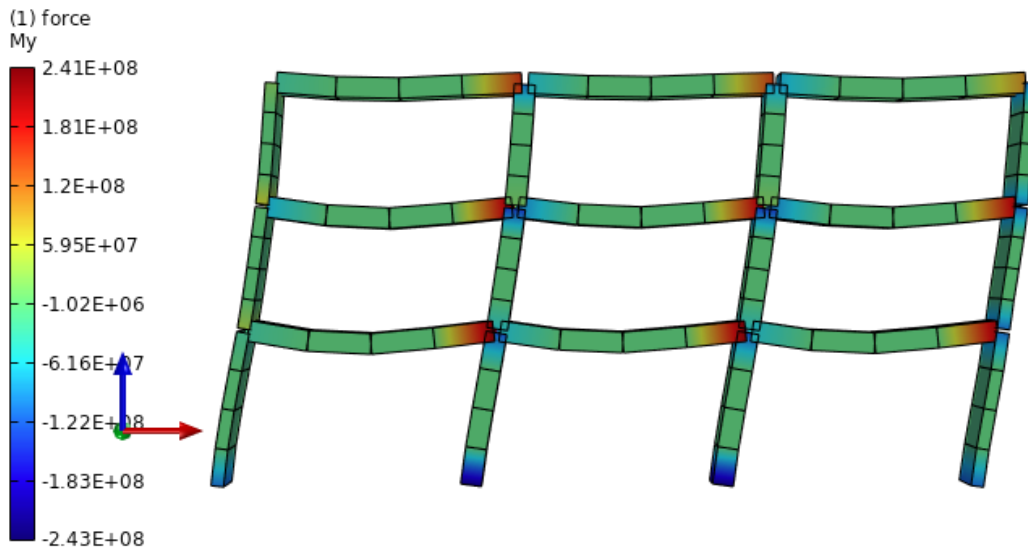


Figura 5.4: Momentos en los nudos extremos en un modelo de plasticidad concentrada.

Por otro lado, en la figura 5.5, se ilustra los resultados de los desplazamientos para el modelo con plasticidad distribuida en el cual la deformada presenta similar deformación en viga y columnas con un desplazamiento máximo de 101.30 mm. Se presenta cierta torsión en los elementos que pueden influir en los resultados, aunque la distribución de desplazamientos sea muy similar con respecto al modelo anterior. Se puede observar que el desplazamiento máximo correspondiente al tercer nivel no es igual al mostrado en la tabla anterior, sino que hay un pequeño incremento debido a que dicho exceso representa el agrietamiento de las vigas, pero que en los nudos de los elementos se desprecia como se indicó previamente.

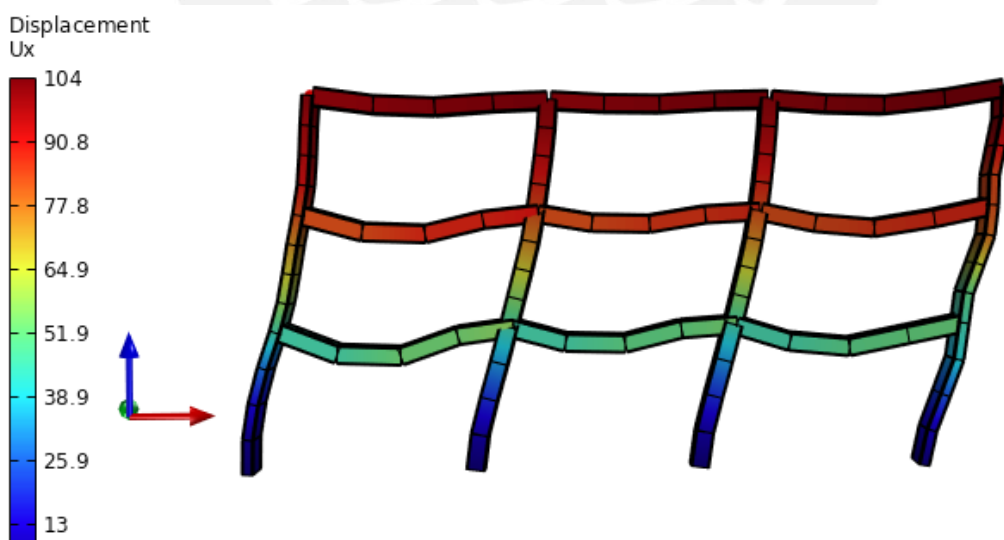


Figura 5.5: Desplazamientos laterales en un modelo con plasticidad distribuida.

Tal como se había presentado en el modelo concentrado, la respuesta no lineal de los elementos se concentra de manera similar en los mismos puntos con la excepción de que en el resto de su longitud se observa cierta cantidad de momento flector mostrado en la figura 5.6.

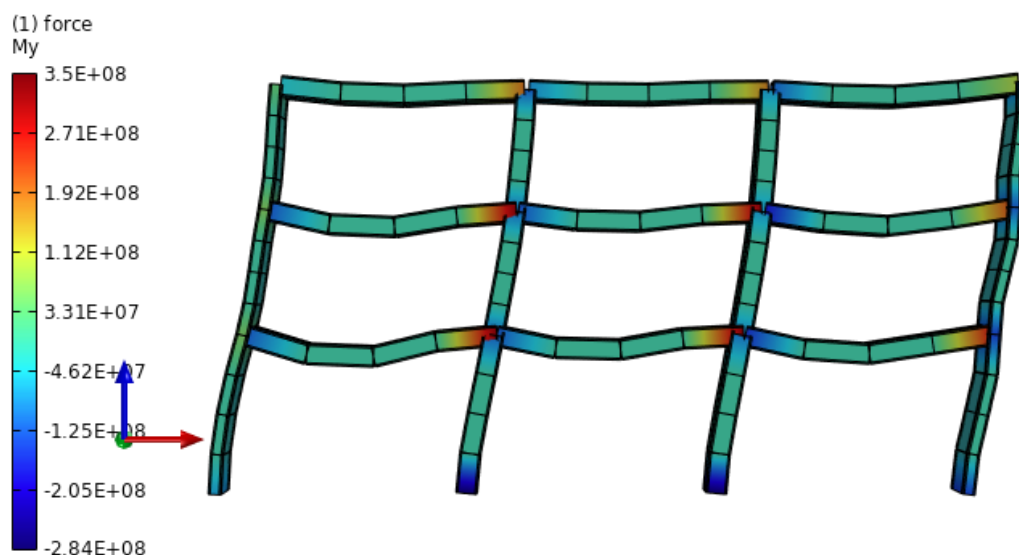


Figura 5.6: Momentos en los nudos extremos en un modelo de plasticidad distribuida.

5.2. Comparación de las vigas seleccionadas

El comportamiento de las vigas varía de acuerdo a cómo se ha calibrado y modelado las propiedades de estos elementos en el programa. Por este motivo, con la finalidad de comparar resultados, se hará énfasis en la diferencia en los diagramas momento rotación obtenidos directamente del modelo de plasticidad concentrada y distribuida considerando que en este último se obtendrá dicho diagrama mediante el de momento curvatura.

5.2.1. Análisis con Gauss Plot

El análisis necesario para la comparación de resultados de los diagramas se efectuará por medio del uso del plano de gráficos de Gauss. Esta función puede mostrar el desarrollo de las rótulas por medio de los puntos de integración definidos en cada subelemento denominado puntos de Gauss. Existen varios componentes para fuerzas y deformaciones asociadas cuyas etiquetas cambian de acuerdo con el tipo de resultado escogido en cada modelo como se indicó en el capítulo 4. Esta denominación está establecida por la versión actual del programa y posiblemente sea modificada en versiones futuras. Por otro lado, el programa tiene un orden propio de definición de cada punto de Gauss, el cual es muy diferente al orden escogido en la geometría del pórtico con lo que puede resultar complicado identificar cada uno de ellos en los elementos. Por ello, se emplea un criterio simple de tomar el orden numérico en cada nudo donde concurren tres o cuatro puntos en el caso de las vigas y asociarlo al mismo orden de los puntos adyacentes en los elementos.

En el modelo con plasticidad concentrada, los componentes relacionados a las fuerzas se representan de la siguiente manera: S11, S22 y S33 para las fuerzas en los ejes X, Y y Z respectivamente, mientras que, S12, S23 y S13 para los momentos en el mismo orden de los ejes mencionados. Las deformaciones representan a las rotaciones con los mismos ejes y etiquetas. Asimismo, se puede

determinar que las rótulas plásticas aparecen en los extremos derechos de las vigas del primer y segundo nivel, mientras que en el tercero no se llega a desarrollar la etapa inelástica, así como en los extremos izquierdos. En la figura 5.7, se presentan la formación de las rótulas en el extremo derecho debido al valor del momento de fluencia, también se presentan los puntos de integración en los subelementos de un color transparente dado que no se ha definido un comportamiento en dichas zonas.

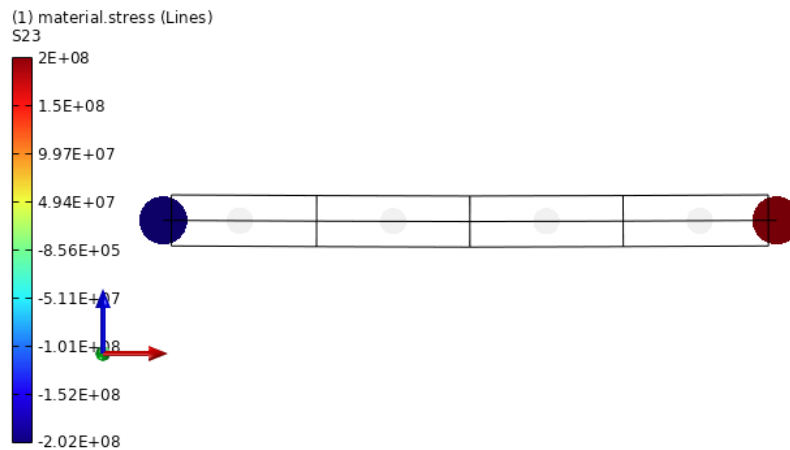


Figura 5.7: Rótulas plásticas en la viga en los ejes 2-3 del primer nivel.

Para el modelo con plasticidad distribuida, los componentes vinculados a las fuerzas se representan de la siguiente manera: P para las fuerzas axiales, My para el momento en el eje Y, Mz para el momento en el eje Z y T para la torsión. Esta distribución puede resultar más conveniente por las etiquetas, pero se debe tener claro la dirección de los ejes locales y globales. Las deformaciones no representan necesariamente a las rotaciones, sino a un segundo orden como el caso de la curvatura para momentos. Además, se presentan los puntos de integración en la figura 5.8 para los cuales se puede identificar un similar comportamiento con respecto al modelo anterior en el instante que la viga alcanza la fluencia. Asimismo, se puede observar el cambio de dirección de momentos del extremo (positivo) de la viga hasta su punto medio (negativo). A diferencia con el modelo anterior, el valor del momento de fluencia positivo es mayor lo cual explica la mayor capacidad de fuerza cortante en la curva de capacidad.

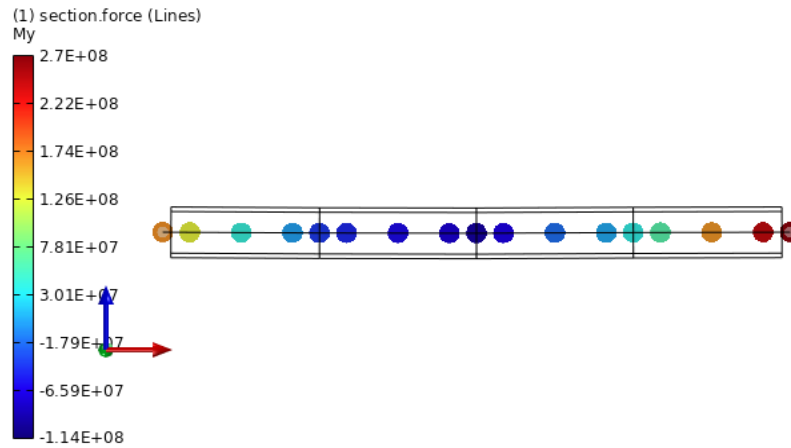


Figura 5.8: Puntos de integración en la viga en los ejes 2-3 del primer nivel.

El comportamiento de los elementos es muy similar en ambos modelos tal como se vio en la curva de capacidad. Tal como se había comentado, la formación de las rótulas en el pórtico en ambos modelos es más pronunciada en los extremos derechos, mientras que, en los izquierdos, no se desarrolla la fluencia lo que puede ser observado en la tabla 5.5. Asimismo, la viga izquierda es la que presenta mayor capacidad que las demás, señalando así que esta viga es la alcanza la primera fluencia en la curva de capacidad, aunque la diferencia de sus respectivas rotaciones en cada una no es tan significativa.

Tabla 5.5: Momento y rotación máxima en los nodos izquierdos de las vigas para ambos modelos.

Nivel	Punto notable	Propiedad	P. concentrada	P. distribuida
			Rótula I / Viga ejes 3-4	Rótula I / Viga ejes 3-4
Primero	Máximo	Momento (kN*m)	34.06	158.58
		Rotación (rad)	0.00031	0.0015
Segundo	Máximo	Momento (kN*m)	86.76	184.22
		Rotación (rad)	0.00077	0.0017
Tercero	Máximo	Momento (kN*m)	76.63	120.01
		Rotación (rad)	0.00069	0.0010

La longitud de rótula plástica fue descrita y empleada para el modelo de plasticidad concentrada en el capítulo 4. Sin embargo, no se puede emplear aquella ecuación en el modelo de plasticidad distribuida dado que tiene otra definición y concepción ni aun considerándola por simplicidad, lo cual puede resultar difícil. Por ello, se debe usar un criterio básico para hallar la longitud plástica a través de la distancia que hay entre el momento en el extremo y el de fluencia, es por ello que fue tan necesario discretizar los elementos de modo que se puedan obtener resultados próximos. Es más, se podría haber utilizado un subelemento más, pero los correspondientes fueron suficientes para calcular dicha distancia porque no se llega a encontrar un valor exacto directamente, sino que se tiene que recurrir a

una interpolación lineal asumida. De este modo, la longitud plástica del modelo de plasticidad distribuida resulta diferente al de concentrada para lo cual asumir su igualdad sería un error grave. Se procede a estimar el cálculo de dichas longitudes lo cual indica no serán exactamente los valores finales y a partir de ello, se obtienen los siguientes resultados:

$$L_p = 350 \text{ mm (Primer y segundo nivel)}$$

$$L_p = 250 \text{ mm (Tercer nivel)}$$

A continuación, se explicarán las distintas diferencias y semejanzas para cada viga en ambos modelos mediante sus diagramas momento rotación. En las vigas de los ejes 1-2, se muestra gran similitud en las rotaciones, entendiendo que el cálculo de la longitud plástica fue correcto; pero, como se había explicado, se evidencia la presencia de los mayores momentos reflejado en las figuras 5.9 y 5.10. La mayor capacidad inelástica de rotación ocurre en el primer nivel continuando inelástico en el segundo, pero siendo lineal en el último nivel. Se podría decir que el diagrama del modelo de plasticidad distribuida representa un modelo bilineal con el tramo de post-fluencia constante partiendo del momento plástico de la sección. Además de ello, surge una pregunta con respecto al punto de fluencia ya que el Gauss Plot solo calcula una gráfica sin establecer puntos importantes como aquel por lo cual se toma el criterio de señalar la fluencia en el instante en que la primera barra alcance la fluencia.

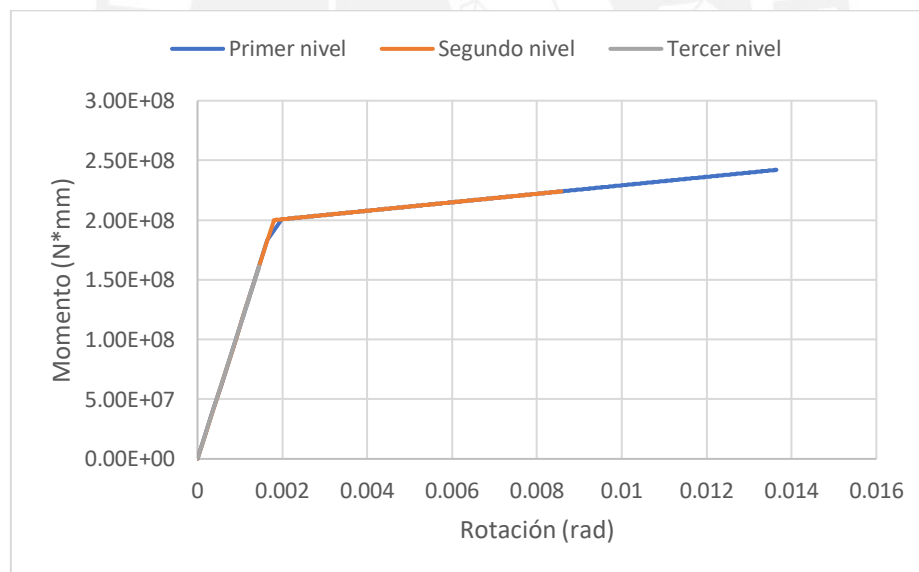


Figura 5.9: Diagramas momento rotación en las vigas en los ejes 1-2 con plasticidad concentrada.

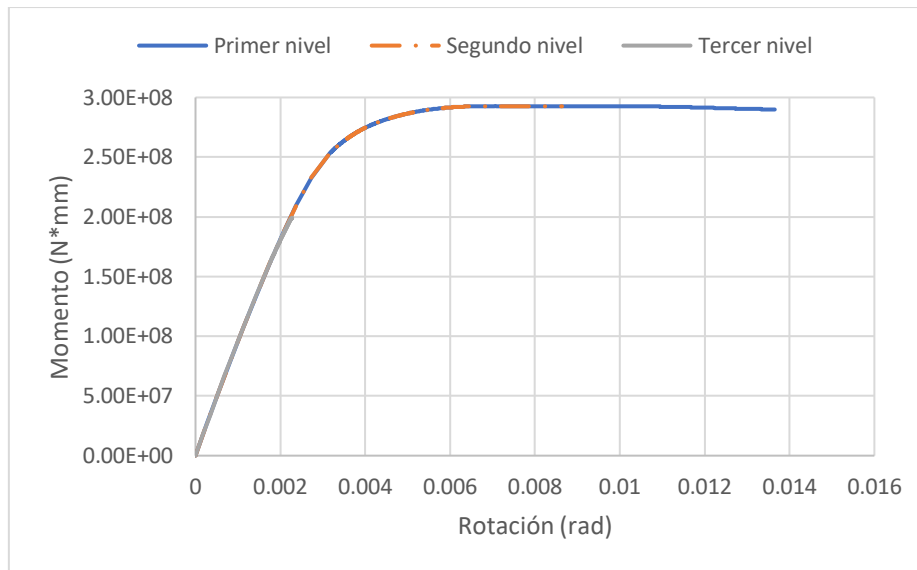


Figura 5.10: Diagramas momento rotación en las vigas en los ejes 1-2 con plasticidad distribuida.

Los diagramas antes presentados no indican el estado de la estructura en ciertos puntos considerables lo cual es importante para conocer y comparar el desplazamiento alcanzado en ambos modelos como se observa en la tabla 5.6.

Tabla 5.6: Momento y rotación en los nodos derechos de la viga en los ejes 1-2 para ambos modelos.

Nivel	Punto notable	Propiedad	P. concentrada		P. distribuida	
			Rótula D	Des. (mm)	Rótula D	Des. (mm)
Primero	Fluencia	Momento (kN*m)	200.00	16.50	270.00	13.70
		Rotación (rad)	0.0018		0.0038	
	Máximo	Momento (kN*m)	242.08	93.40	290.07	101.90
		Rotación (rad)	0.0136		0.0137	
Segundo	Fluencia	Momento (kN*m)	200.00	28.50	270.00	18.30
		Rotación (rad)	0.0018		0.0038	
	Máximo	Momento (kN*m)	224.06	93.40	292.36	101.90
		Rotación (rad)	0.0086		0.0086	
Tercero	Fluencia	Momento (kN*m)	---	---	---	---
		Rotación (rad)	---		---	
	Máximo	Momento (kN*m)	161.13	93.40	199.20	101.90
		Rotación (rad)	0.0015		0.0023	

Las vigas de los ejes 2-3, se muestra la misma diferencia en cuanto al comportamiento de ambos modelos indicando que el modelo de plasticidad concentrada alcanza mayores rotaciones en los tres niveles, lo cual no quiere decir que haya errores de modelamiento. Por el contrario, puede ser que la longitud de rótula plástica sea mayor que la indicada por lo que se necesite mayor precisión de cálculo, aunque no sea tan considerable como se observa en las figuras 5.11 y 5.12.

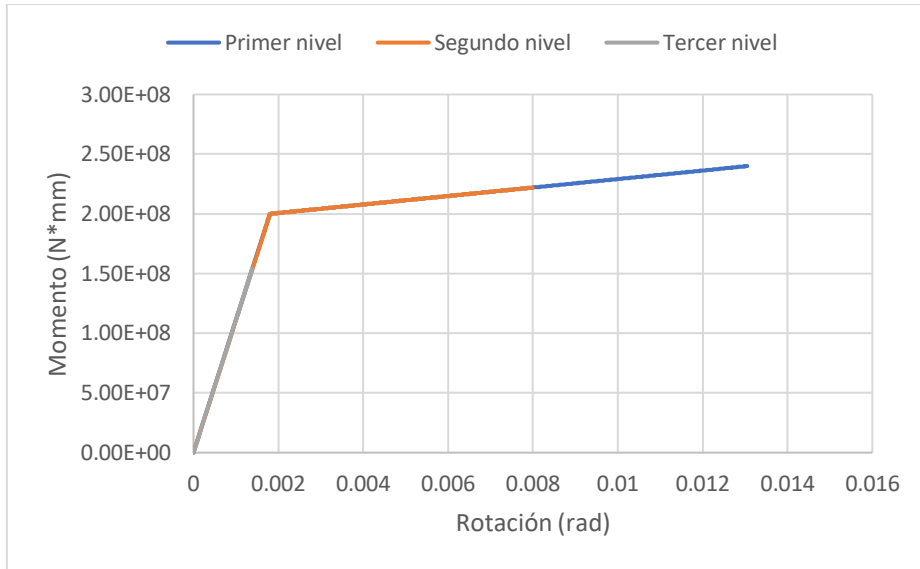


Figura 5.11: Diagramas momento rotación en las vigas en los ejes 2-3 con plasticidad concentrada.

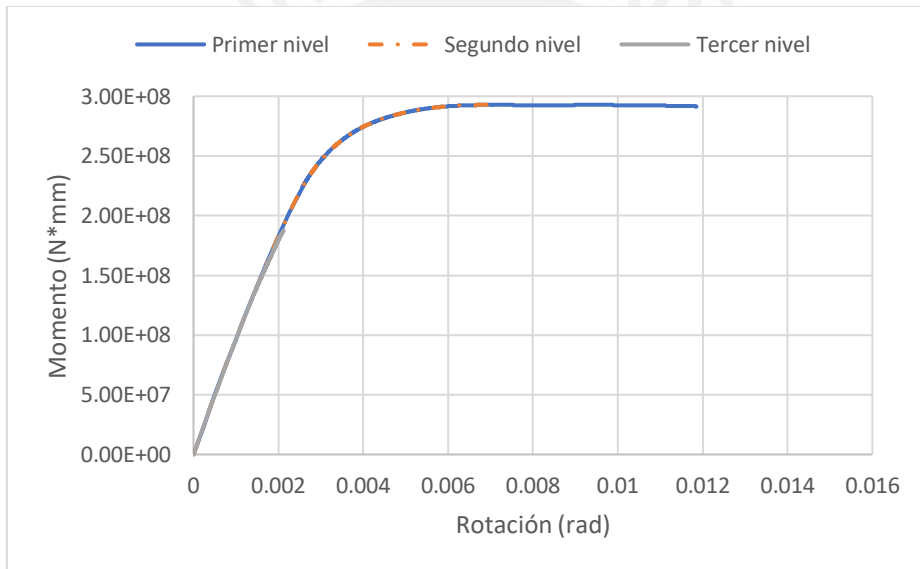


Figura 5.12: Diagramas momento rotación en las vigas en los ejes 2-3 con plasticidad distribuida.

Al igual que las vigas de los ejes 1-2, se resume los desplazamientos en la estructura correspondientes a los puntos notables en los diagramas momento rotación de ambos modelos para la viga de los ejes 2-3 en la tabla 5-7.

Tabla 5.7: Momento y rotación en los nodos derechos de la viga en los ejes 2-3 para ambos modelos.

Nivel	Punto notable	Propiedad	P. concentrada		P. distribuida	
			Rótula D	Des. (mm)	Rótula D	Des. (mm)
Primero	Fluencia	Momento (kN*m)	200.00	23.70	270.00	28.20
		Rotación (rad)	0.0018		0.0038	
	Máximo	Momento (kN*m)	240.00	93.40	291.52	101.90
		Rotación (rad)	0.0131		0.0119	
Segundo	Fluencia	Momento (kN*m)	200.00	37.20	270.00	43.70
		Rotación (rad)	0.0018		0.0038	
	Máximo	Momento (kN*m)	222.00	93.40	292.67	101.90
		Rotación (rad)	0.0080		0.0070	
Tercero	Fluencia	Momento (kN*m)	---	---	---	---
		Rotación (rad)	---		---	
	Máximo	Momento (kN*m)	154.08	93.40	187.57	101.90
		Rotación (rad)	0.0014		0.0021	

En el caso de las vigas de los ejes 3-4, se presenta un comportamiento muy diferente en el modelo de plasticidad con respecto al de plasticidad distribuida dado que en este último solo se alcanza la fluencia en el primer nivel y con poca capacidad de rotación. En las vigas anteriores e incluso en este modelo de plasticidad concentrada, se evidencia la fluencia en los dos niveles por lo que estas vigas tienen un comportamiento más elástico que inelástico.

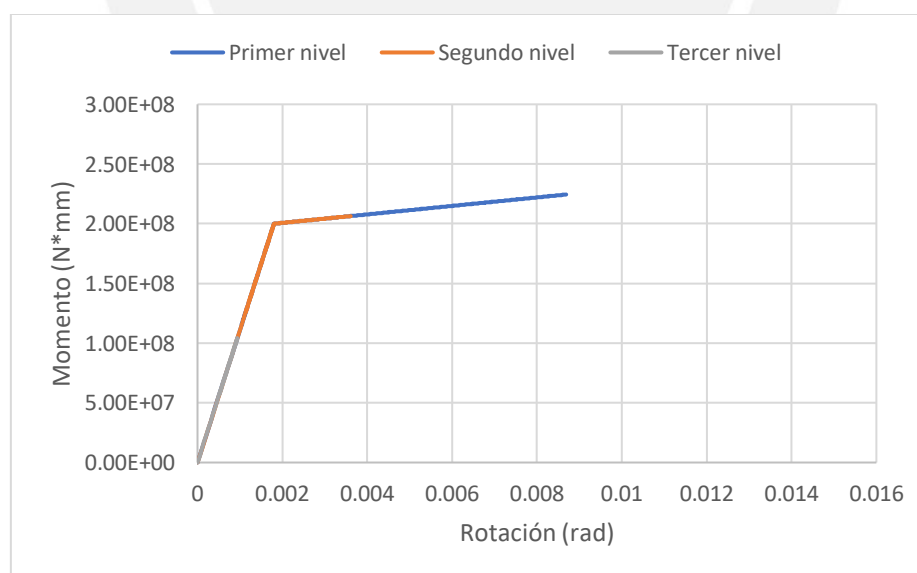


Figura 5.13: Diagramas momento rotación en las vigas en los ejes 3-4 con plasticidad concentrada.

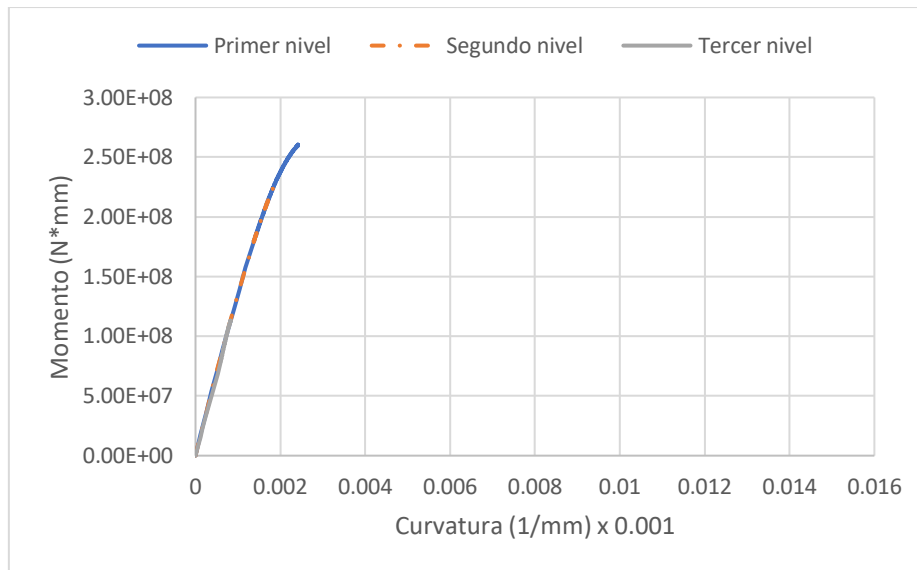


Figura 5.14: Diagramas momento rotación en las vigas en los ejes 3-4 con plasticidad distribuida.

Se resume los momentos y rotaciones de las vigas 3-4 en los nodos derechos asociadas al desplazamiento de pórtico en los tres niveles como lo indica la tabla 5.8.

Tabla 5.8: Momento y rotación en los nodos derechos de la viga en los ejes 3-4 para ambos modelos.

Nivel	Punto notable	Propiedad	P. concentrada		P. distribuida	
			Rótula D	Des. (mm)	Rótula D	Des. (mm)
Primero	Fluencia	Momento (kN*m)	200.00	52.30	245.00	65.20
		Rotación (rad)	0.0018		0.0021	
	Máximo	Momento (kN*m)	224.47	93.40	259.00	101.90
		Rotación (rad)	0.0087		0.0023	
Segundo	Fluencia	Momento (kN*m)	200.00	86.60	---	---
		Rotación (rad)	0.0018		---	
	Máximo	Momento (kN*m)	206.37	93.40	230.30	101.90
		Rotación (rad)	0.0036		0.0018	
Tercero	Fluencia	Momento (kN*m)	---	---	---	---
		Rotación (rad)	---		---	
	Máximo	Momento (kN*m)	104.05	93.40	112.55	101.90
		Rotación (rad)	0.0009		0.0008	

5.2.2. Análisis con Fiber Plot

El análisis se efectuará para comparar los modelos constitutivos del concreto simple y el acero obtenidos con los delimitados en el capítulo 4 usando el plano de grafico de fibras de modo que solo le concierne al modelo de plasticidad distribuida. Esta función puede ilustrar el desarrollo de las fibras de los materiales en las secciones de las vigas en los puntos de integración a lo largo de su longitud, las fibras también pueden ser llamadas subpuntos de Gauss aplicable solo para el modelo de

plasticidad distribuida. En contraste del plano anterior, solo hay un componente posible denominado S11, puesto que evalúan las fibras a partir de materiales ya definidos. Asimismo, se definen 4 tipos de materiales: material 1 (recubrimiento de concreto para todos los materiales), material 2 (acero de refuerzo), material 14 (núcleo de concreto en columnas C2), material 15 (núcleo de concreto en columnas C4) y 16 (núcleo de concreto en vigas). La numeración de los materiales es propia del programa a partir de la secuencia de definición, lo que no quiere decir que falte un material 3 o 4, sino que este debe estar asociado a otro que no se ha usado incluido en la base de datos como un concreto reforzado con fibras de polímeros o un acero incorporado con propiedades térmicas específicas.

En la figura 5.15, se puede observar que la perspectiva de la viga izquierda del primer nivel en la zona plástica donde las fibras de color azul corresponden al concreto confinado con la máxima resistencia en compresión por lo que todos los valores son negativos y no hay esfuerzos en tensión. Asimismo, se observa que se ha desactivado el material del acero para que se pueda apreciar mejor el desarrollo del concreto y a medida que las secciones se acercan al centro de la viga, se observa a los esfuerzos en compresión en el acero superior. Esta función ayuda a que se pueda identificar los estados límites del concreto en el núcleo y recubrimiento.

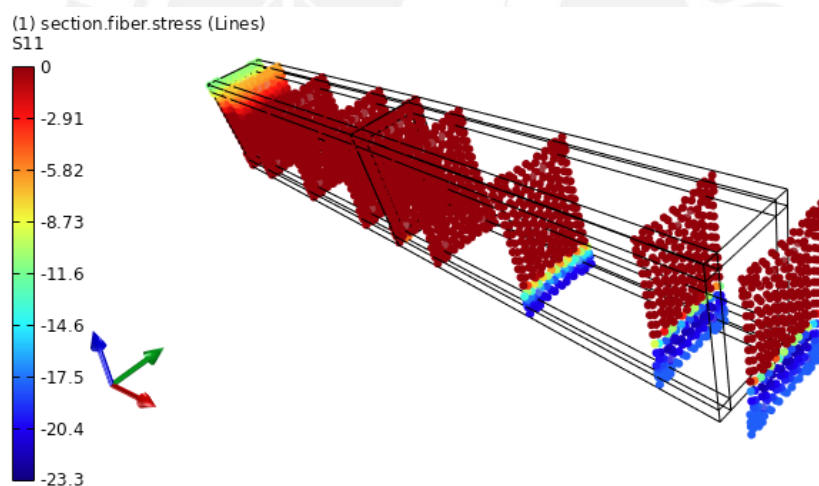


Figura 5.15: Fibras de concreto en la viga en los ejes 1-2 del primer nivel.

A partir del panorama de las fibras presentadas, se pueden obtener los diagramas esfuerzo-deformación para el concreto tanto en el núcleo como en el recubrimiento para sus fibras más esforzadas como se expone en las figuras 5.16, 5.17 y 5.18. Ciertamente, para las todas las vigas, el recubrimiento alcanza mayores deformaciones que el núcleo, pero este determina la capacidad observada en los diagramas momento-rotación. No obstante, la deformación máxima alcanzada en el núcleo de concreto no satisface al 6.34‰ indicado en el modelo de rótulas, aunque este supera el 4‰ por lo que sigue perteneciendo al mismo estado de daño, las secciones de las vigas no llegan a su capacidad máxima.

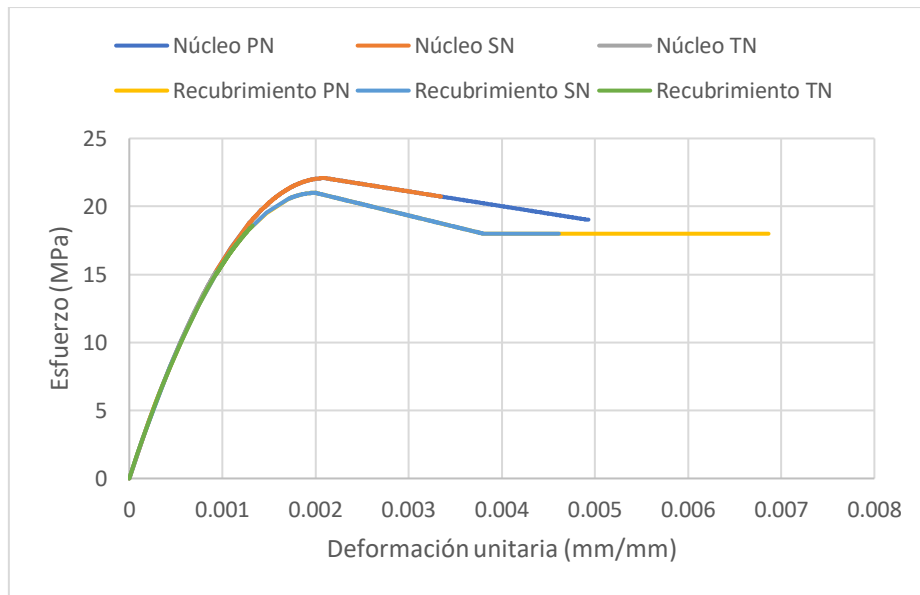


Figura 5.16: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de concreto de las vigas en los ejes 1-2.

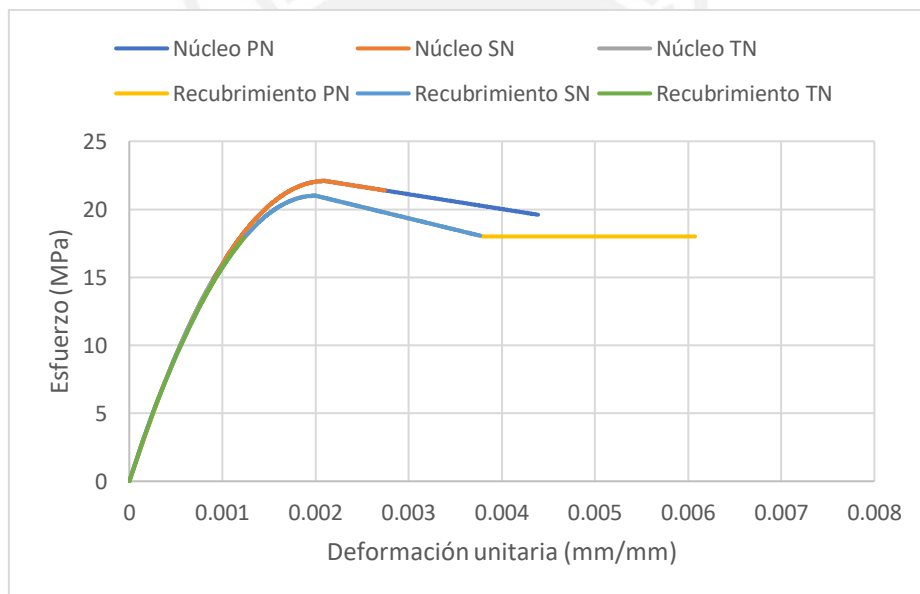


Figura 5.17: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de concreto de las vigas en los ejes 2-3.

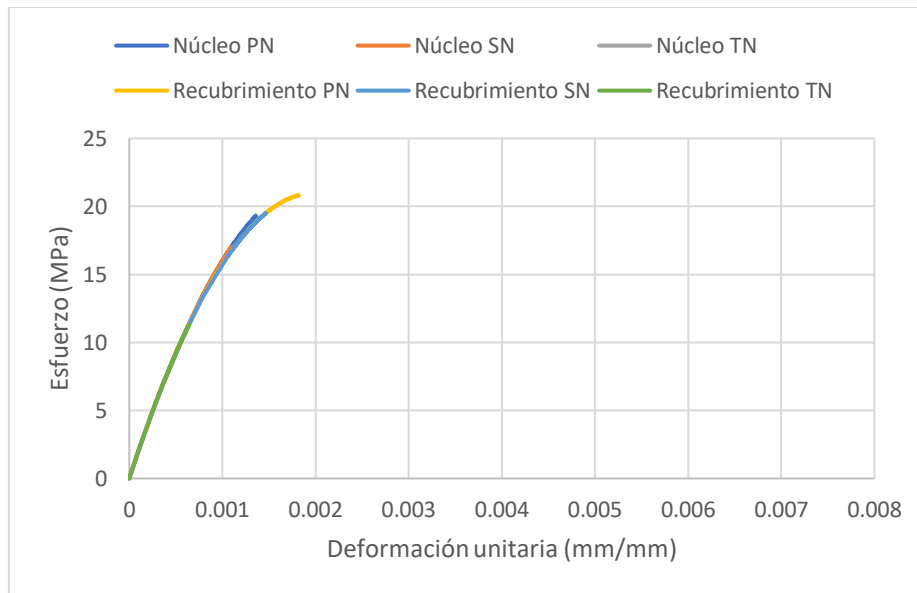


Figura 5.18: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de concreto de las vigas en los ejes 3-4.

Se resume los diagramas presentados mediante la tabla 5.9 para delimitar los esfuerzos y deformaciones de las vigas a nivel de la estructura.

Tabla 5.9: Esfuerzo y deformación de la fibra mayor de concreto en vigas del primer nivel.

Punto notable	Propiedad	Viga 1-2		Des. (mm)	Viga 2-3		Des. (mm)	Viga 3-4		Des. (mm)
		Núcleo	Recu.		Núcleo	Recu.		Núcleo	Recu.	
Máxima resis.	Esfuerzo (MPa)	22.08	21.00	33.80 / 11.70	22.08	21.00	47.40 / 26.40	---	---	---
	Deform. (mm/mm)	0.002	0.002		0.002	0.002		---	---	
Máxima defor.	Esfuerzo (MPa)	19.09	18.00	101.9	19.60	18.00	101.9	19.25	20.75	101.9
	Deform. (mm/mm)	0.005	0.007		0.004	0.006		0.002	0.002	

Por otro lado, en el caso del acero de refuerzo, se toma otra perspectiva de la misma viga considerando todos los materiales para lo cual se puede apreciar que las fibras superiores en las secciones plásticas, llegan a la fluencia tal como se había comentado en los diagramas anteriores. Al igual que en el concreto, las fibras de acero inferior aumentan su resistencia a medida que las secciones llegan al centro de la viga de modo que las superiores, disminuyen como se observa en la figura 5.19 en la cual, las fibras de concreto se representan por el color verde por su menor magnitud. Además de ello, se verifica que no hay un incremento considerable de la fluencia del acero superior e inferior en las secciones de las zonas plásticas por lo que alcanzan deformación máxima aproximada de 1% en el primer nivel manteniéndose en la etapa de fluencia constante. Esta función ayuda a identificar la fibra de color rojo o azul que alcanza primero la fluencia correspondiendo al instante en que se señala la fluencia de las vigas. Es relevante mencionar que existe la presencia del acero en compresión y su efecto debe ser tomado en cuenta puesto que influye en ciertos aspectos tales como:

aumento de la resistencia y ductilidad de la sección, reducción del flujo plástico del concreto y aporte de suficiente fuerza al concreto.

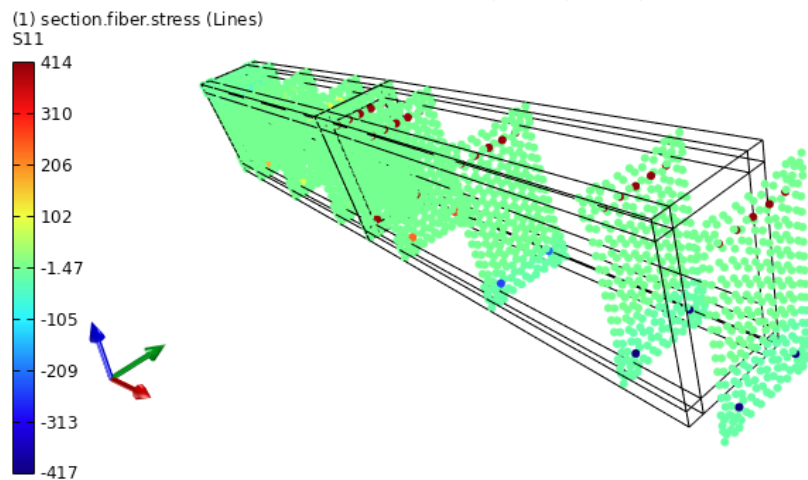


Figura 5.19: Fibras de acero en la viga en los ejes 1-2 del primer nivel.

Mediante las fibras de acero en las secciones fue posible obtener sus diagramas esfuerzo-deformación correspondientes a las figuras 5.20, 5.21 y 5.22. Cabe resaltar que solo se presentó la más esforzada ya que es la más representativa y está ubicada en el extremo derecho superior, pese a que no hay mucha diferencia entre sus deformaciones finales. Asimismo, ocurre el mismo comportamiento que en el concreto respecto a la similitud con los diagramas momento rotación y que la deformación máxima apenas llega a sobrepasar el 1% por lo que no habría inconvenientes con su estado de daños. Tal como se había explicado, estos diagramas fueron la base por la cual se identificó el punto de fluencia de la primera fibra en el de momento rotación de modo que los puntos notables de estos diagramas realmente coinciden con los referidos.

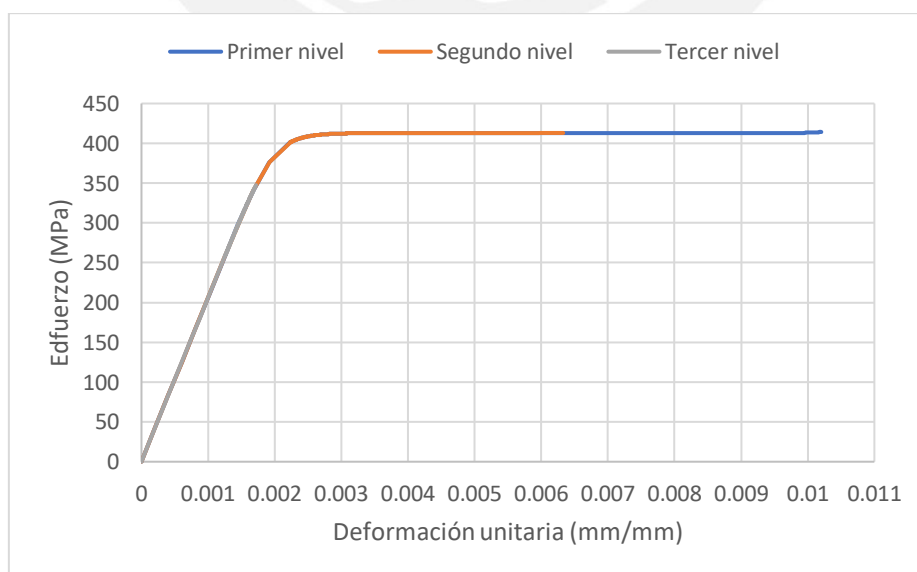


Figura 5.20: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de acero de las vigas en los ejes 1-2.

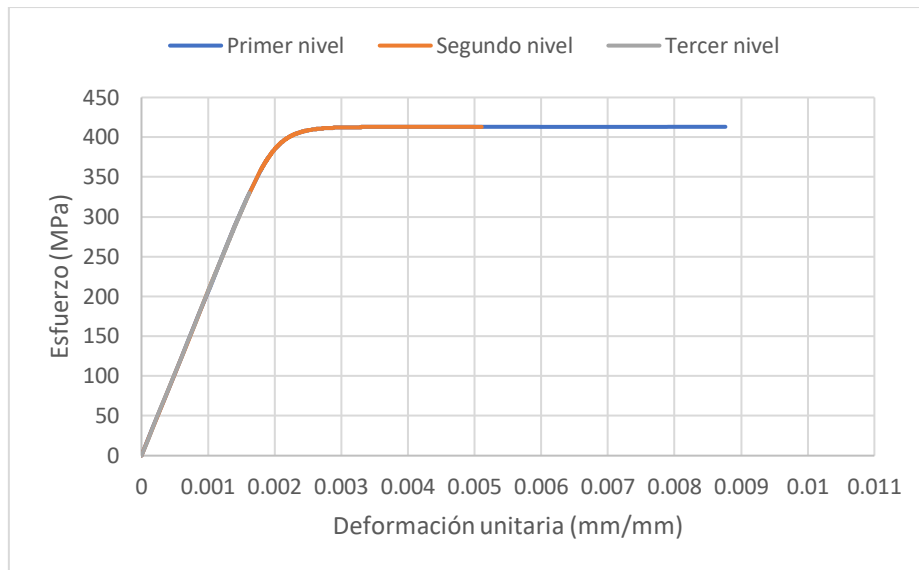


Figura 5.21: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de acero de las vigas en los ejes 2-3.

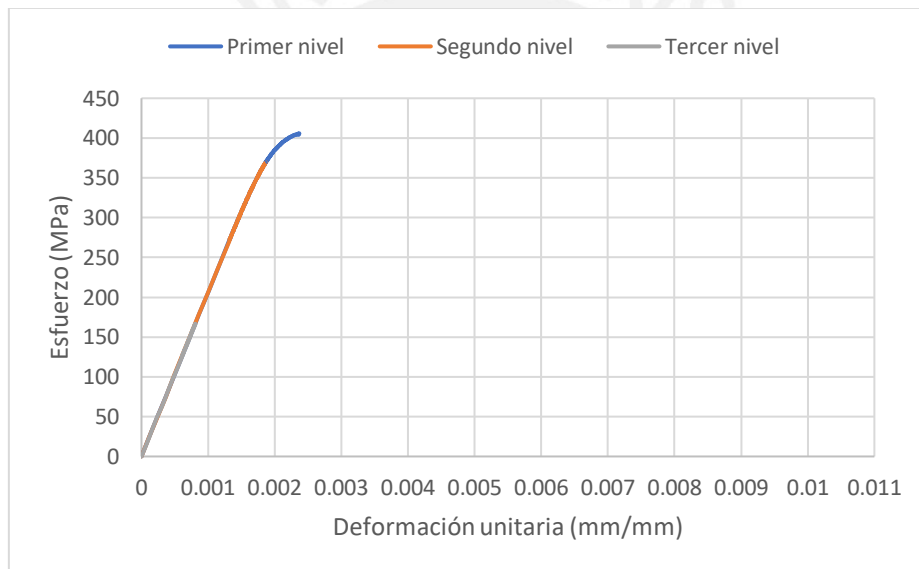


Figura 5.22: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de acero de las vigas en los ejes 3-4.

La información de los diagramas puede ser implementada incluyendo los desplazamientos respectivos en la estructura mediante la tabla 5.10 lo cual hace coincidir con los observados en las tablas previas de los diagramas momento rotación.

Tabla 5.10: Esfuerzo y deformación de la fibra mayor de acero en vigas del primer nivel.

Punto notable	Propiedad	Viga 1-2	Des. (mm)	Viga 2-3	Des. (mm)	Viga 3-4	Des. (mm)
Fluencia	Esfuerzo (MPa)	400.00	13.70	400.00	28.10	400.00	65.20
	Deformación (mm/mm)	0.0021		0.0021		0.0021	
Máximo	Esfuerzo (MPa)	414.18	101.90	413.00	101.90	403.90	101.90
	Deformación (mm/mm)	0.0010		0.0087		0.0024	

5.3. Comparación de las columnas seleccionadas

El comportamiento de las columnas es más influyente en la curva de capacidad de modo que la comparación de los resultados de sus diagramas, para ambos modelos, será de suma importancia para explicar más detalladamente las diferencias del comportamiento global del pórtico. Se empleará la misma conversión de diagramas mencionada en el caso de vigas. El resultado del comportamiento de las columnas es similar en ambos modelos a diferencia de las vigas, puesto que llegan a un punto cercano a la fluencia y rotura.

5.3.1. Análisis con Gauss Plot

En el modelo de plasticidad concentrada, se puede identificar que las rótulas se forman en los extremos de las columnas del primer nivel en la figura 5.23 dado que en los siguientes no ocurre como ya se había observado en la figura 5.3. Esta figura es obtenida en el instante en que se alcanza la primera fluencia de columnas, es decir, en la columna C4 de modo que se aprecia el valor máximo de la gama de colores en el la base de dicha columna y un color menos profundo para un valor menor en la columna C2. No obstante, este efecto no puede ser muy notorio en el nodo superior dada la unión con las vigas y con las columnas del segundo nivel, de manera que el valor supuestamente indicado no corresponde al momento en dicho nodo.

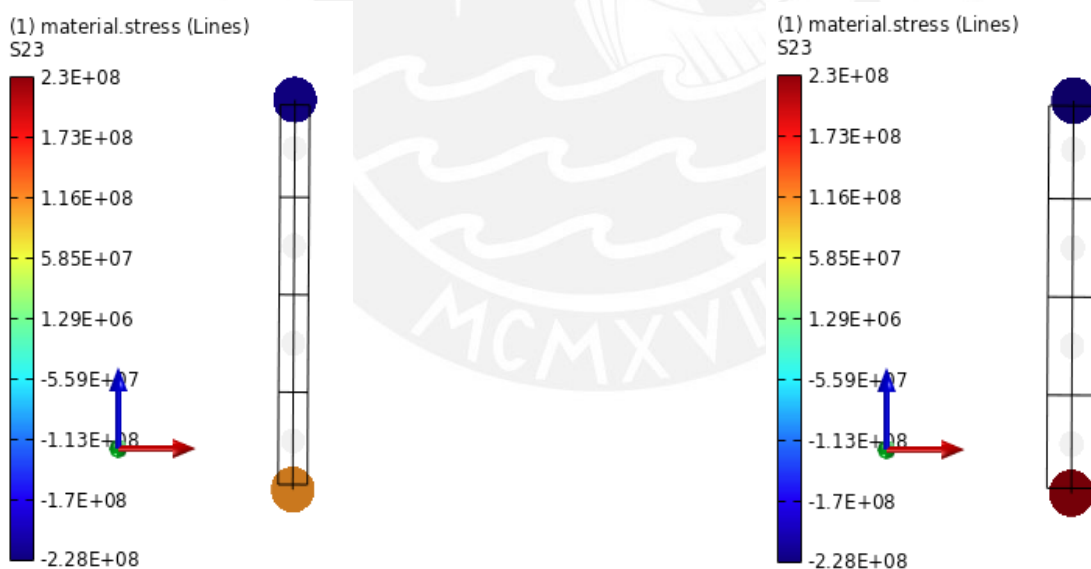


Figura 5.23: Rótulas plásticas en columnas C2 y C4 en el instante de la primera fluencia.

En el modelo de plasticidad distribuida, se presenta un esquema muy similar al de las vigas por los puntos de integración en toda la longitud de las columnas C2 y C4 con la figura 5.24. Se toma el mismo punto de fluencia de la columna C4 (referido a la fluencia no a que sea el mismo punto que en el modelo anterior) con lo que se puede notar el mismo efecto que en el modelo anterior solo que con el signo contrario debido a los ejes determinados en las columnas. Asimismo, se percata que el

momento de fluencia de la base es mayor y aún no se puede indicar nada con respecto al del nodo superior, el cual será explicado más a detalle.

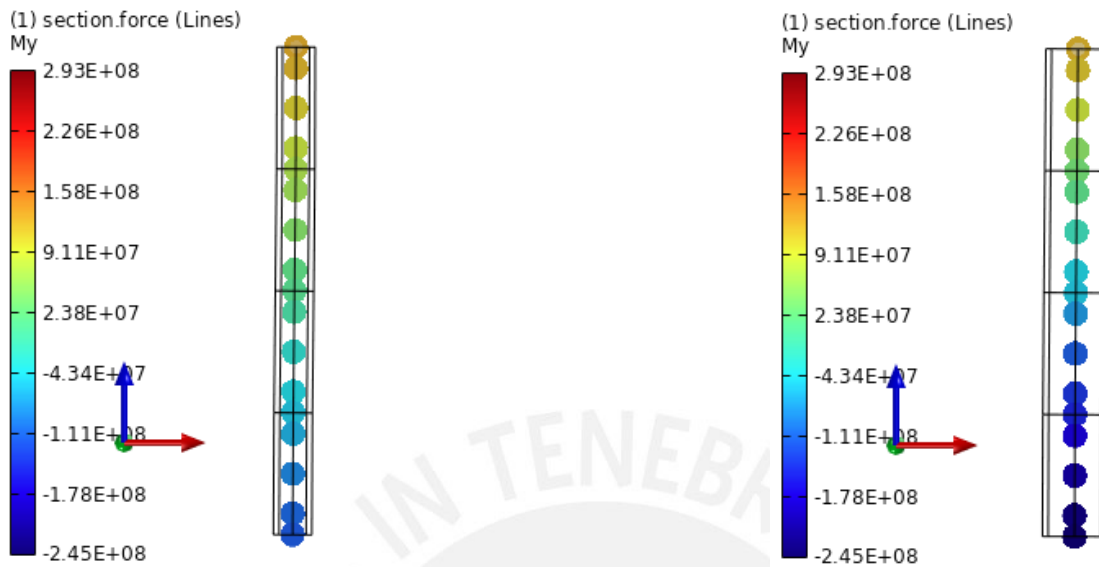


Figura 5.24: Puntos de integración en la columna C2 y C4 en el instante de la primera fluencia.

La figura presentada ayuda a poder estimar el cálculo de la longitud plástica como se había efectuado en las vigas determinado los siguientes resultados:

$$L_p = 350 \text{ mm (Columna C2)}$$

$$L_p = 400 \text{ mm (Columna C4)}$$

En la figura 5.3 se había introducido una idea general del comportamiento de las columnas C2 como no lineal por la mayor concentración de momentos en los extremos originando la formación de las rótulas plásticas principalmente en el primer nivel. Debido a ello, se evidencia que, como comúnmente ocurriría, existe mayor capacidad inelástica en el extremo inferior que en el superior para el modelo concentrado de la figura 5.25. No obstante, en el modelo de plasticidad distribuida, acontece un comportamiento inusual en el cual la mayor capacidad inelástica se presenta en el extremo superior, pese a que el inferior alcanza una rotación similar al modelo concentrado reflejado en la figura 5.26.

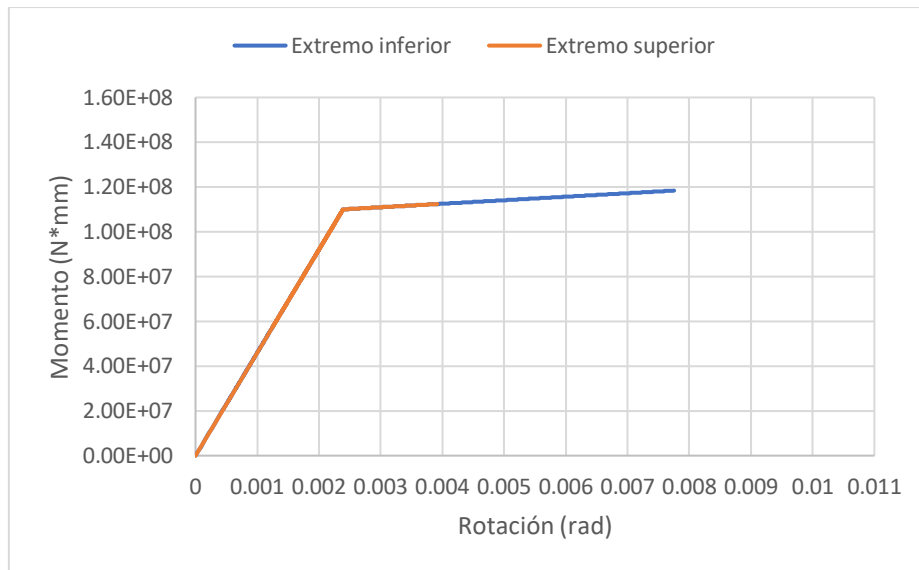


Figura 5.25: Diagramas momento rotación para la columna C2 del primer nivel con plasticidad concentrada.

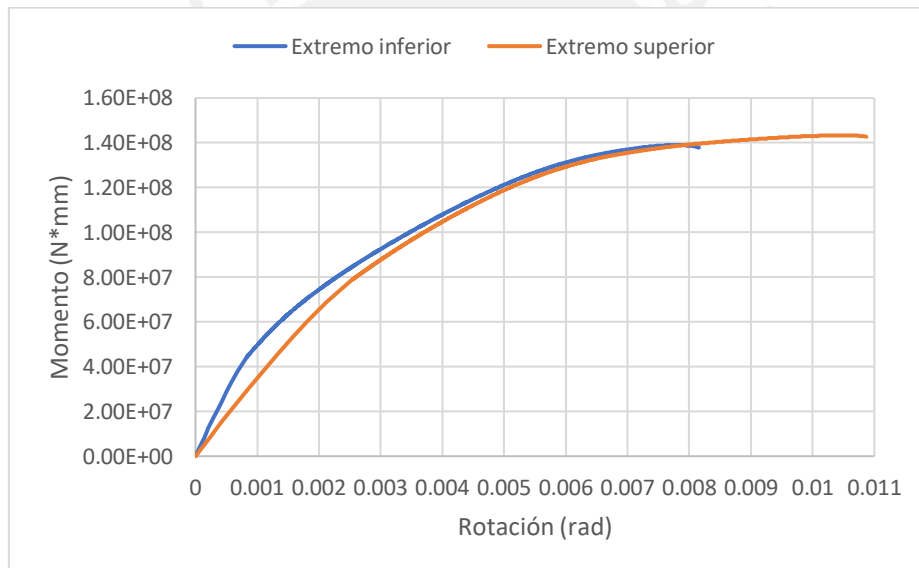


Figura 5.26: Diagramas momento rotación para la columna C2 del primer nivel con plasticidad distribuida.

A partir de la tabla 5.11 sobre los desplazamientos de la estructura, se puede identificar la evidente diferencia en el punto de fluencia de ambos modelos.

Tabla 5.11: Momento y rotación en puntos notables de la columna C2 en el primer nivel.

Punto notable	Propiedad	P. concentrada		Des. (mm)	P distribuida		Des. (mm)
		Nudo S	Nudo I		Nudo S	Nudo I	
Fluencia	Momento (kN*m)	110.00	110.00	87.30/ 59.10	125.00	125.00	53.10/ 69.50
	Rotación (rad)	0.0024	0.0024		0.0056	0.0056	
Máximo	Momento (kN*m)	112.39	118.39	93.40	142.70	137.80	101.90
	Rotación (rad)	0.0039	0.0077		0.0109	0.0082	

Contrariamente al caso anterior, en las columnas C4, el comportamiento no lineal de las rótulas en los extremos es muy similar para ambos modelos en el primer nivel como se contempla en las figuras 5.27 y 5.28 resultando adecuado la longitud de rótula plástica en el modelo distribuido.

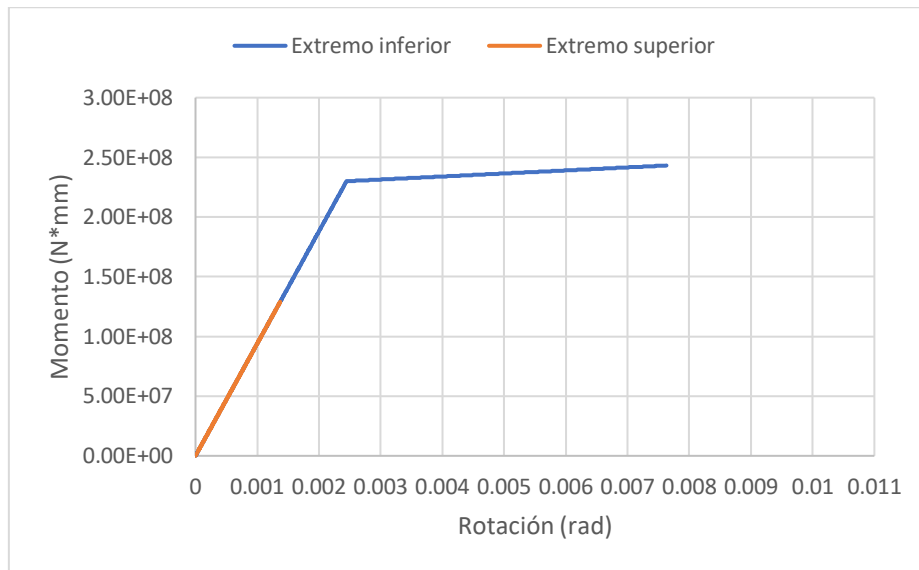


Figura 5.27: Diagramas momento rotación para la columna C4 en el primer nivel con plasticidad concentrada.

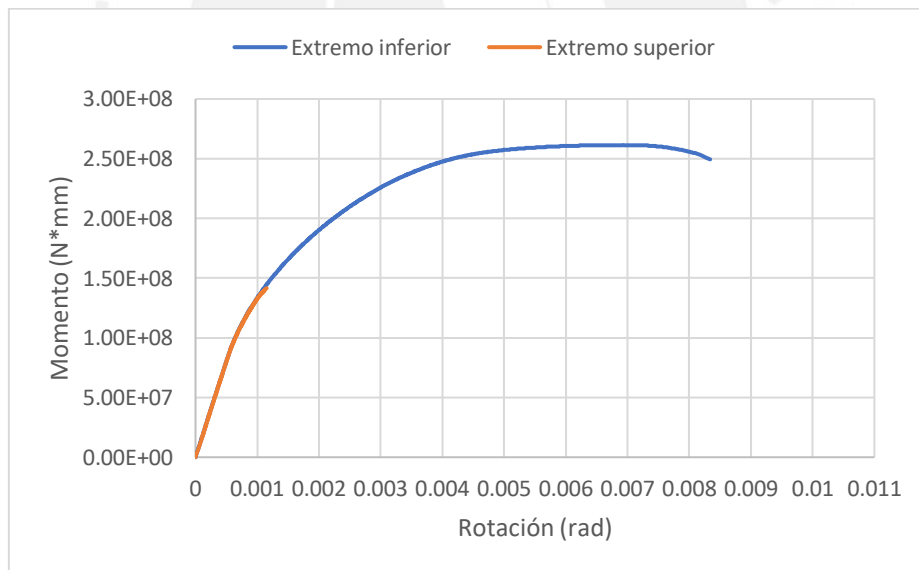


Figura 5.28: Diagramas momento rotación para la columna C4 del primer nivel con plasticidad distribuida.

La tabla 5.12 ayuda a reconocer que el extremo superior no llega a la fluencia en ninguno de los modelos, mientras que el inferior, alcanza el punto de rotura en ambos.

Tabla 5.12: Momento y rotación en puntos notables de la columna C4 en el primer nivel.

Punto notable	Propiedad	P. concentrada		Des. (mm)	P distribuida		Des. (mm)
		Nudo S	Nudo I		Nudo S	Nudo I	
Fluencia	Momento (kN*m)	---	230.00	57.30	---	245.00	61.20
	Rotación (rad)	---	0.0025		---	0.0038	
Máximo	Momento (kN*m)	128.99	243.16	93.40	141.54	249.30	101.90
	Rotación (rad)	0.0014	0.0077		0.0011	0.0083	

5.3.2. Análisis con Fiber Plot

En el caso de las columnas, ocurre una situación similar que, en vigas, el concreto alcanza la resistencia máxima en compresión en las zonas de longitud plástica donde las fibras en tracción abarcan una parte considerable de las secciones como se aprecia en la figura 5.29. Se evidencia mayores esfuerzos en la zona del núcleo de concreto con respecto al recubrimiento, así como una disminución de dicho esfuerzo a medida que se aleja de la zona plástica. Se selecciona el primer subelemento dado que se hace notorio los mayores esfuerzos de las columnas que serán necesarios para obtener el comportamiento de las mismas. Se puede identificar que los esfuerzos nulos en las secciones aumentan progresivamente con la longitud del elemento, así una vez que sobrepase cierto límite, habrá una significativa reducción de esfuerzos.

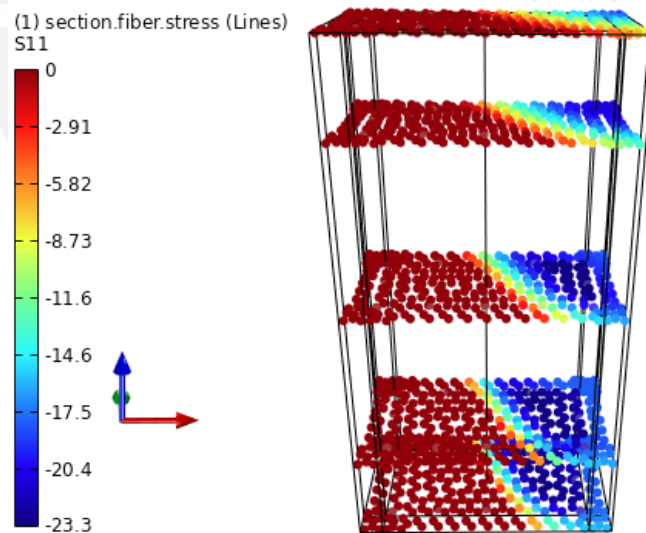


Figura 5.29: Fibras de concreto en el primer subelemento de la columna C4

En el diagrama del concreto, se llega a alcanzar su resistencia máxima e inclusive se aprecia la reducción de resistencia. La figura 5.30 presenta dicho comportamiento para la fibra de concreto más deformada en las columnas C2 con respecto a su base donde se localizan los parámetros más relevantes del diagrama al igual que en las columnas C4 observada en la figura 5.31. Además, en esa figura, se puede observar que existe un tramo pronunciado de deformación constante en el

recubrimiento, el cual es un defecto del comando cuando la deformación final es mayor a la última especificada por lo que en realidad, corresponde terminar en este punto.

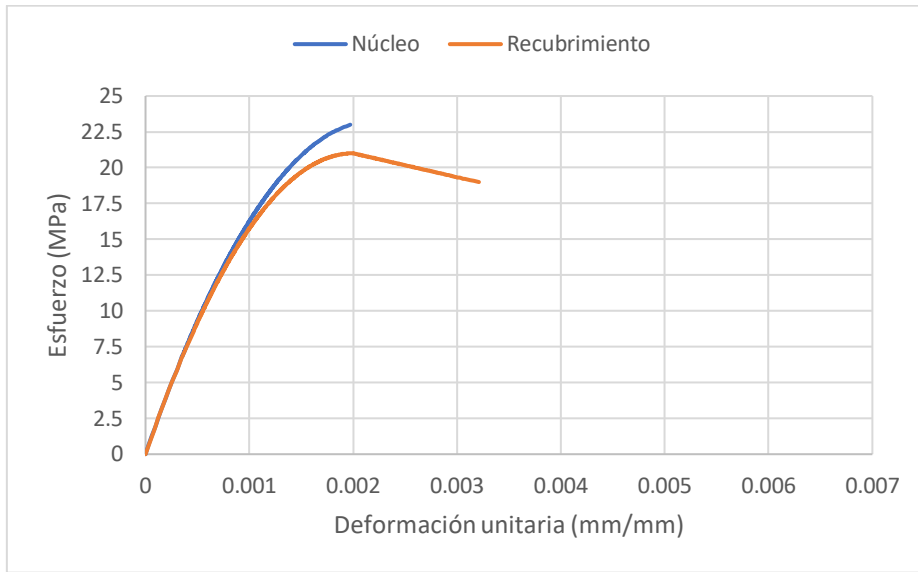


Figura 5.30: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de concreto de la columna C2.

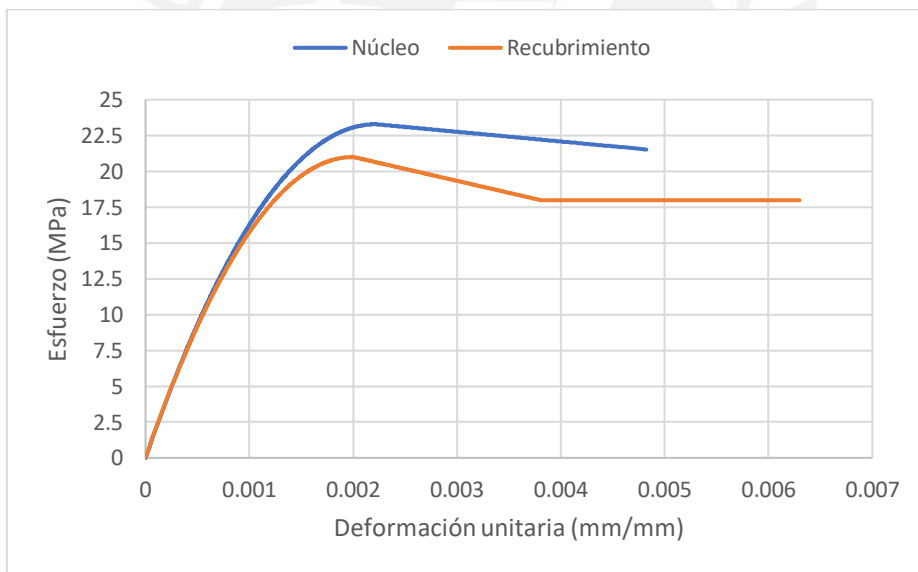


Figura 5.31: Diagramas esfuerzo deformación de fibras de concreto de la columna C4.

La tabla 5.13 indica los desplazamientos en la estructura en el instante en que las columnas alcancen su resistencia o deformación máxima.

Tabla 5.13: Esfuerzo y deformación de la fibra mayor de concreto en ambas columnas.

Punto notable	Propiedad	Columna C2		Des. (mm)	Columna C4		Des. (mm)
		Núcleo	Recubri.		Núcleo	Recubri.	
Máxima resistencia	Esfuerzo (MPa)	---	21.00	78.00	23.29	21.00	69.90/ 49.10
	Deformación (mm/mm)	---	0.0020		0.0022	0.0020	
Máxima deformación	Esfuerzo (MPa)	23.00	19.00	101.90	21.53	18.00	101.90
	Deformación (mm/mm)	0.0020	0.0032		0.0048	0.0063	

De manera similar a como se efectuó en las vigas, el acero de refuerzo alcanzó la fluencia en las fibras extremas de las secciones de la zona plástica, mientras que algunas de ellas ubicadas alrededor de las secciones no llegan a dicho punto como se muestra en la figura 5.32. Fue elegido el primer subelemento de la columna C4 dado que es el que representa la zona con mayores esfuerzos en el cual se puede observar los cinco puntos de integración a nivel de la sección.

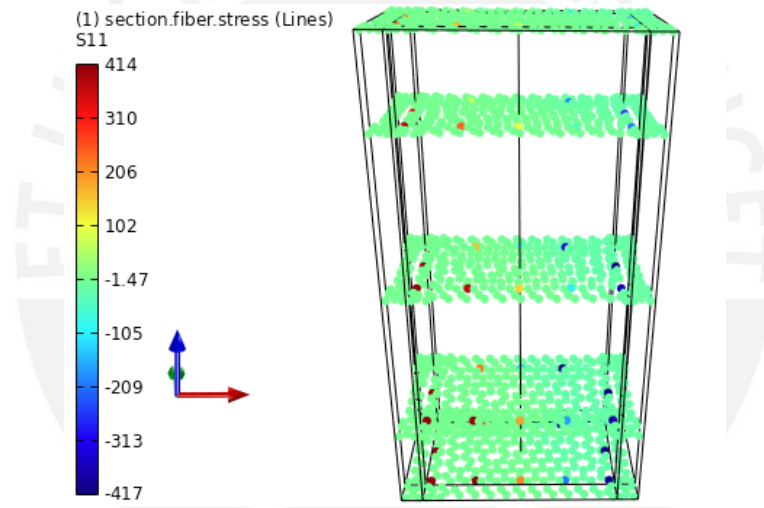


Figura 5.32: Fibras de acero en el primer subelemento de la columna C4.

En el caso de las columnas C2, la relación esfuerzo-deformación de las fibras de acero más deformadas de las figuras 5.33 y 5.34 logra asimilar un comportamiento similar al diagrama momento rotación. Igualmente, se puede observar que el incremento del esfuerzo de tracción de las fibras en el diagrama correspondiente al acero en la base de la columna C2 alcanza la fluencia, pero no el nivel de deformación de 1%. De este modo, se puede decir que se no ocurriría ningún efecto negativo en las barras para ningún caso de los modelos por corresponder a los valores más altos.

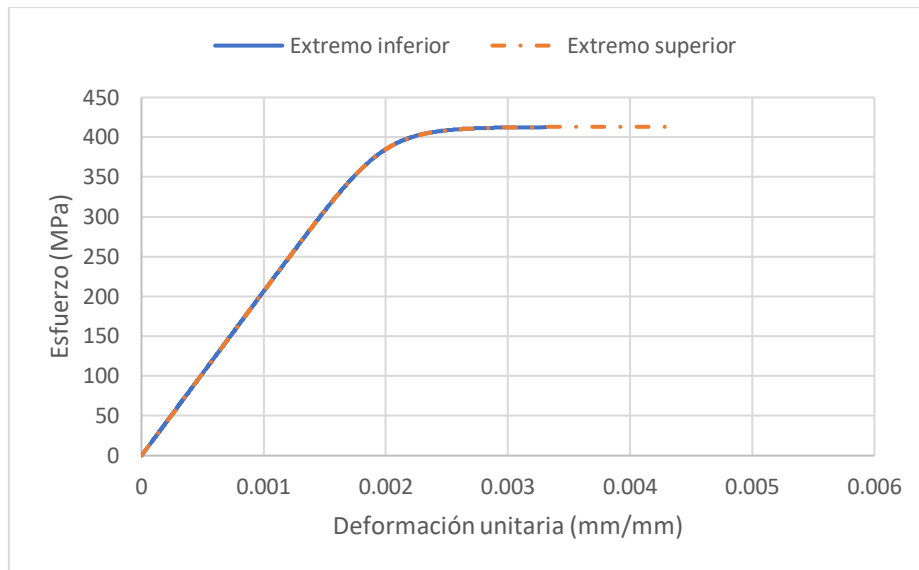


Figura 5.33: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de acero de la columna C2.



Figura 5.34: Diagramas esfuerzo-deformación de fibras de acero de la columna C4.

La tabla 5.14 cuantifica los resultados anteriormente mencionados.

Tabla 5.14: Esfuerzo y deformación de la fibra mayor de acero en ambas columnas.

Punto notable	Propiedad	Columna C2		Des. (mm)	Columna C4		Des. (mm)
		Nodo S	Nodo I		Nodo S	Nodo I	
Fluencia	Esfuerzo (MPa)	400.00	400.00	76.20/ 95.70	---	400.00	80.20
	Deformación (mm/mm)	0.0021	0.0021		---	0.0021	
Máximo	Esfuerzo (MPa)	412.98	412.73	101.90	66.92	413.00	101.90
	Deformación (mm/mm)	0.0043	0.0033		0.00032	0.0051	

Capítulo 6 : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

El presente trabajo evalúa un análisis pushover en un pórtico correspondiente a una edificación ubicada en una zona de alta sismicidad mediante dos modelos: plasticidad concentrada y distribuida. Los elementos son modelados considerando la inelasticidad en los extremos o a lo largo de toda su longitud.

El modelo de plasticidad concentrada evalúa la capacidad del pórtico ante un análisis pushover a partir de la introducción de un comportamiento no lineal de sus elementos como la relación del diagrama momento rotación. Cabe mencionar que estos diagramas deben estar correctamente calibrados ya que este modelo presenta un alto nivel de idealización. Por otro lado, este análisis se realiza en el modelo de plasticidad distribuida a través del comportamiento de sus materiales siendo este más rápido y efectivo que el anterior, dado que así no requiere de un cálculo posterior para obtener los resultados. Aunque este modelo conlleva a un costo computacional más alto debido a la complejidad de operaciones que se debe efectuar, el programa fue desarrollado eficientemente para facilitar este tipo de tareas.

Una herramienta de análisis avanzados y complejos basados en el programa de *OpenSees* como STKO resulta difícil de manejar al comienzo en comparación con los convencionales dada su extensibilidad de información, más aún cuando no se cuenta con muchos estudios al respecto. Por este motivo, se requiere de práctica y aplicación de ejemplos de modelos simples para un mejor entendimiento, aunque una vez que se tenga cierto dominio se pueden realizar análisis más sofisticados. Los modelos desarrollados en este trabajo son, en cierta medida, simples debido a las asunciones que se han considerado.

La curva de capacidad se mostró semejante en ambos modelos con mayor capacidad inelástica en el modelo de fibras aun considerando o no el efecto P-delta por lo que los diversos parámetros empleados, en general, tuvieron una respuesta similar.

El efecto P-delta influyó en el comportamiento inelástico de ambos modelos, más aún en el modelo de fibras puesto que logra identificar la zona de ablandamiento hasta llegar a su capacidad máxima, lo cual se asemeja más a la realidad reduciendo notablemente su ductilidad.

La longitud plástica tiene influencia en dicha curva, por lo que la similitud también dependió del cálculo de este valor, el cual no tenía que ser necesariamente igual en ambos modelos, es más, el cálculo de la longitud asociada a modelo de fibras evidenció un mayor valor debido a su diferencia de rigidez. Por ende, este parámetro depende tanto de las propiedades geométricas como mecánicas de los elementos.

Adicionalmente, se cumple con el criterio de columna fuerte y viga débil debido a la relación de momentos nominales en vigas y columnas predominando la capacidad de las columnas en ambos modelos. De este modo, las rótulas plásticas aparecen primero en las vigas y luego en las columnas formando así un mecanismo ideal evitando un colapso repentino. No obstante, la capacidad del pórtico en la primera fluencia de las vigas es apreciablemente menor que la cortante de diseño por análisis sísmico por lo que sería necesario un mayor refuerzo de tracción en las secciones para aumentar su momento de fluencia, ya que su comportamiento influye mucho en la curva de capacidad. Asimismo, es importante notar que la cortante de diseño se ha aumentado debido al cambio de los parámetros sísmicos de la norma E030 de 1997 con respecto a la actual ocasionado una mayor demanda de diseño en los elementos, en este caso, en las vigas.

La ductilidad local de cada elemento estimada en la composición de los modelos, referida a la capacidad de rotación, influye mucho en la ductilidad global calculada que resultó similar a la obtenida en la curva de capacidad para ambos modelos. La reducción de los momentos de inercia de las secciones en vigas y columnas conllevó a una menor ductilidad.

A pesar de que exista compatibilidad entre los modelos constitutivos del concreto y el acero determinados en el software STKO y SAP 2000, se presentan diferencias en cuanto a la rigidez y resistencia cuando se evalúa el comportamiento de vigas y columnas.

El modelo de plasticidad distribuida presenta una ventaja sobre el modelo concentrado en el sentido que representa un comportamiento más cercano al real del pórtico. Igualmente, ambos modelos fueron configurados independientemente uno del otro, es decir, cada propiedad referida al comportamiento fue definida con un concepto diferente evidenciándose en los resultados. Por un lado, los diagramas esfuerzo-deformación de las fibras de acero de los elementos representaron un similar comportamiento al diagrama momento-rotación pudiendo indicar un notorio punto de fluencia. Por otro lado, los diagramas de las fibras de concreto fueron útiles para señalar el punto de rotura de los mismos. Estos diagramas ayudaron a entender que la deformación máxima referida a la capacidad de la estructura en este modelo es menor al del modelo de plasticidad concentrada.

A pesar de que el análisis pushover presente algunas limitaciones, su nivel de precisión es suficiente para representar un comportamiento no lineal y para edificaciones de baja altura (menores a 4 niveles), un análisis dinámico no es considerablemente diferente, más aún cuando no presenta irregularidades estructurales o geométricas.

6.2. Recomendaciones

Se propone comparar el modelo de rótulas plásticas con longitud definida en el mismo programa con un ensayo experimental mediante el análisis no lineal de modo que se pueda evaluar la variación en el comportamiento de un pórtico de concreto armado o de acero. Este modelo tiende a presentar una respuesta muy semejante al modelo de plasticidad concentrada expuesto (longitud cero), dado que se basan en el mismo concepto en la definición de sus propiedades.

Se recomienda que el programa defina específicamente mejor la sección de fibras de acuerdo con su ubicación en el elemento por analizar, de modo que las fibras correspondientes al acero longitudinal sean delimitadas en los extremos y el medio del elemento.

Se sugiere que se evalúe el desempeño de la estructura en base a la curva de capacidad ante sismos de diversos periodos de retorno según su nivel de peligro sísmico para clasificarla en diversos niveles de desempeño establecidos por códigos como FEMA comentados en este trabajo. Los resultados sobre las derivas de techo podrían ser de utilidad.

Un análisis dinámico modal espectral o tiempo-historia podría ser muy útil para observar la degradación de los materiales y elementos en la estructura para el cual también es aplicable ambos modelos. Es más, el comando IMK contiene amplia funcionalidad para simular tal comportamiento.

Los modelos planteados podrían desarrollar un comportamiento adicional para los efectos de cortante y torsión en los elementos del pórtico considerando el mismo sustento de manera que se pueda corroborar qué tanto puede influir en la respuesta final de la estructura. Asimismo, se debería garantizar que los elementos presenten suficiente capacidad cortante tal que la falla se mantenga en flexión.

En el modelamiento del diseño de la edificación, se definieron y asignaron brazos rígidos en las uniones de vigas y columnas. Por ello, sería interesante conocer la importancia de rigidizar dichas zonas para que se pueda limitar el nivel de daño transmitido a los elementos y a la estructura.

Capítulo 7 : BIBLIOGRAFÍA

- Argyris, J.H., Boni, B., & Kleiber, M. (1982). *Finite element analysis of Two and Three - Dimensional elasto-plastic frames - The Natural Approach*. Estútgart: University of Stuttgart.
- Arias García, F. (2018). *Estudio Del Empleo Del Software De Código Abierto Opensees En El Análisis Estructural De Edificaciones* (Doctoral dissertation, Universidad Industrial de Santander, Escuela De Ing. Civil).
- Barros, J., & Santa María, H. (2015). Criterio columna fuerte viga débil en edificios de baja altura. II Congreso de Internacional de Ingeniería Sísmica.
- Borda, Pastor (2007). *Desempeño de un edificio aporticado peruano de seis pisos* (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Ehrlich, D. & Armero, F. Comput Mech (2005). Finite elements method for the analysis of softening plastic hinges in beams and frames. *Computational mechanics*. 35. 237-264.
- Espinoza, V. T. (2011). *Pushover-Análisis No Lineal Estático en Edificios de Concreto Armado*, Libro III de la colección: Ingeniería sísmica Basada en Desempeño-PBEE.
- Fedak, L. K. (2012). Evaluation of plastic hinge models and inelastic analysis tools for performance-based seismic design of RC bridge columns. In *Masters Abstract International* (Vol. 51, No. 01).
- Flores, Teodorico (2003). *Estudio del control de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado* (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Giberson M.F (1967), "Two Nonlinear beams with definitions of ductility", *Journal of the structural division, ASC*, Vol.95, No ST2, 137-157.
- Inel, M., & Ozmen, H. B. (2006). Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. *Engineering structures*, 28(11), 1494-1502.
- Izadpanah, M., & Habibi, A. (2015). Evaluating the spread plasticity model of IDARC for inelastic analysis of reinforced concrete frames. *Structural Engineering and Mechanics*, 56(2), 169-188.
- Izzuddin, B. A., & Elnashai, A. S. (1993). Adaptive space frame analysis. 2. A distributed plasticity approach.
- Jerves, Rubén (2018). *Análisis por desempeño de una estructura con plasticidad distribuida mediante fibras basadas en desplazamientos* (Tesis de pregrado). Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- Kolozvari, K., Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2018). New opensees models for simulating nonlinear flexural and coupled shear-flexural behavior of RC walls and columns. *Computers & Structures*, 196, 246-262.
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering structures*, 20(4-6), 452-464.
- Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (2013). Development and utilization of structural component databases for performance-based earthquake engineering. *Journal of Structural Engineering*, 139(8), 1382-1394.
- López, A. T. L., Espín, A. T., & Olivares, G. S. (2017). Influencia del tipo de rótula plástica en el análisis no lineal de estructuras de hormigón armado. *Hormigón y Acero*, 68(282), 107-119.
- Lopez-Almansa, F., Alfarah, B., & Oller, S. (2014, August). Numerical simulation of RC frame testing with damaged plasticity model. Comparison with simplified models. In *Second European conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turkey*.

- Martinez, Juan & Narvaez, Juan (2019). *Análisis dinámico no lineal en 2D de la estructura del “Hospital Misereor” del cantón Gualaquiza, provincia de Morona Santiago, aplicando el método de rótulas plásticas* (Tesis de pregrado). Universidad del Azuay, Cuenca, Ecuador.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E030 – Diseño Sismorresistente*. El Peruano, Lima.
- Morales, S. R. (2015). Diagramas momento-curvatura para secciones de hormigón armado. Determinación del valor de ductilidad local de una sección de hormigón armado. Empleo del programa matlab en aplicaciones estructurales a nivel seccional (parte II). *Anales de Edificación*, 1(2), 27-41.
- Narea, Diego (2011). *Análisis de plasticidad en pórticos planos* (Tesis de maestría). Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- NIST (2017). *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis and Design of Buildings, Part IIb – Reinforced Concrete Moment Frames*, NIST GCR 17-917-46v3, prepared by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland.
- NIST (2017). *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part I – General*, NIST GCR 17-917-46v1, prepared by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland.
- NIST (2017). *Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design*, NIST GCR 17-917-45, prepared by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland.
- Restrepo, J. (2018). *Elementos de diseño por desempeño*. Presentación, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Reyes, J. (2018). *Análisis estático no lineal. Empuje incremental* [Diapositivas de PowerPoint]. Vulnerabilidad y Proyecto Sismo-Resistente.
<http://files.ronaldugel.webnode.es/200000201-6098061927/8.%20An%C3%A1lisis%20no%20lineal.%20Empuje%20incremental.pdf>
- Salihovic, A., & Ademovic, N. (2018). Nonlinear analysis of reinforced concrete frame under lateral load. *Coupled systems mechanics*, 7(3), 281-295.
- Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements. *Journal of Structural Engineering*, 132(2), 244-252.
- Shunsuke, O (2006). *Nonlinear Earthquake response analysis of reinforced concrete buildings*, Chiba, Japón.
- Terrenzi, M., Spacone, E., & Camata, G. (2020). Comparison between phenomenological-and fiber-section nonlinear models. *Frontiers in Built Environment*, 6, 38.
- Verri, Alejandro (2003). *Modelación numérica no lineal de estructuras de hormigón armado sometidas a cargas cíclicas* (Tesis de pregrado). Universidad de Buenos Aires, Buenos Aires, Argentina.
- Wilson, E. L. (2002). *Three-dimensional static and dynamic analysis of structures*. California: CSI.
- Zendaoui, A., Kadid, A., & Yahiaoui, D. (2016). Comparison of different numerical models of RC elements for predicting the seismic performance of structures. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 10(4), 461-478.