

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Posgrados

**Alternativas de modelos no lineales de estructuras existentes de
Hormigón Armado con conexiones deficientes**

Proyecto de investigación y Desarrollo

Marco Patricio Vásquez Tapia

**Fabricio Yépez, PhD
Director de Trabajo de Titulación**

Trabajo de titulación de posgrado presentado como requisito para la obtención del título de Magister en Ingeniería Civil, Mención Diseño y Construcción de Estructuras Sismo Resistentes

Quito, 20 de mayo de 2021

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

COLEGIO DE POSGRADOS

HOJA DE APROBACIÓN DE TRABAJO DE TITULACIÓN

**Alternativas de modelos no lineales de estructuras existentes de
Hormigón Armado con conexiones deficientes**

Marco Patricio Vásquez Tapia

Nombre del Director del Programa:	Fernando Romo
Título académico:	Master of Science
Director del programa de:	Maestría en Ingeniería Civil
Nombre del Decano del colegio Académico:	Eduardo Alba
Título académico:	Doctor en Ciencias
Decano del Colegio:	Colegio de Ciencias e Ingenierías
Nombre del Decano del Colegio de Posgrados:	Hugo Burgos
Título académico:	Doctor of Philosophy

Quito, mayo de 2021

© Derechos de Autor

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior.

Nombre del estudiante: Marco Patricio Vásquez Tapia

Código de estudiante: 00214635

C. I.: 172312198-2

Lugar y Fecha: Quito, 20 de mayo de 2021

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following graduation project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación es dedicado a mi familia por el apoyo permanente que me ha brindado para realizar mis estudios de maestría.

A mi padre Marco Vásquez, por ser un ejemplo a seguir profesionalmente y por compartir conmigo su experiencia.

A mi madre Adriana Tapia, por su amor y su constante preocupación y esmero hacia mí.

A mi hermano Jorge Vásquez por su apoyo permanente e incondicional.

AGRADECIMIENTO

A la Universidad San Francisco de Quito que ha desarrollado de la mejor manera el presente programa de maestría.

A Fabricio Yépez quien me brindó su apoyo en el desarrollo del presente trabajo de titulación.

A todos los docentes que compartieron su conocimiento y experiencia para mi crecimiento profesional.

RESUMEN

El presente trabajo de titulación busca implementar el método propuesto por Akanshu Sharma para modelar conexiones viga-columna a través de programas comerciales como SAP 2000 o ETABS, con miras a realizar evaluaciones del desempeño sísmico de edificaciones existentes. El método es presentado en el paper “A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam–column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints”.

Los análisis se realizarán utilizando el software ETABS de análisis estructural para un edificio de 6 pisos.

La primera aplicación consiste en determinar el desempeño de la estructura adecuadamente diseñada incluyendo con sus conexiones para el Sismo de Diseño y para el Sismo Máximo Esperado siguiendo todos los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 15).

La segunda aplicación busca determinar la eficacia del método propuesto por Akanshu Sharma, basados en el principio Columna fuerte – Viga Débil. Mediante la reducción de las secciones de columnas se busca deteriorar la conexión y analizar el desempeño de la estructura y sus conexiones.

Palabras Calve: Conexiones, Akanshu Sharma, Desempeño, Pushover, NEC 15, ASCE 41-13.

ABSTRACT

In this work, the application of the method proposed by Akanshu Sharma to model beam-column connections through commercial programs such as SAP 2000 or ETABS is studied. The method is presented in the paper “A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam – column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints”.

The analysis will be performed using ETABS structural analysis software for a 6-story building.

The first application consists of determining the seismic performance of a well-designed frame structure including its connections for the Design Earthquake and for the Maximum Credible Earthquake, following all the requirements of the Ecuadorian Construction Standard (NEC 15).

The second application seeks the effectiveness of the method proposed by Akanshu Sharma, based on the Strong Column - Weak Beam principle, through the reduction of the column sections, in order to deteriorate the beam column connection and to analyze the seismic performance of the structure and its connections.

Key Words: Connections, Akanshu Sharma, Performance, Pushover, NEC 15, ASECE 41-13.

Tabla de Contenido

DEDICATORIA	5
AGRADECIMIENTO	6
RESUMEN	7
ABSTRACT.....	8
Índice de ilustraciones.....	11
Índice de Tablas	14
1. INTRODUCCIÓN.....	16
1.1 Justificación.....	16
1.2 Objetivos	17
1.2.1 Objetivo principal	17
1.2.2 Objetivos específicos.....	17
1.3 Alcance	17
2. REVISIÓN DE LA LITERATURA.....	18
2.1. Análisis estático no lineal (Pushover).....	18
2.2. Modelo propuesto por Akanshu Sharma (2011).....	20
3. MODELO ELÁSTICO.....	29
3.1. Dimensiones de la estructura.....	29
3.2. Propiedades de los materiales	31
3.2.1. Concreto	31
3.2.2. Acero de refuerzo A706 Gr. 60	32
3.3. Espectro de Diseño	34
3.4. Losa	35
3.5. Cargas.....	36
3.5.1. Carga permanente.....	36
3.5.2. Carga viva.....	36
3.6. Combinaciones de Carga.....	37
3.7. Vigas	37
3.8. Columnas	50
3.9. Chequeo conexión viga columna	55

	10
3.10. Inercia de las secciones agrietadas	63
3.11. Período de la estructura	63
3.12. Derivas	64
4. MODELO INELÁSTICO	66
4.1. Demanda Sísmica	66
4.2. Nudo de control.....	67
4.3. Rótulas plásticas	68
4.3.1. Rótulas en vigas	68
4.3.2. Rótulas en columnas	75
4.4. Modelo propuesto por Akanshu Sharma (2011).....	83
5. RESULTADOS	99
5.1. Curvas de capacidad.....	99
5.2. Punto de Desempeño.....	101
5.3. Desempeño Global.....	107
5.4. Desempeño Local	108
5.5. Comprobación del método propuesto por Akanshu Sharma.....	113
5.5.1. Análisis de la conexión con columnas 70x70.....	113
5.5.2. Análisis de la conexión con columnas 60x60.....	115
5.5.3. Análisis de la conexión con columnas 50x50.....	118
5.5.4. Análisis de la conexión con columnas 40x40.....	119
5.5.5. Comparación curvas de capacidad.....	122
6. CONCLUSIONES	123
Referencias.....	125
ANEXOS	127

Índice de ilustraciones

Ilustración 1. Diagrama momento – curvatura y Diagrama Momento - rotación	19
Ilustración 2. Modelo de rótula envolvente	19
Ilustración 3. Contribución de la deformación del nudo a la deriva de la estructura (conexión exterior).....	21
Ilustración 4. Contribución de la deformación del nudo a la deriva de la estructura (conexión interior).....	21
Ilustración 5. Comportamiento de una conexión interior para el modelado en programas comerciales	22
Ilustración 6. Distribución de rótulas conexión exterior	23
Ilustración 7. Distribución de rótulas conexión interior	24
Ilustración 8. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión exterior con barras dobladas hacia adentro del nudo).....	25
Ilustración 9. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión exterior con barras dobladas hacia afuera del nudo).....	25
Ilustración 10. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión exterior con barras superiores dobladas hacia adentro del nudo y barras inferiores dobladas hacia afuera del nudo)	26
Ilustración 11. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión exterior con barras superiores dobladas hacia adentro del nudo y barras inferiores rectas con total longitud de desarrollo)	26
Ilustración 12. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión exterior con barras superiores dobladas hacia adentro del nudo y barras inferiores rectas embebidas 6").....	27
Ilustración 13. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión interior).....	27
Ilustración 14. Fuerzas y esfuerzos en conexiones exteriores	28
Ilustración 15. Fuerzas y esfuerzos en conexiones interiores	28
Ilustración 16. Vista en planta	29
Ilustración 17. Vista en elevación (Sentido x).....	30
Ilustración 18. Vista en elevación (Sentido Y)	30
Ilustración 19. Asignación de concreto ETABS	31
Ilustración 20. Asignación de propiedades acero de refuerzo ETABS	33

	12
Ilustración 21. Espectro de aceleraciones inelástico Suelo D – Quito.....	34
Ilustración 22. Dimensiones de Losa.....	36
Ilustración 23. Pórticos 1-5 para ejemplo de diseño de vigas	38
Ilustración 24. Momentos de diseño (envolvente de momentos) pórticos 1-5..	39
Ilustración 25. Acero requerido en vigas pórticos 1-5.....	40
Ilustración 26. Acero de diseño en vigas pórticos 1-5	41
Ilustración 27. Acero requerido en vigas de pórticos 1-5, obtenido con ETABS	41
Ilustración 28. Armado longitudinal viga del piso 1 pórticos 1-5.....	42
Ilustración 29. Ancho efectivo de contribución de la losa, viga interior.....	43
Ilustración 30. Ancho efectivo de contribución de la losa, viga exterior.....	44
Ilustración 31. Secciones definitivas de vigas	49
Ilustración 32. Diagrama de interacción COL 70X70 pisos 1 al 3 (16Ø22).....	50
Ilustración 33. Diagrama de interacción COL 70x70 pisos 4 al 6 (16Ø20)	50
Ilustración 34. Ejemplo de diseño columna Piso 1 EJES C-3	51
Ilustración 35. Diagrama de Interacción Columna analizada- Ejemplo de Diseño	52
Ilustración 36. Secciones definitivas de columnas	55
Ilustración 37. Ejemplo Nudo interior Planta Baja para chequeo de conexión viga - columna	56
Ilustración 38. Momento nominal para carga axial $P_n=250 \text{ ton} \cdot \text{m}$	62
Ilustración 39. Momento nominal para carga axial $P_n=250 \text{ ton} \cdot \text{m}$	62
Ilustración 40. Derivas Inelásticas	65
Ilustración 41. Espectros de aceleración para $T_r = 475$ años y 2500 años	67
Ilustración 42. Nudo de control.....	68
Ilustración 43. Viga 40x50, ejemplo.....	69
Ilustración 44. Diagrama momento - curvatura SAP 2000	70
Ilustración 45. Diagrama momento curvatura viga 40x50, ejemplo	71
Ilustración 46. Ejemplo diagrama momento – rotación.....	72
Ilustración 47. Rótula plástica de viga 40x50 primer piso, pórtico 1 1	75
Ilustración 48. Columna a analizar para modelar la rótula plástica	76
Ilustración 49. Diagrama momento - curvatura Columna 70x70 (16Ø 22), $P=$ 250 ton (SAP 2000).....	77
Ilustración 50. Diagrama momento curvatura columna 70x70 con $P= 250 \text{ ton}$	77

Ilustración 51. Rótula plástica columna 70X70 (16Ø22) para P=250 ton	81
Ilustración 52. Rótula plástica columna 70X70 (16Ø22) para P=500 ton	81
Ilustración 53. Rótula plástica columna 70X70 (16Ø22) para P=800 ton	82
Ilustración 54. Rótula plástica columna 70X70 (16Ø22) para P=0 ton	82
Ilustración 55. Conexión viga – columna exterior para aplicación del método propuesto por Sharma (2011)	83
Ilustración 56. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión exterior).....	84
Ilustración 57. Fuerzas internas actuantes en una conexión exterior	86
Ilustración 58. Fuerzas externas en una conexión interior	88
Ilustración 59. Fuerzas internas actuantes en la viga.....	89
Ilustración 60. Diagrama Momento vs Tensión del refuerzo longitudinal	91
Ilustración 61. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión exterior con barras dobladas hacia adentro del nudo).....	92
Ilustración 62. Rótula a flexión en vigas conexión exterior de ejemplo	93
Ilustración 63. Modelado de la rótula plástica a flexión de la conexión en ETABS	94
Ilustración 64. Rótula a cortante en columna conexión de ejemplo.....	96
Ilustración 65. Modelado de la rótula plástica a corte de la conexión en ETABS	96
Ilustración 66. Esquema para asignar rótulas de la conexión	97
Ilustración 67. Distancia relativa para asignación de rótulas plásticas en conexiones	98
Ilustración 68. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión interior).....	99
Ilustración 69. Ejemplo de curva de capacidad para una estructura de concreto de mediana altura.....	99
Ilustración 70. Curva de capacidad Sentido X e Y, estructura con columnas 70cm x 70 cm	100
Ilustración 71. Proceso para estimar el desplazamiento objetivo a partir de un espectro de respuesta.....	101
Ilustración 72. Curva de capacidad idealizada	103
Ilustración 73. Punto de desempeño para el Sismo de Diseño (475 años) en las direcciones “X” e “Y”	105

Ilustración 74. Punto de Desempeño para el Sismo Máximo Esperado (2500 años) en las direcciones “X” e “Y”	106
Ilustración 75. Concepto de nivel de desempeño FEMA 356	107
Ilustración 76. Desempeño global de la estructura para el Sismo de Diseño.	107
Ilustración 77. Desempeño global de la estructura para el Sismo Máximo esperado	108
Ilustración 78. Rótulas Plásticas para el Sismo de Diseño (Step 8) Vista 3D	109
Ilustración 79. Rótulas Plásticas para el Sismo de Diseño (Step 8), Pórtico 3	110
Ilustración 80. Rótulas Plásticas para el Sismo Máximo Esperado (Step 14) Vista 3D.....	111
Ilustración 81. Rótulas Plásticas para el Sismo Máximo Esperado (Step 14), Pórtico 3	112
Ilustración 82. Rótulas estructura COL 70X70 (1)	113
Ilustración 83. Rótulas estructura COL 70X70 (2)	114
Ilustración 84. Curva de capacidad para estructura con columnas de 70cm x 70cm	115
Ilustración 85. Rótulas estructura COL 60X60 (1)	116
Ilustración 86. Rótulas estructura COL 60X60 (2)	116
Ilustración 87. Curva de capacidad para estructura con columnas de 60cmx60cm	117
Ilustración 88. Rótulas estructura COL 50X50	118
Ilustración 89. Curva de capacidad para estructura con columnas de 50cm x 50cm	119
Ilustración 90. Rótulas estructura COL 40X40 (1)	120
Ilustración 91. Rótulas estructura COL 40X40 (2)	120
Ilustración 92. Curva de capacidad para estructura con columnas de 40cm x 40cm	121
Ilustración 93. Comparación de las curvas de capacidad	122

Índice de Tablas

Tabla 1. Factores para obtener las propiedades esperadas de los materiales	33
Tabla 2. Combinaciones de carga.....	37
Tabla 3. Períodos y participación de masas ETABS	64

	15
Tabla 4. Valores de derivas máximas NEC-SE-DS.....	65
Tabla 5. Niveles de amenaza sísmica.....	66
Tabla 6. Inercias efectivas.....	73
Tabla 7. Inercias efectivas.....	79
Tabla 8. Valores para determinar la rótula Momento vs Rotación con el método de Sharma (2011)	92
Tabla 9. Valores para determinar la rótula Cortante vs Deformación con el método de Sharma (2011)	95
Tabla 10. Valores para el factor C0.....	102
Tabla 11. Factor de masa efectiva Cm.....	103
Tabla 12. Desempeño local (Número de rótulas en la estructura)	109
Tabla 13. Número de rótulas plásticas por elemento (Step 8).....	110
Tabla 14. Número de rótulas plásticas por elemento (Step 13).....	112

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Justificación

El Ecuador es un territorio de alto peligro sísmico, por lo cual las estructuras necesitan diseñarse cumpliendo con los requisitos que exigen las normas pertinentes. En el año 2016 con el evento sísmico de Pedernales se logró observar el deficiente desempeño de las estructuras en el Ecuador, a través patologías constructivas entre las cuales se pueden mencionar: columnas cortas, fallas en el nudo sin cumplir requerimientos de columna fuerte-viga débil, deficiente detallamiento del acero longitudinal y transversal en vigas y columnas.

En muchos casos las conexiones en pórticos de hormigón armado fallan debido a esfuerzos de corte. Para evitar estas fallas es necesario realizar un análisis como indica el Comité ACI 352 “Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga – Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado”.

A pesar de que el diseño de la conexión se realiza de manera adecuada y detalladamente, en muchos casos no se conoce un método práctico para verificar su comportamiento a través del modelamiento de las conexiones en pórticos de hormigón armado.

En el proceso de construcción muchas veces existen variaciones importantes con respecto al diseño, con lo cual no se satisfacen las demandas de resistencia requerida, por lo que conocer un método para modelar conexiones de estructuras existentes se hace indispensable.

Existen varios métodos con elementos finitos con software especializados que podrían servir para fines investigativos pero no son prácticos para ser implementados. En el presente trabajo intenta aplicar el método propuesto por Akanshu Sharma para simular el comportamiento no lineal de las conexiones en pórticos de hormigón armado, utilizando programas comerciales usuales en la práctica del diseño sismo-resistente.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo principal

Proponer una alternativa práctica para simular el comportamiento de las conexiones en pórticos de hormigón armado que pueda implementarse en programas comerciales muy utilizados en la práctica del diseño sismo-resistente.

1.2.2 Objetivos específicos

- Implementar el método propuesto al análisis de un sistema estructural aporricado y analizar su desempeño sísmico antes eventos sísmicos importantes, mediante análisis estático no lineal de una estructura.
- Comprobar el funcionamiento del método estudiando estructuras con distintas características geométricas.
- Verificar el desempeño de la estructura diseñada con los lineamientos de la NEC 15, para el sismo de diseño y el sismo máximo esperado.

1.3 Alcance

Se analizará una estructura de seis pisos aplicando el espectro de aceleraciones que se presenta en la norma NEC 15 y no se utilizarán registros reales, por lo que se realizará un análisis estático no lineal.

El modelamiento de las rótulas plásticas de los elementos estructurales como vigas y columnas utilizará los diagramas momento – curvatura obtenidos en el software SAP 2000.

Para considerar el comportamiento inelástico de los nudos, el método propuesto por Akanshu Sharma toma en cuenta los esfuerzos de tensión principal como criterio para la falla del nudo.

Las rótulas de las conexiones consistirán en una rótula a flexión que se coloca en las vigas y columnas, además de una rótula a corte colocada en las columnas, para capturar el comportamiento de la conexión.

Finalmente, el presente trabajo de titulación presentará el desempeño de la estructura para el sismo de diseño y el sismo máximo esperado, tomando en cuenta los requisitos de la norma NEC 15.

2. REVISIÓN DE LA LITERATURA

2.1. Análisis estático no lineal (Pushover)

El análisis no-lineal tiene el mismo objetivo que el análisis lineal, pero considerando una situación más cercana a la realidad, que toma en cuenta el comportamiento inelástico tanto de los materiales como de la estructura en general, ante eventos sísmicos severos.

El análisis estático no lineal (NSP) consiste en un procedimiento que utiliza un modelo matemático incorporando las características no lineales de carga-deformación de los componentes individuales del edificio sometido a cargas laterales monótonamente crecientes, las cuales representan las fuerzas en un terremoto hasta que el desplazamiento objetivo sea excedido. (American Society of Civil Engineers, 2017)

El análisis estático no lineal (NSP) es generalmente más confiable para caracterizar el desempeño de una estructura, en comparación con procedimientos lineales. Para realizar este análisis es necesario modelar rótulas plásticas en los elementos estructurales.

Las normas de análisis no lineal dan la opción para determinar el diagrama momento – rotación de una articulación plástica a partir del diagrama momento–curvatura de la sección transversal.

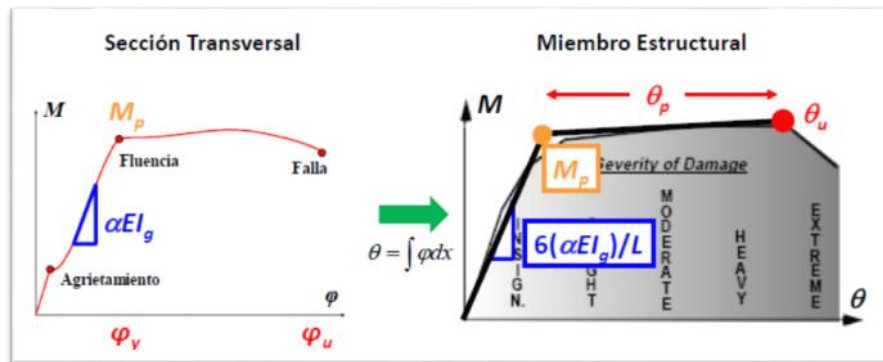


Ilustración 1. Diagrama momento – curvatura y Diagrama Momento - rotación

Elaborado por: Terán Amador, 2021

El modelado de la envolvente puede limitarse a la región AC de la curva carga deformación del elemento, si se controlan adecuadamente las demandas de deformación.

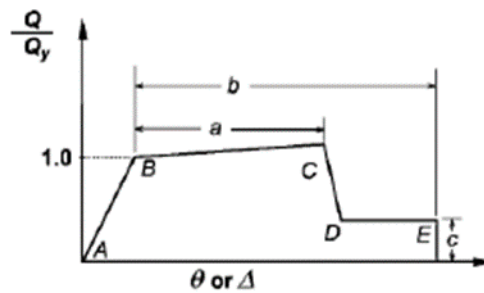


Ilustración 2. Modelo de rótula envolvente

Elaborado por: ASCE 41-13

Es importante entender cómo se deforma el miembro estructural para determinar el diagrama momento rotación. Todos los miembros estructurales en un pórtico se deforman generalmente en doble curvatura. Entonces el diagrama momento rotación es el correspondiente a elementos deformándose en doble curvatura.

Para miembros estructurales que se deforman en doble curvatura y desarrollan articulaciones plásticas en sus extremos, la longitud de la rótula plástica puede encontrarse mediante la expresión $L_p = \frac{d}{2}$ donde d es el peralte efectivo del elemento estructural. Su adopción resulta en capacidades últimas de deformación razonables. (Terán, 2020)

Para el modelado de análisis no lineal se utiliza un modelo de plasticidad concentrada.

La rotación plástica se obtiene de la siguiente manera. Esta distancia es equivalente a la distancia “a” de la Ilustración 2.

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)L_p$$

2.2. Modelo propuesto por Akanshu Sharma (2011)

(Sharma, Eligehausen, & Reddy, A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam–column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints, 2011) Propone un modelo que puede simular el comportamiento a cortante de las conexiones viga-columna de hormigón armado. El modelo usa el criterio por esfuerzo a tensión principal en la conexión como criterio de falla y se pueden considerar fuerzas axiales en la columna.

Los esfuerzos dependerán de dos condiciones importantes las cuales son:

- Anclaje del refuerzo longitudinal de la viga.
- Tipo de conexión: Conexiones interiores o conexiones exteriores.

El método considera el aporte de la deformación por cortante del nudo a la deriva de piso.

La deformación típica de un edificio bajo cargas sísmicas se muestra a continuación. La deriva de piso está dado por la resta entre las deformaciones de dos pisos sucesivos.

En el nivel de la conexión, la contribución de la deformación por cortante a la deriva de piso es mostrada en las ilustraciones, tanto para conexiones exteriores como para conexiones interiores

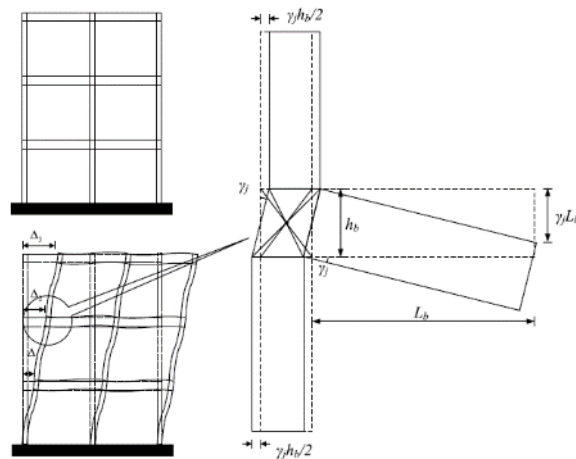


Ilustración 3. Contribución de la deformación del nudo a la deriva de la estructura (conexión exterior)

Obtenido de: (Sharma, Eligehausen, & Reddy, A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam–column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints, 2011)

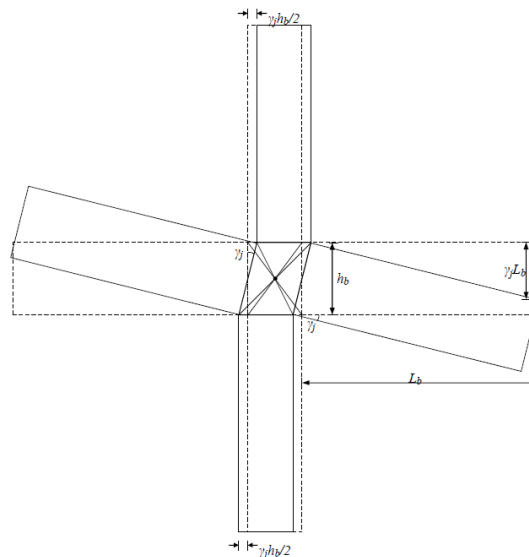


Ilustración 4. Contribución de la deformación del nudo a la deriva de la estructura (conexión interior)

Obtenido de: (Sharma, Reddy, Vaze, Ghosh, & Kushwaha, 2009)

Debido a la deformación por cortante γ_j , la columna experimenta un desplazamiento relativo por cortante $\gamma_j h_b$, donde h_b es el peralte de la viga. Esta deformación puede ser dividida en 2 $\Delta_c = \gamma_j h_b/2$ para la mitad de la columna sobre la línea central de la viga y $\Delta_c = \gamma_j h_b/2$ para la mitad de la columna debajo de la línea central de la viga. Esta deformación se suma a cualquier deformación por cortante en la columna debido a fuerzas cortantes externas.

Además, debido a la deformación por cortante de la conexión, la viga experimenta una rotación de γ_j debido a que el desplazamiento de la punta de la viga es igual a $\Delta_b = \gamma_j L_b$, donde L_b es la longitud la viga (punto medio de la viga en el caso de edificios) de la cara de la columna. Nuevamente, esta rotación se debe únicamente a la deformación por cortante de la junta y se suma a cualquier rotación en la viga que se produzca debido al momento flector externo. (Sharma, Eligehausen, & Reddy, A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam-column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints, 2011)

Basado en lo discutido anteriormente sobre el comportamiento de la conexión al deformarse, la mejor manera de modelar la contribución de la deformación por cortante de la conexión a la deriva de piso debe ser un modelo que pueda considerar la deformación por cortante en la columna y rotación en la viga debido a la deformación por cortante. Una manera razonable para modelar este comportamiento se muestra a continuación donde los rótulas por cortante se colocan en la columna y las rótulas a flexión en las vigas.

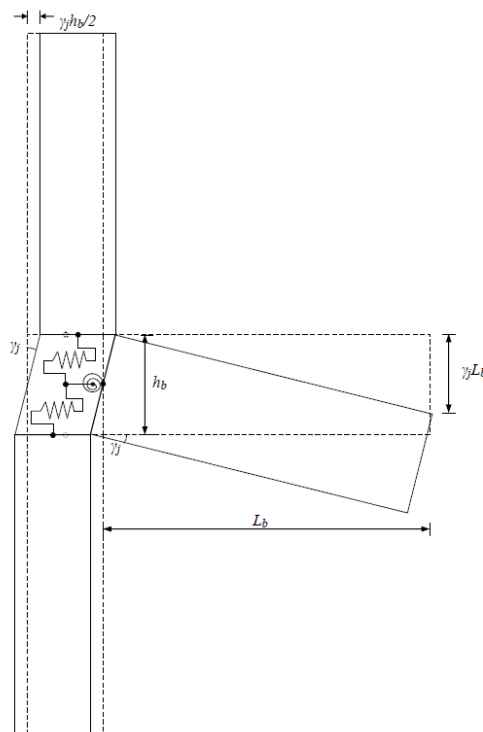


Ilustración 5. Comportamiento de una conexión interior para el modelado en programas comerciales

Obtenido de: (Sharma, Reddy, Vaze, Ghosh, & Kushwaha, 2009)

El modelo es presentado para columnas exteriores, el mismo modelo con otra rótula a flexión para la viga en el otro lado es válido en conexiones interiores.

Las rótulas deben tener características como un momento en la viga, M_b vs rotación por cortante del nudo γ_j para la rótula a flexión y Fuerza cortante horizontal V_{jh} vs deformación por cortante en la porción de la columna en el nudo $\Delta_c = \gamma_j h_b/2$

Los programas comerciales no es posible modelar el refuerzo explícitamente, por lo que no se logra calcular la fuerza cortante horizontal en el nudo. Entonces para lograr implementar el modelo a estos programas, se necesita utilizar una rótula con fuerza cortante V_c vs deformación por cortante en la porción de la columna $\Delta_c = \gamma_j h_b/2$.

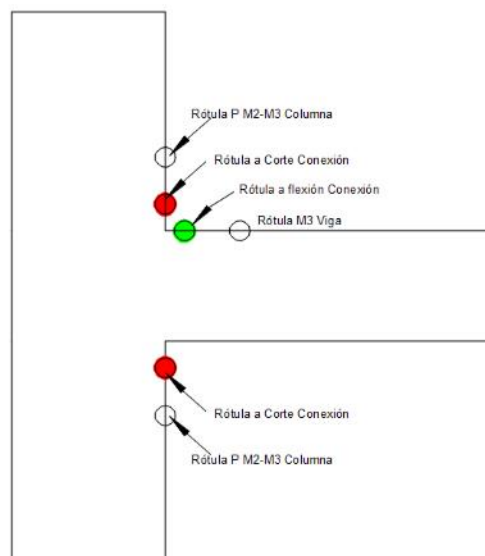


Ilustración 6. Distribución de rótulas conexión exterior

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

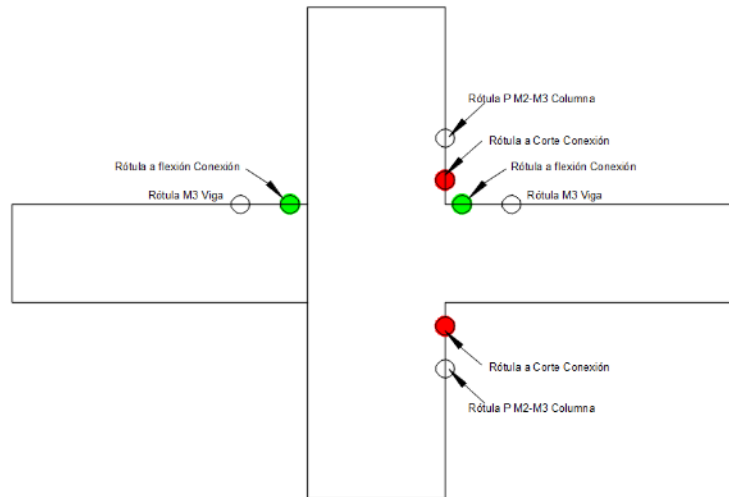


Ilustración 7. Distribución de rótulas conexión interior

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

El modelo propuesto sigue el esfuerzo de tracción principal como criterio de falla para las juntas, de modo que se pueda dar la debida consideración a la carga axial que actúa sobre las columnas. Por lo tanto, el modelo necesita las gráficas de tensión principal vs deformación por corte del nudo para evaluar las características de la rótula.

(Priestley) en su publicación “Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings” sugirió gráficas de la tensión de tracción principal vs deformación por cortante del nudo para nudos interiores y exteriores.

En el caso de que el refuerzo de la viga esté doblado hacia dentro del nudo, los puntales diagonales en el nudo están bien estabilizados y por lo tanto, después del primer agrietamiento ($p_t = 0.29\sqrt{f'c}$), el nudo puede ofrecer mayor resistencia y por lo tanto un comportamiento de endurecimiento hasta que la tensión principal alcance un valor de ($p_t = 0.42\sqrt{f'c}$).

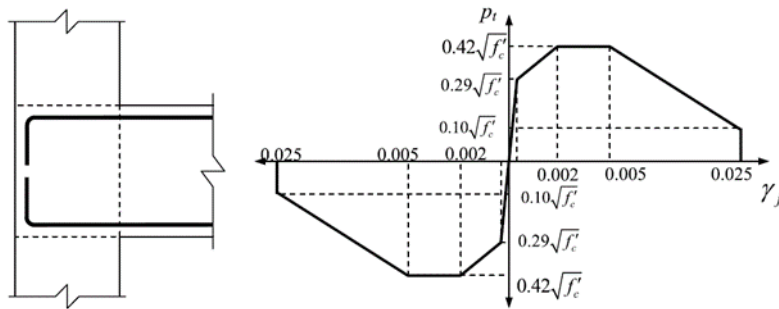


Ilustración 8. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión exterior con barras dobladas hacia adentro del nudo)

Obtenido de: (Sharma, Eligehausen, & Reddy, *A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam-column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints*, 2011)

Para conexiones con el refuerzo longitudinal doblado hacia afuera del nudo, los puntales diagonales de la junta no se pueden estabilizar y por lo tanto, la falla del nudo ocurre en una etapa temprana. No se puede asumir ningún endurecimiento después del primer agrietamiento a ($p_t = 0.29\sqrt{f'_c}$). En estos casos no se puede confiar en una mayor resistencia y se asume como valor límite de esfuerzo ($p_t = 0.29\sqrt{f'_c}$).

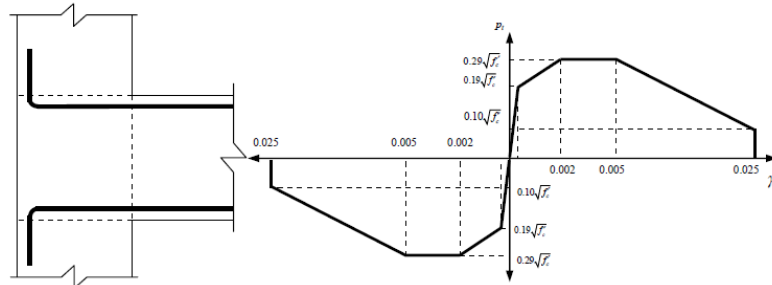


Ilustración 9. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión exterior con barras dobladas hacia afuera del nudo)

Obtenido de: (Sharma, Reddy, Vaze, Ghosh, & Kushwaha, 2009)

En algunos casos, el acero de refuerzo superior de la viga está doblado hacia adentro del nudo y el acero de refuerzo inferior de la viga está doblado hacia afuera de nudo. Para los cuales la gráfica de esfuerzo principal vs deformación por cortante pueden obtenerse combinando los casos anteriores.

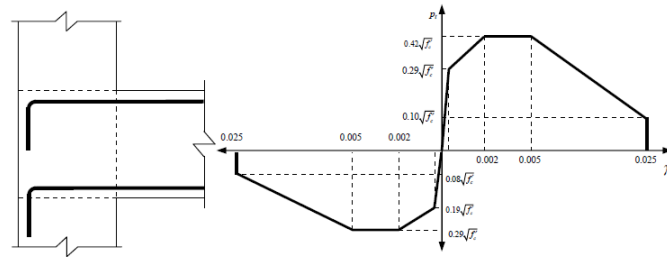


Ilustración 10. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión exterior con barras superiores dobladas hacia adentro del nudo y barras inferiores dobladas hacia afuera del nudo)

Obtenido de: (Sharma, Reddy, Vaze, Ghosh, & Kushwaha, 2009)

En conexiones que presenten un inadecuado anclaje, sin gancho en el extremo, se consideran los mismos esfuerzos presentados para hierros doblados hacia afuera del nudo.

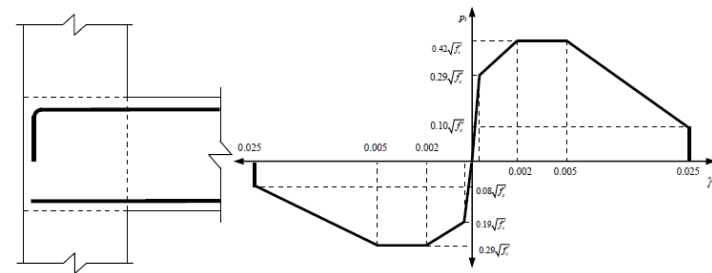


Ilustración 11. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión exterior con barras superiores dobladas hacia adentro del nudo y barras inferiores rectas con total longitud de desarrollo)

Obtenido de: (Sharma, Reddy, Vaze, Ghosh, & Kushwaha, 2009)

En la mayoría de los edificios diseñados por gravedad anteriores a la década de 1970, las barras de acero de refuerzo interior del nudo estaban incrustadas solo hasta 6 pulgadas. En tales casos, la unión entre el hormigón y las barras de refuerzo se convierte en el parámetro crítico. El esfuerzo de tensión principal crítico se considera de $(p_t = 0.19\sqrt{f'c})$. (Sharma, Reddy, Vaze, Ghosh, & Kushwaha, 2009)

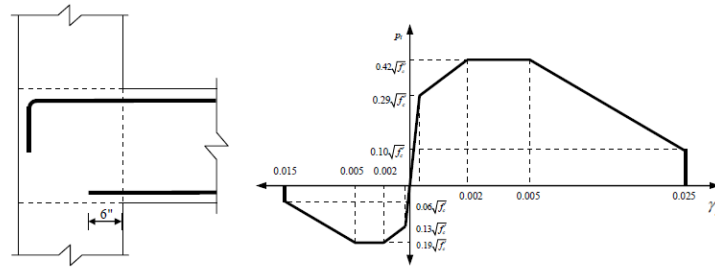


Ilustración 12. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión exterior con barras superiores dobladas hacia adentro del nudo y barras inferiores rectas embebidas 6")

Obtenido de: (Sharma, Reddy, Vaze, Ghosh, & Kushwaha, 2009)

Para conexiones interiores se observan mayores esfuerzos debido a que existe un mayor confinamiento del nudo.

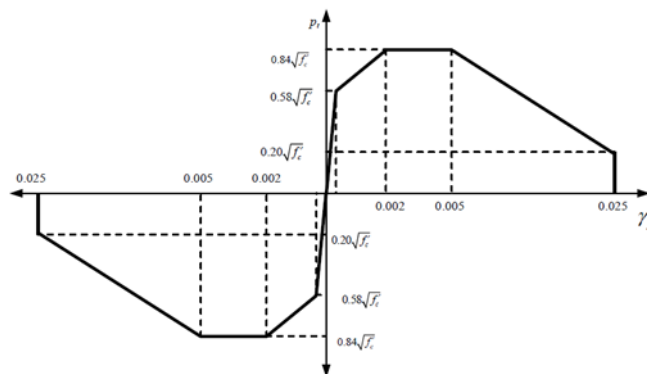


Ilustración 13. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión interior)

Obtenido de: (Sharma, Reddy, Vaze, Ghosh, & Kushwaha, 2009)

En la siguiente ilustración se presentan las fuerzas internas de los elementos estructurales que son necesarios para posteriores cálculos tanto para conexiones exteriores como para interiores.

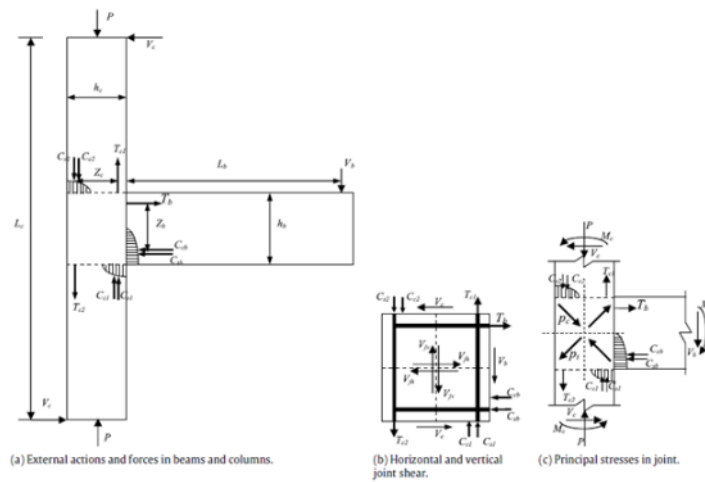


Ilustración 14. Fuerzas y esfuerzos en conexiones exteriores

Obtenido de: (Sharma, Eligehausen, & Reddy, A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam–column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints, 2011)

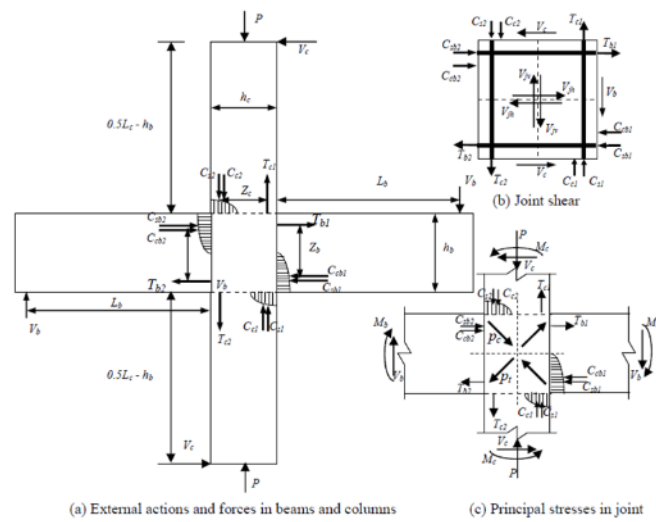


Ilustración 15. Fuerzas y esfuerzos en conexiones interiores

Obtenido de: (Sharma, Reddy, Vaze, Ghosh, & Kushwaha, 2009)

3. MODELO ELÁSTICO

3.1. Dimensiones de la estructura

La estructura que será analizada tiene dimensiones de 30 m por 20 m en planta, con luces que varían en la dirección "x" de 5m a 7m y en la dirección "y" con luces de 4m a 6m.

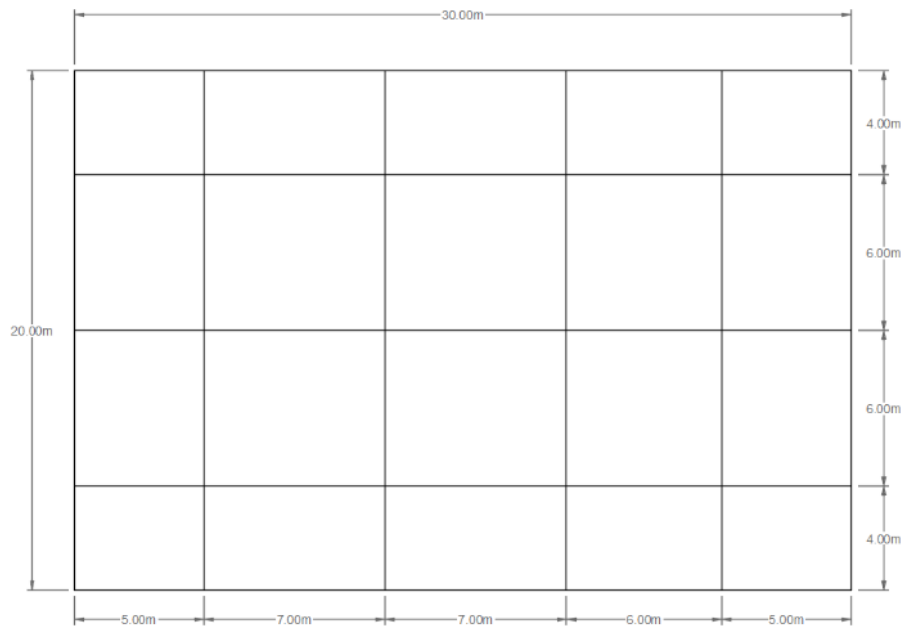


Ilustración 16. Vista en planta

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

La estructura tiene un total de 6 pisos con una altura de entrepiso de 2.70m en todas las plantas.

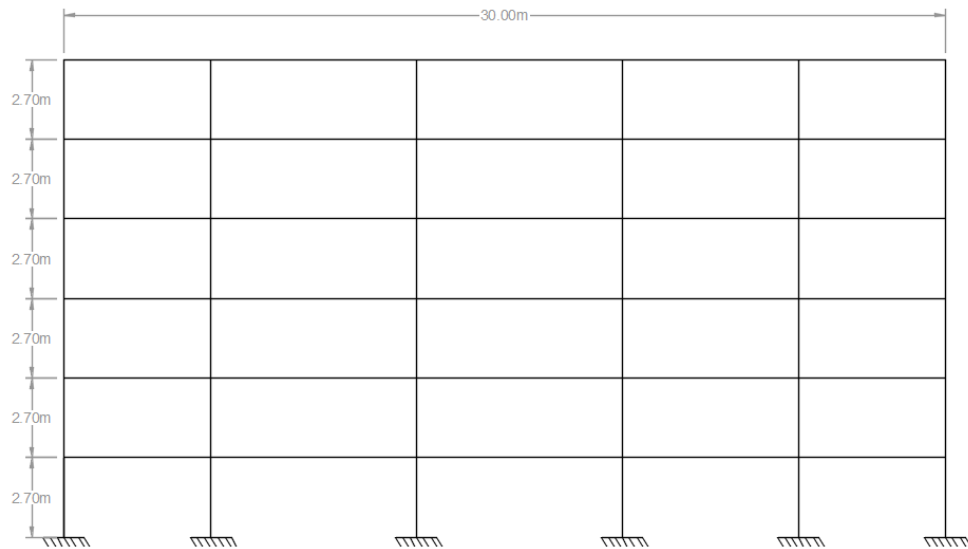


Ilustración 17. Vista en elevación (Sentido x)

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

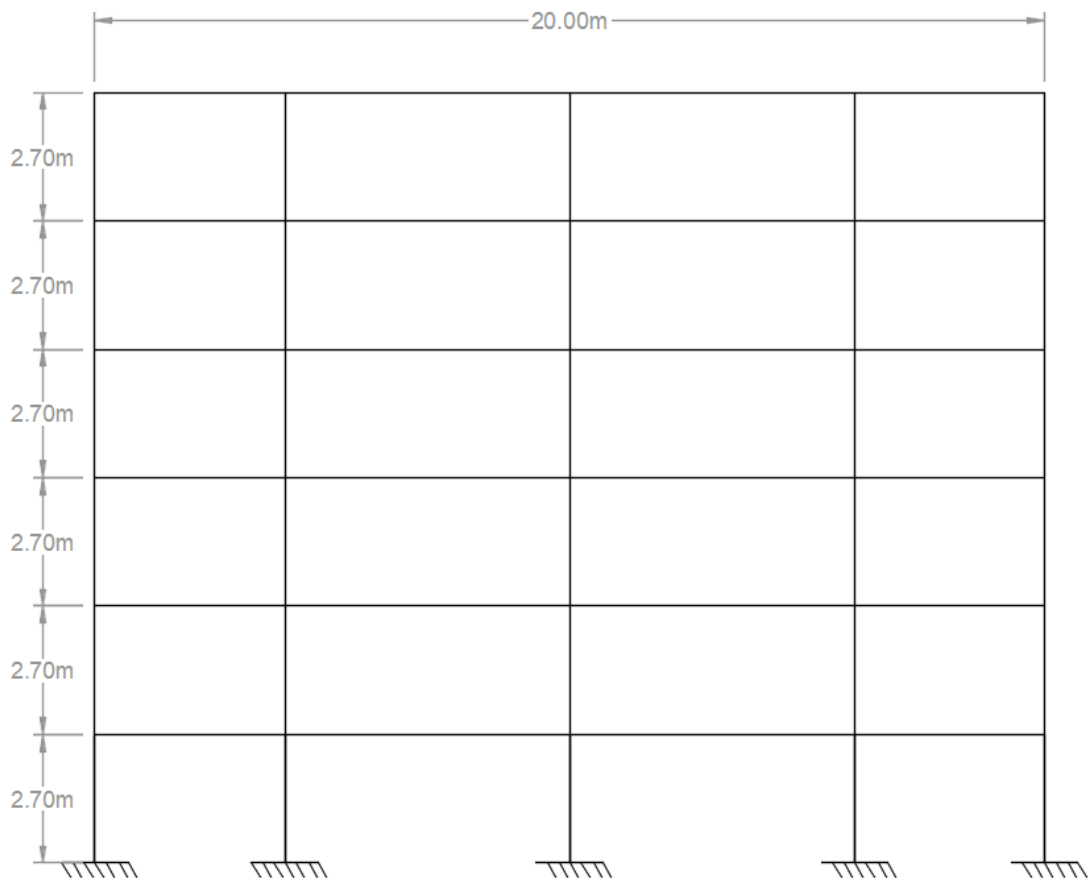


Ilustración 18. Vista en elevación (Sentido Y)

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

3.2. Propiedades de los materiales

3.2.1. Concreto

$f'c$ = Esfuerzo a compresión del concreto

E = Módulo de elasticidad del concreto

$$f'c = 240 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$E = 15100 * \sqrt{f'c} = 15100 * \sqrt{240 \frac{Kg}{cm^2}} = 233\,928 \frac{Kg}{cm^2}$$

Ilustración 19. Asignación de concreto ETABS

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

3.2.2. Acero de refuerzo A706 Gr. 60

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

f_u = Resistencia a tracción del acero

f_{ye} = Esfuerzo de fluencia esperado del acero

f_{ue} = Resistencia a tracción esperada del acero

E_s = Módulo de elasticidad del acero

f_{ye} y f_{ue} que se obtienen al multiplicar f_y y f_u por los factores de sobre resistencia del material.

$$f_{ye} = R_y * f_y$$

$$f_{ue} = R_t * f_u$$

Los factores de sobre resistencia se obtienen de la tabla A3.1 de la norma ANSI/AISC 341-16 para el acero de refuerzo A706 Gr. 60

$$R_y = 1.2$$

$$R_t = 1.2$$

$$f_y = 4200 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f_u = 5400 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f_{ye} = 5040 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f_{ue} = 6480 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \frac{Kg}{cm^2}$$

Para realizar un análisis elástico de la estructura se pueden utilizar las propiedades mostradas anteriormente, pero en el caso de realizar un análisis no lineal, la norma ASCE 41-17 proporciona la siguiente tabla para obtener las propiedades esperadas de los materiales.

Table 10-1. Factors to Translate Lower-Bound Material Properties to Expected Strength Material Properties

Material Property	Factor
Concrete compressive strength	1.50
Reinforcing steel tensile and yield strength	1.25
Connector steel yield strength	1.50

Tabla 1. Factores para obtener las propiedades esperadas de los materiales

Obtenido de: (American Society of Civil Engineers, 2017)

$$f_{ye} = 5250 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f_{ue} = 6750 \frac{Kg}{cm^2}$$

Ilustración 20. Asignación de propiedades acero de refuerzo ETABS

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

3.3. Espectro de Diseño

Para el espectro de diseño se consideró la ubicación de la estructura en Quito con un suelo tipo D y se utilizaron los siguientes parámetros obtenidos de la norma NEC 15.

$z = 0.40 \rightarrow$ Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño

$F_a = 1.2 \rightarrow$ Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de período corto

$F_d = 1.19 \rightarrow$ Coeficiente amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

$F_s = 1.28 \rightarrow$ Coeficiente de amplificación considerandopara el comportamiento no lineal de los suelos

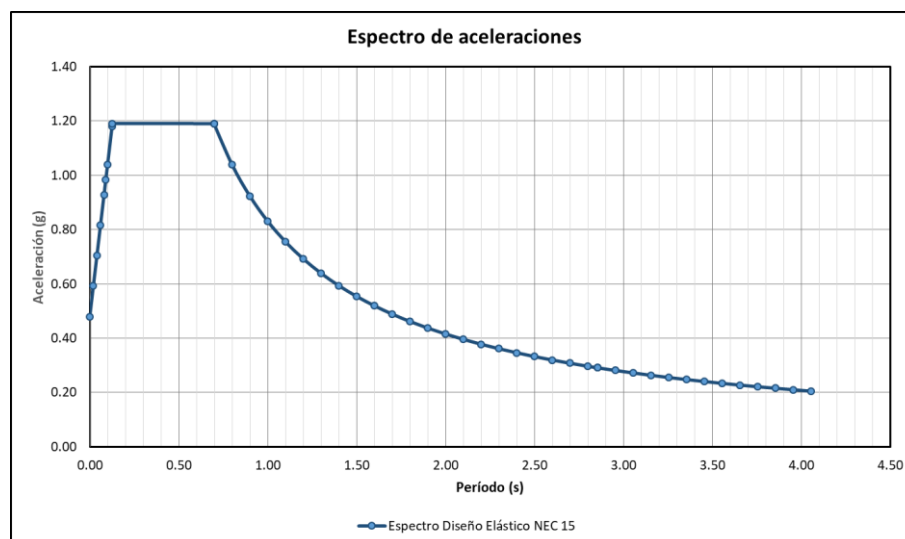


Ilustración 21. Espectro de aceleraciones inelástico Suelo D – Quito

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

3.4. Losa

Para determinar el espesor de losa se utiliza la ecuación 8.3.1.2 del código ACI 318-19 para losas en dos direcciones.

$$h_{min} = \frac{ln * \left(0.8 + \frac{fy}{14000}\right)}{36 + 9\beta}$$

ln = Luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas

fy = Esfuerzo de fluencia del acero

β = Relación de luces libres en la dirección y dirección corta

Para ingresar la longitud en metros se multiplica y divide la ecuación por mil.

$$h_{min} = \frac{ln * \left(800 + \frac{fy}{14}\right)}{36000 + 9000\beta}$$

$$h_{min} = \frac{6.3m * \left(800 + \frac{4200 \frac{Kg}{cm^2}}{14}\right)}{36000 + 9000 * \left(\frac{6.3m}{5.3m}\right)}$$

$$h_{min} = 15 \text{ cm}$$

Es necesario utilizar una losa maciza con peralte mínimo de 15cm. Se propone usar una losa alivianada de 25cm que cumple con el mínimo indicado.

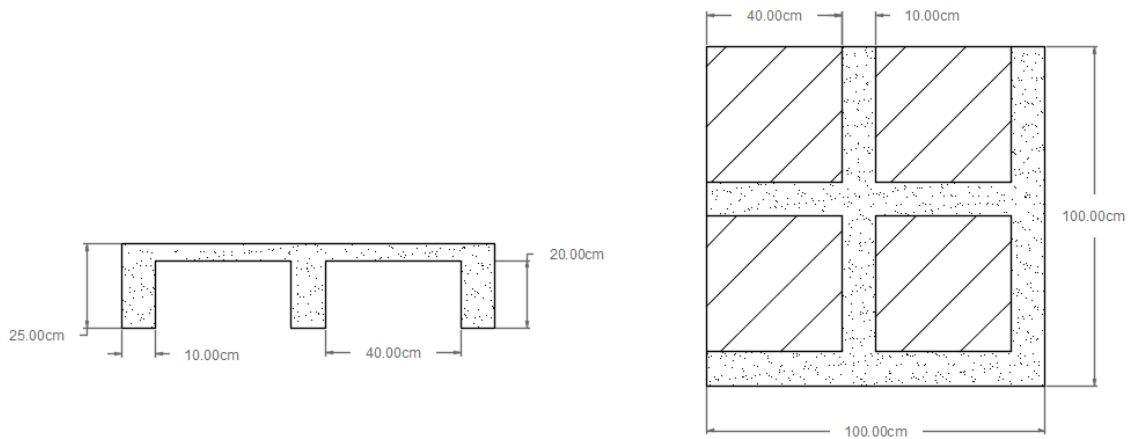


Ilustración 22. Dimensiones de Losa

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

3.5. Cargas

En esta sección se presentan las cargas adicionales al peso propio que se asignaran en el programa ETABS para los análisis posteriores.

3.5.1. Carga permanente

$$\text{Peso de masillado} = 1\text{m} * 1\text{m} * 0.04\text{m} * 2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 88 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Recubrimiento de Piso} = 1\text{m} * 1\text{m} * 0.02 * 2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 44 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Mampostería} \approx 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga Permanente} = 88 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 44 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 332 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga Permanente} \approx 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

3.5.2. Carga viva

La norma NEC-SE-CG en la sección 4.2 indica las cargas vivas a utilizar para viviendas que se consideró en el presente trabajo.

$$\text{Carga Viva} = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

3.6. Combinaciones de Carga

Para el diseño de todos los elementos de la estructura presentada e utilizaron las combinaciones de carga presentadas en la norma NEC 15 capítulo NEC-SE-CG sección 3.4 que se presentan a continuación:

<u>Combinación 1</u>
1.4 D
<u>Combinación 2</u>
1.2 D + 1.6 L + 0.5max[L _r ; S ; R]
<u>Combinación 3*</u>
1.2 D + 1.6 max[L _r ; S ; R] + max[L ; 0.5W]
<u>Combinación 4*</u>
1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L _r ; S ; R]
<u>Combinación 5*</u>
1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
<u>Combinación 6</u>
0.9 D + 1.0 W
<u>Combinación 7</u>
0.9 D + 1.0 E

Tabla 2. Combinaciones de carga

Obtenido de: NEC-SE-CG

3.7. Vigas

El diseño de las vigas en la estructura se realiza utilizando la envolvente de momentos. Este momento será el momento de diseño que se utilizará para diseñar armado de las vigas.

A continuación se presenta el proceso realizado para el diseño de las vigas en los pórticos 1 y 5 de la estructura. En estos dos pórticos, los diseños de las vigas serán similares por simetría. Las secciones finales de diseño de las vigas se presentan al final de esta sección.

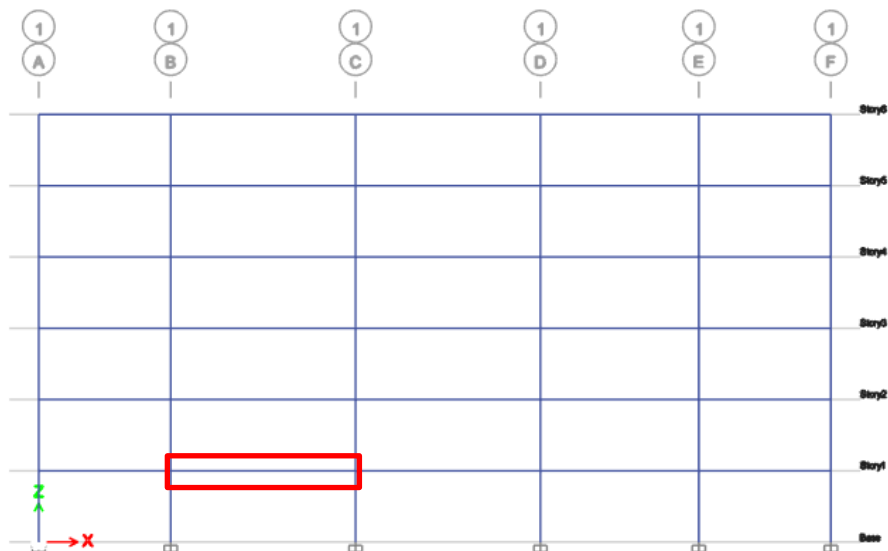
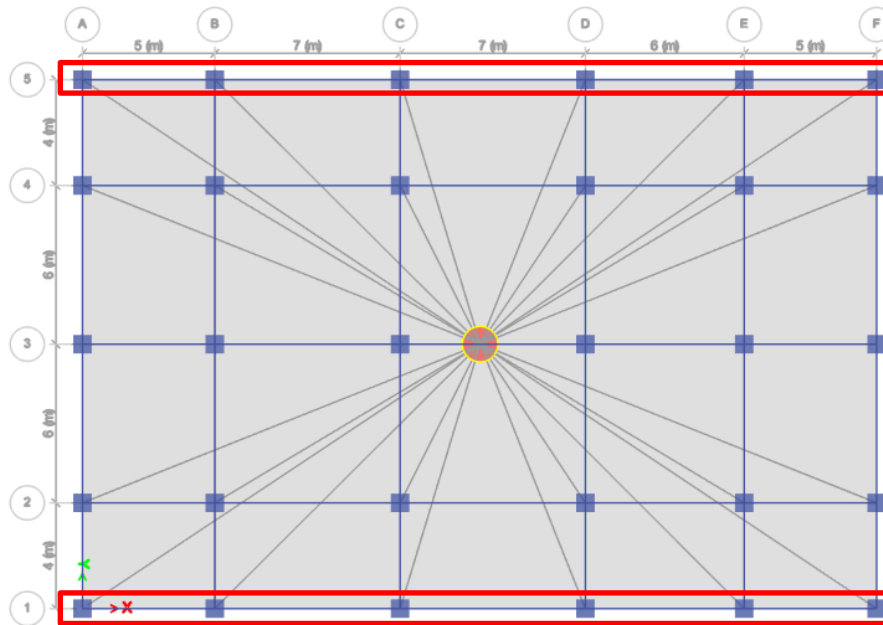


Ilustración 23. Pórticos 1-5 para ejemplo de diseño de vigas

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

En primer lugar se presentan los momentos de diseño (envolvente de momentos) obtenidos para los pórticos 1 y 5 de la estructura. Esto datos son obtenidos del análisis realizado en ETABS.

Momentos (Ton*m)															
PISO 6	12	0	12	15	0	15	15	0	15	13	0	13	12	0	12
	7	3	7	3	6	3	1	6	1	5	4	5	7	3	7
PISO 5	18	0	17	19	0	19	19.5	0	19	18	0	18	17	0	18
	12	3	12	6.5	6	7	6.6	6	6.5	9.7	5	9.6	13	3	12
PISO 4	24	0	23	23.5	0	24	24	0	24	23	0	23	23	0	24
	18	5	18	11	7	11	11	7	11	15	6	15	18	5	18
PISO 3	29	1	27	27	0	27	27	0	27	27	0	27	27.5	1	28.5
	23	5	23	14	7	15	14.5	7	14.5	18.5	6	18	23	5	23
PISO 2	29.5	1	29	27.5	0	28	28	0	28	28	0	27.5	28.5	1	29.5
	24	5	24	15	7	15	15	7	15	19	6	19	24	5	24
PISO 1	24	0	24	23	0	24	24	0	23	23	0	23	24	0	24
	19	5	19	11	7	11	11	7	11	14	6	14	18	5	19

Ilustración 24. Momentos de diseño (envolvente de momentos) pórticos 1-5

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Una vez obtenidos los momentos diseño se procede a calcular el acero requerido mediante la fórmula que proporciona la “Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015” en la sección 1.6:

$$A_s = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * k * d * f_y}} \right)$$

$$k = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y}$$

A_s = Acero requerido en vigas (cm^2)

M_u = Momento de diseño ($Kg * cm$)

$f'c$ = Esfuerzo de compresión del concreto ($\frac{Kg}{cm^2}$)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero ($\frac{Kg}{cm^2}$)

b = ancho de viga (cm)

d = peralte efectivo de viga (cm)

As requerido (cm ²)															
PISO 6	7.3	0.0	7.3	9.2	0.0	9.2	9.2	0.0	9.2	7.9	0.0	7.9	7.3	0.0	7.3
	4.2	1.8	4.2	1.8	3.6	1.8	0.6	3.6	0.6	3.0	2.4	3.0	4.2	1.8	4.2
PISO 5	11.2	0.0	10.5	11.8	0.0	11.8	12.2	0.0	11.8	11.2	0.0	11.2	10.5	0.0	11.2
	7.3	1.8	7.3	3.9	3.6	4.2	3.9	3.6	3.9	5.8	3.0	5.8	7.9	1.8	7.3
PISO 4	15.3	0.0	14.6	14.9	0.0	15.3	15.3	0.0	15.3	14.6	0.0	14.6	14.6	0.0	15.3
	11.2	3.0	11.2	6.6	4.2	6.6	6.6	4.2	6.6	9.2	3.6	9.2	11.2	3.0	11.2
PISO 3	18.9	0.6	17.4	17.4	0.0	17.4	17.4	0.0	17.4	17.4	0.0	17.4	17.8	0.6	18.5
	14.6	3.0	14.6	8.6	4.2	9.2	8.9	4.2	8.9	11.5	3.6	11.2	14.6	3.0	14.6
PISO 2	19.2	0.6	18.9	17.8	0.0	18.1	18.1	0.0	18.1	18.1	0.0	17.8	18.5	0.6	19.2
	15.3	3.0	15.3	9.2	4.2	9.2	9.2	4.2	9.2	11.8	3.6	11.8	15.3	3.0	15.3
PISO 1	15.27	0.00	15.27	14.6	0.0	14.9	14.9	0.0	14.6	14.6	0.0	14.6	14.9	0.0	15.3
	11.84	2.96	11.84	6.6	4.2	6.6	6.6	4.2	6.6	8.6	3.3	8.6	11.2	3.0	11.8

Ilustración 25. Acero requerido en vigas pórticos 1-5

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

A partir del acero requerido en las vigas se obtiene el acero de diseño para las vigas. La diferencia entre ambos es que el acero de diseño cumple con las cuantías de acero mínima que se calcula con la fórmula de cuantía mínima del código ACI 318-19 sección 9.6.1.2:

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy} = \frac{14}{4200 \frac{Kg}{cm^2}} = 0.0033$$

ρ_{min} = Cuantía mínima de acero

fy = Esfuerzo de fluencia del acero $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$

Posterior a obtener la cuantía mínima de acero se obtiene el acero de diseño de la siguiente manera:

$$A_{s min} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$A_{s min} = 0.0033 * b * d$$

b = ancho de viga (cm)

d = peralte efectivo de viga (cm)

A continuación se presenta el acero de diseño para las vigas de los pórticos 1-5 de la estructura en análisis.

As de diseño (cm ²)															
PISO 6	7.28	6.13	7.28	9.20	6.13	9.20	9.20	6.13	9.20	7.91	6.13	7.91	7.28	6.13	7.28
	6.13	6.13	6.13	6.13	6.13	6.13	6.13	6.13	6.13	6.13	6.13	6.13	6.13	6.13	6.13
PISO 5	11.17	6.13	10.51	11.84	6.13	11.84	12.18	6.13	11.84	11.17	6.13	11.17	10.51	6.13	11.17
	7.28	6.13	7.28	6.13	6.13	6.13	6.13	6.13	6.13	6.13	6.13	6.13	7.91	6.13	7.28
PISO 4	15.27	6.13	14.57	14.92	6.13	15.27	15.27	6.13	15.27	14.57	6.13	14.57	14.57	6.13	15.27
	11.17	6.13	11.17	6.65	6.13	6.65	6.65	6.13	6.65	9.20	6.13	9.20	11.17	6.13	11.17
PISO 3	18.88	6.13	17.41	17.41	6.13	17.41	17.41	6.13	17.41	17.41	6.13	17.41	17.78	6.13	18.51
	14.57	6.13	14.57	8.55	6.13	9.20	8.88	6.13	8.88	11.51	6.13	11.17	14.57	6.13	14.57
PISO 2	19.25	6.13	18.88	17.78	6.13	18.14	18.14	6.13	18.14	18.14	6.13	17.78	18.51	6.13	19.25
	15.27	6.13	15.27	9.20	6.13	9.20	9.20	6.13	9.20	11.84	6.13	11.84	15.27	6.13	15.27
PISO 1	15.27	6.13	15.27	14.57	6.13	14.92	14.92	6.13	14.57	14.57	6.13	14.57	14.92	6.13	15.27
	11.84	6.13	11.84	6.65	6.13	6.65	6.65	6.13	6.65	8.55	6.13	8.55	11.17	6.13	11.84

Ilustración 26. Acero de diseño en vigas pórticos 1-5

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Para verificar que los resultados obtenidos manualmente sean correctos, se realizó el diseño en ETABS y se obtuvieron áreas de acero longitudinal similares.

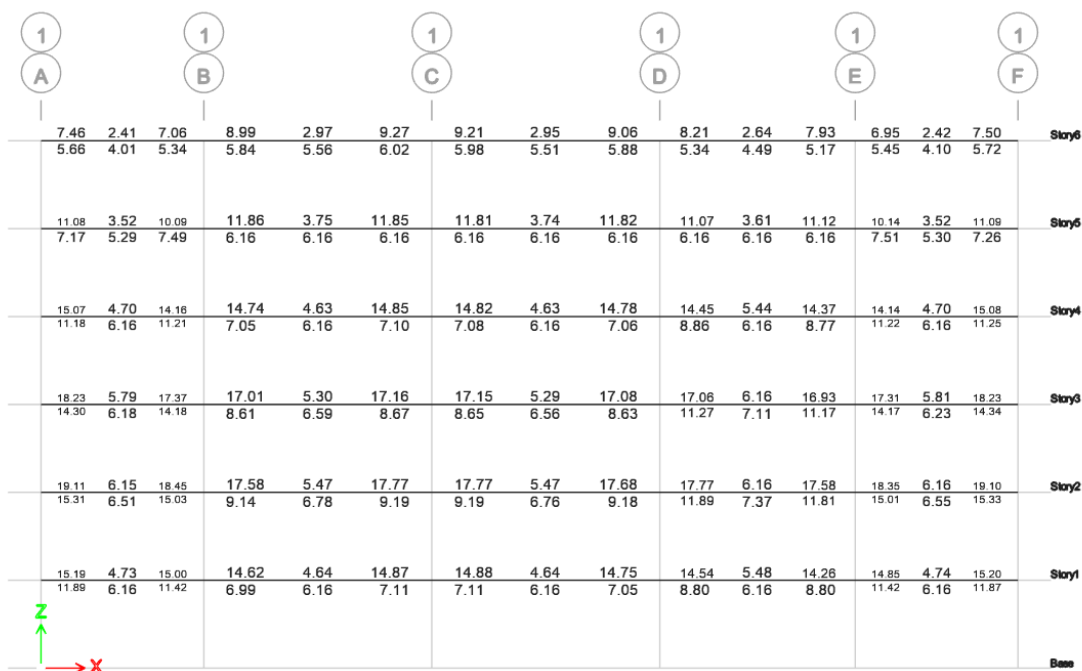


Ilustración 27. Acero requerido en vigas de pórticos 1-5, obtenido con ETABS

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Se realizó el mismo procedimiento para los pórticos restantes y se obtuvieron todas las secciones de vigas que se presentan al final de la presente sección.

Para determinar el área de estribos se realizó un diseño por capacidad. A continuación se presenta el diseño del refuerzo transversal para la viga del pórtico 1 en planta baja que se señala en la ilustración 23.

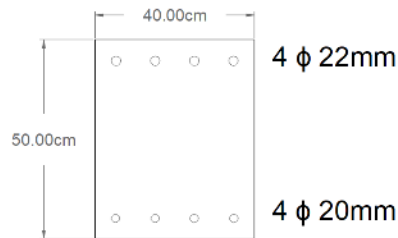


Ilustración 28. Armado longitudinal viga del piso 1 pórticos 1-5

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

En primer lugar se obtiene del modelo realizado en ETABS los cortantes para carga viva y para carga muerta de la viga que se está diseñando.

$$VD = 4 \text{ ton}$$

$$VL = 0.8 \text{ ton}$$

$$V_{vert} = 1.2D + 1.6L$$

V_{vert} = Cortante por fuerzas gravitacionales

$$V_{vert} = 1.2 * 4 \text{ ton} + 1.6 * 0.8 \text{ ton} = 6.08 \text{ ton}$$

Se debe utilizar el acero longitudinal obtenido previamente de la viga en análisis.

$$As^+ = 4\phi 20 = 12.57 \text{ cm}^2$$

$$As^- = 4\phi 22 = 15.21 \text{ cm}^2$$

Es necesario considerar el aporte a cortante de la losa, por lo que se considera la losa alivianada de 25 cm con acero superior $\phi 16$ mm y acero inferior $\phi 16$ mm con alivianamientos de 40x40 cm separadas con nervios de 10cm.

En primer lugar se determina el ancho efectivo con el que contribuye la losa. El código ACI 318-19 en su sección 6.3.2.1 indica como determinar el ancho efectivo para en vigas T.

$b =$ ancho efectivo

$hr =$ espesor de losa

$bw =$ ancho de la viga rectangular

$sw =$ luz libre entre vanos

CASO 1

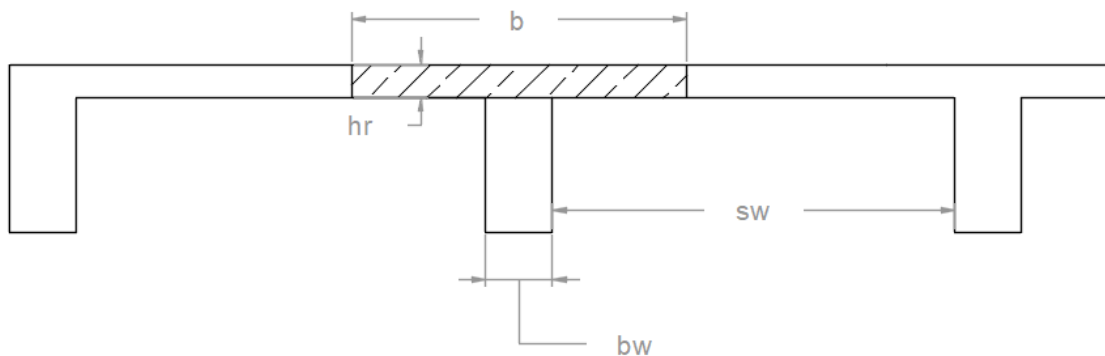


Ilustración 29. Ancho efectivo de contribución de la losa, viga interior

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

$$b = \min \begin{cases} bw + \frac{1}{4}ln \\ bw + 8hr \\ bw + \frac{1}{2}sw \end{cases}$$

CASO 2

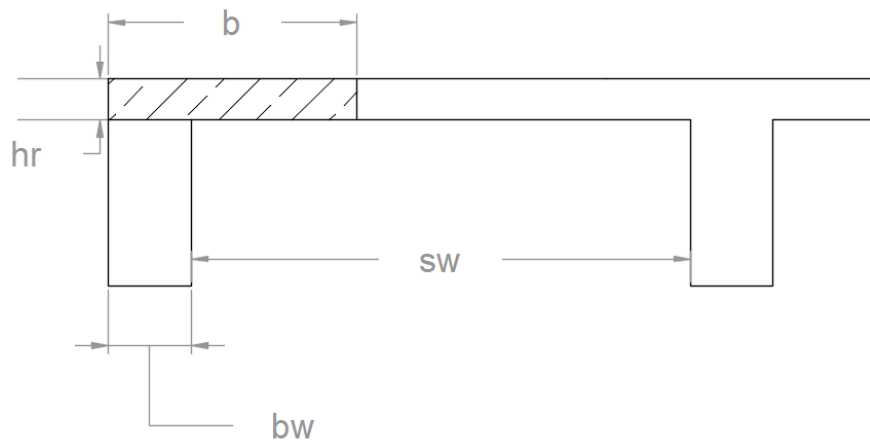


Ilustración 30. Ancho efectivo de contribución de la losa, viga exterior

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

$$b = \min \begin{cases} bw + \frac{1}{12} ln \\ bw + 6hr \\ bw + \frac{1}{2} sw \end{cases}$$

En este ejemplo que se está desarrollando se analiza una viga exterior, por lo que el segundo caso es aplicable.

Se procede a calcular en ancho efectivo.

$$hr = 0.05m$$

$$bw = 0.40m$$

$$sw = 4m - 0.4m = 3.6m$$

$$ln = 7.00m$$

Todos estos valores fueron tomados con las medidas mostradas en la ilustración 23.

$$b = \min \begin{cases} bw + \frac{1}{12}ln = 0.40m + \frac{1}{12} * 7m = 0.98m \\ bw + 6hr = 0.40m + 6 * 0.05 = 0.7m \\ bw + \frac{1}{2}sw = 0.40m + \frac{1}{2} * 3.6m = 2.20m \end{cases}$$

Este valor no puede ser menor en 2 veces en ancho de la viga:

$$2 * bw = 2 * 0.40m = 0.80m$$

Este valor solamente servirá en el caso de que la losa fuere maciza. En este caso de análisis la losa es alivianada por lo que:

$$bw + b_{nervio} = 0.4m + 0.1m = 0.50m$$

En el ancho efectivo de 0.50m la losa solamente contribuye con un nervio, por lo que el acero de refuerzo con el que contribuye la losa es de:

$$A_{s,s1} = 1 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ Acero superior de la losa}$$

$$A_{s,s2} = 1 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ Acero inferior de la losa}$$

$$A_{s \text{ losa}} = 2.01 \text{ cm}^2 + 2.01 \text{ cm}^2 = 4.02 \text{ cm}^2$$

Retomamos el ejercicio de análisis:

$$As^+ = 12.57 \text{ cm}^2$$

Se considera que el acero de la losa aporta con un área de: 4.02 cm^2

$$As^- = 15.21 + 4.02 = 19.23 \text{ cm}^2 \text{ Incluyendo acero de la losa}$$

Se obtienen los momentos en los extremos M_{pr} basados en el esfuerzo de tracción en el refuerzo de las vigas con la fórmula indicada en la “Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015” en la sección 1.7.2.

$$M_{pr} = A_s * \alpha * f_y * \left(d - \frac{A_s * \alpha * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) [NEC - SE - HM]$$

M_{pr} = Momentos en los extremos de la viga

α = factor que considera la resistencia a fluencia real del acero

α debe tener un valor mínimo de 1.25. [ACI 318 – 19]

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

A_s = Área de acero longitudinal positivo o negativo. Se calculan ambos

b = ancho de viga

d = peralte efectivo de viga = 44cm

Reemplazando los valores requeridos se obtiene:

$$M_{pr}^+d = 12.57 * 1.25 * 4200 * \left(44 - \frac{12.57 * 1.25 * 4200}{1.7 * 240 * 40} \right)$$

$$M_{pr}^+d = 26.31 \text{ ton} * m$$

$$M_{pr}^-i = 19.23 * 1.25 * 4200 * \left(44 - \frac{19.23 * 1.25 * 4200}{1.7 * 240 * 40} \right)$$

$$M_{pr}^-i = 38.18 \text{ ton} * m$$

Se calcula el cortante hiperestático.

$$V_{sismo} = \frac{M_{prd} + M_{pri}}{l_c} [NEC - SE - HM]$$

V_{sismo} = Cortante hiperestático

l_c = luz libre de la viga = 6.3 m

$$V_{sismo} = \frac{26.31 + 38.18}{6.3m} = 10.24 \text{ ton}$$

$$V_u = V_{vert} + V_{sismo} \text{ [NEC - SE - HM]}$$

$V_u = \text{Cortante de diseño}$

$$V_u = 6.08 \text{ ton} + 10.24 \text{ ton}$$

$$V_u = 16.32 \text{ ton}$$

Se comprueba la siguiente condición para refuerzo transversal del código ACI 318-19 sección 18.7.6.2.1 o también mostrado en la “Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015” en la sección 1.7.2:

$$V_{sismo} > 0.5 V_{vert} \quad \therefore V_c = 0$$

$V_c = \text{Resistencia nominal a cortante del hormigón}$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \text{ [NEC - SE - HM]}$$

$\phi = \text{Factor de reducción de resistencia} = 0.75 \text{ [NEC - SE - HM]}$

$V_s = \text{Resistencia nominal a cortante que proporciona el refuerzo}$

$$V_s = \frac{16.32 - 0.75 * (0)}{0.75} = 21.76 \text{ ton}$$

Se comprueba que $V_s < 4V_c$ (Placencia, 2020)

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \text{ [NEC - SE - HM]}$$

$$4V_c = 4 * 0.53 * \sqrt{240} * 40 * 44 = 58 \text{ ton}$$

$$V_s = 21.76 \text{ ton}$$

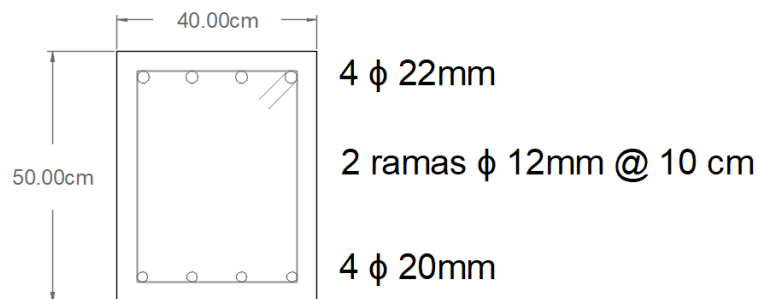
$$V_s < 4V_c \text{ ok}$$

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d} \text{ [NEC - SE - HM]}$$

s = Espaciamiento del refuerzo transversal

$$A_v = \frac{21\,760 \text{ kg} * 10\text{cm}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 44\text{cm}} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Se usa un armado de $2 \text{ } \emptyset 12 @ 10 \text{ cm} = 2.26 \text{ cm}^2$



Se realizó un proceso similar en las vigas restantes donde se tuvieron armados similares, con excepción de las vigas de 4m de largo que requieren un estribo adicional.

A continuación se presentan las secciones en los extremos de la viga, que son necesarios para realizar el análisis estático no lineal.

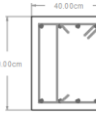
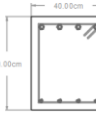
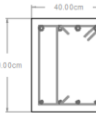
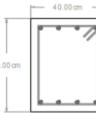
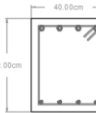
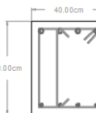
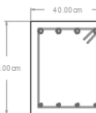

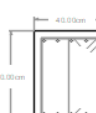
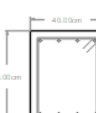
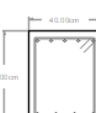
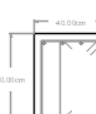
EJES A-B-C-D-E	EJES 1-5	EJE 2-3-4
<p>PISO 6</p>  <p>4 ϕ 20mm 3 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 4 ϕ 20mm</p>	<p>PISO 6</p>  <p>4 ϕ 20mm 2 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 4 ϕ 20mm</p>	<p>PISO 6</p>  <p>4 ϕ 25mm 2 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 4 ϕ 20mm</p>
<p>PISO 5</p>  <p>4 ϕ 25mm 3 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 4 ϕ 22mm</p>	<p>PISO 5</p>  <p>4 ϕ 20mm 2 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 4 ϕ 20mm</p>	<p>PISO 5</p>  <p>4 ϕ 25mm 2 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 4 ϕ 20mm</p>
<p>PISO 4</p>  <p>4 ϕ 25mm 3 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 4 ϕ 22mm</p>	<p>PISO 4</p>  <p>4 ϕ 25mm 2 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 4 ϕ 22mm</p>	<p>PISO 4</p>  <p>5 ϕ 25mm 2 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 4 ϕ 22mm</p>
<p>PISO 3</p>  <p>5 ϕ 25mm 3 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 5 ϕ 22mm</p>	<p>PISO 3</p>  <p>4 ϕ 25mm 2 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 4 ϕ 22mm</p>	<p>PISO 3</p>  <p>5 ϕ 25mm 2 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 4 ϕ 22mm</p>
<p>PISO 2</p>  <p>5 ϕ 25mm 3 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 5 ϕ 22mm</p>	<p>PISO 2</p>  <p>4 ϕ 25mm 2 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 4 ϕ 22mm</p>	<p>PISO 2</p>  <p>5 ϕ 25mm 2 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 4 ϕ 22mm</p>
<p>PISO 1</p>  <p>4 ϕ 25mm 3 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 4 ϕ 22mm</p>	<p>PISO 1</p>  <p>4 ϕ 22mm 2 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 4 ϕ 20mm</p>	<p>PISO 1</p>  <p>4 ϕ 25mm 2 ramas ϕ 12mm @ 10 cm 4 ϕ 22mm</p>

Ilustración 31. Secciones definitivas de vigas

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

3.8. Columnas

Se utilizan columnas de 70x70 con una armado de 16 varillas $\text{Ø}=22\text{mm}$ y para los pisos superiores se utilizaron columnas de la misma dimensión pero con un armado de 16 varillas $\text{Ø}=20\text{mm}$.

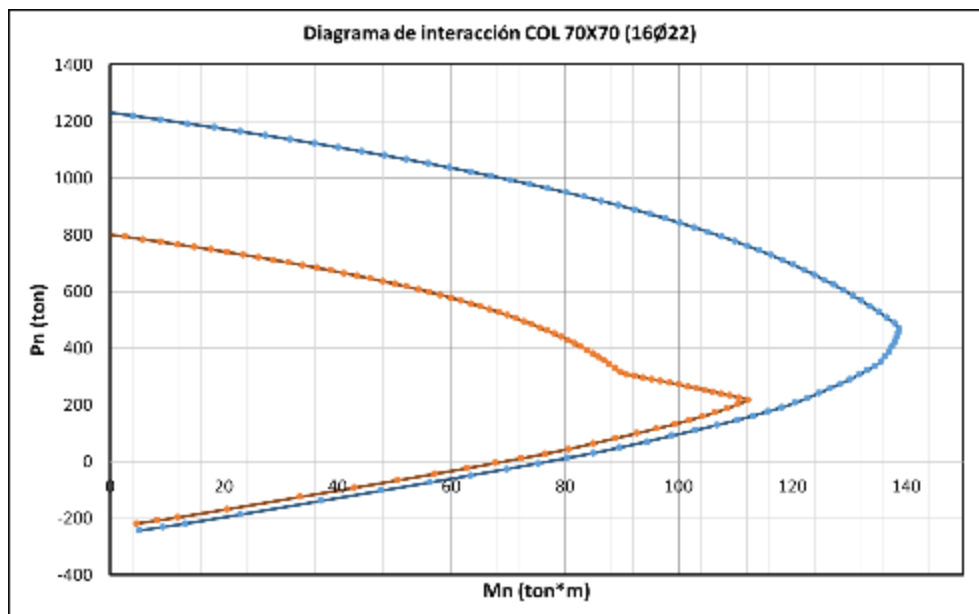


Ilustración 32. Diagrama de interacción COL 70X70 pisos 1 al 3 (16Ø22)

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

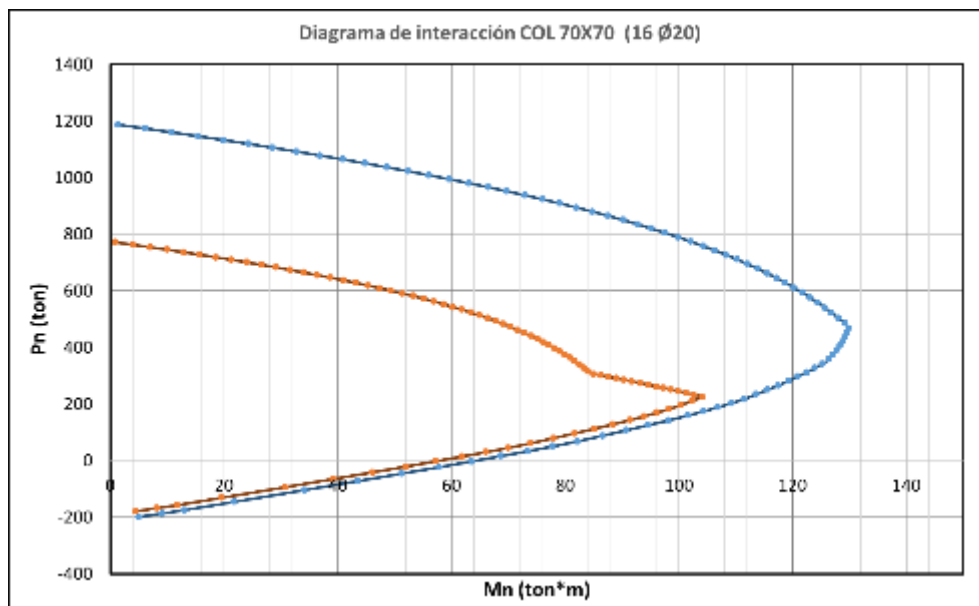


Ilustración 33. Diagrama de interacción COL 70x70 pisos 4 al 6 (16Ø20)

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Para determinar el área de estribos se realizó un diseño por confinamiento y por corte. Se presenta el procedimiento realizado para la columna de 70x70.

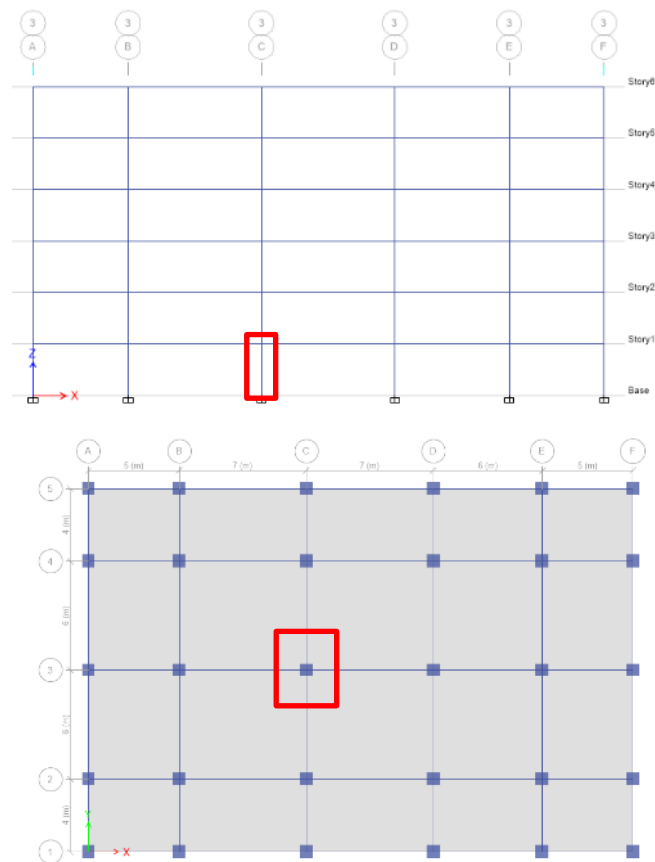


Ilustración 34. Ejemplo de diseño columna Piso 1 EJES C-3

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

En el siguiente diagrama de interacción se observa que la columna cuadrada de 70 centímetro de lado con 16 varillas de 22 milímetros ($\rho=1.24\%$) resiste con seguridad las cargas aplicadas.

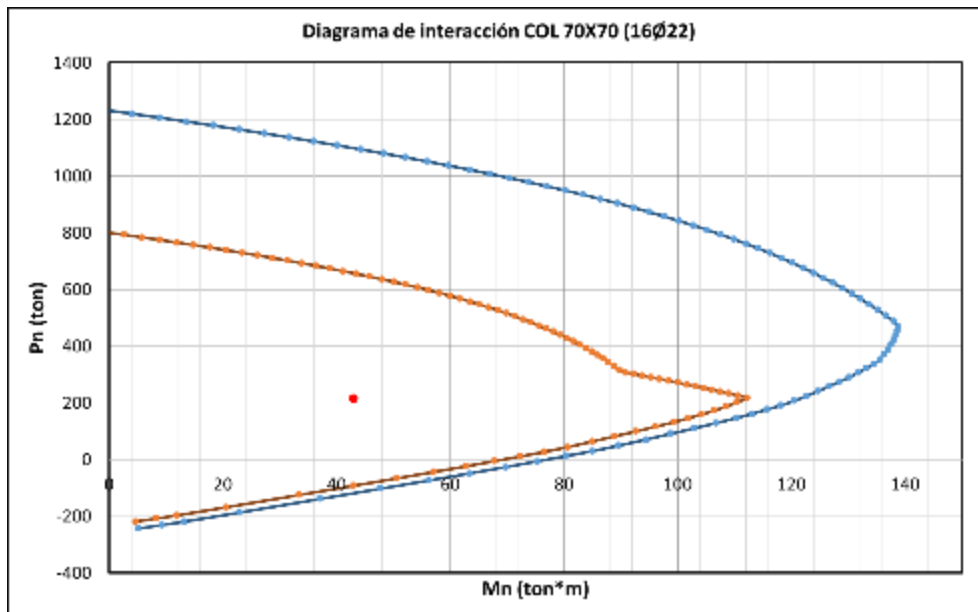


Ilustración 35. Diagrama de Interacción Columna analizada- Ejemplo de Diseño

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

CONFINAMIENTO

Se utilizan las siguientes fórmulas para confinamiento obtenidas del código ACI 318-19 Tabla 18.7.5.4.

$$A_{sh1} = 0.3 * \frac{s * h'' * f^c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \text{ [ACI 318 - 19]}$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * h'' * f^c}{f_y} \text{ [ACI 318 - 19]}$$

f^c = Esfuerzo de compresión del concreto

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

h'' = $b - 2 \text{ rec}$

s = Espaciamiento del refuerzo transversal

A_g = Área total de la sección transversal

A_c = Área confinada de la sección transversal

$$h'' = b - 2 \text{ rec}$$

$$h'' = 70 \text{ cm} - 2 * 4 \text{ cm} = 62 \text{ cm}$$

$$A_g = 70 * 70 = 4900 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 62 * 62 = 3844 \text{ cm}^2$$

Se utiliza un espaciamiento de 10cm

$$A_{sh1} = 2.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2} = 3.19 \text{ cm}^2$$

CORTE

$$V_u = \frac{2 * M_b}{H_c} \text{ (Placencia, 2020)}$$

V_u = Cortante de diseño

M_b = Momento balanceado obtenido de diagrama de interacción

H_c = Altura de entrepiso

$$M_b = 139 \text{ ton} * m$$

$$V_u = \frac{2 * 139 \text{ tonf} * m}{2.7m} = 103 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \text{ [NEC - SE - HM]}$$

ϕ = Factor de reducción de resistencia = 0.75 [NEC - SE - HM]

V_s = Resistencia nominal a cortante que proporciona el refuerzo

V_c = Resistencia nominal a cortante del hormigón

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \text{ [NEC - SE - HM]}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{240} * 70\text{cm} * 64\text{cm} = 36.8 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{103 - 0.75 * (36.8 \text{ ton})}{0.75} = 100.53 \text{ ton}$$

Se comprueba que $V_s < 4V_c$ (Placencia, 2020)

$$4V_c = 4 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 147 \text{ ton}$$

$$V_s = 100.53 \text{ ton}$$

$$V_s < 4V_c \text{ ok}$$

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d} \text{ [NEC - SE - HM]}$$

s = Espaciamiento del refuerzo transversal

$$A_v = \frac{100\,530 \text{ kg} * 10\text{cm}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 64\text{cm}} = 3.74 \text{ cm}^2$$

Se usa un armado de $4 \text{ } \emptyset 12 @ 10 \text{ cm} = 4.52 \text{ cm}^2$

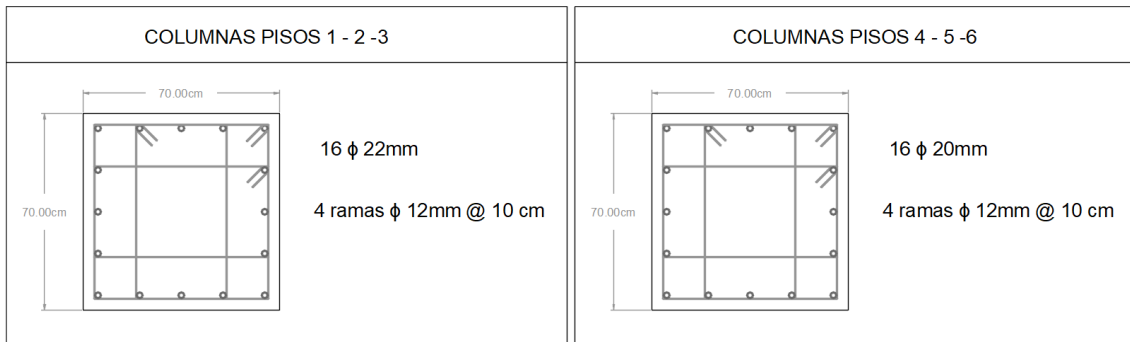
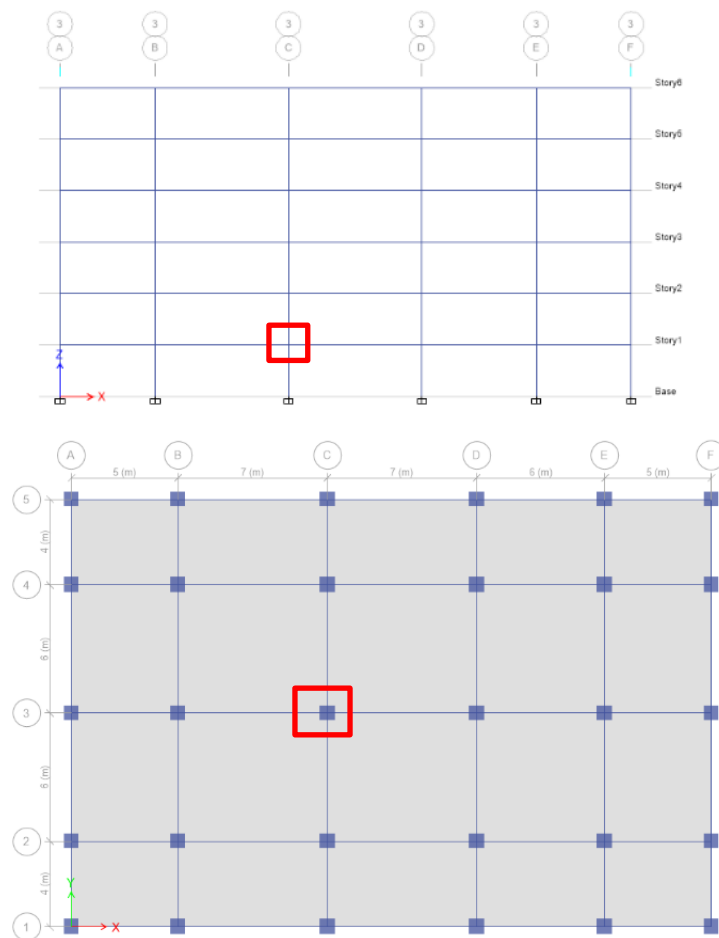


Ilustración 36. Secciones definitivas de columnas

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

3.9. Chequeo conexión viga columna

Se siguió el siguiente proceso en la conexión interior de la planta baja tomando en cuenta el pórtico en la dirección x, para las restantes conexiones se siguió un proceso similar.



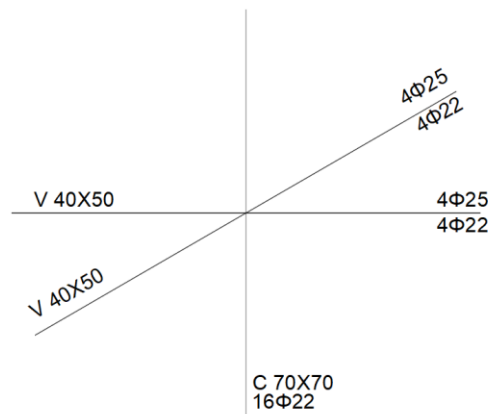


Ilustración 37. Ejemplo Nudo interior Planta Baja para chequeo de conexión viga - columna

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

CORTE

$$T_1 = A_s^- * \alpha * f_y \text{ [NEC - SE - HM]}$$

T_1 = Fuerza de tracción causada por el refuerzo negativo (superior)

A_s^- = Refuerzo superior de la viga, incluyendo aporte del acero de losa

α = factor que considera la resistencia a fluencia real del acero

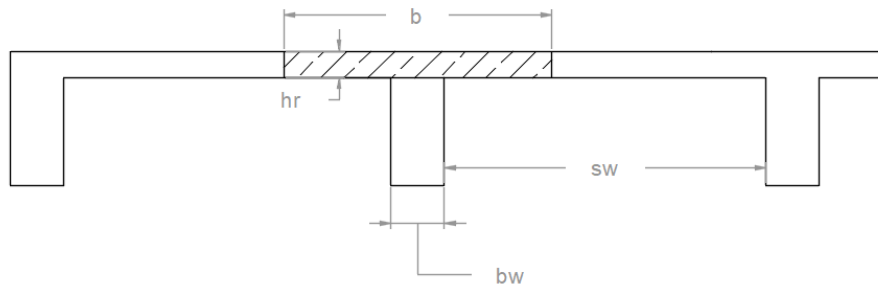
α debe tener un valor mínimo de 1.25. [ACI - 352RS]

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

$$A_s^+ = 4\emptyset22 = 15.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s^- = 4\emptyset25 = 19.63 \text{ cm}^2$$

Para el acero de refuerzo de la losa se considera el siguiente caso.



$$hr = 0.05m$$

$$bw = 0.40m$$

$$sw = 6m - 0.4m = 5.3m$$

$$ln = 7m$$

$$b = \min \begin{cases} bw + \frac{1}{4}ln = 0.4m + \frac{1}{4} * 7m = 2.15m \\ bw + 8hr = 0.4m + 8 * 0.05m = \mathbf{0.80m} \\ bw + \frac{1}{2}sw = 0.4m + \frac{1}{2} * 5.3m = 3.05m \end{cases}$$

Este valor no puede ser menor en 2 veces en ancho de la viga:

$$2 * bw = 2 * 0.40m = 0.80m$$

Solamente servirá en el caso de que la losa fuere maciza. En este caso de análisis la losa es alivianada por lo que:

$$bw + 2 * b_{nervio} = 0.4m + 2 * 0.1m = 0.60m$$

En el ancho efectivo de 0.60m se obtiene una contribución de un nervio en cada lado, por lo que el acero de refuerzo con el que contribuye la losa es de:

$$A_{s,s1} = 2 \emptyset 16 \text{ mm} = 4.02 \text{ cm}^2 \text{ Acero superior de la losa}$$

$$A_{s,s2} = 2 \emptyset 16 \text{ mm} = 4.02 \text{ cm}^2 \text{ Acero inferior de la losa}$$

$$A_{s\ losa} = 4.02\ cm^2 + 4.02\ cm^2 = 8.04\ cm^2$$

$$A_{s\ losa} = 4\emptyset16 = 8.04\ cm^2$$

Con esto se obtiene el refuerzo negativo total.

$$As^- = 19.63 + 8.04 = 27.67\ cm^2\ \text{tomando acero de la losa}$$

$$T_1 = 27.67\ cm^2 * 1.25 * 4200\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\mathbf{T_1 = 145.27\ ton}$$

Se realiza el mismo procedimiento para el refuerzo positivo

$$T_2 = As^+ * \alpha * fy\ [NEC - SE - HM]$$

$T_2 =$ Fuerza de tracción causada por el refuerzo positivo (inferior)

$As^+ =$ Refuerzo inferior de la viga

$$As^+ = 4\emptyset22 = 15.21\ cm^2$$

$$T_2 = 15.21\ cm^2 * 1.25 * 4200\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\mathbf{T_2 = 79.85\ ton}$$

A continuación se calculan los momentos probables (hiperestáticos) para las vigas que concurren al nudo. Estos momentos son calculados como se indicada en la "Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015" en la sección 1.9.2.4.

$$M_{pr} = T \left(d - \frac{T}{1.7 * f_c * b} \right) [NEC - SE - HM]$$

$M_{pr} =$ Momentos hiperestáticos producidos por las fuerzas de tracción

del refuerzo

f_c = Esfuerzo de compresión de concreto

b = ancho de la viga

d = peralte efectivo de la viga

$$M_{pr1} = T_1 \left(d - \frac{T_1}{1.7 * f_c * b} \right)$$

$$M_{pr1} = 145\,270 \text{ Kg} \left(44 \text{ cm} - \frac{145\,270 \text{ Kg}}{1.7 * 240 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 40 \text{ cm}} \right) = 51 \text{ ton} * \text{ m}$$

$$M_{pr2} = T_2 \left(d - \frac{T_2}{1.7 * f_c * b} \right)$$

$$M_{pr2} = 79\,850 \text{ Kg} \left(44 \text{ cm} - \frac{79\,850 \text{ Kg}}{1.7 * 240 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 40 \text{ cm}} \right) = 31.23 \text{ ton} * \text{ m}$$

Para calcular el cortante en la columna se utiliza la siguiente fórmula obtenida de la Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado en la sección.

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{h_{col}} \quad [ACI 352RS - 02]$$

V_{col} = Cortante en la columna calculado a partir de momentos probables en vigas

h_{col} = Altura de entrepiso

$$V_{col} = \frac{51 + 31.23}{2.7 \text{ m}} = 30.46 \text{ ton}$$

A continuación se calcula en cortante en el nudo, realizando equilibrio de las fuerzas internas que actúan en el nudo.

$$V_j = T_1 + T_2 - V_{col}$$

$V_j =$ Fuerza cortante resultante en el nudo

$$V_j = 145.27 + 79.85 - 30.46 = 194.66 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 * \gamma * \sqrt{f'c} * b_j * h_{col} \quad [ACI 352RS - 02] \text{ sección 4.3.1}$$

$$\phi = 0.85 \quad [ACI 352RS - 02] \text{ sección 4.3.1}$$

$V_n =$ Fuerza cortante de diseño del nudo

$f'c =$ Esfuerzo de compresión de concreto

$b_j =$ ancho resistente del nudo

$h_{col} =$ ancho de la columna

Para determinar γ la se puede utilizar la tabla 1 de la norma [ACI 352RS - 02], también las recomendaciones que se presentan a continuación de (Placencia, 2020).

$\gamma = 5.3 \rightarrow$ Nudos interiores que cumpla $b_v \geq 0.75 b_{col}$

$\gamma = 4.0 \rightarrow$ Nudos interiores que cumpla $b_v < 0.75 b_{col}$

$\gamma = 4.0 \rightarrow$ Nudos exteriores que cumpla $b_v \geq 0.75 b_{col}$

$\gamma = 3.2 \rightarrow$ Nudos exteriores que cumpla $b_v < 0.75 b_{col}$

$\gamma = 3.2 \rightarrow$ Nudos de esquina

Para determinar el valor de γ correctamente se verifica la condición presentada anteriormente.

$$b_v \geq 0.75 b_{col}$$

$$b_v = 40cm$$

$$0.75 b_{col} = 0.75 * 70cm = 52.5 cm$$

$$b_v < 0.75 b_{col}$$

$$\gamma = 4.0$$

$$\phi V_n = 0.85 * \gamma * \sqrt{f^c} * b_j * h_{col}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 4 * \sqrt{240 \frac{kg}{cm^2} * \left(\frac{70cm + 40cm}{2} \right) * 70cm}$$

$$\phi V_n = 203 ton$$

$$V_j = 194 ton$$

$$\phi V_n > V_j \text{ SE CUMPLE}$$

Columna Fuerte – Viga débil

Para ingresar al diagrama de interacción propio de la columna es necesario calcular los siguientes parámetros. Se debe considerar que para esta revisión se utiliza el diagrama de interacción nominal de la columna, sin considerar factores de reducción de resistencia. Se utilizará una carga axial de la diferencia entre la carga muerta y carga de sismo. Posteriormente se obtiene el momento nominal. (Recomendaciones Guía de Diseño NEC-SE-HM)

Los valores de carga axial se obtienen del análisis en ETABS.

Columna inferior

$$P_n = 250 ton * m$$

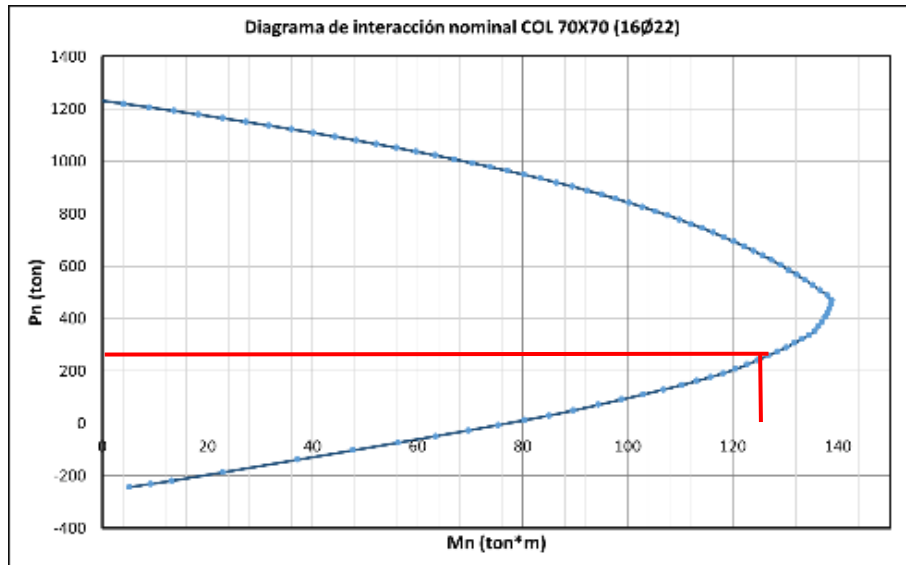


Ilustración 38. Momento nominal para carga axial $P_n=250$ ton*m

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

$$M_n = 125 \text{ ton} * m$$

Columna superior

$$P_n = 208 \text{ ton} * m$$

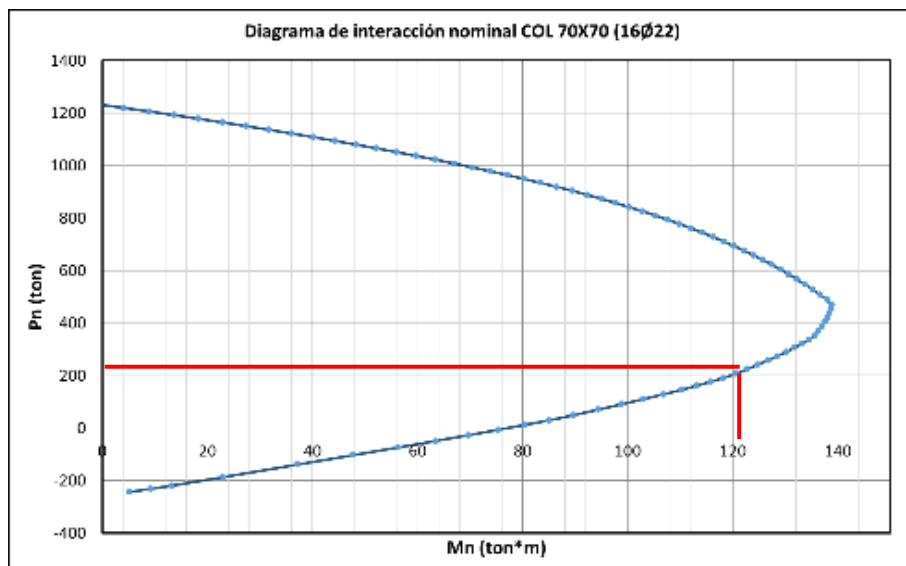


Ilustración 39. Momento nominal para carga axial $P_n=250$ ton*m

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

$$M_n = 121 \text{ ton} * m$$

Se verifica que se cumpla la condición columna fuerte – viga débil

$$\sum M_c = 121 \text{ ton} * m + 125 \text{ ton} * m = 246 \text{ ton} * m$$

$$\sum M_v = 51.00 \text{ ton} * m + 31.23 \text{ ton} * m = 82.23 \text{ ton} * m$$

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_v} = \frac{246 \text{ ton} * m}{82.23 \text{ ton} * m} = 3.00 > 1.2 \text{ OK}$$

3.10. Inercia de las secciones agrietadas

La Norma NEC 15 en su capítulo NEC-SE-DS indica que para estructuras de hormigón armado, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas es necesario usar las inercias agrietadas para los distintos elementos estructurales.

Entonces los valores de inercia agrietada que nos indica la norma son:

- 0.5 I_g para vigas (considerando la contribución de las losas)
- 0.8 I_g para columnas

3.11. Período de la estructura

Una vez modelada la estructura en ETABS se obtuvo el período fundamental de la misma, el cual fue el siguiente.

$$T_{etabs} = 0.738 \text{ seg}$$

Este período no puede superar en 30% al período obtenido con la norma NEC.

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

$$T = 0.072 * (16.2m)^{0.8}$$

$$T = 0.67 \text{ seg}$$

En la siguiente tabla se observa que el período de la estructura en el primer modo es de 0.738 segundos (presentado anteriormente), además existe traslación en la dirección “x” debido a que hay un 78% de participación de masa en esa dirección para el primer modo. En el segundo modo la mayor participación de masas se da en la dirección “Y” con 78%. Finalmente en el tercer modo se presenta rotación respecto al eje “Z”.

Modo	Período sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.738	78.71%	0.00%	0.00%	78.71%	0.00%	0.00%	0.00%
2	0.706	0.00%	78.87%	0.00%	78.71%	78.87%	0.12%	0.12%
3	0.615	0.00%	0.12%	0.00%	78.71%	78.99%	78.99%	79.11%
4	0.219	11.53%	0.00%	0.00%	90.24%	78.99%	0.00%	79.11%
5	0.211	0.00%	11.47%	0.00%	90.24%	90.46%	0.02%	79.13%
6	0.184	0.00%	0.02%	0.00%	90.24%	90.48%	11.35%	90.48%
7	0.11	5.07%	0.00%	0.00%	95.31%	90.48%	0.00%	90.48%
8	0.107	0.00%	4.94%	0.00%	95.31%	95.42%	0.01%	90.49%
9	0.094	0.00%	0.01%	0.00%	95.31%	95.43%	4.93%	95.42%
10	0.066	2.77%	0.00%	0.00%	98.08%	95.43%	0.00%	95.42%
11	0.065	0.00%	2.70%	0.00%	98.08%	98.13%	0.00%	95.43%
12	0.057	0.00%	0.00%	0.00%	98.08%	98.13%	2.70%	98.13%
13	0.046	1.45%	0.00%	0.00%	99.53%	98.13%	0.00%	98.13%
14	0.045	0.00%	1.41%	0.00%	99.53%	99.55%	0.00%	98.13%
15	0.04	0.00%	0.00%	0.00%	99.53%	99.55%	1.42%	99.55%
16	0.037	0.47%	0.00%	0.00%	100.00%	99.55%	0.00%	99.55%
17	0.036	0.00%	0.45%	0.00%	100.00%	100.00%	0.00%	99.55%
18	0.032	0.00%	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%	0.45%	100.00%

Tabla 3. Períodos y participación de masas ETABS

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

3.12. Derivas

La norma NEC-SE-DS en su sección 6.3.9 exige un control de deformaciones. Este control se lo realiza calculando las derivas inelásticas máximas de piso.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad [NEC - SE - DS]$$

Δ_M = Deriva máxima inelástica

Δ_E = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R = Factor de reducción de resistencia

Una vez obtenidas las derivas inelásticas se debe verificar los límites permisibles de las derivas de piso que exige la norma NEC-SE-DS en la sección 4.22. Tabla 7.

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Tabla 4. Valores de derivas máximas NEC-SE-DS

Obtenido de: NEC-SE-DS

En la siguiente ilustración se observa que la estructura cumple con los requerimientos de derivas de piso exigidos por la norma NEC 15. La máxima deriva obtenida es $\Delta_M = 0.016$ en el sentido x.

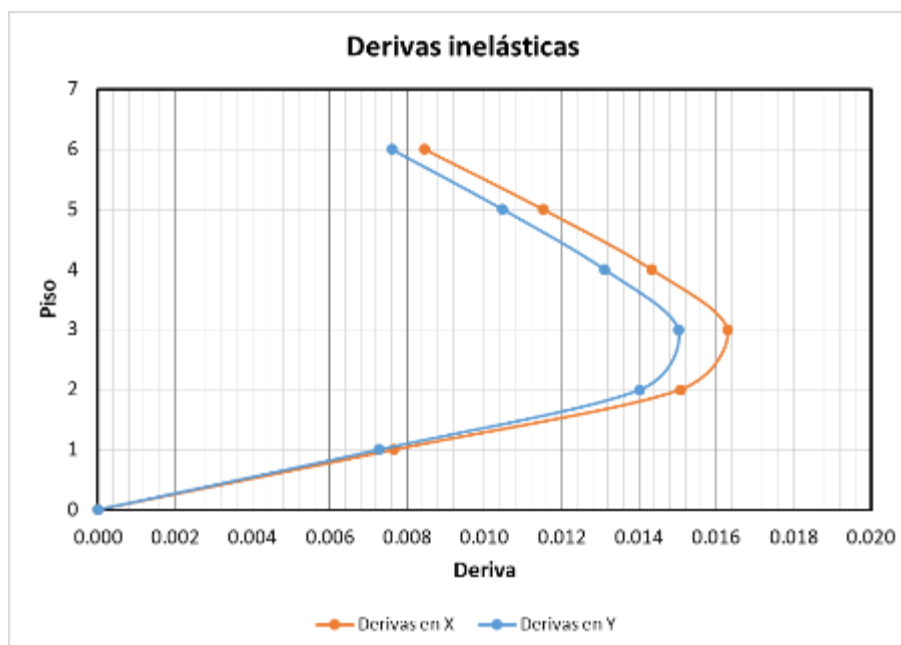


Ilustración 40. Derivas Inelásticas

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

4. MODELO INELÁSTICO

4.1. Demanda Sísmica

Para verificar el desempeño de las estructuras la norma NEC-SE-DS en la sección 4.3.2 presenta distintos niveles de amenaza sísmica.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Tabla 5. Niveles de amenaza sísmica

Obtenido de: NEC-SE-DS Tabla 9

La norma NEC-SE-DS en su sección 4.2.1 y 4.3.4 presenta objetivos y niveles de desempeño sísmico para estructuras de ocupación normal, los cuales son:

- “El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años.” (Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)
- “Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.” (Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). El terremoto severo se refiere a aquel que tiene una probabilidad de excedencia del 2% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 2500 años.

En el presente trabajo de titulación se verificara el cumplimiento de estos dos objetivos de desempeño. Para lo cual se determinaron los espectros requeridos.

La norma NEC 15 no indica la manera de obtener el espectro para 2500 años, por esta razón se utiliza la opción que nos da la norma ASCE 41-16 en su sección 11.4.7, la cual indica multiplicar las ordenadas del espectro de diseño por 1.5.

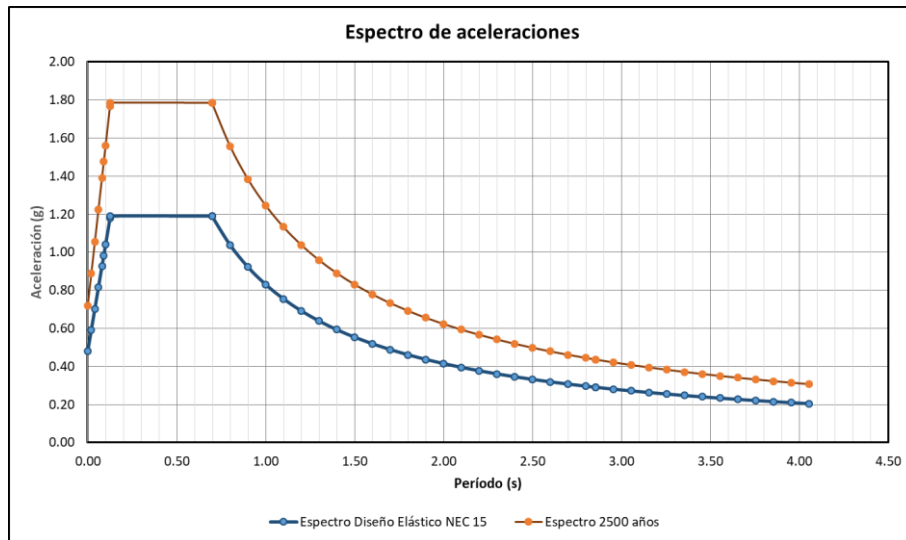


Ilustración 41. Espectros de aceleración para $T_r = 475$ años y 2500 años

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

4.2. Nudo de control

Se debe tener en cuenta también el nudo de control respecto al cual se analizarán los resultados. Este nudo, debe estar localizado en el centro de masas en el techo del edificio, o estar muy cercano a éste. En el presente trabajo de titulación se utilizará el nudo 13 del sexto piso de la estructura, como se muestra a continuación.

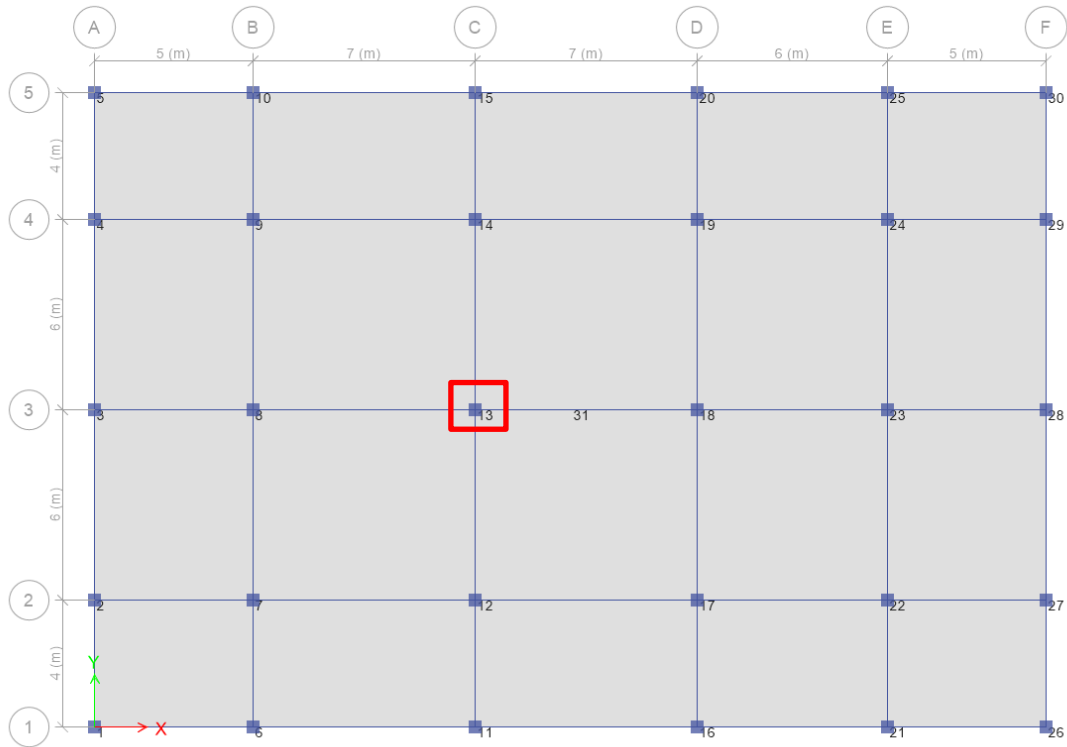


Ilustración 42. Nudo de control

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

4.3. Rótulas plásticas

4.3.1. Rótulas en vigas

Las rotulas se obtuvieron a partir de diagrama de momento – curvatura que dependen de las dimensiones de la sección y sus armados.

A continuación se presenta el procedimiento realizado para la viga de la planta baja en el eje 1 con una longitud de 7m.

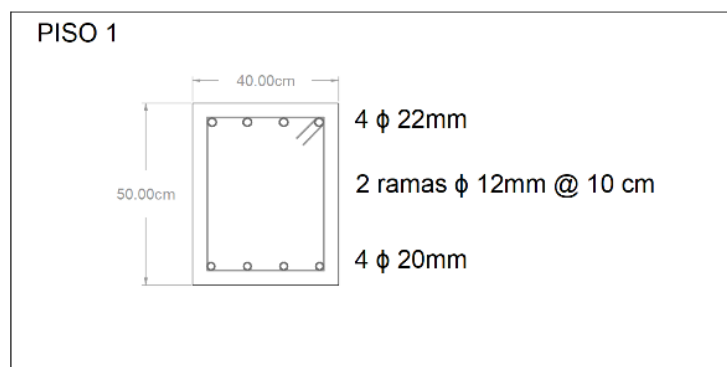
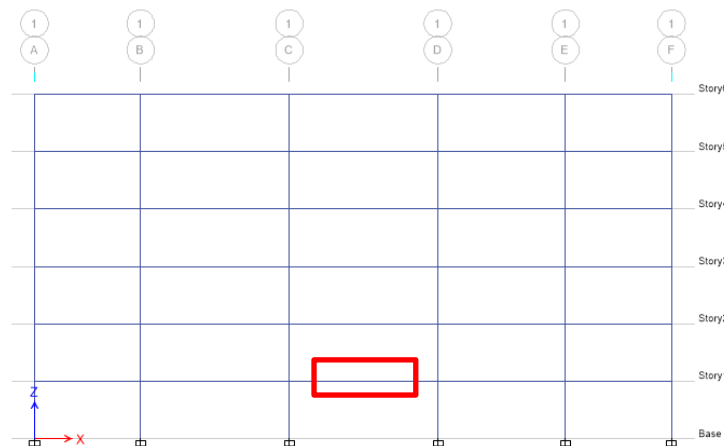
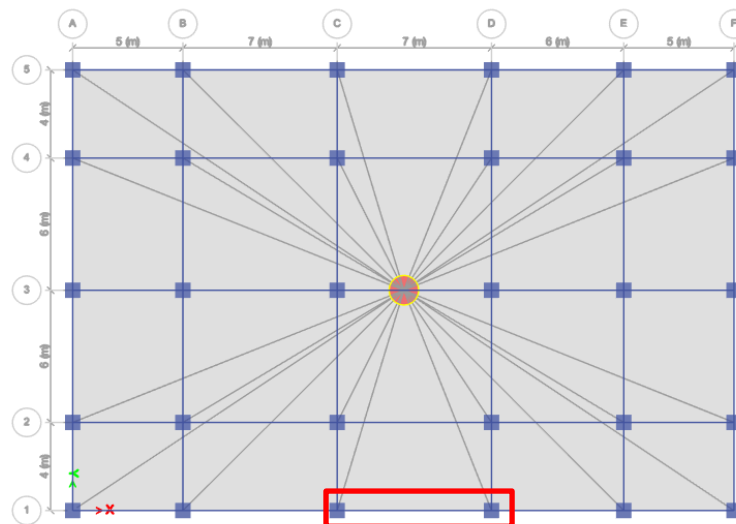


Ilustración 43. Viga 40x50, ejemplo

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Con ayuda del Section Designer del software SAP 2000 se modela la sección y se obtiene el siguiente diagrama momento curvatura y el diagrama momento – curvatura idealizado.

Es necesario tomar en cuenta que para realizar el diagrama momento curvatura se utilizan las propiedades esperadas de los materiales que se explicaron en la sección 3.2. Además los momentos del diagrama son menores al obtenido en la sección 3.7 para la misma sección debido a que en el diagrama momento curvatura se considera solamente el acero en la sección transversal de viga.

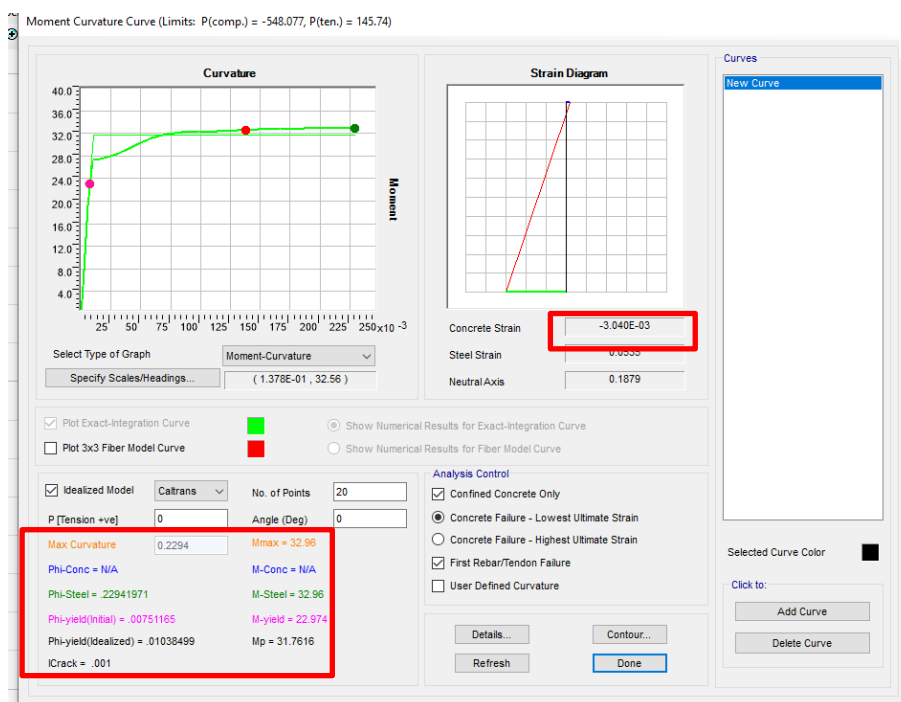


Ilustración 44. Diagrama momento - curvatura SAP 2000

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

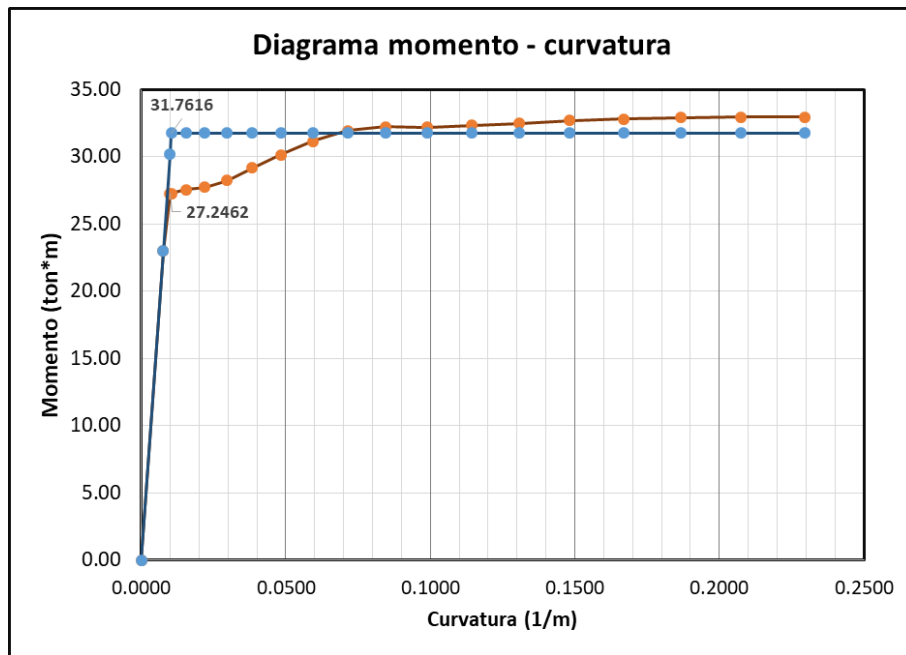


Ilustración 45. Diagrama momento curvatura viga 40x50, ejemplo

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

En el diagrama momento – curvatura se pueden obtener los siguientes datos:

$M_y = \text{Momento de fluencia}$

$\phi_y = \text{Curvatura de fluencia}$

$\phi_u = \text{Curvatura última}$

$$M_y = 31.76 \text{ ton} * m$$

La curvatura de fluencia se identifica en la Ilustración 44, el Section Designer muestra directamente el valor de la curvatura de fluencia en este caso es:

$$\phi_y = 0.01038 \frac{1}{m}$$

En el caso de la curvatura última no se toma la indicada en el Section Designer, debido a que la falla en flexión de un miembro dúctil de concreto reforzado suele darse a deformaciones que son mucho menores que la asociada a la falla de la sección transversal.

En la mayoría de los casos las secciones transversales fallan por aplastamiento del concreto confinado. (Terán, 2020).

Por estas razones se utiliza la curvatura que se da cuando la deformación unitaria del concreto es $\epsilon_c = 0.003$.

$$\phi_u = 0.1378 \frac{1}{m}$$

Una vez obtenidos los datos necesarios del diagrama momento – curvatura, se procede a obtener los elementos del diagrama momento – rotación que se presentan en la siguiente ilustración.

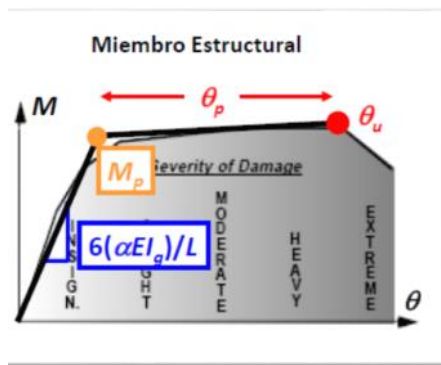


Ilustración 46. Ejemplo diagrama momento – rotación

Obtenido de: (Terán, 2020).

En primer lugar se identifica la zona elástica con un momento M_p igual momento del momento de fluencia del diagrama momento curvatura.

$$M_p = M_y = 31.76 \text{ ton} * m$$

Es necesario establecer la rigidez inicial que es la pendiente en la zona elástica de la ilustración 46.

$$\frac{6 E I_e \alpha}{L}$$

$E = \text{Módulo de elasticidad del concreto}$

$$E = 234791 \frac{kg}{cm^2}$$

$I = \text{Inercia efectiva}$

$\alpha = 0.3$ Tabla 10 – 5 ASCE/SEI 41 – 17

$L = \text{Longitud de la viga}$

$L = 7 \text{ m}$

La rigidez efectiva se obtiene promediando las inercias positiva I^+ y negativa I^- respectivamente de cada extremo.

La norma ASCE 41-17 en la tabla 10-5 indica los factores de agrietamiento para miembros estructurales y además presenta una nota indicando que permite que para I_g en vigas T se use el doble de la inercia bruta de la sección rectangular.

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Beams—prestressed ^a	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c$ or with tension	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_c A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Walls-cracked ^b	$0.5E_c A_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)

^aFor T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

^bSee Section 10.7.2.2.

Tabla 6. Inercias efectivas

Obtenido de: ASCE 41-17

$$I^- = \frac{b * h^3}{12} = \frac{40\text{cm} * (50\text{cm})^3}{12} = 416666.67 \text{ cm}^4$$

$$I^+ = 2 * 416666.67 \text{ cm}^4 = 833333.33 \text{ cm}^4$$

$$I_e = \frac{I^+ + I^-}{2} = 625\,000 \text{ cm}^4$$

Con todos los datos se puede obtener la pendiente para la zona elástica del diagrama momento – rotación.

$$\frac{6 E I e \alpha}{L} = \frac{6 * 234791 \frac{kg}{cm^2} * 625\,000\,cm^4 * 0.3}{700\,cm}$$

$$\frac{6 E I e \alpha}{L} = 3773\,ton * m$$

En segundo lugar, el diagrama momento rotación tiene una zona plástica con una pendiente puede variar del 0% al 10% de la primera pendiente calculada previamente.

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)L_p \text{ (Terán, 2020)}$$

$\theta_p =$ Rotación plástica

$L_p =$ Longitud de la rótula plástica

$$L_p = \frac{d}{2} \text{ deformación en doble curvatura (Terán, 2020)}$$

$$L_p = \frac{0.44\,m}{2} = 0.22\,m$$

$d =$ Peralte efectivo de la viga

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)L_p$$

$$\theta_p = (0.1378 - 0.01038) * 0.22\,m$$

$$\theta_p = 0.028\,rad$$

Con los resultados obtenidos es posible obtener el diagrama momento rotación del elemento que se está analizando.

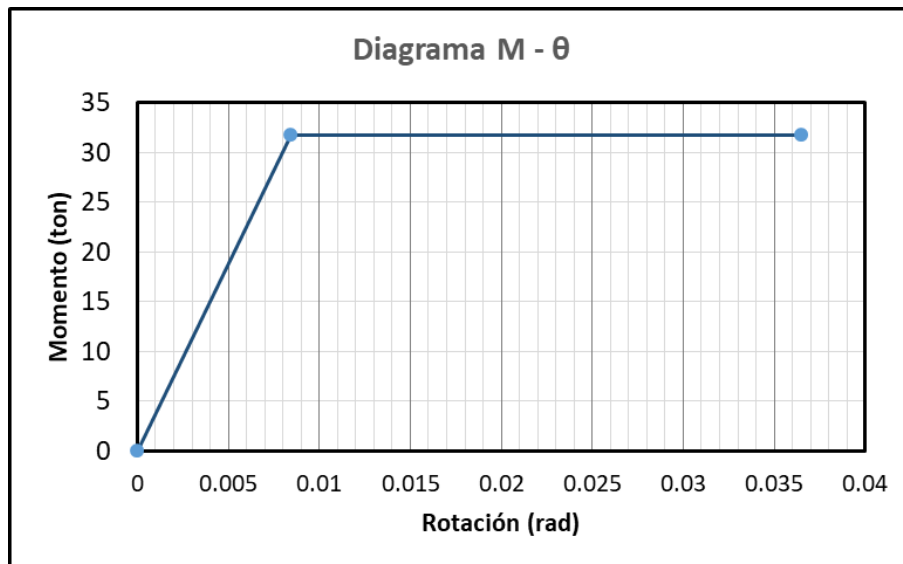


Ilustración 47. Rótula plástica de viga 40x50 primer piso, pórtico 1 1

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

El programa ETABS no captura este agrietamiento debido a que en el software no se puede ingresar una pendiente inicial, por lo que la rótula se la modela sin tomar en cuenta este parámetro que se debería ingresar en la propiedades de la sección.

4.3.2. Rótulas en columnas

El procedimiento para modelar las rótulas plásticas en columnas es similar al presentado anteriormente para vigas. En este caso es necesario calcular las rótulas plásticas para distintos valores de carga axial, con lo cual posteriormente el programa realizará iteraciones para cargas axiales en otras columnas. Se realizaron cálculos para las siguientes cargas axiales.

- 250 ton, carga gravitacional en columnas.
- 500 ton, valor intermedio para contar con mayor cantidad de valores para que el programa realice las iteraciones correspondientes.
- P= 800 ton, correspondiente a la máxima carga axial en el diagrama de interacción de la columna.
- P= 0 ton, valor mínimo.

A continuación se presenta el proceso realizado para modelar la rótula de la columna ubicada en el eje 3 de la planta baja. Se considera una carga axial de 250 ton.

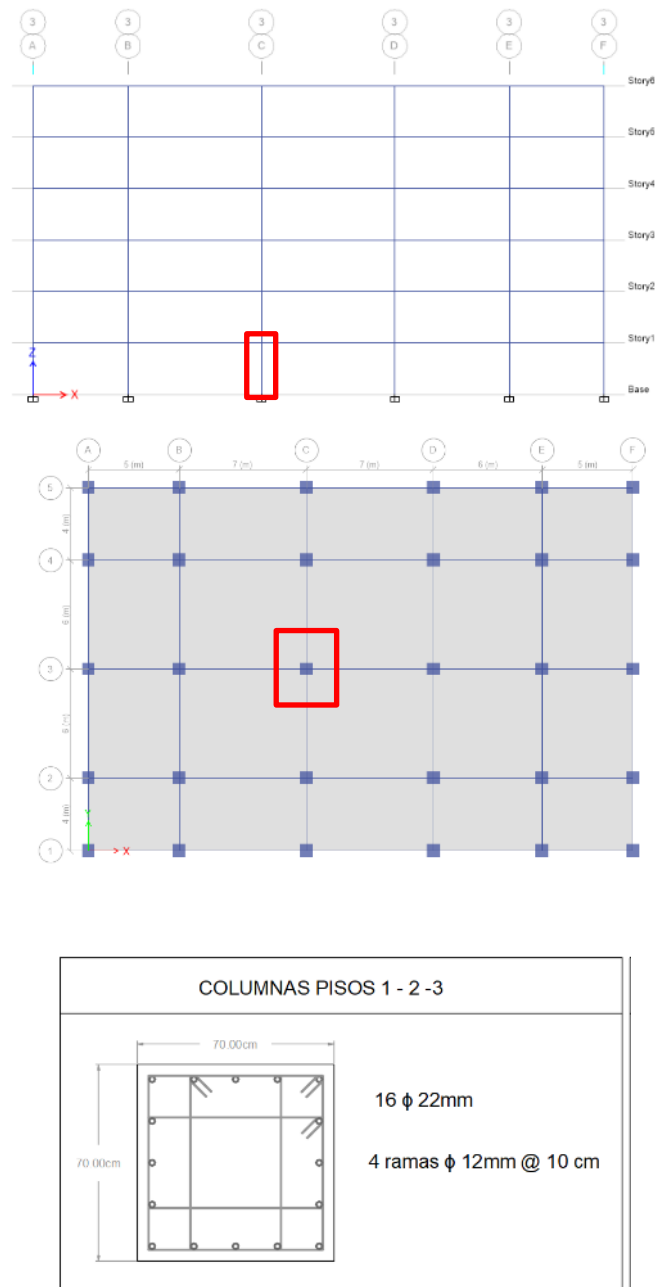


Ilustración 48. Columna a analizar para modelar la rótula plástica

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Con la ayuda del Section Designer de SAP 2000 se obtiene el diagrama momento curvatura y momento – curvatura idealizado para la columna en análisis.

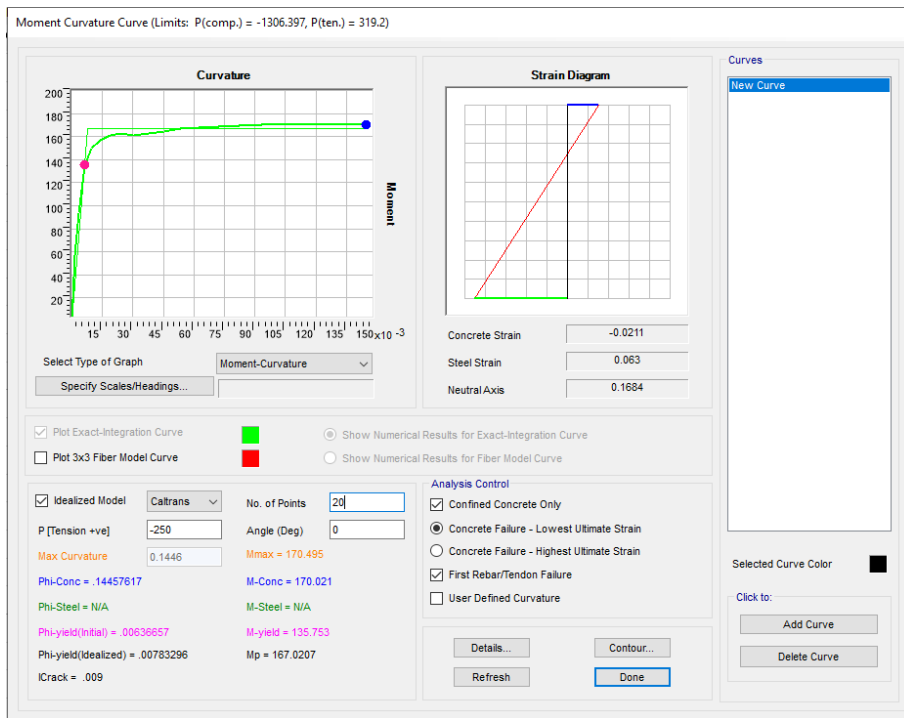


Ilustración 49. Diagrama momento - curvatura Columna 70x70 (16Ø 22), P= 250 ton (SAP 2000)

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

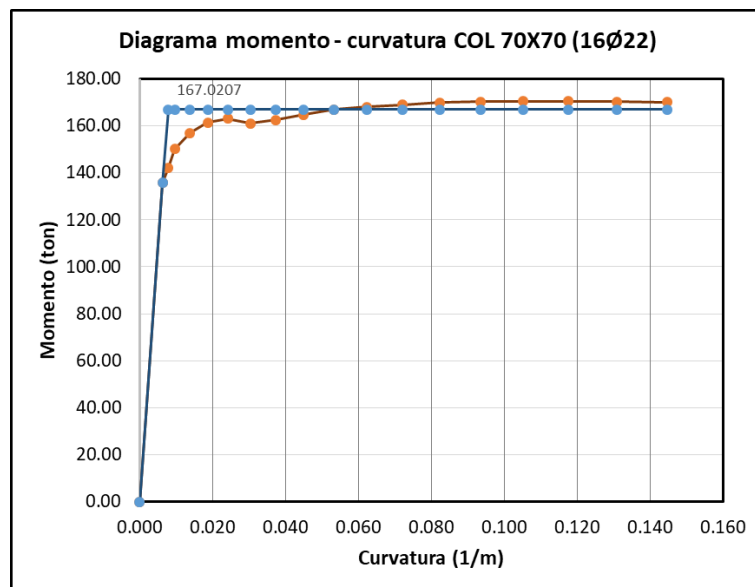


Ilustración 50. Diagrama momento curvatura columna 70x70 con P= 250 ton

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

En el diagrama momento – curvatura se pueden obtener los siguientes datos:

$M_y = \text{Momento de fluencia}$

$\phi_y = \text{Curvatura de fluencia}$

$\phi_u = \text{Curvatura última}$

$$M_y = 167 \text{ ton} * m$$

$$\phi_y = 0.0078 \frac{1}{m}$$

$$\phi_u = 0.145 \frac{1}{m}$$

En primer lugar al igual que en el caso de las vigas, se identifica la zona elástica con un momento M_p igual momento del momento de fluencia del diagrama momento curvatura.

$$M_p = M_y = 167 \text{ ton} * m$$

Es necesario establecer la rigidez inicial que es la pendiente en la zona elástica.

$$\frac{6 E I e \alpha}{L}$$

$E = \text{Módulo de elasticidad del concreto}$

$$E = 234791 \frac{kg}{cm^2}$$

$I = \text{Inercia efectiva}$

$\alpha = \text{Agrietamiento Se interpola según lo indicado en } L = 2.7 m$

Con ayuda de la tabla 10-5 de la ASCE 41-17 y la carga axial, se determina el valor de agrietamiento de la sección en función de la carga axial.

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Beams—prestressed ^b	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c$ or with tension	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1	—	$E_c A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Walls-cracked ^b	$0.5E_c A_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)

^aFor T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

^bSee Section 10.7.2.2.

Tabla 7. Inercias efectivas

Obtenido de: ASCE 41-17

Se determinan los límites indicados en la tabla para agrietamiento en columnas, en el caso de encontrar valores intermedios de carga axial es necesario interpolar.

$$0.5 * f'c * Ag = 0.5 * 240 \frac{kg}{cm^2} * 70cm * 70cm = 588 ton$$

$$0.1 * f'c * Ag = 0.1 * 240 \frac{kg}{cm^2} * 70cm * 70cm = 117.6 ton$$

En la columna actúa una carga de 250 ton por lo que interpolamos el valor de α y se obtiene:

$$\alpha = 0.4$$

En el caso de columnas se determina la inercia de la sección de la siguiente manera:

$$I_e = \frac{b * h^3}{12} = \frac{70cm * (70cm)^3}{12} = 2 * 10^6 cm^4$$

Con todos los datos se puede obtener la pendiente para la zona elástica del diagrama momento – rotación de la columna.

$$\frac{6 E I_e \alpha}{L} = \frac{6 * 234791 \frac{kg}{cm^2} * 2 * 10^6 cm^4 * 0.4}{270 cm}$$

$$\frac{6 E I_e \alpha}{L} 41 758 ton * m$$

De la misma manera que en el caso de las vigas, el diagrama momento rotación tiene una zona plástica con una pendiente puede variar del 0% al 10% de la primera pendiente calculada previamente.

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)L_p \text{ (Terán, 2020)}$$

$\theta_p = \text{Rotación plástica}$

$L_p = \text{Longitud de la rótula plástica}$

$$L_p = \frac{d}{2} \text{ deformación en doble curvatura (Terán, 2020)}$$

$$L_p = \frac{0.64 \text{ m}}{2} = 0.32 \text{ m}$$

$d = \text{Peralte efectivo de la viga}$

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)L_p$$

$$\theta_p = (0.145 - 0.0078) * 0.32 \text{ m}$$

$$\theta_p = 0.044 \text{ rad}$$

Con los resultados obtenidos es posible determinar el diagrama momento rotación del elemento que se está analizando.

P= 250 ton

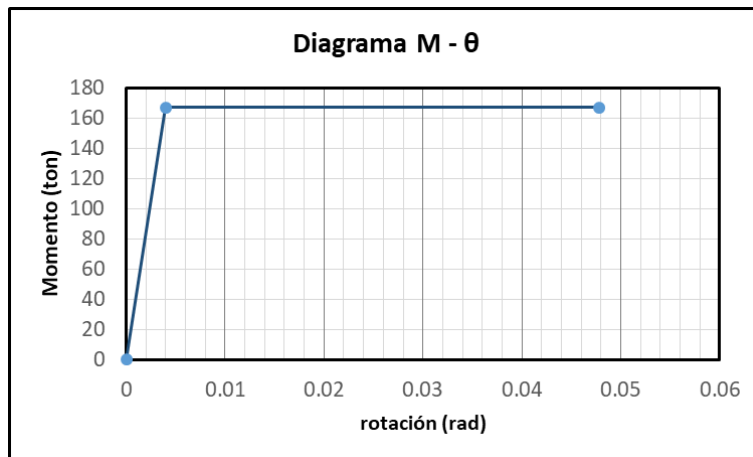


Ilustración 51. Rótula plástica columna 70X70 (16 ϕ 22) para P=250 ton

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Se realiza el mismo procedimiento para las distintas cargas axiales.

P= 500 ton

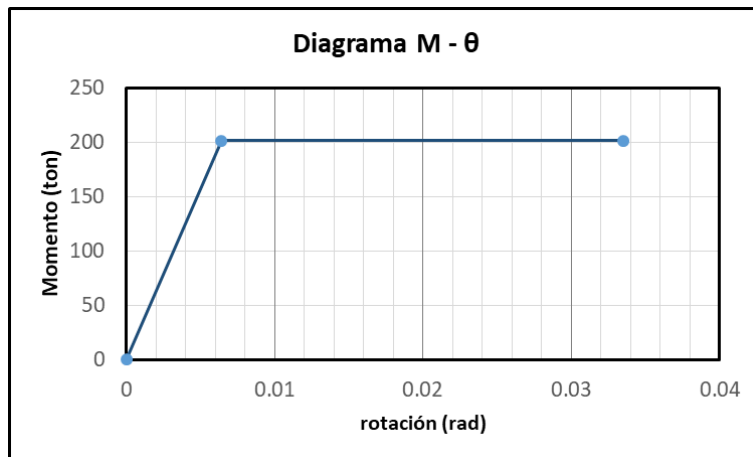


Ilustración 52. Rótula plástica columna 70X70 (16 ϕ 22) para P=500 ton

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

P= 800 ton

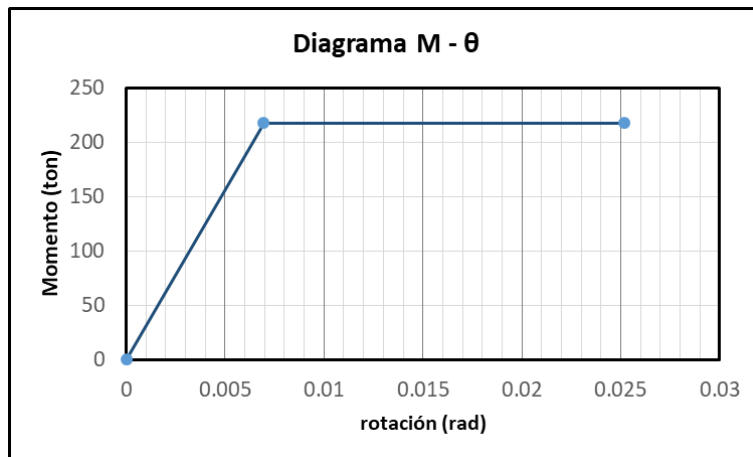


Ilustración 53. Rótula plástica columna 70X70 (16Ø22) para P=800 ton

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Rótula P= 0 ton

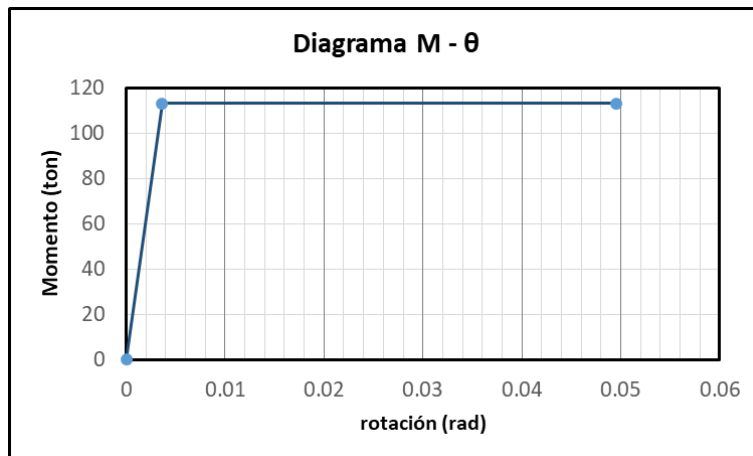


Ilustración 54. Rótula plástica columna 70X70 (16Ø22) para P=0 ton

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

4.4. Modelo propuesto por Akanshu Sharma (2011)

Se presentará el proceso de análisis para una conexión exterior del pórtico 1 de la estructura como se muestra a continuación:

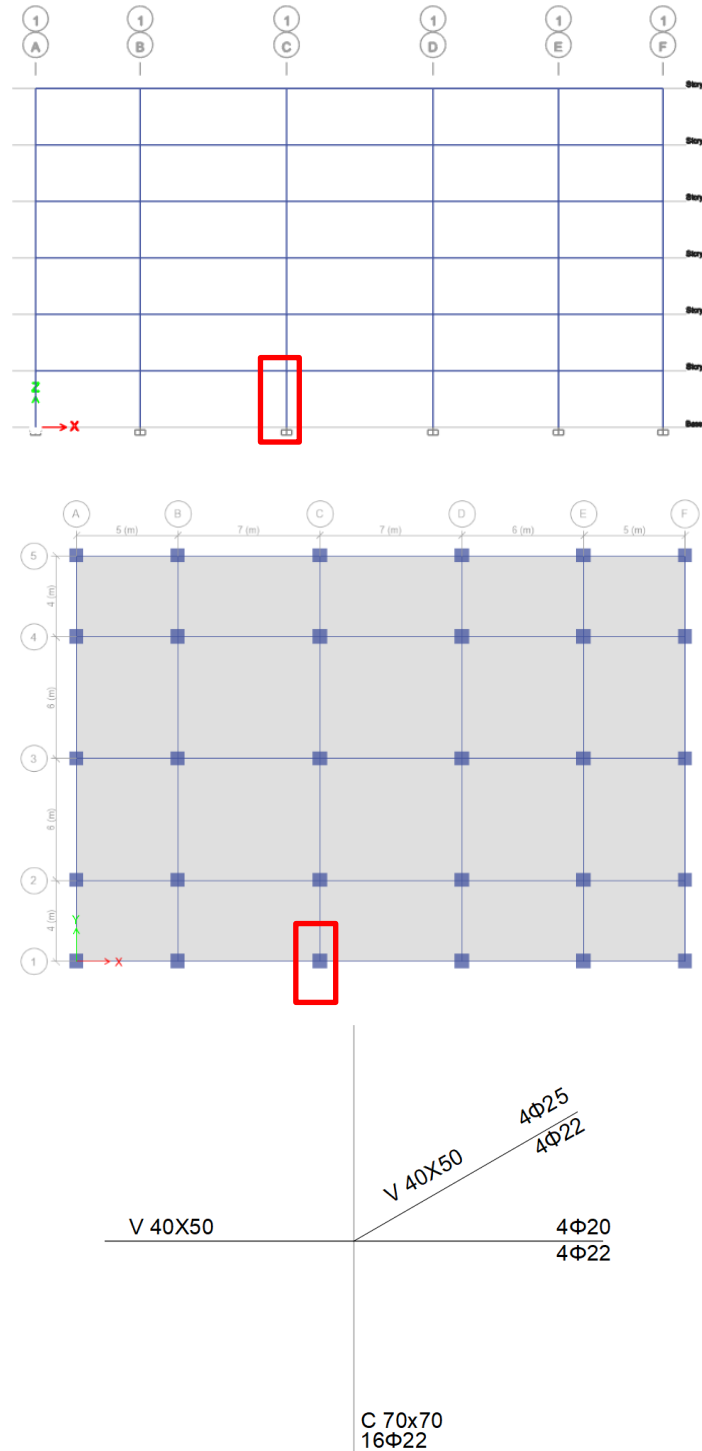


Ilustración 55. Conexión viga – columna exterior para aplicación del método propuesto por Sharma (2011)

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Para determinar las rótulas plásticas de la conexión por medio de este método es necesario identificar el tipo de conexión. En el caso de conexiones interiores se debe tomar en cuenta el tipo de anclaje, puesto que los esfuerzos principales cambiarán dependiendo el tipo de anclaje. En el caso de conexiones interiores se utilizarán esfuerzos principales mayores como se explicó en la sección 2.2 del presente trabajo.

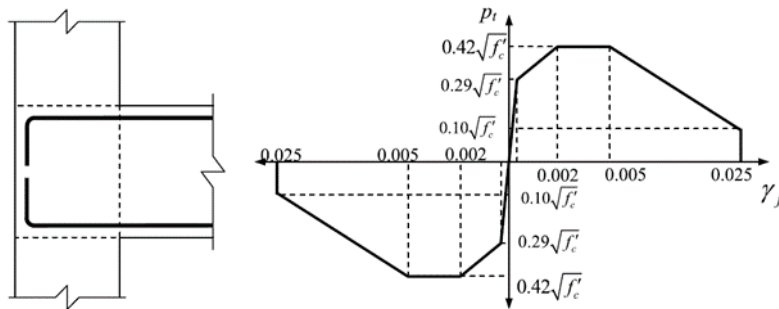


Ilustración 56. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión exterior)

Obtenido de: (Sharma, Eligehausen, & Reddy, *A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam-column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints*, 2011)

La ilustración 56 muestra la forma que tendrá la rótula plástica para conexiones exteriores con el acero de refuerzo doblado hacia adentro del nudo, además se destacan tres puntos notables de esfuerzos $0.42\sqrt{f'c}$, $0.29\sqrt{f'c}$, $0.10\sqrt{f'c}$. Para cada uno de estos esfuerzos se calcularán momentos y fuerzas cortantes.

El procedimiento para modelar las rótulas plásticas en las conexiones viga-columna es el siguiente:

El primer punto notable es el correspondiente al esfuerzo de tensión principal $0.29\sqrt{f'c}$

$$p_t = 0.29\sqrt{f'c}$$

p_t = Esfuerzo de tensión principal

$f'c$ = Esfuerzo a compresión del concreto (MPa)

$$p_t = 0.29\sqrt{f'c}$$

$$p_t = 0.29\sqrt{24 \text{ MPa}} = 1.42 \text{ MPa}$$

A través del análisis realizado en el programa ETABS se obtiene la carga axial que actúa en la columna de la ilustración 55 y se determina el esfuerzo que produce.

$$P = 1120 \text{ KN} \quad (\text{Obtenido en ETABS})$$

$$\sigma_a = \frac{P}{A}$$

σ_a = Esfuerzo producido por la carga axial

$$\sigma_a = \frac{1120 \text{ KN}}{0.7\text{m} * 0.7\text{m}}$$

$$\sigma_a = 2.3 \text{ MPa}$$

Relación de aspecto:

$$\alpha = \frac{h_b}{h_c}$$

α = Relación de aspecto

h_c = Profundidad del núcleo de la conexión = 700mm

h_b = Altura de la viga = 500mm

$$\alpha = \frac{500\text{mm}}{700\text{mm}} = 0.714$$

$$\sigma = \frac{2\sigma_a + \alpha^2 p_t + \alpha \sqrt{\alpha^2 p_t^2 + 4p_t(\sigma_a + p_t)}}{2} \quad (\text{Sharma, Eligehausen, \&Reddy, (2011) Ecuación 20})$$

σ = Esfuerzo actuante en la conexión.

$$\sigma = 4.33 \text{ MPa}$$

A continuación se deben calcular las fuerzas cortantes que actúan en la conexión:

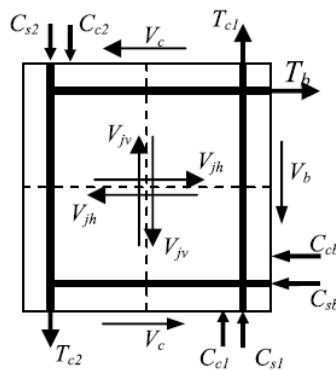


Ilustración 57. Fuerzas internas actuantes en una conexión exterior

Obtenido de: (Sharma, Eligehausen, & Reddy, A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam-column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints, 2011)

$V_c =$ Cortante en la columna

$T = Tb =$ Fuerza de tensión causada por el refuerzo longitudinal

$V_{jh} =$ Fuerza horizontal a cortante en el nudo

$V_{jv} =$ Fuerza vertical a cortante en el nudo

$$V_{jv} = (\sigma - \sigma_a) b_c h_c \quad (\text{Sharma, Eligehausen, \& Reddy, (2011) Ecuación 14})$$

$b_c =$ Ancho del núcleo de la conexión = 700mm

$$V_{jv} = (4.33 \text{ MPa} - 2.3 \text{ MPa}) 700 \text{ mm} * 700 \text{ mm}$$

$$V_{jv} = 1000 \text{ KN}$$

$$V_{jh} = \frac{V_{jv}}{\alpha} \quad (\text{Sharma, Eligehausen, \& Reddy, (2011) Ecuación 16})$$

$$V_{jh} = \frac{1000 \text{ KN}}{0.714}$$

$$V_{jh} = 1400 \text{ KN}$$

Para calcular V_c correspondiente al valor de V_{jh} , se sigue el siguiente proceso iterativo:

1. Calcular el diagrama Momento en la viga Mb vs Fuerza de tensión en el refuerzo de la viga.
2. Asumir un valor de T
3. Calcular el cortante en la columna

$$V_c = T - V_{jh}$$

4. Calcular el cortante en la viga aplicando equilibrio en el nudo.
5. Calcular el momento en la viga.
6. Del diagrama Mb vs T, determinar el valor de T
7. Si el valor de T es cercano al valor asumido, usar el V_c obtenido en el paso 3. Caso contrario volver al paso 2

Se utiliza un valor de T =1677.6 KN

$$V_c = T - V_{jh}$$

$$V_c = 1677.6 - 1400$$

$$V_c = 277 \text{ KN}$$

Se realiza equilibrio en la conexión a partir de las fuerzas externas que actúan. Actúa el par de fuerzas correspondiente a V_c y el momento que genera V_b como se muestra a continuación.

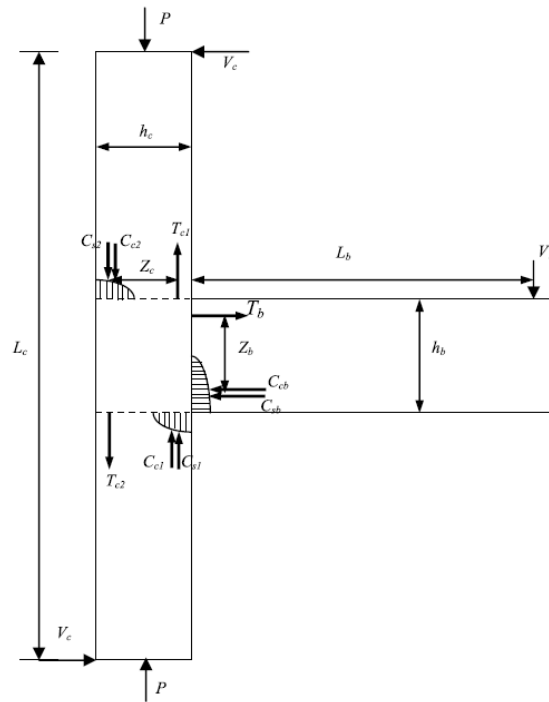


Ilustración 58. Fuerzas externas en una conexión interior

Obtenido de: (Sharma, Eligehausen, & Reddy, *A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam-column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints*, 2011)

$$V_b * \left(l_b + \frac{h_c}{2} \right) = V_c l_c$$

$$V_b = \frac{V_c l_c}{l_b + \frac{h_c}{2}} \quad (\text{Sharma, Eligehausen, \&Reddy, (2011) Ecuación 3})$$

V_b = Cortante en la viga

l_c = Altura de piso = 2.7 m

l_b = Longitud de la viga hasta la mitad del claro = 2.00m

h_c = Profundidad del núcleo de la conexión. = 0.7m

$$V_b = \frac{277 \text{ KN} * 2.7\text{m}}{2.00\text{m} + \frac{0.7\text{m}}{2}} = 318 \text{ KN}$$

Momento en la viga desde la cara de la columna.

$$M_b = V_b * l_b \text{ (Sharma, Eligehausen, &Reddy, (2011))}$$

$$M_b = 318 \text{ KN} * 2.00\text{m} = 637 \text{ KN} * \text{m}$$

Con este valor de M_b obtenido se procede a calcular un valor de T_b (Fuerza de tensión causada por el refuerzo longitudinal)

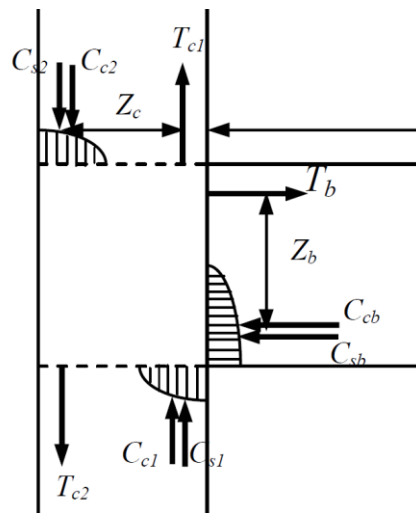


Ilustración 59. Fuerzas internas actuantes en la viga

Obtenido de: (Sharma, Eligehausen, & Reddy, A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam-column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints, 2011)

A partir de la gráfica mostrada, el momento que genera T_b en la viga es:

$$M_b = T_b * Z_b \text{ (Sharma, Eligehausen, &Reddy, (2011) Ecuación 2)}$$

$$T_b = \frac{M_b}{Z_b}$$

Con suficiente precisión se puede considerar:

$$Z_b = d - d' \text{ (Sharma, Eligehausen, &Reddy, (2011) Ecuación 6)}$$

Los cálculos para el caso en estudio:

$$Z_b = 44cm - 6cm$$

$$Z_b = 38 cm$$

Con esto se calcula la fuerza de tensión que se produce en la viga con el valor de $M_b = 637 KN$ determinado en esta iteración.

$$T_b = \frac{M_b}{Z_b}$$

$T_b = \text{Valor asumido de } T$

$$T_b = \frac{637 KN * m}{0.38m} = 1676 KN$$

Este valor coincide con el valor de T asumido en el principio de la iteración. En el caso de que no coincidan los valores de T, se debe volver a iterar.

Este proceso se lo puede realizar gráficamente. A partir de la siguiente fórmula y agregando valores a M_b . Se puede obtener un diagrama Momento vs Tensión.

$$T_b = \frac{M_b}{Z_b}$$

Posteriormente los valores de T y de Mb para cada esfuerzo de cortante principal obtenidos en cada iteración deben coincidir en la siguiente gráfica.

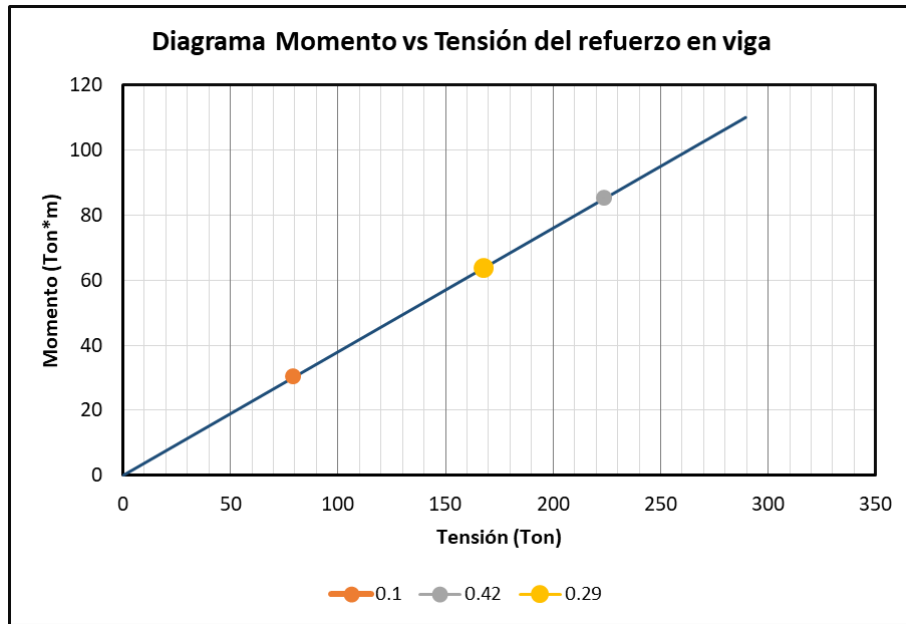


Ilustración 60. Diagrama Momento vs Tensión del refuerzo longitudinal

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Del cálculo presentado es necesario tomar dos valores importantes. Estos valores son M_b y V_c correspondientes al esfuerzo $p_t = 0.29\sqrt{f^c}$

$$M_b = 687 \text{ KN} * m$$

$$V_c = 299 \text{ KN}$$

Este proceso se repite con los datos iniciales pero para valores de esfuerzos de $0.42\sqrt{f^c}$, y $0.10\sqrt{f^c}$. Al ser un proceso repetitivo e iterativo se presenta la hoja de cálculo utilizada en el anexo A con los resultados proceso realizado para obtener los siguientes valores.

Los resultados para el esfuerzo de $0.42\sqrt{f^c}$,

$$M_b = 850 \text{ KN} * m$$

$$V_c = 370 \text{ KN}$$

Los resultados para el esfuerzo de $0.10\sqrt{f^c}$

$$M_b = 302 \text{ KN} * m$$

$$V_c = 132 \text{ KN}$$

Una vez obtenidos los valores de M_b para cada esfuerzo principal se colocarán sus resultados acorde la siguiente gráfica.

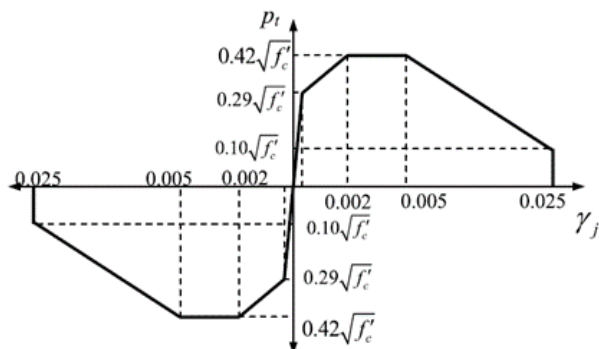


Ilustración 61. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión exterior con barras dobladas hacia adentro del nudo)

Obtenido de: (Sharma, Elgehausen, & Reddy, A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam-column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints, 2011)

Esfuerzo	Eje "x" Rotación γ_j	Eje "Y" Mb (ton*m)
$0.29\sqrt{f'c}$	0.0005	68.7
$0.42\sqrt{f'c}$	0.002	85
$0.42\sqrt{f'c}$	0.005	85
$0.10\sqrt{f'c}$	0.025	30

Tabla 8. Valores para determinar la rótula Momento vs Rotación con el método de Sharma (2011)

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Se obtiene un diagrama Momento vs Rotación correspondiente a los valores de la tabla.

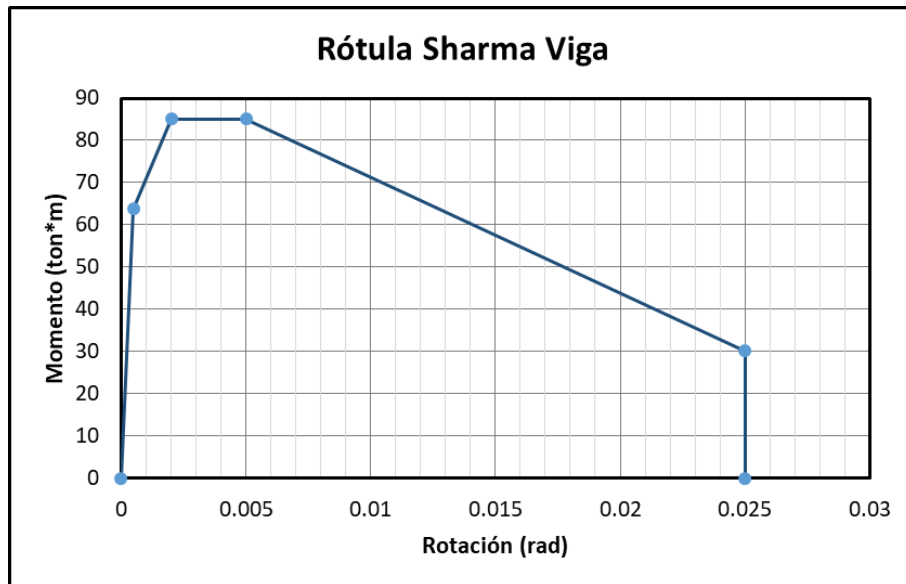


Ilustración 62. Rótula a flexión en vigas conexión exterior de ejemplo

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Para simular la rotación que sufre la viga debido a la deformación por cortante γ_j explicado detalladamente en la sección 2.2, se coloca esta rótula a flexión en la viga correspondiente. Además se deben colocar la rótula a flexión propia de geometría de la viga para simular de mejor manera el comportamiento del nudo.

En el caso de que las conexiones tengan un deficiente longitud de adherencia y de anclaje los esfuerzos empleados serán menores. Se presentan varios ejemplos con distintos tipos de anclajes en la sección 2.2.

Hinge Property Data for SHARMA VIGA 40X50 (COL 70X70) - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-30	-0.025
D-	-85	-0.005
C-	-85	-0.002
B-	-68.7	0
A	0	0
B	68.7	0
C	85	0.002
D	85	0.005
E	30	0.025

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

	Positive	Negative
Moment SF	<input type="text" value="1"/>	<input type="text"/>
Rotation SF	<input type="text" value="1"/>	<input type="text"/>

tonf-m

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	<input type="text" value="0.002"/>	<input type="text"/>
Life Safety	<input type="text" value="0.005"/>	<input type="text"/>
Collapse Prevention	<input type="text" value="0.025"/>	<input type="text"/>

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Ilustración 63. Modelado de la rótula plástica a flexión de la conexión en ETABS

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

En el caso de la rótula plástica a corte, es necesario transformar los valores de rotación de la tabla a valores de desplazamiento. Esto se lo realiza mediante la siguiente fórmula que representa la deformación que sufre la columna debido a la deformación por cortante γ_j en el nudo.

$$\Delta_c = \frac{\gamma_j * h_b}{2} \text{ (Sharma, Eligehausen, & Reddy, (2011))}$$

$\Delta_c =$ Deformación por cortante en la porción de columna del nudo

$\gamma_j =$ Rotación correspondiente a cada esfuerzo de tensión principal

$h_b =$ Altura de la viga

Esfuerzo	Eje "x" Rotación γ_j	Eje "x" Deformación Δ_j (mm)	Eje "Y" Vc (ton)
$0.29\sqrt{f'c}$	0.0005	0.125	28
$0.42\sqrt{f'c}$	0.002	0.5	37
$0.42\sqrt{f'c}$	0.005	1.25	37
$0.10\sqrt{f'c}$	0.025	6.25	13

Tabla 9. Valores para determinar la rótula Cortante vs Deformación con el método de Sharma (2011)

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Para simular la deformación que sufre la columna debido a la deformación por cortante γ_j explicado detalladamente en la sección 2.2. se coloca esta rótula a cortante en la columna correspondiente. Además se debe colocar la rótula a flexo - compresión propia de geometría y las cargas de la columna, para simular de mejor manera el comportamiento del nudo.

Se obtiene un diagrama Fuerza cortante vs Deformación por cortante

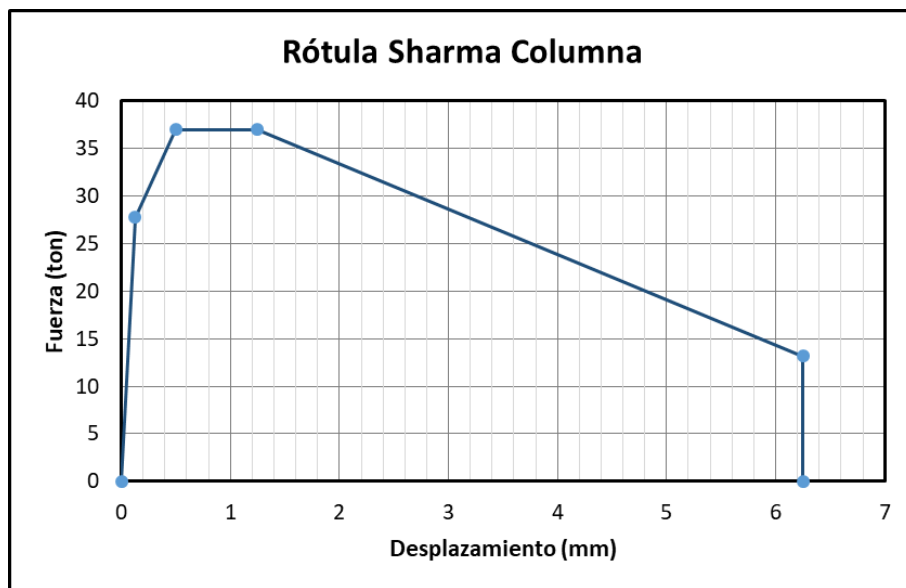


Ilustración 64. Rótula a cortante en columna conexión de ejemplo

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

ET Hinge Property Data for SHARMA COLUMNNA 70X70 (VIGA 40X50) EXTERIOR - Shear V2

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-13	-6.25
D-	-37	-1.25
C-	-37	-0.5
B-	-494	0
A	0	0
B	28	0
C	37	0.5
D	37	1.25
E	13	6.25

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF Positive: 1 Negative: tonf

Use Yield Disp Disp SF Positive: 0.001 Negative: m

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy Positive: 0 Negative:

Life Safety Positive: 1.25 Negative:

Collapse Prevention Positive: 6.25 Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length:

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis:

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Ilustración 65. Modelado de la rótula plástica a corte de la conexión en ETABS

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Los cálculos se realizaron en las unidades mostradas para mantener la validez de las fórmulas propuestas en el paper de (Sharma, Eligehausen, & Reddy, A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam-column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints, 2011)

Los resultados se presentan en las unidades que son más utilizadas en nuestro medio. (ton)

En el programa de ETABS se asignan las rótulas en los elementos estructurales como se muestra en la siguiente ilustración. Esto sigue las recomendaciones que se presentan en el paper de Sharma (2011) explicado detalladamente en la sección 2.2.

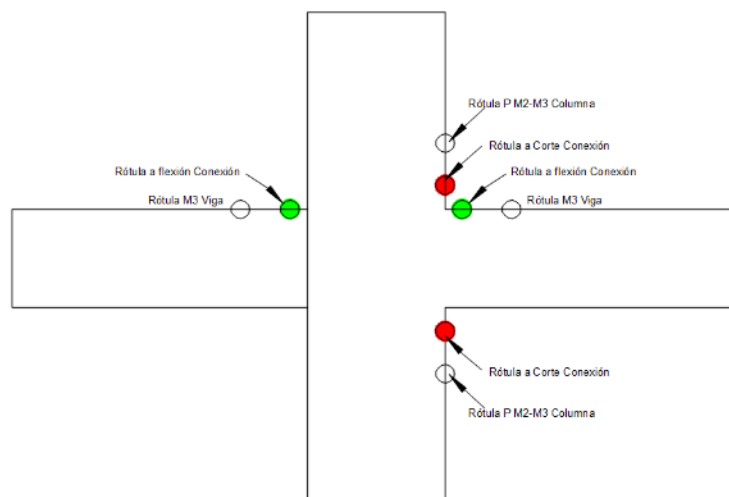


Ilustración 66. Esquema para asignar rótulas de la conexión

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

La asignación de las rótulas para la conexión viga-columna en el programa ETABS se realiza a distancias relativas de 0 y 1 tanto para la rótula de vigas como para la rótula de columnas como se observa en la siguiente ilustración. Las rótulas restantes son las correspondientes a los elementos estructurales presentadas en la sección 4.3.

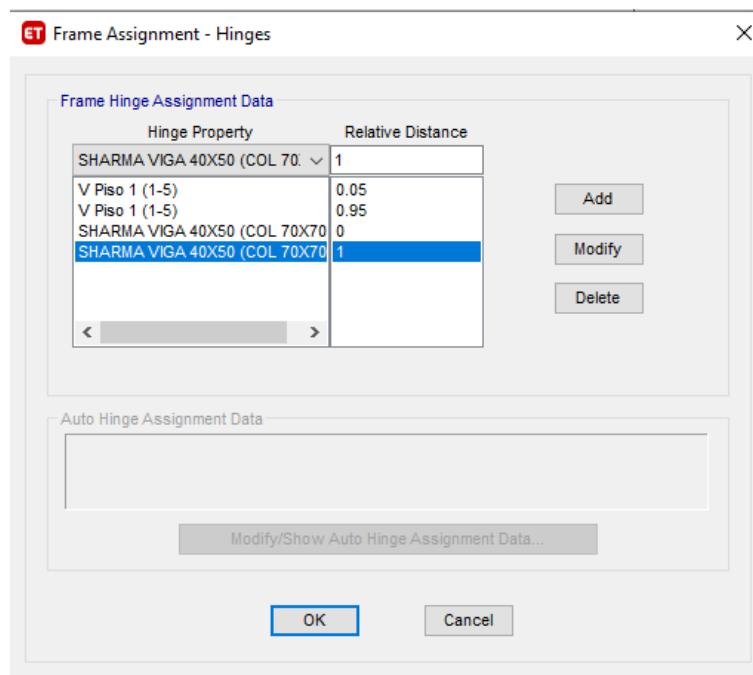


Ilustración 67. Distancia relativa para asignación de rótulas plásticas en conexiones

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

CONEXIONES INTERIORES

En el caso de conexiones exteriores el proceso a seguir es similar al presentado para conexiones exteriores. En el caso de conexiones interiores se deben considerar mayores esfuerzos de tensión principal, que son el doble de los utilizados para conexiones exteriores. Con esto se obtendrán mayores valores de Momentos M_b y V_c .

Se debe calcular la rótula de cada viga independientemente, como en el caso de vigas exteriores, debido a que su geometría puede cambiar y afectaría en valores como la relación de aspecto y los momentos que actúan. Finalmente para la rótula de cortante se utilizó el valor más crítico de los calculados.

En el ANEXO B se presenta el proceso realizado con la ayuda de una hoja de cálculo.

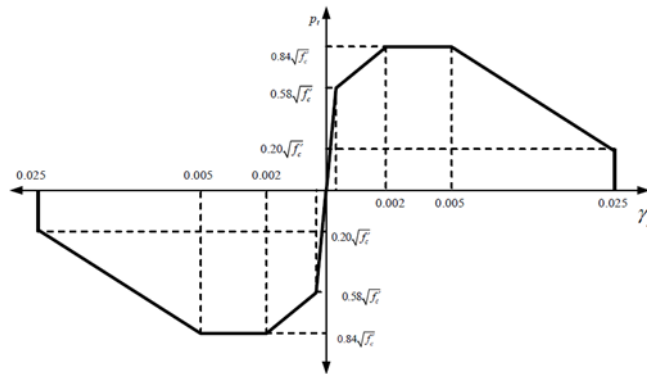


Ilustración 68. Esfuerzos de tensión principal vs deformación por cortante (conexión interior)

Obtenido de: (Sharma, Reddy, Vaze, Ghosh, & Kushwaha, 2009)

5. RESULTADOS

5.1. Curvas de capacidad

La curva de capacidad de la estructura es conocida también como curva pushover. Esta es una curva que relaciona Cortante basal vs Desplazamiento del nudo de control, resultante de la aplicación de fuerzas laterales crecientes sobre la estructura.

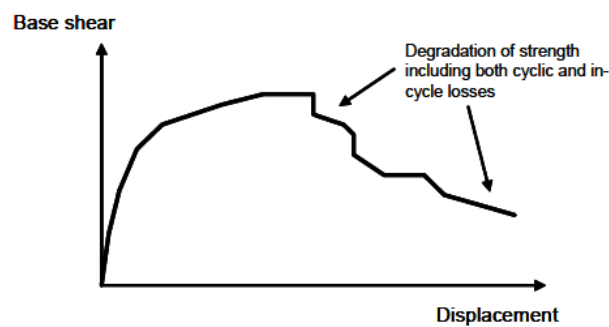


Ilustración 69. Ejemplo de curva de capacidad para una estructura de concreto de mediana altura

Obtenido de: FEMA 440, 2005

En muchas estructuras, la degradación de la resistencia es compleja de analizar. En la ilustración 48 se observa una curva de capacidad. Existe una aparente rigidez post elástica negativa que puede ser producido por varios efectos. Una de las razones puede la degradación de la resistencia cíclica

asociada con el daño por fatiga de varios componentes en el sistema de resistencia a la fuerza lateral. (FEMA 440)

El programa ETABS al determinar la curva de capacidad de una estructura no presenta la degradación explicada en este apartado, por lo que los cálculos a partir del desempeño prevención de colapso no son confiables.

A continuación se presenta la curva de capacidad para la estructura con columnas de 70cm x 70cm, diseñada cumpliendo con los requisitos que exige la norma NEC 15. Además se aplicó el modelo de conexiones estudiado en este trabajo. Estas curvas presentan en su eje vertical el cortante en la base de la estructura y en el eje horizontal los desplazamientos en el nudo número 13 (nudo de control) del sexto piso explicado detalladamente en la sección 4.2.

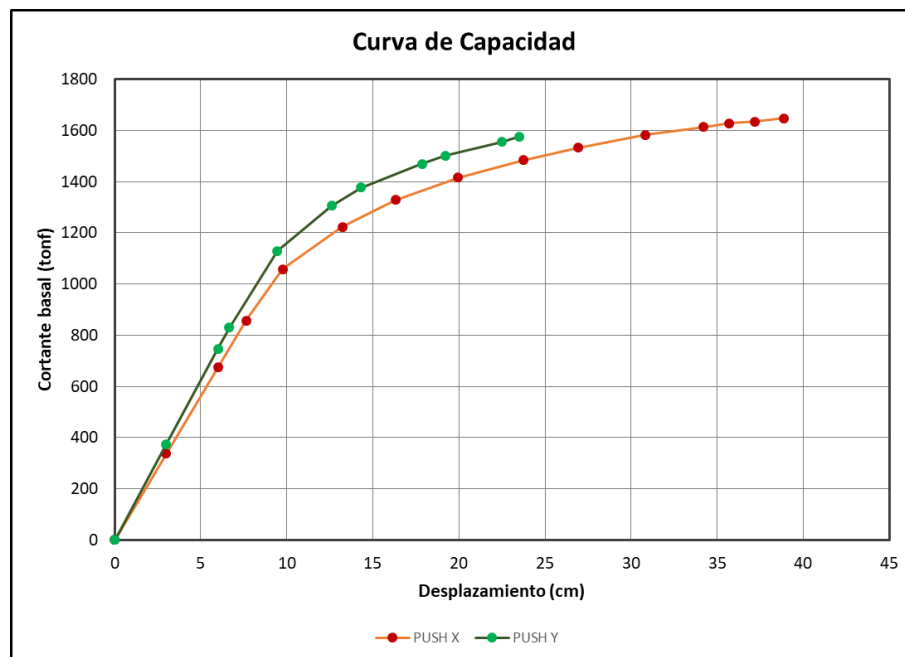


Ilustración 70. Curva de capacidad Sentido X e Y, estructura con columnas 70cm x 70 cm

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

En la curva de capacidad presentada, la estructura en el sentido X alcanza un desplazamiento de 37cm antes de que alguna de las rótulas plásticas supere el límite de prevención de colapso. El desplazamiento que alcanza la estructura en el eje Y es de 24 cm, menor al obtenido en el sentido X.

Este desplazamiento máximo no es el que debe soportar la estructura. El desplazamiento para determinar el desempeño de la estructura ante una demanda sísmica se determinará posteriormente.

5.2. Punto de Desempeño

Para determinar el punto de desempeño de la estructura a distintas demandas se utiliza el método de los coeficientes presentado en ASCE/SEI 41-17 SECCIÓN 7.4.3.3. Este método modifica la respuesta elástica lineal (ordenada de pseudoaceleración) multiplicándolo por una serie de coeficientes (C_0 , C_1 , C_2) para generar una estimación de desplazamiento global máximo, denominado desplazamiento objetivo.

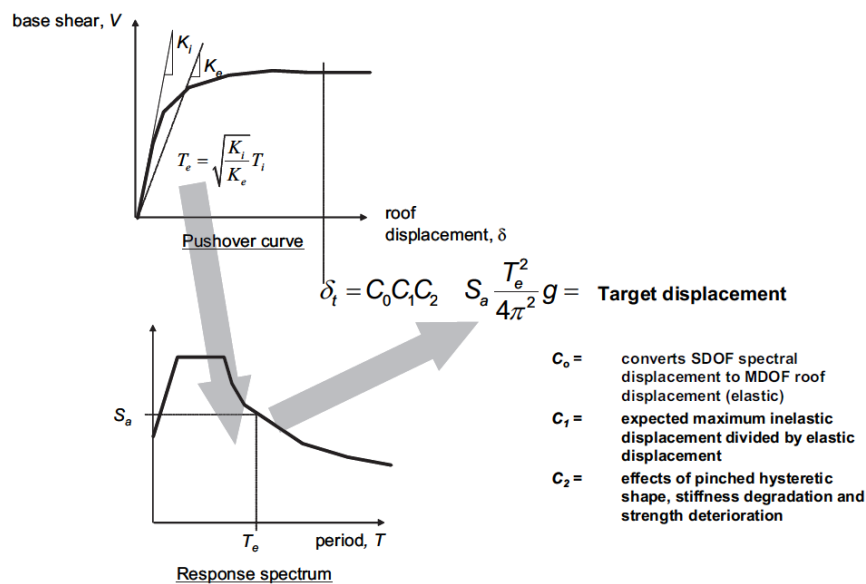


Ilustración 71. Proceso para estimar el desplazamiento objetivo a partir de un espectro de respuesta

Obtenido de: FEMA 440, 2005

$C_0 =$ Factor de forma, convierte el desplazamiento espectral a un desplazamiento de azotea

$C_1 =$ Factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico con el desplazamiento calculado para comportamiento elástico.

$C_2 =$ Factor de modificación que toma en cuenta la degradación del ciclo

histerético

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * S_a * \frac{T e^2}{4\pi^2} * g$$

El factor C_0 se lo obtiene mediante la tabla 7-5 de la ASCE/SEI 41-17. En el caso del edificio que se está analizando este factor toma un valor de 1.3 considerando que es un edificio a corte de 6 pisos con un patrón de cargas triangular.

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

Number of Stories	Shear Buildings ^a		Other Buildings
	Triangular		Any Load Pattern
	Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Note: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.

^a Buildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

Tabla 10. Valores para el factor C_0

Obtenido de: ASCE/SEI 41-17

Para determinar el valor del factor de modificación C_1 se utiliza la siguiente fórmula. Este valor de C_1 será 1 para períodos mayores a 1 segundo.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a * T e^2} \quad (7 - 29) \text{ ASCE/SEI 41 - 17}$$

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m \quad (7 - 31) \text{ ASCE/SEI 41 - 17}$$

a = Factor de sitio

$T e$ = Período fundamental de la estructura

S_a = Aceleración espectral

$V_y =$ Fuerza de fluencia del edificio calculado usando la curva de capacidad idealizada

idealizada

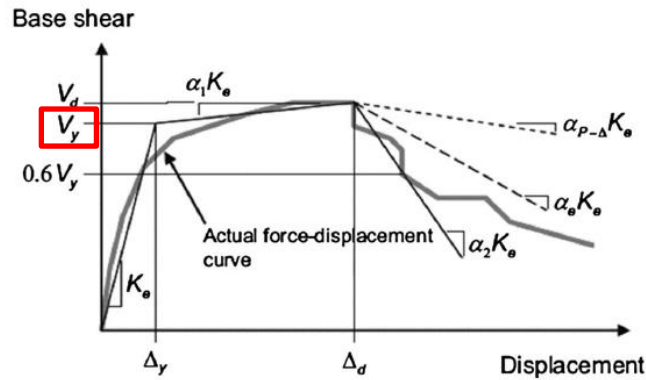


Ilustración 72. Curva de capacidad idealizada

Obtenido de: ASCE/SEI 41-17

$W =$ Peso sísmico de la estructura

$C_m =$ Factor de masa efectiva

En este caso se tomara un valor de $C_m=0.9$ correspondiente a pórticos de concreto. En el caso de que el período fundamental de la estructura sea mayor a 1 segundo se utilizará un valor de $C_m=1$.

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Note: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Tabla 11. Factor de masa efectiva C_m

Obtenido de: ASCE/SEI 41-17

Finalmente para determinar C_2 se aplica la siguiente fórmula:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (7 - 30) ASCE / SEI 41 - 17$$

El programa ETABS considera todos los criterios explicados en este apartado y calcula automáticamente los factores para determinar el punto de desempeño correspondiente a cada sismo.

En estructuras bien diseñadas la rigidez inicial K_i y la rigidez secante K_e son iguales, de tal manera que: $T_i = T_e$. Para estructuras viejas, mal diseñadas es posible que las rigideces sean distintas. (Terán, 2020)

T_i será el periodo calculado en el programa.

En la misma estructura con columnas de 70cm x 70cm con el modelo para conexiones, de la cual se obtuvo la curva de capacidad, ahora se presentan los puntos de desempeño tanto para el sismo de diseño (475 años) y para el sismo máximo esperado (2500 años)

En primer lugar se presenta los puntos de desempeño por el método de los coeficiente para el sismo de diseño en ambas direcciones.

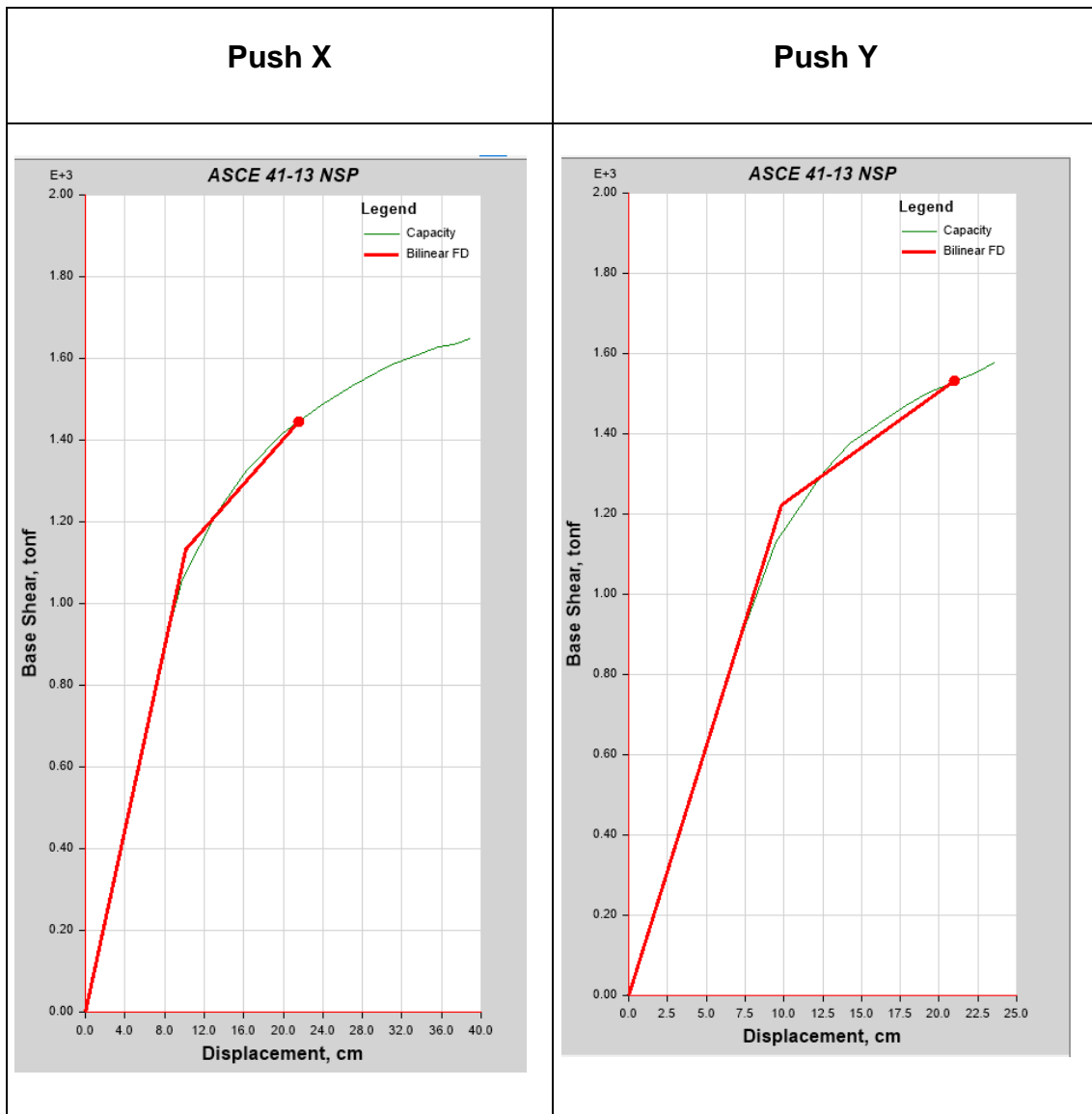


Ilustración 73. Punto de desempeño para el Sismo de Diseño (475 años) en las direcciones "X" e "Y"

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

El punto de desempeño en la dirección X para el sismo de diseño es de 21.6 cm, mientras que en la dirección Y es de 21cm.

A continuación se presentan los puntos de desempeño de la estructura para el sismo máximo esperado en ambas direcciones.

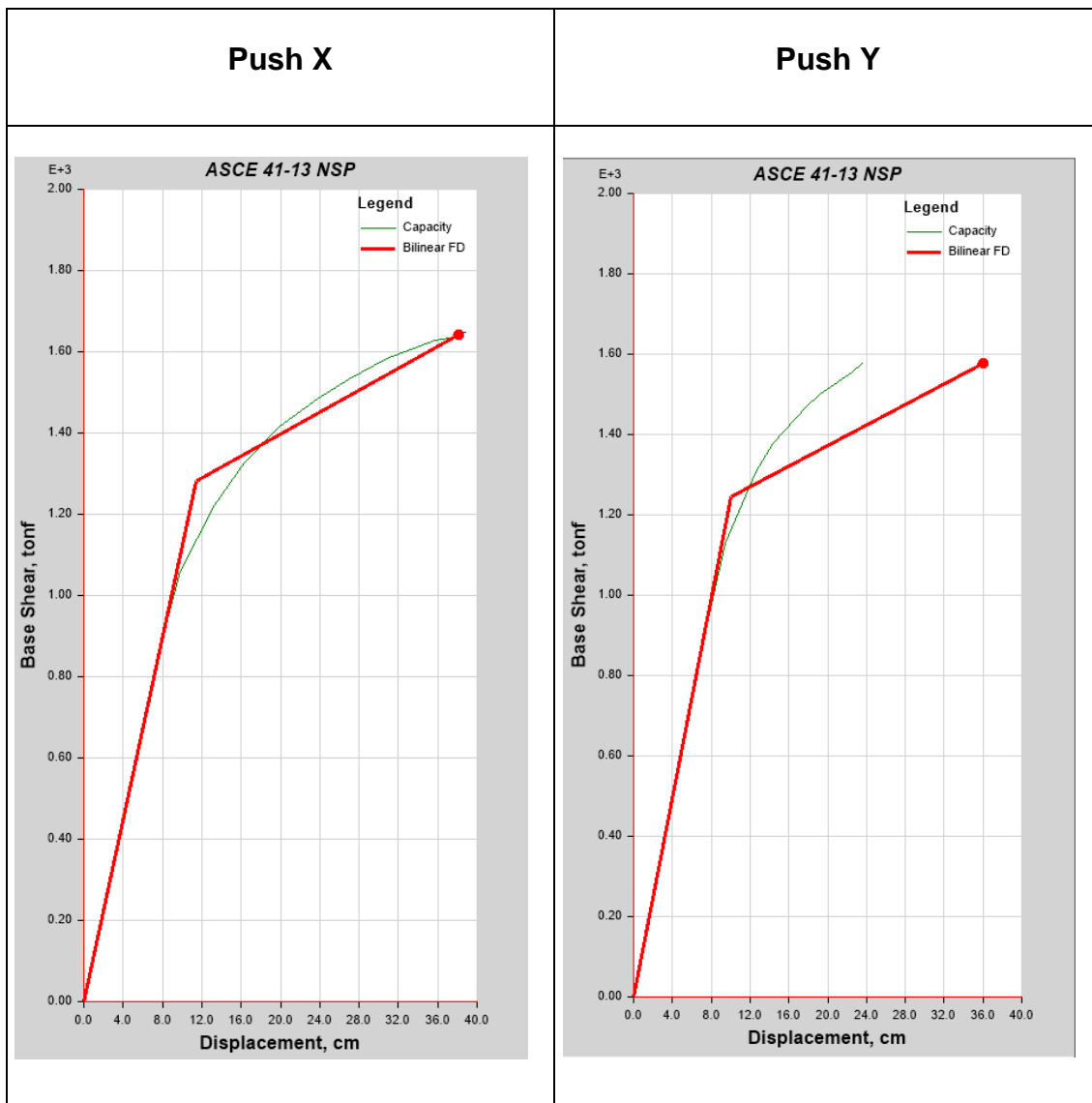


Ilustración 74. Punto de Desempeño para el Sismo Máximo Esperado (2500 años) en las direcciones "X" e "Y"

Elaborado por: Marco Vásquez

El punto de desempeño en la dirección X para el sismo máximo esperado es de 38 cm, mientras que en la dirección Y es de 36 cm.

5.3. Desempeño Global

A partir de la siguiente ilustración y de las derivas de piso de la estructura se podrían obtener los límites de desempeño global utilizando la curva de capacidad presentada en la sección 5.1. Con el punto de desempeño obtenido a través del método de los coeficientes se ingresa en el gráfico para finalmente determinar el desempeño global de la estructura a una determinada demanda sísmica.

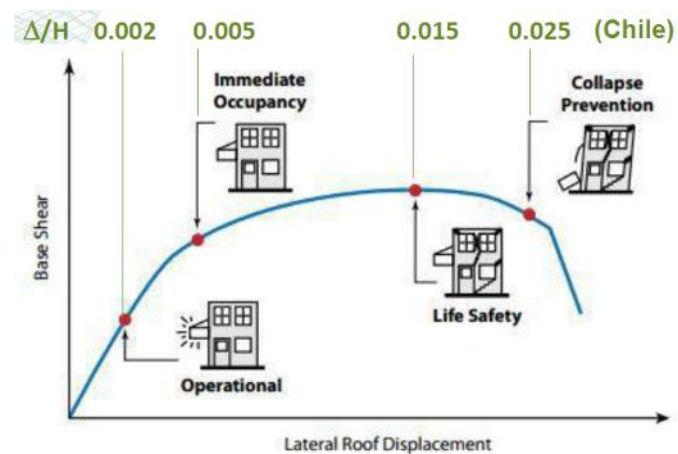


Ilustración 75. Concepto de nivel de desempeño FEMA 356

Obtenido de: (Manzur & Iffat, 2014)

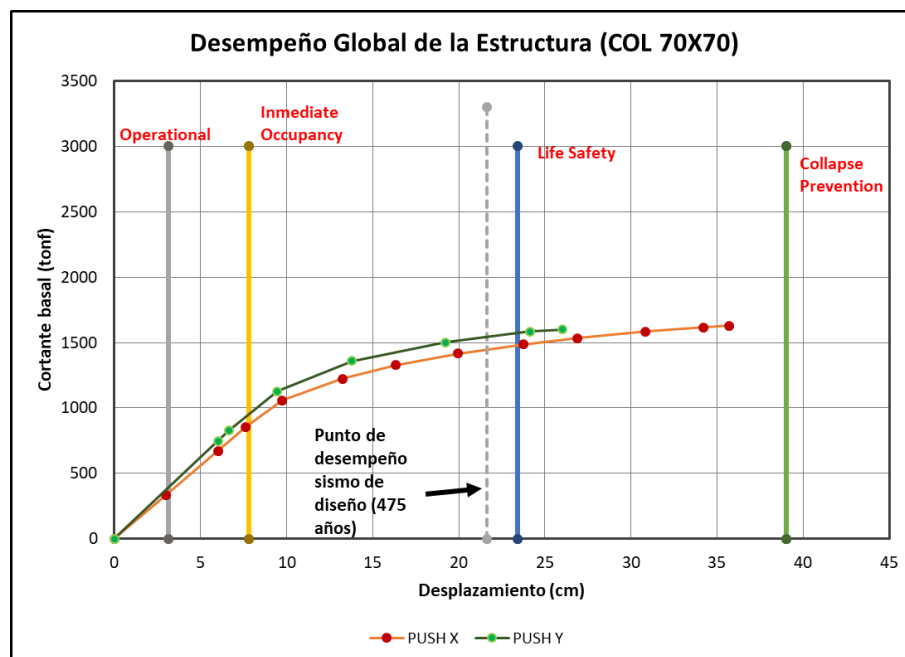


Ilustración 76. Desempeño global de la estructura para el Sismo de Diseño

Elaborado por: Marco Vásquez

La estructura analizada tiene un desempeño global para el sismo de diseño que se encuentra en un nivel de seguridad de vida como lo requiere la norma NEC 15. Al seguir los requerimientos de la norma se logra cumplir con este objetivo de desempeño.

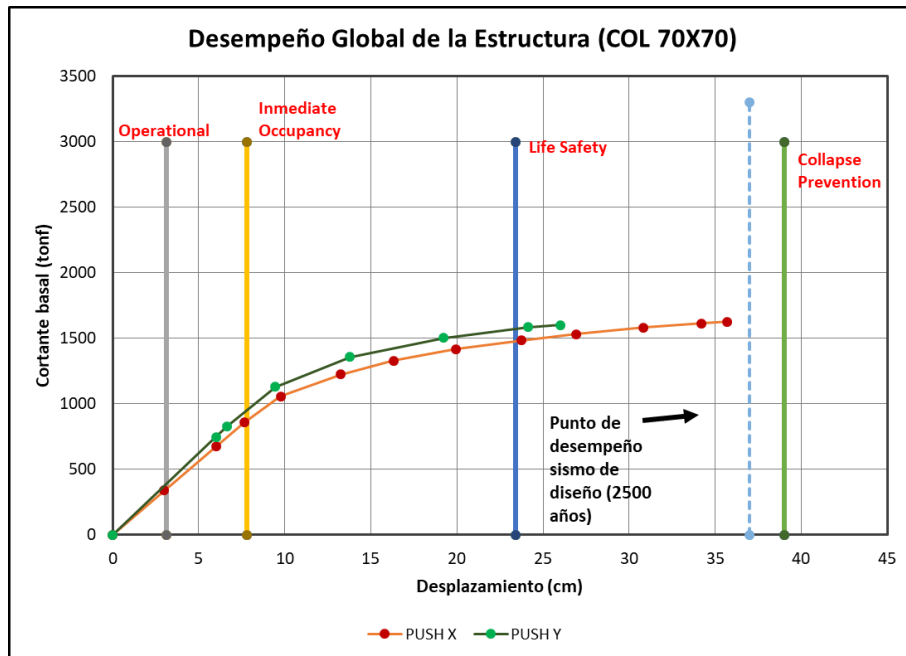


Ilustración 77. Desempeño global de la estructura para el Sismo Máximo esperado

Elaborado por: Marco Vásquez

Para el sismo máximo esperado, el desempeño global de la estructura se encuentra en el nivel de desempeño de prevención de colapso en el sentido X. En el sentido Y no se logra alcanzar el nivel desempeño requerido por la norma NEC 15.

5.4. Desempeño Local

En esta sección el desempeño local se refiere al nivel de desempeño que presentaran las rótulas plásticas asignadas en la estructura en el punto de desempeño correspondiente a sismo de diseño y sismo máximo esperado, obtenido en la sección 5.2.

En la siguiente tabla se presenta el número de rótulas plásticas que se forman en cada "Step" con un paso de aproximadamente 3cm

Step	Desplazamiento	Fuerza	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	cm	ton										
0	0.00	0.00	1836	0	0	0	0	1836	0	0	0	1836
1	3.00	336.59	1836	0	0	0	0	1836	0	0	0	1836
2	6.00	673.19	1836	0	0	0	0	1836	0	0	0	1836
3	7.64	856.69	1831	5	0	0	0	1836	0	0	0	1836
4	9.75	1058.06	1786	50	0	0	0	1836	0	0	0	1836
5	13.24	1223.87	1694	142	0	0	0	1823	13	0	0	1836
6	16.31	1328.16	1624	212	0	0	0	1778	58	0	0	1836
7	19.95	1416.43	1550	286	0	0	0	1733	103	0	0	1836
8	23.75	1484.70	1507	329	0	0	0	1665	171	0	0	1836
9	28.23	1548.73	1485	351	0	0	0	1613	223	0	0	1836
10	31.23	1586.68	1462	374	0	0	0	1580	256	0	0	1836
11	32.73	1604.46	1453	370	5	8	0	1557	269	10	0	1836
12	35.73	1627.86	1450	339	14	33	0	1533	266	37	0	1836
13	37.23	1633.69	1447	314	7	68	0	1499	264	73	3	1836
14	39.02	1646.53	1441	294	3	98	0	1481	254	98	3	1836

Tabla 12. Desempeño local (Número de rótulas en la estructura)

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

En el Step 8 se observa un desplazamiento de 23 cm, cercano al punto de desempeño para el Sismo de Diseño. Se asignaron un total de 1836 rótulas plásticas de las cuales 171 se encuentran en un nivel de desempeño de seguridad de vida (Life Safety). Con esto se concluye que el nivel de desempeño local para el sismo de diseño de la norma NEC 15 se encuentra en un nivel de seguridad de vida.

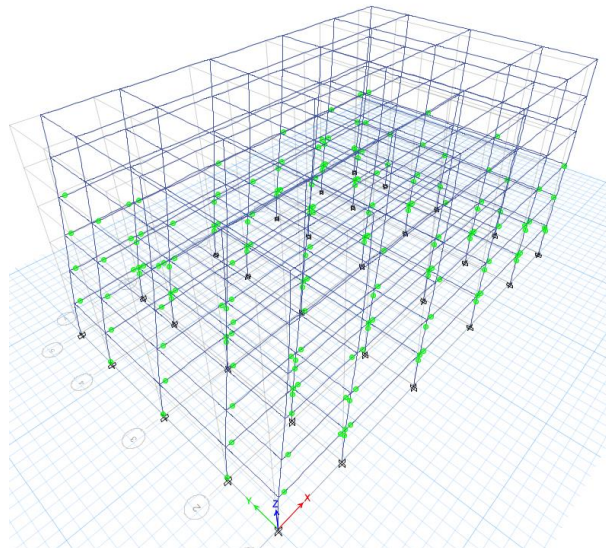


Ilustración 78. Rótulas Plásticas para el Sismo de Diseño (Step 8) Vista 3D

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

En la siguiente tabla se muestra que la mayor parte de las rótulas se formaron en los extremos de las vigas y se mantuvieron en un nivel de desempeño de seguridad de vida.

En el caso de las columnas, se formaron rótulas plásticas en la base de las mismas, pero todas estas se mantienen en el nivel de desempeño de seguridad de vida.

En las conexiones se formaron pocas rótulas plásticas, en todos estos casos la rótula formada fue la de cortante en la columna.

STEP 8			
Elemento	IO-LS	LS-CP	>CP
VIGAS	123		
COLUMNAS	30		
CONEXIONES	18		

Tabla 13. Número de rótulas plásticas por elemento (Step 8)

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

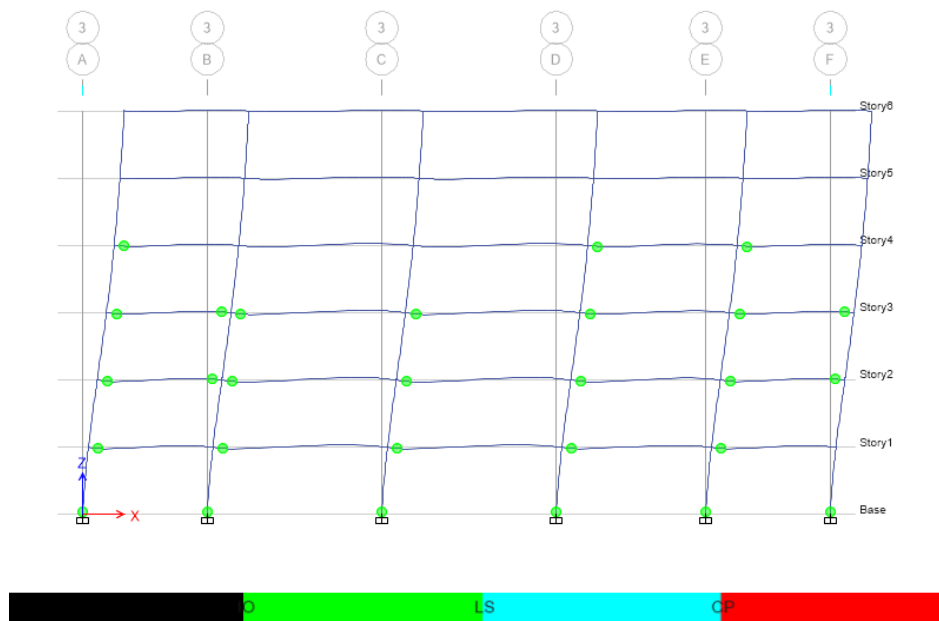


Ilustración 79. Rótulas Plásticas para el Sismo de Diseño (Step 8), Pórtico 3

Elaborado por: Marco Vásquez

En el Step 13 se observa un desplazamiento de 37cm, cercano al punto de desempeño para el Sismo Máximo Esperado. Se asignaron un total de 1836 rótulas plásticas de las cuales 73 rótulas tienen un nivel de desempeño de Prevención de Colpso (Collapse Prevention). Con esto se concluye que el nivel de desempeño local para el sismo máximo esperado, considerado en el presente trabajo, se encuentra en un nivel de Prevención de Colapso.

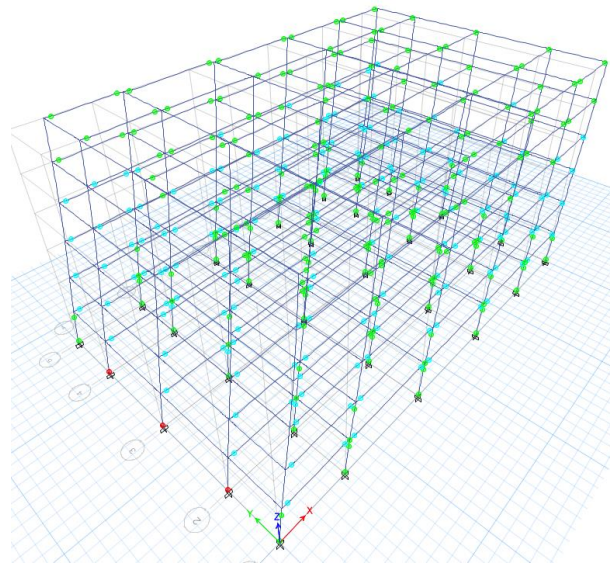


Ilustración 80. Rótulas Plásticas para el Sismo Máximo Esperado (Step 14) Vista 3D

Elaborado por: Marco Vásquez

En la siguiente tabla se muestra que la mayor parte de las rótulas se formaron en los extremos de las vigas, la mayoría de ellas se mantienen en un nivel de desempeño de seguridad de vida, aunque 73 rótulas tienen un nivel de desempeño de prevención de colapso, debido a mayores desplazamientos.

En el caso de las columnas, se formaron rótulas plásticas en la base de las mismas y la estructura falló mediante este elemento. Se forman 3 rótulas plásticas en nivel de desempeño de prevención de colapso en la base de 3 columnas.

En las conexiones se formaron una mayor cantidad de rótulas plásticas, pero todas se mantuvieron en el mismo nivel de desempeño. Por lo que las conexiones no fueron el mecanismo de falla para que la estructura falle. Las rótulas en conexiones fueron las de cortante, no se activaron las rótulas a flexión de la conexión. Las primeras rótulas que empiezan a plastificarse son las de flexión, propias de la viga que se obtuvieron mediante su geometría y armado.

STEP 13			
Elemento	IO-LS	LS-CP	>CP
VIGAS	181	73	
COLUMNAS	27		3
CONEXIONES	56		

Tabla 14. Número de rótulas plásticas por elemento (Step 13)

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

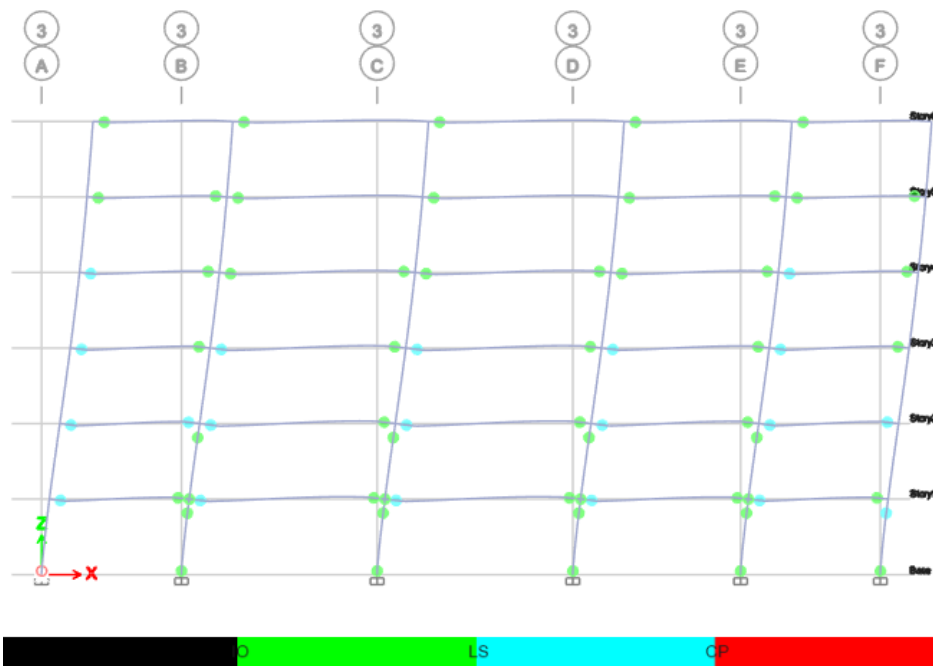


Ilustración 81. Rótulas Plásticas para el Sismo Máximo Esperado (Step 14), Pórtico 3

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

5.5. Comprobación del método propuesto por Akanshu Sharma

En este apartado se analizará el comportamiento de las rótulas asignadas en las conexiones viga – columna. Esto se lo realiza disminuyendo la sección de las columnas 10 cm en cada análisis, a partir de las secciones de columnas iniciales que eran de 70cm x 70cm.

5.5.1. Análisis de la conexión con columnas 70x70

En el primer caso de análisis se utiliza la estructura diseñada conforme a los requisitos de la NEC 15 que se presentaron a lo largo del presente trabajo. Al ser la estructura diseñada con varios cuerpos normativos se espera que las rótulas no fallen en ningún momento. La estructura es la misma presentada en el apartado anterior.

Al analizar los primeros “steps” en la estructura se observa claramente que las rótulas en vigas y columnas se encuentran en la zona elástica. Lo mismo sucede con algunas rótulas en las conexiones. En el primer y segundo piso se logra ver que las rótulas en las conexiones actúan de manera elástica.

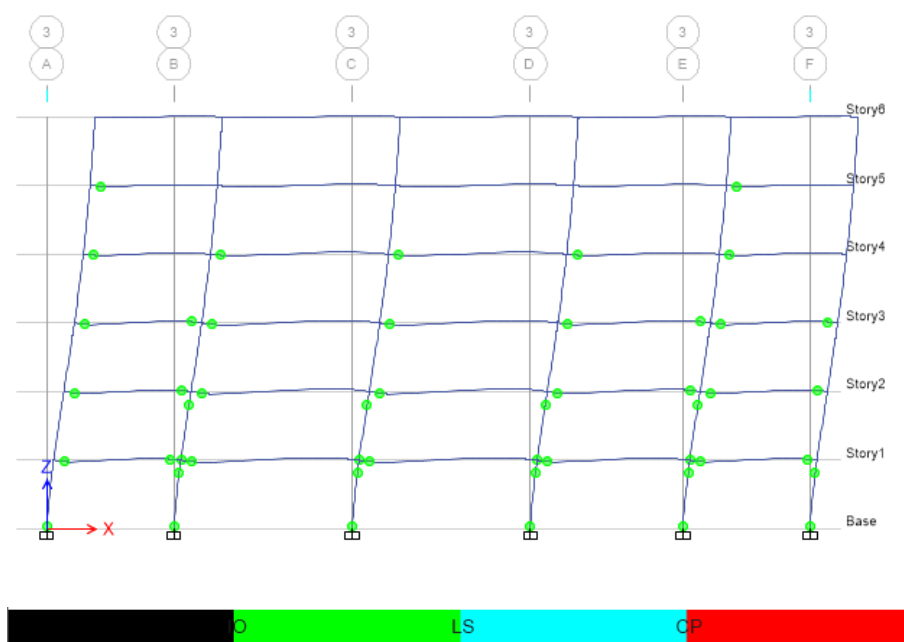


Ilustración 82. Rótulas estructura COL 70X70 (1)

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Al aumentar los “steps” en el programa, las rótulas en vigas empiezan a plastificarse, pero las rótulas en las conexiones se mantienen en el rango elástico por lo que no existe falla.

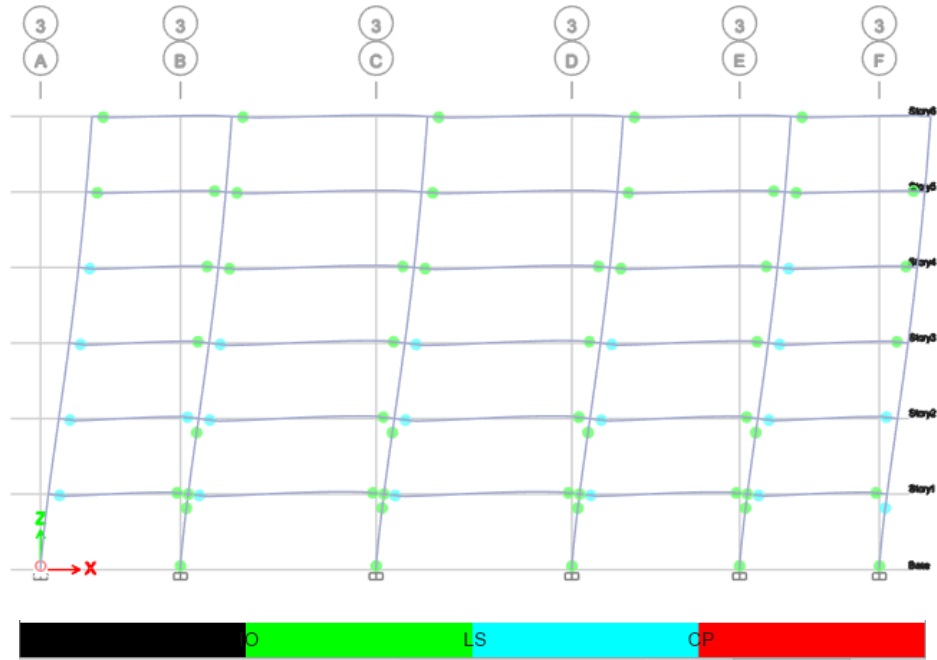


Ilustración 83. Rótulas estructura COL 70X70 (2)

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

A través de este análisis se concluye que una estructura diseñada con los requerimientos que exige la norma NEC 15 no presentará falla frágil en los nudos. La falla se presentará primero en vigas y luego en columnas como es esperado.

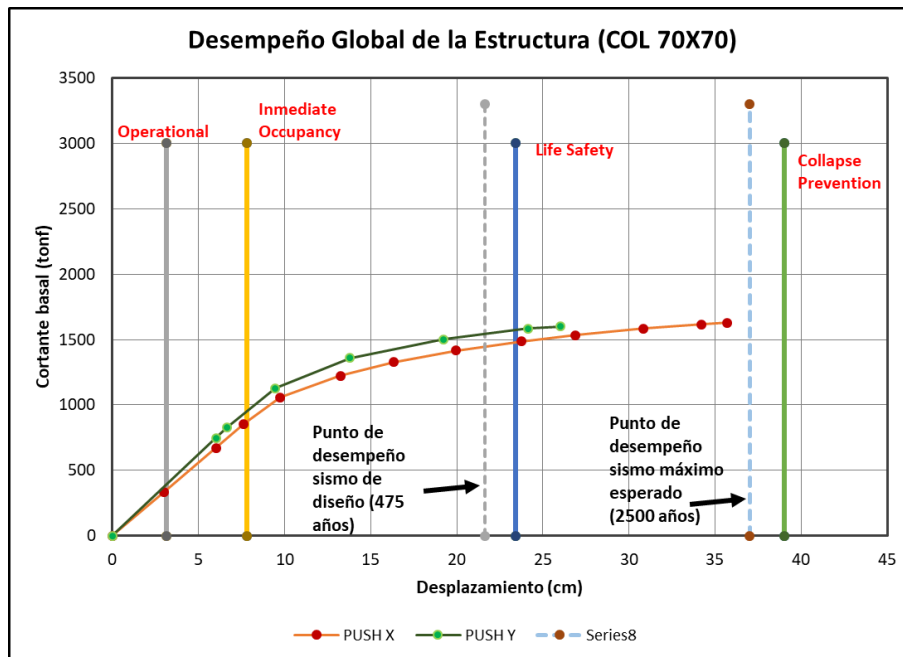


Ilustración 84. Curva de capacidad para estructura con columnas de 70cm x 70cm

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

5.5.2. Análisis de la conexión con columnas 60x60

En este análisis existe una pequeña disminución en la sección de las columnas. Seguramente se dejan de cumplir los requerimientos de la sección 3.9 del presente trabajo que se refiere a los chequeos de la conexión viga columna. Con este análisis se espera saber que tan sensible es el método a la disminución realizada y cómo se comportan las rótulas en todos los elementos estructurales.

La estructura en los primeros “steps” forma una menor cantidad de rótulas plásticas comparadas con el caso anterior debido a que al tener columnas de 60x60 los desplazamientos que permite la estructura son menores. Todas las rótulas en vigas, columnas y conexiones actúan elásticamente.

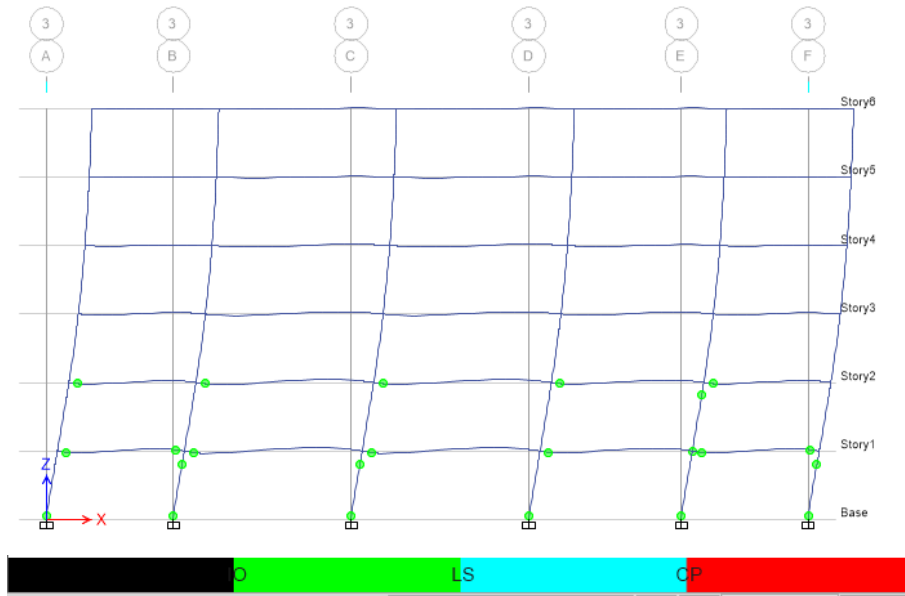


Ilustración 85. Rótulas estructura COL 60X60 (1)

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Con el paso de los “steps” en la estructura se observa que se plastifican las rótulas tanto en columnas como en vigas, es decir, que hay disipación de energía por este medio. Las rótulas plásticas de la conexión se mantienen actuando elásticamente.

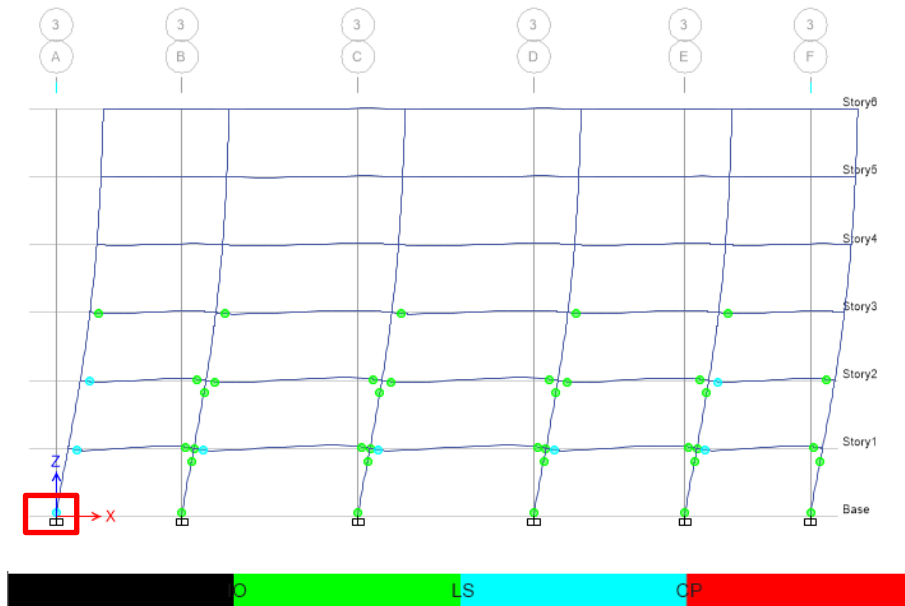


Ilustración 86. Rótulas estructura COL 60X60 (2)

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

El comportamiento de las rótulas plásticas en las conexiones viga – columna es óptimo, todas las rótulas de las conexiones se encuentran en el rango elástico. Pero las rótulas en los elementos estructurales no se comportan adecuadamente, se forman rótulas en base de columnas con un nivel de desempeño de prevención de colapso, lo cual no debe suceder con un diseño adecuado.

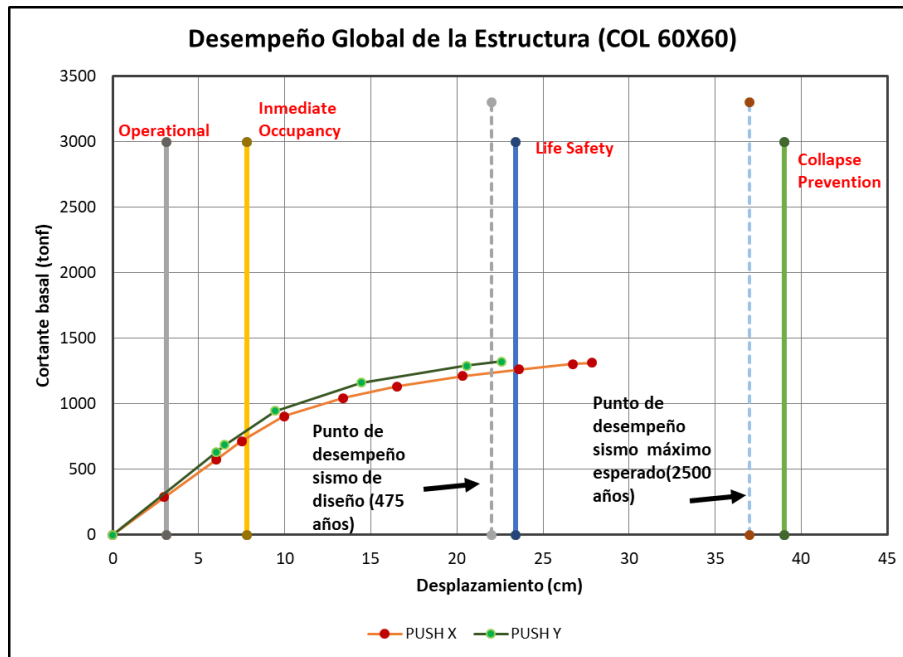


Ilustración 87. Curva de capacidad para estructura con columnas de 60cmx60cm

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

La curva de capacidad para la estructura con columnas de 60cm x 60 cm presenta menores desplazamientos que en el caso anterior. Por ende, esta estructura no cumplirá con un nivel de desempeño de prevención de colapso para el sismo máximo esperado como lo exige la norma NEC 15.

La estructura cumple con el nivel de desempeño para el sismo de diseño en ambos sentido, aunque al límite en la dirección “Y”.

Esta estructura soporta una menor fuerza cortante en la base, la estructura anterior supera las 1500 ton. En este caso, la estructura soporta fuerzas menores a 1500 ton.

5.5.3. Análisis de la conexión con columnas 50x50

Al no observar fallas en las conexiones viga – columna del caso anterior, se vuelve a realizar una disminución de las secciones de las columnas. Disminuir 20 cm en la sección de columna es significativo por lo que no se cumplirán la mayor parte de requerimientos de la norma NEC. Se espera que ya exista falla en las conexiones.

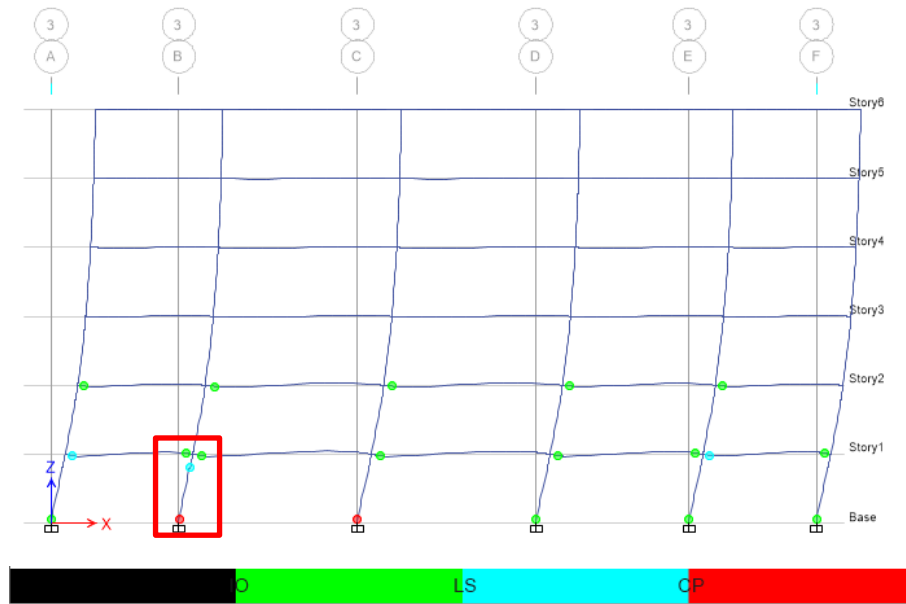


Ilustración 88. Rótulas estructura COL 50X50

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

En la ilustración 64, las rótulas en la base de la columna rebasan el límite de desempeño de prevención de colapso y una de las rótulas de la conexión se plastifica. Al ser una rótula con comportamiento frágil la conexión falla. A más de fallar a desplazamiento pequeños la estructura ya presenta rótulas que pasan el límite de prevención de colapso, por lo que una estructura de este tipo no podrá soportar las demandas sísmicas exigidas en las normas

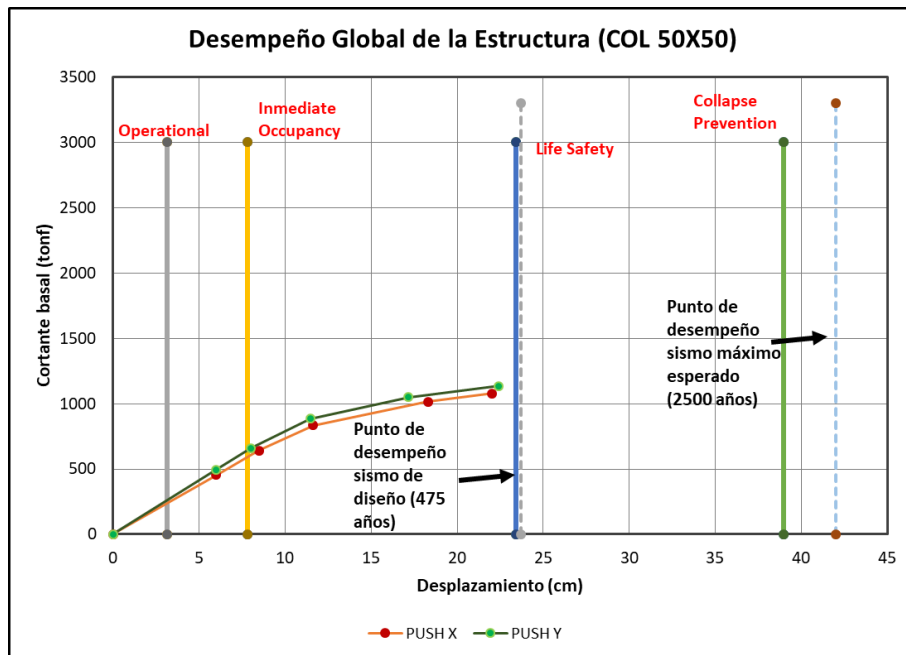


Ilustración 89. Curva de capacidad para estructura con columnas de 50cm x 50cm

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

La curva de capacidad en este caso presenta menores deformaciones y menor fuerza cortante.

La estructura no alcanza el nivel de desempeño de seguridad de vida para el sismo de diseño (475 años).

Debido a que la estructura pierde rigidez al disminuir la sección de las columnas, aumenta el período de la estructura y por ende el desplazamiento objetivo. Se superan los límites de desempeño establecidos por medio de las derivas de piso.

5.5.4. Análisis de la conexión con columnas 40x40

Se procede a analizar la estructura con columnas de dimensiones muy pobres, con lo que se espera saber el comportamiento de una estructura diseñada sin seguir ningún criterio técnico.

Al analizar los primeros “steps” de la estructura se observa que no existe un gran desplazamiento, a pesar de esto se empiezan a plastificar las rótulas de las conexiones y las rótulas en vigas actúan elásticamente sin llegar a plastificarse. Pero este comportamiento no es el indicado para las estructuras, ya que fallará el nudo antes que los elementos estructurales.

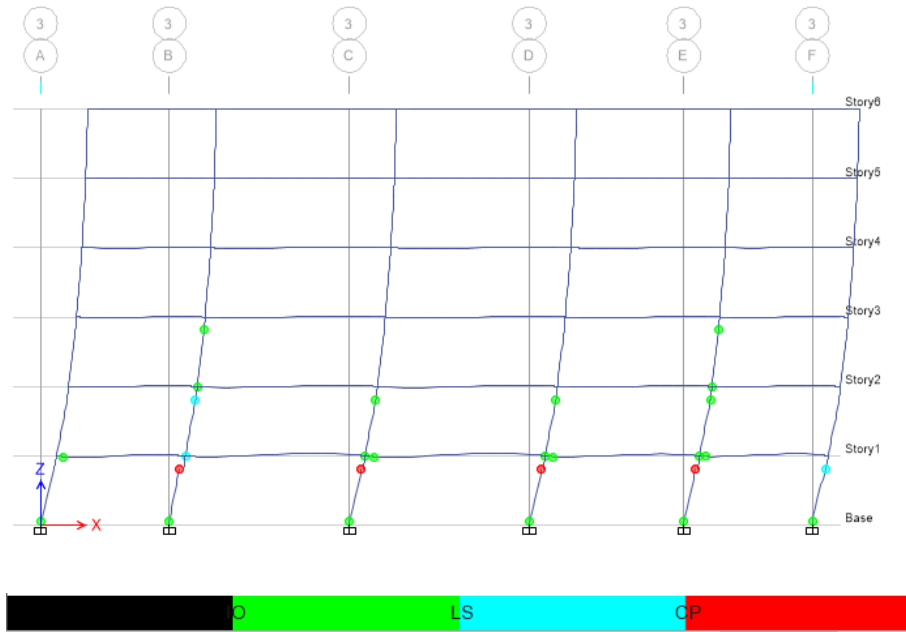


Ilustración 90. Rótulas estructura COL 40X40 (1)

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Se aumentan los “steps” de la estructura con columnas de 40x40, las conexiones a cortante de las columnas fallan y se rompen como se observa a continuación.

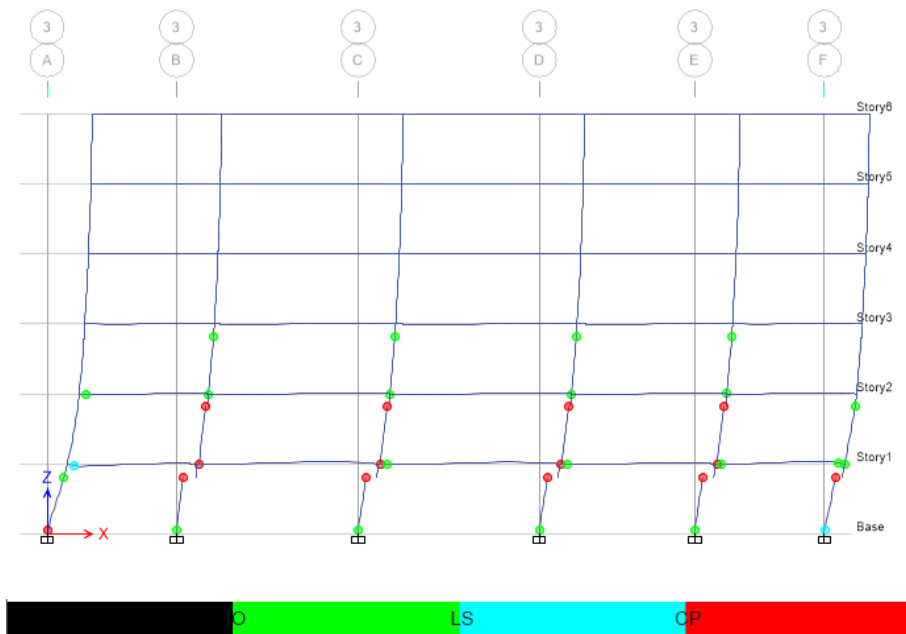


Ilustración 91. Rótulas estructura COL 40X40 (2)

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

Al analizar esta estructura lo primero en fallar son las conexiones, que era lo que se esperaba con la gran disminución de la sección de columnas. De esta manera se comprueba que el método propuesto por Akanshu Sharma identifica conexiones que pueden fallar en estructuras existentes o diseñadas sin criterio técnico adecuado.

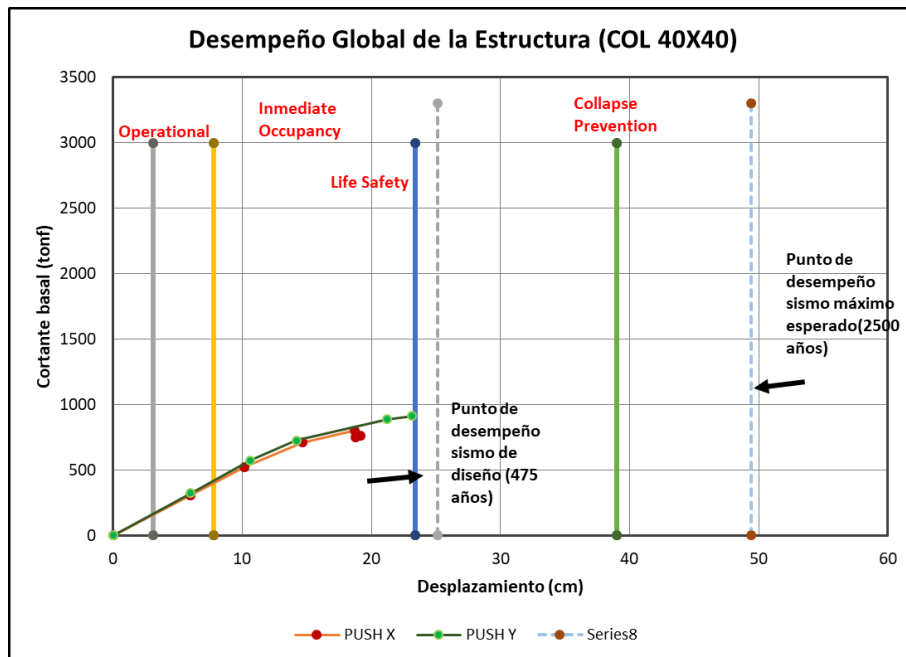


Ilustración 92. Curva de capacidad para estructura con columnas de 40cm x 40cm

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

La estructura en este caso soportara cargas pequeñas, menores a 1000 ton. A estos niveles de fuerza se presentan desplazamientos menores a los casos anteriores. Además no se alcanzan los puntos de desempeño requeridos por la norma NEC 15.

5.5.5. Comparación curvas de capacidad

Al comparar las curvas de capacidad de las estructuras en todos los casos presentados, se observa que con la disminución de las secciones de las columnas, disminuyen las fuerzas cortantes en la base que soporta la estructura y la estructura soportará menores desplazamientos por lo que no se cumplirán con los objetivos de desempeño requeridos en las normas.

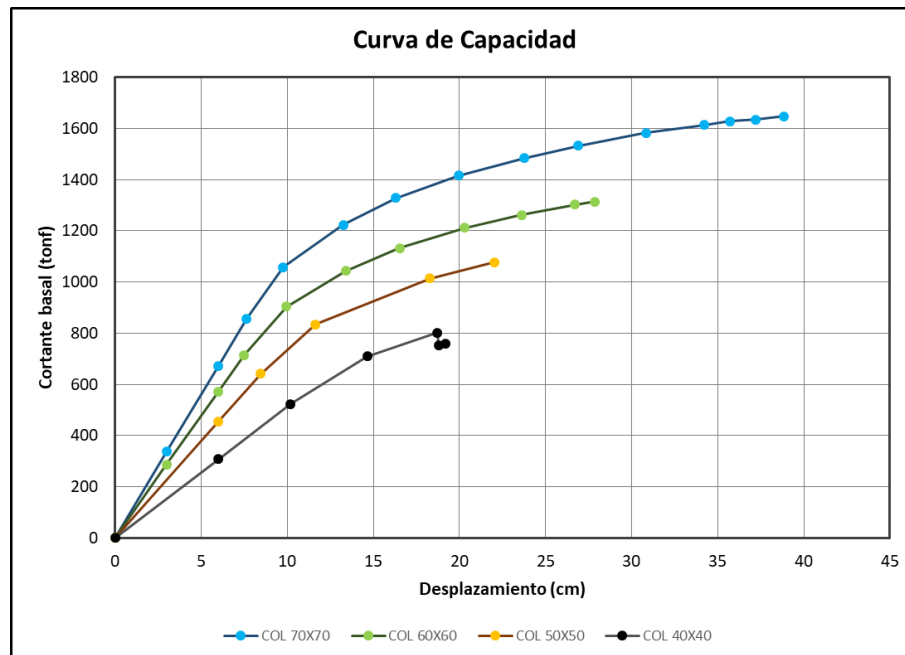


Ilustración 93. Comparación de las curvas de capacidad

Elaborado por: Marco Vásquez Tapia, 2021

6. CONCLUSIONES

- Al seguir con los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 15) y posteriormente realizar un análisis estático no lineal de la estructura, se determina un desempeño de la estructura que se encuentra en el nivel de Seguridad de vida para el sismo de diseño como es requerido por la misma norma.
- Al seguir con los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 15) y posteriormente realizar un análisis estático no lineal de la estructura, se determina un desempeño de la estructura que se encuentra en el nivel de Prevención de Colapso para el sismo máximo esperado como es requerido por la misma norma.
- Para el sismo máximo esperado, la estructura con columnas de 70cm x 70cm que fue diseñada siguiendo los parámetros de la NEC 15, muestra las rótulas manteniéndose en un nivel de desempeño local de prevención de colapso.
- La estructura con columnas de 70cm x 70cm que fue diseñada siguiendo los parámetros de la NEC 15 muestra un comportamiento seguro, manteniendo en todo momento las rótulas de las columnas en el rango elástico y manteniéndose en un nivel de desempeño local de seguridad de vida para el sismo de diseño.
- En la estructura con columnas de 60cmx60cm las rótulas en las conexiones viga - columna no llegan a plastificarse, pero al dejar de cumplir los requerimientos de la norma NEC 15 se forman rótulas en las columnas y pueden fallar antes que las vigas. Este comportamiento no es adecuado en el diseño sismo resistente.
- Al analizar la estructura con columnas de 50cmx50cm se presentan fallas en columnas rápidamente. Al existir rótulas que sobrepasan el nivel de desempeño de prevención de colapso la estructura no podrá soportar las demandas sísmicas requeridas por la norma NEC 15.
- Disminuyendo la sección de las columnas en 30 cm en cada lado, es decir, una sección final de 40cm x 40cm, degradando la resistencia del nudo, las

rótulas plásticas de las conexiones se plastifican rápidamente llegando posteriormente a la falla de las conexiones en la planta baja de la estructura.

- En el análisis realizado, disminuyendo la sección de las columnas, se pierde uno de los principios fundamentales, que es el de columna fuerte – viga débil y se observa que la estructura deja de disipar energía a través de las rótulas en vigas, generando rótulas en columnas y nudos de la estructura.
- A través del análisis estático no lineal, el mayor número de fallas en el nudo (comportamiento frágil), es decir con un nivel de desempeño de prevención de colapso, en los pisos inferiores de la estructura, esto es en los pisos 1 y 2.
- Una vez realizado el análisis con las distintas estructuras, se concluye que el método propuesto por Akanshu Sharma es válido para ser implementado en un programa comercial de análisis estructural. El comportamiento de las conexiones es óptimo con un diseño correcto. Al contrario con un diseño estructural deficiente, las conexiones fallan rápidamente.
- El método propuesto por Akanshu Sharma es un método práctico y fácil de utilizar en programas comerciales como SAP 2000 o ETABS. Existen otros métodos de análisis a través de elementos finitos, pero estos métodos son más utilizados para fines investigativos que para propósitos de la práctica profesional.
- El método propuesto por Akanshu Sharma es viable para ser utilizado en el análisis de estructuras existentes, debido a que se identificará fácilmente nudos que presenten problemas. Posteriormente a esto se puede realizar un análisis más detallado de la conexión y proponer alternativas de reforzamiento.
- En el diseño de estructuras nuevas el método propuesto por Akanshu Sharma servirá como herramienta de verificación ya que en el presente trabajo de titulación se verifica que la norma (NEC 15) cumple con los requerimientos necesarios para que no existan fallas en las conexiones o nudos de estructuras nuevas de hormigón armado.

Referencias

- American Concrete Institute. (2010). Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga - Columna en Estructuras Monolíticas de Concerto Reforzado. *ACI 352RS-02*.
- American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE standard, ASCE/SEI, 41-17, seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, Virginia.
- American Society of Civil Engineers. (2016). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*.
- Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency. (2005). **IMPROVEMENT OF NONLINEAR STATIC SEISMIC ANALYSIS PROCEDURES, FEMA 440**.
- Manzur, T., & Iffat, S. (January de 2014). Confinement Effect of Transverse Reinforcement on Bilinear Capacity Curve of RC Structure. Institute of Research Engineers and Doctors, USA.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Imprenta Activa.
- Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *NEC 15, Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC - SE - CG, Caras no Sísmicas*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *NEC 15, Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC - SE - DS, Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *NEC 15, Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC - SE - HM, Estructuras de Hormigón Armado*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Placencia, P. (2020). Edificios de Hormigón Armado, Maestría en Ingeniería Civil USFQ.
- Priestley, M. (s.f.). Displacement based seismic assessment of reinforced concrete buildings. *J Earthq Eng* 1997;1(1):157–92.
- Sahún Mairal, G. (Mayo de 2014). Modelo no lineal de uniones viga-columna (Proyecto de Especialidad). España: UPC BARCELONATECH.

Sharma, A., Eligehausen, R., & Reddy, G. (2011). A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam–column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints. *doi: 10.1016/j.engstruct.2010.12.026*.

Sharma, A., Reddy, G., Vaze, K., Ghosh, A., & Kushwaha, H. (Diciembre de 2009). Joint model to simulate inelastic shear behavior of poorly detailed exterior and interior beam-column connections reinforced with deformed bars under seismic excitations. (*BARC/2009/E/026*). Mumbai, India: Head, Scientific Information Resource Division, Bhabha Atomic Research Centre, Mumbai.

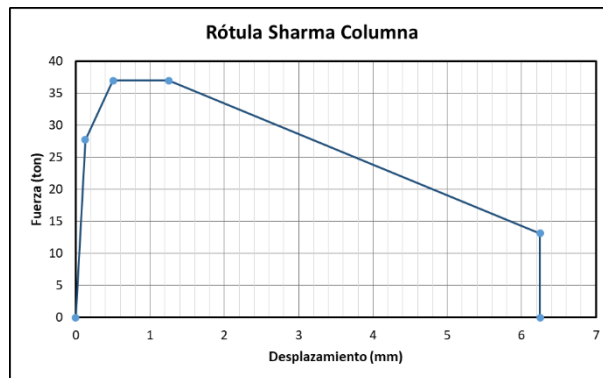
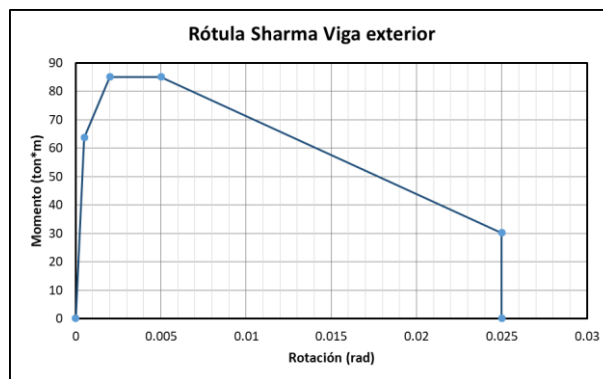
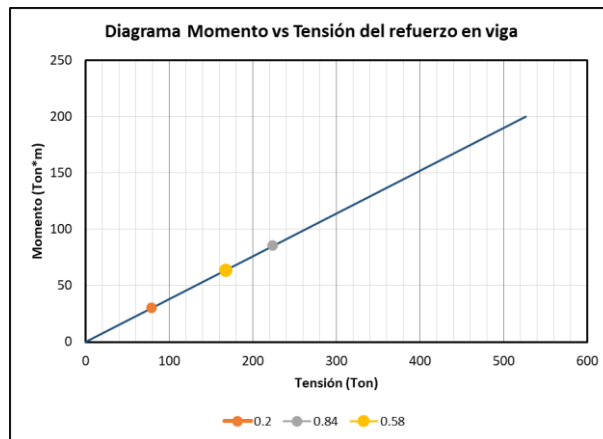
Terán, A. (2020). *Innovaciones Tecnológicas 2 - Maestría en Ingeniería Civil USFQ*.

ANEXOS

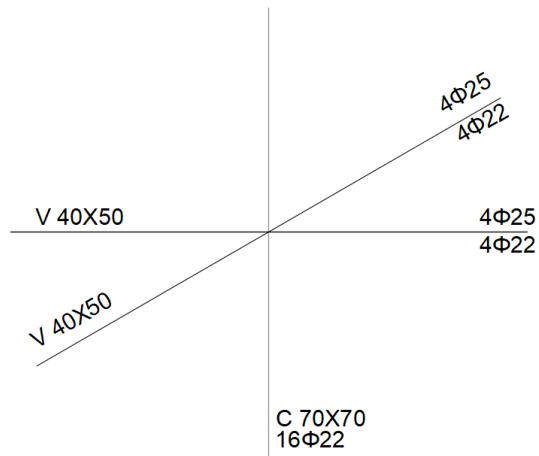
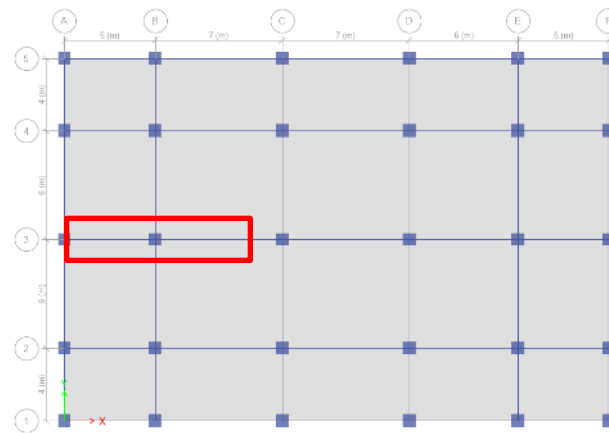
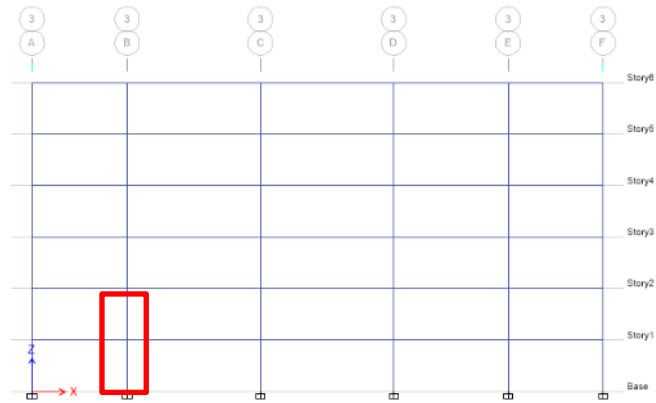
ANEXO A - CONEXIÓN EXTERIOR DE EJEMPLO SECCIÓN 4.4 MÉTODO SHARMA (2011)

PROPEIDADES DE LA SECCIÓN	
f'c	24 Mpa
fy	
bb	400.00 mm
hb	500.00 mm
bc	700.00 mm
hc	700.00 mm
lc	2700.00 mm
lb	2000.00 mm

CALCULO CON 0.29	CALCULO CON 0.42	CALCULO CON 0.10
principal tensile stress	principal tensile stress	principal tensile stress
pt 1.42 Mpa	pt 2.06 Mpa	pt 0.49 Mpa
Axial Force	Axial Force	Axial Force $\sigma_a = 0.1f'_c$
P 1120 KN Carga axial	P 1120 KN	P 1120 KN
σ_a 2.286 MPA	σ_a 2.286 MPA	σ_a 2.286 MPA
the aspect ratio	the aspect ratio	the aspect ratio
$\alpha = \frac{h_b}{h_c}$	$\alpha = \frac{h_b}{h_c}$	$\alpha = \frac{h_b}{h_c}$
α 0.714	α 0.714	α 0.714
Stress	Stress	Stress
$\sigma = \frac{2\sigma_a + \alpha^2 \beta_1 + \alpha \sqrt{\alpha^2 \beta_1^2 + 4\beta_1(\sigma_a + \beta_1)}}{2}$ (20)	$\sigma = \frac{2\sigma_a + \alpha^2 \beta_1 + \alpha \sqrt{\alpha^2 \beta_1^2 + 4\beta_1(\sigma_a + \beta_1)}}{2}$ (20)	$\sigma = \frac{2\sigma_a + \alpha^2 \beta_1 + \alpha \sqrt{\alpha^2 \beta_1^2 + 4\beta_1(\sigma_a + \beta_1)}}{2}$ (20)
σ 4.33 Mpa	σ 5.01 Mpa	σ 3.25 Mpa
Cortante Vjv	Cortante Vjv	Cortante Vjv
$V_{jv} = (\sigma - \sigma_a)b_c h_c$ $V_{jv} = \sigma b_c h_c - P$	$V_{jv} = (\sigma - \sigma_a)b_c h_c$ $V_{jv} = \sigma b_c h_c - P$	$V_{jv} = (\sigma - \sigma_a)b_c h_c$ $V_{jv} = \sigma b_c h_c - P$
Vjv 1000.14 KN	Vjv 1334.64 KN	Vjv 473.94 KN
Cortante Vjh	Cortante Vjh	Cortante Vjh
$V_{jh} = \frac{V_{jv}}{\alpha}$	$V_{jh} = \frac{V_{jv}}{\alpha}$	$V_{jh} = \frac{V_{jv}}{\alpha}$
Vjh 1400.19 KN	Vjh 1868.50 KN	Vjh 663.51 KN
ITERACIÓN	ITERACIÓN	ITERACIÓN
1. Calculate moment in beam, M_b vs. tensile force in the beam bar, T curve for beam section (the same procedure as followed for obtaining the moment vs. curvature diagram).	1. Calculate moment in beam, M_b vs. tensile force in the beam bar, T curve for beam section (the same procedure as followed for obtaining the moment vs. curvature diagram).	1. Calculate moment in beam, M_b vs. tensile force in the beam bar, T curve for beam section (the same procedure as followed for obtaining the moment vs. curvature diagram).
T 1677.61 KN	T 2238.7 KN	T 794.98 KN
$V_c = T - V_{jh}$	$V_c = T - V_{jh}$	$V_c = T - V_{jh}$
Vc 277.42 KN	Vc 370.20 KN	Vc 131.47 KN
Momentos en la conexión	Momentos en la conexión	Momentos en la conexión
From the statics of joint, we can calculate	From the statics of joint, we can calculate	From the statics of joint, we can calculate
$V_b = \frac{V_c l_c}{l_b + l_c/2}$ Momentos en el centro de la conexión	$V_b = \frac{V_c l_c}{l_b + l_c/2}$ Momentos en el centro de la conexión	$V_b = \frac{V_c l_c}{l_b + l_c/2}$ Momentos en el centro de la conexión
Vb 318.73 KN	Vb 425.34 KN	Vb 151.05 KN
Momento de la viga en la cara de la columna	Momento de la viga en la cara de la columna	Momento de la viga en la cara de la columna
The moment in the beam at the face of the column,	The moment in the beam at the face of the column,	The moment in the beam at the face of the column,
$M_b = V_b l_b$	$M_b = V_b l_b$	$M_b = V_b l_b$
Mb 637.47 KN*m	Mb 850.68 KN*m	Mb 302.10 KN*m
$T_b = M_b/Z_b = V_b L_b/Z_b$	$T_b = M_b/Z_b = V_b L_b/Z_b$	$T_b = M_b/Z_b = V_b L_b/Z_b$
$Z_b = d_b - d'_b$	$Z_b = d_b - d'_b$	$Z_b = d_b - d'_b$
Zb 0.38000 m	Zb 0.38000 m	Zb 0.38000 m
T 1677.55 KN 0.06	T 2238.63 KN 0.07	T 794.99 KN -0.01



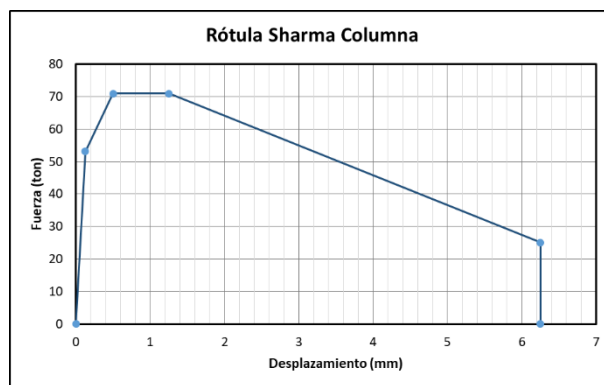
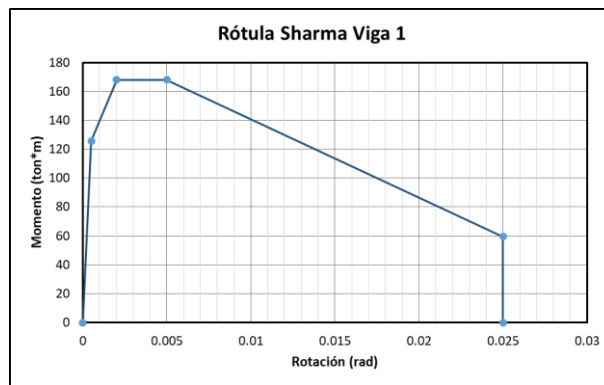
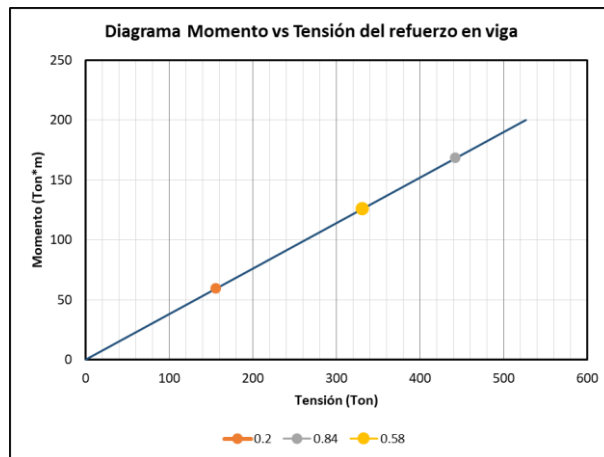
ANEXO B - CONEXIÓN INTERIOR MÉTODO SHARMA (2011)



Cálculos para la viga 1

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES (VIGA 1)	
f'c	24 Mpa
fy	
bb	400.00 mm
hb	500.00 mm
bc	700.00 mm
hc	700.00 mm
lc	2700.00 mm
lb	2500.00 mm

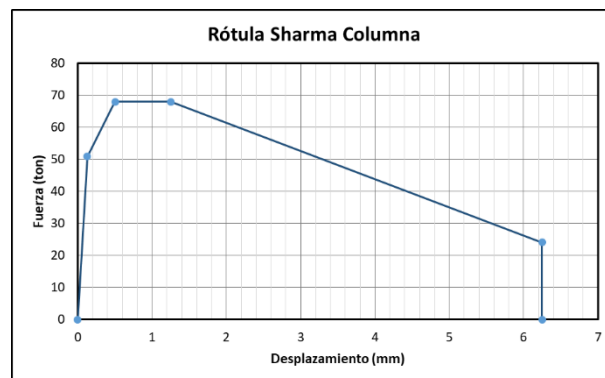
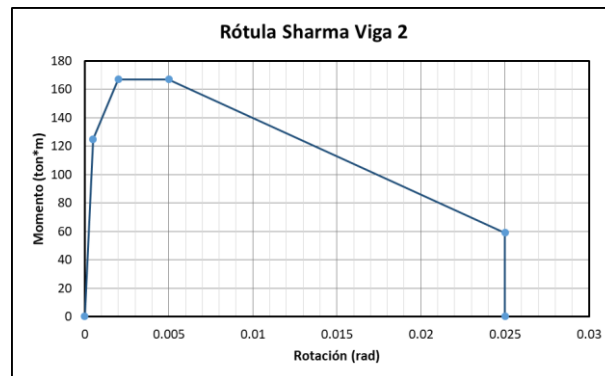
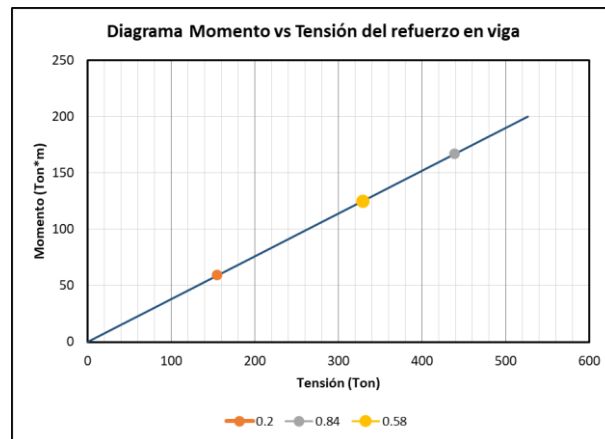
CALCULO CON 0.58			CALCULO CON 0.84			CALCULO CON 0.20		
principal tensile stress			principal tensile stress			principal tensile stress		
pt	2.84 Mpa		pt	4.12 Mpa		pt	0.98 Mpa	
Axial Force			Axial Force			Axial Force $\sigma_a = 0.1f'_c$		
P	2170 KN	Carga axial	P	2170 KN		P	2170 KN	
oa	4.429 MPA		oa	4.429 MPA		oa	4.429 MPA	
the aspect ratio			the aspect ratio			the aspect ratio		
$\alpha = \frac{h_b}{h_c}$			$\alpha = \frac{h_b}{h_c}$			$\alpha = \frac{h_b}{h_c}$		
α	0.714		α	0.714		α	0.714	
Stress			Stress			Stress		
$\sigma = \frac{2\sigma_a + \alpha^2 p_1 + \alpha \sqrt{\alpha^2 p_1^2 + 4p_1(\sigma_a + p_1)}}{2}$ (20)			$\sigma = \frac{2\sigma_a + \alpha^2 p_1 + \alpha \sqrt{\alpha^2 p_1^2 + 4p_1(\sigma_a + p_1)}}{2}$ (20)			$\sigma = \frac{2\sigma_a + \alpha^2 p_1 + \alpha \sqrt{\alpha^2 p_1^2 + 4p_1(\sigma_a + p_1)}}{2}$ (20)		
σ	8.48 Mpa		σ	9.84 Mpa		σ	6.34 Mpa	
Cortante Vjv			Cortante Vjv			Cortante Vjv		
$V_{jv} = (\sigma - \sigma_a) b_c h_c$		$V_{jv} = \sigma b_c h_c - P$	$V_{jv} = (\sigma - \sigma_a) b_c h_c$		$V_{jv} = \sigma b_c h_c - P$	$V_{jv} = (\sigma - \sigma_a) b_c h_c$		$V_{jv} = \sigma b_c h_c - P$
Vjv	1985.09 KN		Vjv	2652.51 KN		Vjv	937.42 KN	
Cortante Vjh			Cortante Vjh			Cortante Vjh		
$V_{jh} = \frac{V_{jv}}{\alpha}$			$V_{jh} = \frac{V_{jv}}{\alpha}$			$V_{jh} = \frac{V_{jv}}{\alpha}$		
Vjh	2779.13 KN		Vjh	3713.51 KN		Vjh	1312.39 KN	
ITERACIÓN			ITERACIÓN			ITERACIÓN		
1. Calculate moment in beam, M_b vs. tensile force in the beam bar, T curve for beam section (the same procedure as followed for obtaining the moment vs. curvature diagram).			1. Calculate moment in beam, M_b vs. tensile force in the beam bar, T curve for beam section (the same procedure as followed for obtaining the moment vs. curvature diagram).			1. Calculate moment in beam, M_b vs. tensile force in the beam bar, T curve for beam section (the same procedure as followed for obtaining the moment vs. curvature diagram).		
T	3310.25 KN		T	4423.2 KN		T	1563.2 KN	
$V_c = T - V_{jv}$			$V_c = T - V_{jv}$			$V_c = T - V_{jv}$		
Vc	531.12 KN		Vc	709.69 KN		Vc	250.81 KN	
Momentos en la conexión			Momentos en la conexión			Momentos en la conexión		
From the statics of joint, we can calculate			From the statics of joint, we can calculate			From the statics of joint, we can calculate		
$V_b = \frac{V_c l_c}{l_b + l_c/2}$		Momentos en el centro de la conexión	$V_b = \frac{V_c l_c}{l_b + l_c/2}$		Momentos en el centro de la conexión	$V_b = \frac{V_c l_c}{l_b + l_c/2}$		Momentos en el centro de la conexión
Vb	503.17 KN		Vb	672.34 KN		Vb	237.61 KN	
Momento de la viga en la cara de la columna			Momento de la viga en la cara de la columna			Momento de la viga en la cara de la columna		
The moment in the beam at the face of the column,			The moment in the beam at the face of the column,			The moment in the beam at the face of the column,		
$M_b = V_b l_b$			$M_b = V_b l_b$			$M_b = V_b l_b$		
Mb	1257.91 KN*m		Mb	1680.85 KN*m		Mb	594.02 KN*m	
$T_b = M_b/Z_b = V_b L_b/Z_b$			$T_b = M_b/Z_b = V_b L_b/Z_b$			$T_b = M_b/Z_b = V_b L_b/Z_b$		
$Z_b = d_b - d'_b$			$Z_b = d_b - d'_b$			$Z_b = d_b - d'_b$		
Zb	0.38000 m		Zb	0.38000 m		Zb	0.38000 m	
T	3310.30 KN	-0.05	T	4423.28 KN	-0.08	T	1563.22 KN	-0.02



Cálculos para la viga 2

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES (VIGA 2)	
f'c	24 Mpa
fy	
bb	400.00 mm
hb	500.00 mm
bc	700.00 mm
hc	700.00 mm
lc	2700.00 mm
lb	3500.00 mm

CALCULO CON 0.58	CALCULO CON 0.84	CALCULO CON 0.20
principal tensile stress	principal tensile stress	principal tensile stress
pt 2.84 Mpa	pt 4.12 Mpa	pt 0.98 Mpa
Axial Force	Axial Force	Axial Force $\sigma_a = 0.1f'_c$
P 2170 KN Carga axial	P 2170 KN	P 2170 KN
oa 4.429 MPA	oa 4.429 MPA	oa 4.429 MPA
the aspect ratio	the aspect ratio	the aspect ratio
$\alpha = \frac{h_b}{h_c}$	$\alpha = \frac{h_b}{h_c}$	$\alpha = \frac{h_b}{h_c}$
α 0.714	α 0.714	α 0.714
Stress	Stress	Stress
$\sigma = \frac{2\sigma_a + \alpha^2 p_t + \alpha \sqrt{\alpha^2 p_t^2 + 4p_t(\sigma_a + p_t)}}{2}$ (20)	$\sigma = \frac{2\sigma_a + \alpha^2 p_t + \alpha \sqrt{\alpha^2 p_t^2 + 4p_t(\sigma_a + p_t)}}{2}$ (20)	$\sigma = \frac{2\sigma_a + \alpha^2 p_t + \alpha \sqrt{\alpha^2 p_t^2 + 4p_t(\sigma_a + p_t)}}{2}$ (20)
σ 8.48 Mpa	σ 9.84 Mpa	σ 6.34 Mpa
Cortante Vjv	Cortante Vjv	Cortante Vjv
$V_{jv} = (\sigma - \sigma_a) b_c h_c$ $V_{jv} = \sigma b_c h_c - P$	$V_{jv} = (\sigma - \sigma_a) b_c h_c$ $V_{jv} = \sigma b_c h_c - P$	$V_{jv} = (\sigma - \sigma_a) b_c h_c$ $V_{jv} = \sigma b_c h_c - P$
Vjv 1985.09 KN	Vjv 2652.51 KN	Vjv 937.42 KN
Cortante Vjh	Cortante Vjh	Cortante Vjh
$V_{jh} = \frac{V_{jv}}{\alpha}$	$V_{jh} = \frac{V_{jv}}{\alpha}$	$V_{jh} = \frac{V_{jv}}{\alpha}$
Vjh 2779.13 KN	Vjh 3713.51 KN	Vjh 1312.39 KN
ITERACIÓN	ITERACIÓN	ITERACIÓN
1. Calculate moment in beam, M_b vs. tensile force in the beam bar. T curve for beam section (the same procedure as followed for obtaining the moment vs. curvature diagram).	1. Calculate moment in beam, M_b vs. tensile force in the beam bar. T curve for beam section (the same procedure as followed for obtaining the moment vs. curvature diagram).	1. Calculate moment in beam, M_b vs. tensile force in the beam bar. T curve for beam section (the same procedure as followed for obtaining the moment vs. curvature diagram).
T 3288.18 KN	T 4393.73 KN	T 1552.8 KN
$V_c = T - V_{jh}$	$V_c = T - V_{jh}$	$V_c = T - V_{jh}$
Vc 509.05 KN	Vc 680.22 KN	Vc 240.41 KN
Momentos en la conexión	Momentos en la conexión	Momentos en la conexión
From the statics of joint, we can calculate	From the statics of joint, we can calculate	From the statics of joint, we can calculate
$V_b = \frac{V_c l_c}{l_b + l_c/2}$ Momentos en el centro de la conexión	$V_b = \frac{V_c l_c}{l_b + l_c/2}$ Momentos en el centro de la conexión	$V_b = \frac{V_c l_c}{l_b + l_c/2}$ Momentos en el centro de la conexión
Vb 357.00 KN	Vb 477.04 KN	Vb 168.60 KN
Momento de la viga en la cara de la columna	Momento de la viga en la cara de la columna	Momento de la viga en la cara de la columna
The moment in the beam at the face of the column,	The moment in the beam at the face of the column,	The moment in the beam at the face of the column,
$M_b = V_b l_b$	$M_b = V_b l_b$	$M_b = V_b l_b$
Mb 1249.49 KN*m	Mb 1669.63 KN*m	Mb 590.10 KN*m
$T_b = M_b/Z_b = V_b L_b/Z_b$	$T_b = M_b/Z_b = V_b L_b/Z_b$	$T_b = M_b/Z_b = V_b L_b/Z_b$
$Z_b = d_b - d'_b$	$Z_b = d_b - d'_b$	$Z_b = d_b - d'_b$
Zb 0.38000 m	Zb 0.38000 m	Zb 0.38000 m
T 3288.12 KN 0.06	T 4393.77 KN -0.04	T 1552.88 KN -0.08



Se toma la rótula a cortante del caso 2 debido a que tiene menor capacidad. En el caso uno se alcanza una fuerza de 71 ton y en el caso 2 una fuerza de 68ton. La diferencia no es mayor.