

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

**“Desempeño sísmico de aisladores: Estudio de un  
hospital de concreto armado”**

Tesis para obtener el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

**Martín Rodrigo del Rosario Gamero**

**Asesor: Christian Asmat Garaycochea**

Lima, Octubre de 2018

## **Agradecimientos**

A Dios, por mostrarme su amor infinito en todas las personas que me rodean. A mis padres, por darme la oportunidad de estudiar en la PUCP. A mi hermana, por mostrarme siempre un horizonte hacia dónde aspirar. A mi asesor, por su inmensa paciencia y dedicación. A mis profesores de la especialidad, por inspirarme con su trayectoria y enseñanzas. Y, a aquellos amigos a quienes respondí: “No puedo, tengo que terminar mi tesis”, por regalarme su paciencia y amistad incondicional.



## Resumen

Esta investigación consiste en la evaluación del comportamiento inelástico y no lineal de un hospital de concreto armado diseñado con aisladores sísmicos de base. Además, busca revisar su desempeño y capacidad de ductilidad a partir de la comparación de las derivas de entrepiso con y sin aisladores, considerando el comportamiento inelástico de la superestructura. La investigación se basa, en un principio, en modelar la estructura de un hospital, previamente diseñado, e introducir las propiedades inelásticas de los elementos como rótulas plásticas y aisladores, utilizando los principios de equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas para construir curvas momento-curvatura para cada sección que requiera ser analizada. Todo esto con el fin de conocer el comportamiento estructural y secuencia de agotamiento de capacidad de las secciones para la estructura con y sin aisladores, empleando un análisis *pushover* y tiempo-historia. Se espera comprobar la eficiencia de los aisladores para reducir la deriva de entrepiso y mejorar el desempeño sísmico del hospital.



**TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

Título : "Desempeño Sísmico de Aisladores: Estudio de un hospital de concreto armado."  
Área : Estructuras – Investigación  
Asesor : Ing. Christian Alberto Asmat Garaycochea  
Alumno : MARTÍN RODRIGO DEL ROSARIO GAMERO  
Código : 2011.0133.412  
Tema Nº : # 403  
Fecha : Lima, 12 de julio de 2016



**RESUMEN**

Esta investigación consiste en la evaluación del comportamiento inelástico y no lineal de un hospital de concreto armado de dos pisos de altura diseñado con aisladores. Además, busca revisar su desempeño y eficiencia a partir de la comparación de la fuerza sísmica percibida y derivas de entrepiso con y sin aisladores. La investigación se basa en modelar la estructura de un hospital, considerando las propiedades inelásticas de los elementos y aisladores, para representar la respuesta de esta estructura frente a solicitaciones sísmicas modeladas mediante un análisis *pushover* y tiempo-historia. Se espera calcular y comprobar la eficiencia de los aisladores para reducir la deriva de entrepiso y mejorar el desempeño sísmico del hospital.

**OBJETIVOS**

1.1. Objetivo General

- Estudiar el comportamiento inelástico de una estructura aporticada de baja altura frente a solicitaciones sísmicas al emplear aisladores elastoméricos de núcleo de plomo.

1.2. Objetivos específicos

- Verificar las exigencias de la norma E.030 estudiando las derivas de entrepiso del hospital.
- Modelar y estudiar las propiedades inelásticas de los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.
- Realizar análisis inelásticos *pushover* y tiempo-historia a la estructura para conocer su comportamiento tras el límite elástico
- Conocer y calcular la eficiencia de los aisladores en estructuras aporticadas de períodos bajos a partir del desempeño de la estructura aislada y de base fija.

**JUSTIFICACIÓN Y ALCANCE**

En el diseño sismorresistente moderno, se ha tomado consciencia de la importancia de proveer a las edificaciones de seguridad frente a solicitaciones sísmicas, de manera que se logre salvar la mayor cantidad de vidas. Es por esto que la filosofía de





diseño actual no pretende que las estructuras diseñadas resistan los sismos sin ningún daño, sino que puedan asegurar la evacuación y seguridad de los habitantes.

Sin embargo, lo mencionado anteriormente no es aplicable a todos los tipos de edificaciones existentes, puesto que algunas edificaciones son esenciales en la recuperación y respuesta de una ciudad frente a eventos sísmicos de gran magnitud. Parte de estas edificaciones son los centros de salud, los cuales deben mantenerse operativos durante y después de estos eventos, para poder atender a todas las personas afectadas.

Es por esta razón que esta investigación busca aportar conocimiento para el uso de aislación sísmica en edificaciones de nuestro país, estudiando el desempeño de un hospital de dos pisos. De esta manera, se presentará un comparativo de la estructura con y sin aislación que permita conocer la eficiencia de estos sistemas en la mejora del desempeño sísmico.

#### METODOLOGÍA Y PLAN DE TRABAJO:

Este trabajo de investigación está dividido de la siguiente manera:

1.1. Recopilación de información

Se realizará una revisión del estado del arte del análisis inelástico de estructuras, así como su mención en la normativa internacional. Además, se revisará la metodología de diseño de sistemas de aislación y su comportamiento no lineal.

1.2. Modelamiento del caso de estudio

Se realizará un modelo que represente adecuadamente la estructura del hospital que se estudiará, de manera que se vean simuladas sus propiedades inelásticas. Para esto se desarrollarán algunos de los modelos inelásticos recopilados.

1.3. Análisis de desempeño sísmico de la estructura

Se realizará un análisis elástico convencional según la norma E.030 para luego realizar dos análisis inelásticos siguiendo las normativas del ASCE-7, uno no lineal estático y otro no lineal dinámico. De esta manera se logrará representar la respuesta de la estructura frente a estas sollicitaciones.

1.4. Conclusiones y recomendaciones

Se presentarán las conclusiones alcanzadas tras los análisis, poniendo en evidencia el efecto del uso de sistemas de aislación en estructuras similares al hospital estudiado.

V°B°

Dr. Rafael Aguilar  
Director de Investigación

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



# Tabla de Contenido

Tabla de Contenido.....	ii
Lista de Figuras.....	iv
Lista de Tablas.....	vi
Objetivo General y Específicos .....	1
Hipótesis del Proyecto .....	1
Alcances.....	2
Introducción.....	3
Capítulo 1: Marco Teórico.....	5
1.1 Revisión de normas sísmicas .....	5
1.1.1 Norma Peruana E.030 .....	5
1.1.2 Norma ASCE 7-10 .....	5
1.2 Modelos del comportamiento del CA. ....	7
1.2.1 Modelos del comportamiento del concreto. ....	7
1.2.2 Modelos del comportamiento del acero.....	12
1.2.3 Relaciones momento-curvatura.....	14
1.3 Niveles de desempeño y análisis sísmico.....	15
1.3.1 Desempeño sísmico de estructuras .....	15
1.3.2 Análisis sísmico de estructuras.....	17
1.3.3 Análisis estático no-lineal.....	19
1.3.4 Análisis Dinámico No-Lineal .....	20
1.4 Comportamiento de los Sistemas de Aislación Sísmica .....	21
1.4.1 Efectos en la estructura de los sistemas de aislación .....	21
1.4.2 Sistemas de aislación sísmica con núcleo de plomo .....	22
Capítulo 2: Metodología.....	24
2.1 De los modelos de comportamiento del concreto armado .....	24
2.2 De los análisis sísmicos.....	25
2.2.1 Análisis Modal Espectral.....	25
2.2.2 Análisis No Lineal Estático .....	26
2.2.3 Análisis Tiempo-Historia.....	26
Capítulo 3: Modelamiento del caso de estudio .....	28
3.1 Características del proyecto .....	28
3.2 Características del Modelo.....	29
3.2.1 Características Generales .....	29
3.2.2 Características para el análisis sísmico.....	30

3.3 Características de las señales .....	30
3.3.1 Escalamiento al espectro de la norma .....	31
Capítulo 4: Análisis Modal Espectral .....	33
4.1 Parámetros Sísmicos .....	33
4.2 Resultados .....	33
4.2.1 Fuerza Cortante en la Base.....	33
4.2.2 Cálculo de derivas y Verificación de Irregularidades según E.030 .....	34
4.3 Discusión de Resultados.....	34
4.3.1 Período Fundamental y Rigidez Estructural .....	35
4.3.2 Verificaciones de la norma .....	36
4.3.3 Limitaciones del Análisis Modal Espectral .....	37
Capítulo 5: Análisis No Lineal Estático .....	38
5.1 Cálculo de las propiedades inelásticas de las secciones .....	38
5.1.1 Secciones de vigas .....	38
5.1.2 Secciones de columnas .....	39
5.2 Modelamiento de las propiedades inelásticas.....	41
5.2.1 Modelo de rótulas plásticas .....	41
5.2.2 Modelo de aisladores .....	43
5.3 Resultados .....	44
5.3.1 Secuencia de Formación de Rótulas sin aislación sísmica.....	45
5.3.2 Secuencia de Formación de Rótulas con aislación sísmica .....	49
5.3.3 Curvas de Capacidad .....	53
5.3.3 Cálculo del Punto de Desempeño .....	54
5.4 Discusión .....	60
Capítulo 6: Análisis no lineal dinámico: Tiempo-Historia.....	62
6.1 Registros sísmicos utilizados .....	62
6.2 Resultados .....	63
6.2.1 Registro de cortante en la base.....	63
6.2.2 Registro de desplazamientos .....	68
6.2.3 Estado final y desplazamiento residual .....	75
6.3 Discusión .....	76
Capítulo 7: Comentarios y Conclusiones.....	81
7.1 Sobre los análisis .....	81
7.2 Sobre los efectos de la aislación sísmica en la estructura .....	82
Referencias:.....	89

## Lista de Figuras

Figura 1.1 Espectro de diseño del ASCE 7-10.....	6
Figura 1.2. Relación $\sigma$ - $\epsilon$ del concreto.....	8
Figura 1.3. Modelo General para concreto en compresión no confinado de Hognestad.....	10
Figura 1.4. Modelo de compresión del concreto no confinado de Kent y Park.....	11
Figura 1.5. Bloque Equivalente de compresiones.....	12
Figura 1.6. Modelo Elastoplástico perfecto.....	13
Figura 1.7. Diagrama Momento-Curvatura Simplificado.....	15
Figura 1.8. Espectro de pseudo-Aceleración calculado con la norma E.030 2016.....	18
Figura 1.9. Desempeño a partir de los espectros de demanda y capacidad (Vielma, et al., 2013) .....	20
Figura 1.10. Deriva de entrepiso en el tiempo de un análisis tiempo-historia.....	21
Figura 1.11. Partes de un aislador con núcleo de plomo (Fuente: DIS).....	22
Figura 1.12. Diagrama Fuerza-Deformación de un Aislador con núcleo de plomo.....	23
Figura 2.1. Diagrama Momento-Curvatura en el formato del SAP2000.....	25
Figura 3.1. Planta del primer nivel de la estructura analizada.....	28
Figura 3.2. Modelo Tridimensional del bloque D.....	29
Figura 3.3. Espectro de Fourier para señal de Lima 1974.....	31
Figura 3.4 Espectros de Aceleración y Espectro Objetivo.....	32
Figura. 4.1 Espectro de Pseudo-Aceleración calculado.....	33
Figura 5.1. Diagrama Momento-Curvatura Teórico de la sección A de viga.....	39
Figura 5.2. Diagramas Momento-Curvatura para la Columna A.....	40
Figura 5.3. Diagrama de interacción para la Columna A.....	40
Figura 5.4. Modelo de rótula para la sección tipo A1 del primer piso.....	41
Figura 5.5. Momento-Curvatura en columna A para P=-200ton.....	42
Figura 5.6. Superficie de Interacción en columna A.....	43
Figura 5.7 Especificaciones técnicas del aislador.....	43
Figura 5.8 Propiedades del aislador inelástico en dirección Longitudinal.....	44
Figura 5.9 Propiedades del aislador elástico en la dirección Vertical.....	44
Figura 5.10. Primeras Rótulas en Fluencia.....	45
Figura 5.11. Secciones de columna en estado de Ocupación Inmediata.....	45
Figura 5.12. Columnas del eje central en el estado de resguardo de la vida.....	46
Figura 5.13. Columnas del eje central en el estado de prevención del colapso.....	46
Figura 5.14. Primeras secciones de columnas del eje central en agotar su capacidad.....	46
Figura 5.15. Primeras secciones de viga del eje exterior en alcanzar la fluencia.....	47
Figura 5.16. Columnas del eje exterior en estado de Ocupación Inmediata.....	47
Figura 5.17. Columnas exteriores en el estado de resguardo de la vida.....	48
Figura 5.18. Secciones en la base de columnas en el estado de prevención del colapso.....	48
Figura 5.19. Primeras secciones de columnas en agotar su capacidad.....	49
Figura 5.20. Primeras Rótulas en Fluencia – Aislado.....	49
Figura 5.21. Secciones de columna en estado de Ocupación Inmediata – Aislado.....	50
Figura 5.22. Secciones de columna en estado de Resguardo de la Vida – Aislado.....	50
Figura 5.23. Secciones de columna en estado de Prevención del Colapso – Aislado.....	50
Figura 5.24. Secciones de columna en estado de Agotamiento – Aislado.....	50
Figura 5.25. Primera Rótulas en Fluencia – Aislado.....	51
Figura 5.26. Secciones de columna en estado de Ocupación Inmediata – Aislado.....	51
Figura 5.27. Secciones de columna en estado de Resguardo de la Vida – Aislado.....	52



Figura 5.28. Secciones de columna en estado de Prevención del Colapso – Aislado .....	52
Figura 5.29. Secciones de columna en estado de Agotamiento – Aislado.....	52
Figura 5.30. Curvas de Capacidad para la dirección longitudinal. ....	53
Figura 5.31. Curvas de Capacidad para la dirección transversal.....	54
Figura 5.32. Espectros de capacidad con y sin aislación en dirección longitudinal .....	55
Figura 5.33. Espectros de capacidad con y sin aislación en dirección transversal.....	56
Figura 5.34. Espectros de demanda Sa vs T escalados al espectro objetivo.....	57
Figura 5.35 Mean Matched Spectrum Sa vs T.....	57
Figura 5.36. Espectros de demanda para sismo raro .....	58
Figura 5.37. Puntos de Desempeño para dirección longitudinal .....	59
Figura 5.38. Puntos de Desempeño para dirección transversal.....	60
Figura 6.1. Registros sísmicos escalados. ....	63
Figura 6.2. Comparación entre cortantes máximas con y sin aislación en dirección longitudinal. .....	64
Figura 6.3. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Lima Longitudinal X.....	64
Figura 6.4. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Japón Longitudinal X .....	65
Figura 6.5. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Chile Longitudinal X.....	65
Figura 6.6. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Moquegua Longitudinal X .....	65
Figura 6.7. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Ica Longitudinal X.....	65
Figura 6.8. Comparación entre cortantes máximas con y sin aislación en Y. ....	66
Figura 6.9. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Lima Y .....	66
Figura 6.10. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Japón Y .....	67
Figura 6.11. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Chile Y.....	67
Figura 6.12. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Moquegua Y .....	67
Figura 6.13. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Ica Y .....	67
Figura 6.14. Comparación entre derivas máximas con y sin aislación en X. ....	68
Figura 6.15. Comparación de registro de Desplazamiento y Derivas Lima – X.....	69
Figura 6.16. Comparación de registro de Desplazamiento y Derivas Japón – X .....	69
Figura 6.17. Comparación de registro de Desplazamiento y Derivas Chile – X.....	70
Figura 6.18. Comparación de registro de Desplazamiento y Derivas Moquegua – X.....	70
Figura 6.19. Comparación de registro de Desplazamiento y Derivas Ica – X.....	71
Figura 6.20. Comparación entre derivas máximas con y sin aislación en Y. ....	72
Figura 6.21. Comparación de registro de Desplazamiento y Deriva Lima – Y.....	72
Figura 6.22. Comparación de registro de Desplazamiento y Deriva Japón – Y.....	73
Figura 6.23. Comparación de registro de Desplazamiento y Deriva Chile – Y .....	73
Figura 6.24. Comparación de registro de Desplazamiento y Deriva Moquegua – Y.....	74
Figura 6.25. Comparación de registro de Desplazamiento y Deriva Ica – Y.....	74
Figura 6.26. Tipos de estructuras según sistema estructural – HAZUS.....	77
Figura 6.27. Daño estructural según clasificación de código de diseño y derivas .....	78
Figura 7.1. Desplazamiento en azotea y secuencia de formación de rótulas .....	82
Figura 7.2. Respuesta inelásticas por el método Capacidad-Demanda .....	84

## Lista de Tablas

Tabla 1. Secciones de elementos de vigas y columnas .....	30
Tabla 2. Parámetros del análisis sísmico .....	33
Tabla 3. Verificación de Derivas y Piso blando en dirección Y para análisis dinámico.....	34
Tabla 4. Verificación de Derivas y Piso Blando en dirección longitudinal para análisis dinámico .....	34
Tabla 5. Modos de vibración y períodos asociados .....	35
Tabla 6. Resumen de Desempeño sísmico en dirección longitudinal. ....	75
Tabla 7. Resumen de desempeño sísmico en dirección transversal.....	75
Tabla 8. % de Demanda entrante en sistema aislado X .....	76
Tabla 9. % de Demanda entrante en sistema aislado Y .....	76
Tabla 10. Daño Percibido según Manual HAZUS.....	79
Tabla 11. Comparación de derivas entre análisis modal espectral y tiempo-historia .....	81
Tabla 12. Comparación de cortantes y desplazamientos entre análisis <i>Pushover</i> y tiempo-historia .....	81
Tabla 13. Comparación de cortantes y derivas para los análisis aislados y de base fija – dirección longitudinal.....	83
Tabla 14. Comparación de cortantes y derivas para los análisis aislados y de base fija – dirección transversal. ....	83
Tabla 15. Comparación de predicción de comportamiento sísmico – base fija. ....	84
Tabla 16. Comparación de predicción de comportamiento sísmico – base aislada. ....	84
Tabla 17. Resumen de demanda entrante en el sistema aislado. ....	85
Tabla 18. Comparación de períodos de vibración con y sin aislación.....	86

## Objetivo General y Específicos

El objetivo general de este proyecto de investigación es la de aportar conocimiento sobre el comportamiento inelástico de una estructura frente a solicitaciones sísmicas al emplear aisladores sísmicos. En este caso, se analizará mediante métodos no lineales el comportamiento de un hospital, el cual es considerado una edificación esencial.

En tanto a los objetivos específicos, se espera lograr con esta investigación los siguientes puntos:

- Estudiar las derivas de entrepiso del hospital frente a solicitaciones sísmicas para verificar que el diseño preliminar se alinee con las exigencias de la norma E.030.
- Modelar y estudiar las propiedades inelásticas de las distintas secciones que presenta todo el edificio y así conocer los diagramas Momento-Curvatura nominales de cada sección.
- Utilizar el modelo con las propiedades inelásticas, tanto de los elementos de concreto armado como de los aisladores sísmicos, para realizar análisis detallados sobre el comportamiento de la estructura al superar su límite elástico.
- Construir las curvas de capacidad de la estructura para determinar su desempeño sísmico con y sin sistema de aislación.
- Revisar y estimar el comportamiento inelástico de la estructura frente a señales sísmicas conocidas en un análisis tiempo-historia.

## Hipótesis del Proyecto

La hipótesis a validar en este proyecto, y que permitirá responder al objetivo general planteado es la siguiente: “El uso de sistemas de aislación sísmica permite lograr que un hospital permanezca completamente operativo durante y después de un sismo severo”.

Esta hipótesis es concebida en el contexto del Perú como una zona altamente sísmica y que, sin embargo, aún no ha registrado un sismo de la magnitud suficiente como para considerarse severo. La preocupación por la respuesta de la ciudad de Lima frente a un evento de esta índole ha permitido identificar la importancia de proteger las edificaciones con usos especiales, principalmente de hospitales. Es por esto que en esta investigación se busca revisar el efecto y uso de los sistemas de aislación y su efecto en el comportamiento de las estructuras frente a la realidad sísmica y socioeconómica peruana. Esto, además, ha fomentado el interés de los profesionales que ejercen el diseño estructural en el país a la búsqueda de soluciones más eficientes e innovadoras, entre las cuales se encuentra el uso de aisladores de base. Esto a su vez ha motivado el desarrollo de la norma e.031, la cual se enfoca en proporcionar una normativa para el diseño de este tipo de estructuras. Actualmente esta norma se encuentra en redacción y revisión y será próximamente publicada.

Esta investigación permite considerar algunas hipótesis secundarias, las cuales se mencionan a continuación:

- Se espera comportamiento ampliamente dúctil de la estructura en el análisis inelástico *pushover* debido a las exigencias de la norma E.060 de diseño en concreto armado para el análisis de base fija y una mejora considerable respecto de ese comportamiento al realizar el análisis con aislación sísmica.
- Se espera calcular una reducción de la percepción sísmica (deriva) en la estructura en un mínimo de 50% con el uso de aisladores sísmicos.

- Se espera que el edificio incurra en el rango inelástico al modelarse sin sistema de aislamiento y de completamente operativo al modelarse con sistema de aislamiento.

## Alcances

Esta investigación contará como base un hospital diseñado y con los planos estructurales dibujados. Además, contará con el diseño y propiedades de los aisladores sísmicos. Es decir, el alcance de esta investigación es el análisis no lineal de la estructura, mas no el diseño estructural de los elementos.

El estudio del desempeño del hospital y la construcción de la curva de capacidad de la estructura con y sin sistemas de aislamiento estará limitado a la realización del modelo y el análisis tiempo-historia, para el cual se utilizarán 5 registros de sismos recientes representativos. Asimismo, estará limitado a la construcción de los diagramas Momento-Curvatura de las distintas secciones de viga y columna, así como el desarrollo del modelo y el análisis *pushover* de la estructura.

En caso fuera necesario, y con el fin de simplificar los procedimientos, se modificará la estructura y las secciones que formarán rótulas plásticas. Esto se ve reflejado en la regularización de la distancia entre columnas y la normalización de los refuerzos de acero en las vigas.



## Introducción

El estudio del comportamiento inelástico de edificios frente a sollicitaciones sísmicas ha tomado mayor importancia en los últimos años debido a la filosofía moderna de diseño. Esta filosofía existe a partir de haber reconocido que muchas veces no es técnica ni económicamente viable diseñar y construir edificaciones que puedan resistir las fuerzas sísmicas sin sufrir daño alguno y mantenerse en el rango elástico. De esta manera, el diseño sísmico moderno de edificios consiste en utilizar una aceleración de diseño menor a la aceleración que genera que la edificación se mantenga en el rango elástico durante un evento sísmico. Esto implica que, en el evento de diseño, usualmente un sismo de 475 años de período de retorno, la edificación incursionará en el rango inelástico cuando se someta a la aceleración de diseño y, por lo tanto, exhibirá daño en la estructura, el cual es consecuencia de la disipación de energía que implica el comportamiento histerético. El diseño moderno de edificaciones busca garantizar la seguridad de las personas y, por lo tanto, necesita de estudios del comportamiento inelástico de edificios para poder regular los parámetros de diseño.

En la actualidad, sin embargo, existe la necesidad de ofrecer un desempeño adecuado a cada edificación según su uso e importancia. Esta necesidad se responde con el factor "U" de la norma E.030 de diseño sismorresistente. La actual norma presenta una serie de cambios en el enfoque de estos factores. En el caso del factor "U" de uso, se ha realizado un cambio resaltante y que da justificación a esta investigación. Se trata de la exigencia de aislamiento sísmico para todas las edificaciones que se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3 y que se clasifiquen dentro de esenciales tipo A1 como los centros de salud (Ver los capítulos 2 y 3 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2016, para la información completa). Esta exigencia se ha propuesto con el fin de lograr que los hospitales puedan permanecer completamente operativos durante y después de los eventos sísmicos de diseño, para que así se pueda auxiliar a las personas heridas como consecuencia del sismo.

Este proyecto de investigación busca aportar conocimiento que pueda servir como evidencia de la necesidad de esta exigencia puesto que es indispensable que las ciudades de las zonas sísmicas más fuertes del Perú mantengan los servicios básicos funcionando aún después de un evento sísmico de gran magnitud. De esta manera, se hace evidente la gran importancia de la atención ininterrumpida de los hospitales, lo cual demanda, estructuralmente, que el edificio se comporte elásticamente. Esto se exige con el fin que no exista daño en la estructura y, por lo tanto, todo el equipamiento médico se encuentre completamente operacional en caso de ser necesitado.

Es con este fin que este proyecto se centrará en el estudio de la respuesta inelástica de un hospital de concreto armado con y sin sistemas de aislación sísmica. El hospital a estudiar es parte de un proyecto de ampliación para el hospital regional de Moquegua, por lo que se encuentra clasificado como una edificación de uso esencial tipo A1. La investigación consistirá en los siguientes puntos:

- a) Realizar un análisis modal espectral según la norma de diseño sismorresistente, con el fin de conocer las derivas de entrepiso y compararlas con las máximas permitidas por la norma.
- b) Realizar un análisis inelástico *pushover* de carga incremental, con el fin de conocer la secuencia de formación de rótulas y construir curvas de capacidad; y
- c) Realizar un análisis tiempo-historia, con el propósito de conocer el desempeño del hospital con y sin aisladores sísmicos.



De esta manera, se determinará la eficiencia del sistema de aislación y se mostrará el posible razonamiento tras el cual el comité a cargo de la norma E.030 ha determinado la necesidad de exigir sistemas de aislación sísmica en edificaciones esenciales A1.



## Capítulo 1: Marco Teórico

### 1.1 Revisión de normas sísmicas

El diseño moderno sismorresistente persigue como filosofía, salvar la mayor cantidad de vidas posibles y alcanzar niveles de daño controlados en las edificaciones. Esta filosofía ha sido comentada con anterioridad y es reconocida por todos los ingenieros que se ven involucrados en labores de diseño sísmico.

Las normas de diseño sismorresistente en el mundo son, entonces, un reflejo de esta filosofía adaptado a la realidad de cada región. De esta manera, todas las normas sismorresistentes en el mundo se rigen bajo los mismos principios, de tal forma que aquello que las diferencia son, principalmente, los enfoques que cada comité encargado le proporciona a partir de su propia experiencia y de la realidad socio-económica del lugar que regirá la norma.

En este acápite se repasarán tanto la norma ASCE 7 (2010), la cual es una de las más aplicadas en el mundo, así como la norma peruana E.030 publicada en Enero del 2016.

#### 1.1.1 Norma Peruana E.030

La norma peruana considera un único sismo de diseño de período de retorno de 500 años, el cual denomina sismo raro (10% de excedencia en una vida útil de 50 años).

Esta norma cuantifica el peligro sísmico dividiendo al Perú en 4 zona sísmicas, donde la zona 1, que es la de menor sismicidad, y la zona 4, la de mayor sismicidad. También toma en consideración el perfil de suelo al dividir los perfiles de suelo en 4 tipos, donde S0 y S3 son el mejor y el peor suelo respectivamente. Por último, también considera un factor de amplificación dinámica de la estructura a partir del período de la propia estructura y los parámetros "TP" y "TL" del suelo.

Por otro lado, la norma asigna una resistencia particular a las edificaciones según su uso, por lo que las clasifica en esenciales, importantes, comunes y temporales; y les asigna el factor "U". Además, considera también el sistema estructural de la edificación y el material con el que se construye, a los cuales les asigna un factor  $R_o$  como coeficiente de reducción de la fuerza sísmica. La norma incluye, además, factores de ajuste para este coeficiente de reducción según la regularidad de la estructura, con lo que se combaten las características no deseadas o poco estudiadas en las estructuras.

Finalmente, la norma contempla como obligatorio el análisis elástico de la estructura a diseñar y propone como principal análisis el modal espectral, del cual se hablará con mayor detalle en el acápite 3. Existe también una alternativa a este análisis, el cual es únicamente aplicable para edificaciones en la zona sísmica 1 o regulares y de poca altura y consiste en un análisis estático por el método de fuerzas equivalentes. Esta norma permite el uso de los análisis dinámicos tiempo-historia como complemento al análisis modal espectral. Todas las consideraciones particulares para estos análisis se discutirán en el Capítulo 2 de Metodología.

#### 1.1.2 Norma ASCE 7-10

La norma estadounidense de edificaciones presenta entre los capítulos 11 al 23 distintas consideraciones para el diseño sismorresistente, con lo cual cubren una gama muy amplia de especificaciones en comparación con la norma peruana. La ASCE 7-10 cuenta con capítulos específicos para el diseño de estructuras con sistemas de aislación y sistemas de amortiguamiento, los cuales no existen en la realidad peruana. Existe, sin embargo, una

correlación entre las exigencias de la norma peruana para el diseño sismorresistente y la norma estadounidense que se evidencia en sus exigencias para los procedimientos de análisis propuestos.

Al igual que en la E.030, en el ASCE 7-10 se presentan los lineamientos para realizar análisis de fuerzas equivalentes y modal espectral en los capítulos 12.8 y 12.9 respectivamente. El espectro de diseño de esta norma presenta, a diferencia del peruano, cuatro tramos.

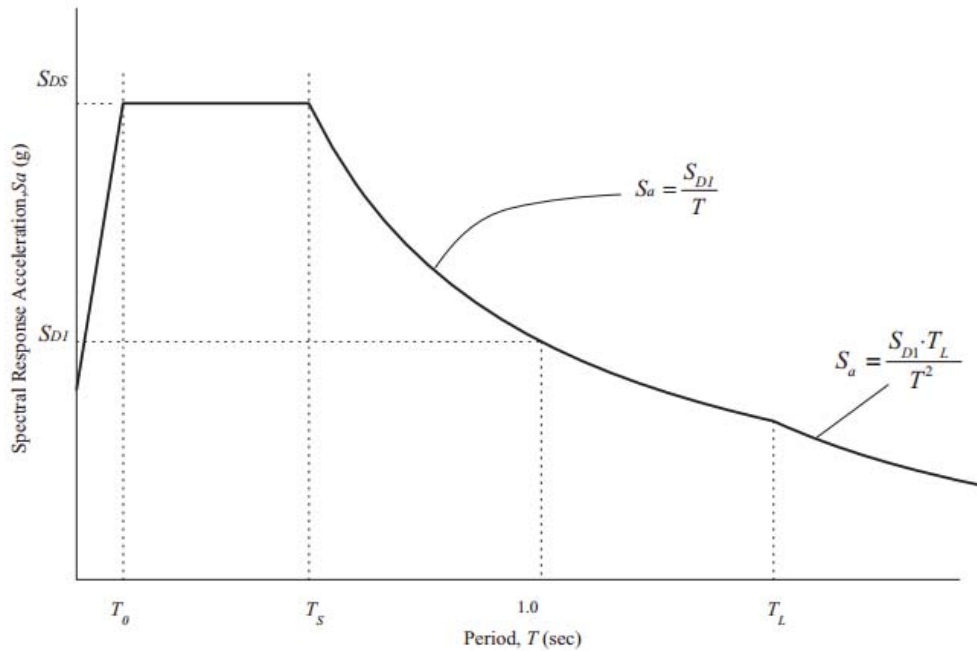


Figura 1.1 Espectro de diseño del ASCE 7-10

Este espectro busca representar con mayor exactitud las condiciones para períodos bajos, puesto que para un período de  $T = 0$  seg, la aceleración que siente la estructura es la aceleración del suelo o PGA (Peak Ground Acceleration) y es creciente hasta un período  $T_0$ . El espectro de la norma ASCE 7 puede observarse en la figura 1.1, mientras que el detalle del cálculo del espectro se comentará brevemente a continuación:

1. Obtener los valores  $S_s$  y  $S_1$  del capítulo 22 de la norma y multiplicándolos por los factores  $F_a$  y  $F_v$  respectivamente se obtienen los valores de los parámetros  $S_{M5}$  y  $S_{M1}$ .
2. Calcular los parámetros de diseño  $S_{D5}$  y  $S_{D1}$  como dos tercios de los valores  $S_{M5}$  y  $S_{M1}$  respectivamente.
3. Calcular  $T_0$  como un quinto de la razón entre  $S_{D1}$  y  $S_{D5}$ ,  $T_s$  como la razón entre  $S_{D1}$  y  $S_{D5}$ , y obtener  $T_L$  del capítulo 22 de la norma.

La diferencia principal en entre ambas normas es la ausencia en la norma peruana de un capítulo para diseño de estructuras con sistemas de aislación y amortiguamiento, tal y como se presentan en los capítulos 17 y 18 del ASCE 7-10. Estos capítulos apoyan el diseño de las estructuras con estas características incluso en el medio peruano. Además, esta norma presenta un capítulo dedicado al análisis dinámico tiempo-historia, el cual brinda lineamientos para realizar este tipo de investigaciones y verificaciones en las mismas edificaciones antes diseñadas con un análisis modal espectral.

## 1.2 Modelos del comportamiento del CA.

Para estudiar adecuadamente el comportamiento inelástico de las edificaciones es necesario utilizar modelos que permitan estimar cómo se comportarán todas las secciones de la estructura durante cada instante de la deformación inelástica que sufra cada elemento en particular. A continuación, se presentarán y comentarán algunos de los modelos más utilizados de relaciones constitutivas ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) para el concreto y el acero estructural.

### 1.2.1 Modelos del comportamiento del concreto.

El concreto es un material que exhibe un comportamiento frágil. Este material, entonces, no presenta fluencia en su comportamiento y, por lo tanto, al alcanzar su agotamiento tanto en compresión como en tracción, el concreto se tritura sin ningún aviso previo. Esto se traduce en modelos de comportamiento elástico e inelástico no lineal y sin plataformas de fluencia. El mecanismo de fractura del concreto es muy complejo debido a su condición de material compuesto. Sin embargo, se conoce que se forman microfisuras en la zona de interfase entre el agregado y la matriz de cemento hidratado para esfuerzos pequeños, mientras que a partir de esfuerzos alrededor del 50% de la resistencia se forman fisuras en la matriz, las cuales eventualmente se encontrarán con las fisuras de la interfase, permitiendo el mecanismo de falla (Mehta, 2006).

La relación esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) del concreto resulta complicada de estimar con precisión debido a la naturaleza del material, pues el concreto muchas veces es mezclado in-situ y con condiciones locales considerablemente específicas. En general, el concreto es un material con una gran incertidumbre en su comportamiento y existen una gran cantidad de factores que afectan su calidad, la cual es medida a partir de su resistencia a la compresión. A continuación, se presentan algunos de los factores que componen la gran variabilidad del concreto:

- Las características de los agregados, tales como: la forma, el tamaño, la textura, y el tipo de mineral. Los agregados representan una gran parte peso del concreto. En particular, aportan la mayoría del peso volumétrico y aumentan el módulo de elasticidad del concreto (Chan Yam, et al., 2003).
- Las prácticas constructivas locales, las cuales pueden ser: la calidad de mezclado del concreto, los métodos de curado, la calidad de los encofrados, entre otros.

El concreto, además, es un material con una relación entre esfuerzos y deformaciones diferentes al verse solicitado en tracción y compresión. El concreto solicitado en compresión es un material con una resistencia bastante adecuada y que permite que, por su facilidad de uso, el concreto sea uno de los materiales más utilizados del mundo para construir edificaciones. Sin embargo, la resistencia a la tracción del concreto es del orden del 8% al 15% de su resistencia a la compresión (Harmsen, 2005). En la figura 1.2 se puede apreciar un modelo para resistencia en tracción y compresión del concreto (Panés, 2011). Con esto se evidencia la diferencia tanto en resistencia como en deformación máxima del concreto cuanto se encuentra solicitado en tracción y en compresión.

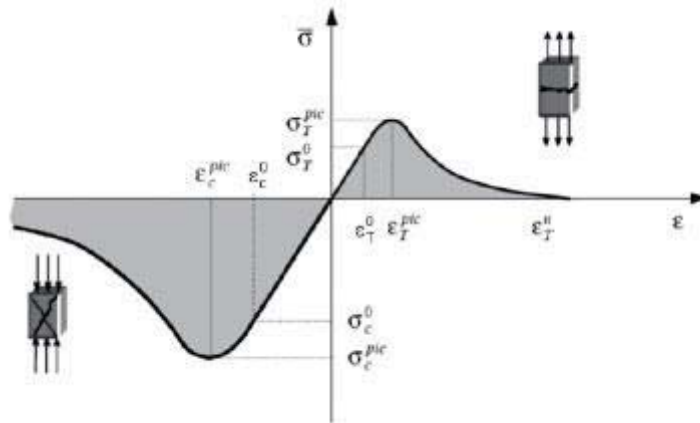


Figura 1.2. Relación  $\sigma$ - $\epsilon$  del concreto

En este acápite, se hará énfasis en presentar algunos de los modelos del comportamiento del concreto en compresión que se han desarrollado a lo largo de los años. Frente a cada uno de los modelos se comentarán sus beneficios, limitaciones y factibilidad de uso en esta investigación con el fin de mostrar con mayor claridad el razonamiento utilizado al escoger un modelo de relación para el concreto en compresión.

Al estudiar las relaciones constitutivas de un material como el concreto, se deben tener en cuenta las condiciones en las que trabajará el concreto, de tal manera que se pueda reflejar en el modelo la realidad con mayor precisión. Esto conlleva a investigar la relación  $\sigma$ - $\epsilon$  del concreto en compresión para los siguientes dos casos: concreto sin confinamiento y concreto confinado.

El concreto sin confinamiento es aquel concreto que no se encuentra sostenido lateralmente por ningún tipo de restricción. En el caso del concreto armado, estas restricciones son los estribos que conforman el refuerzo transversal. Algunos de los elementos que trabajan siempre como concreto sin confinar son las zapatas, las losas y los recubrimientos de las vigas y columnas. Rüsçh (1960) muestra en sus ensayos que, al no tener sostenimiento, el concreto agota su capacidad de deformación alrededor del 0.4%. A continuación se presentarán algunos de los modelos más utilizados para cuantificar las relaciones constitutivas del concreto sin confinamiento:

a. *Modelo de Hognestad*: Este modelo propuesto por Eivind Hognestad propone para el comportamiento del concreto en compresión una relación entre el esfuerzo y la deformación parabólica para un primer tramo hasta alcanzar la deformación  $\epsilon_0$  asociado a  $f'c$  y un tramo lineal con una caída de esfuerzo hasta alcanzar la deformación  $\epsilon_{cu}$  (Hognestad, 1951), tal y como se muestra en la figura 1.3. A continuación se presentan las fórmulas que desarrollan este modelo para el cálculo de la compresión en el concreto.

$$f_c = f'_c \times \left( \frac{2\epsilon c}{\epsilon_0} - \frac{\epsilon c^2}{\epsilon_0^2} \right) \text{ para } 0 \leq \epsilon c \leq \epsilon_0 \quad (\text{Ec.1})$$

Esfuerzo de compresión en el concreto en el tramo parabólico



$$Z = \left( \frac{f'c - fcu}{\epsilon_{cu} - \epsilon_0} \right) \times \left( \frac{1}{f'c} \right) \quad (\text{Ec.2})$$

Parámetro de Hognestad para caída de resistencia para el tramo recto

$$f_c = f'c \times (1 - Z(\epsilon_c - 0.002)) \quad \text{para } \epsilon_0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \quad (\text{Ec. 3})$$

Esfuerzo de compresión en el concreto en el tramo recto

$$C_c = k_1 \times f'c \times b \times c \quad (\text{Ec. 4})$$

Fuerza de Compresión en el concreto

$$\text{Posición de } C_c = k_2 \times c \quad (\text{Ec.5})$$

Posición de la fuerza en compresión  $C_c$ .

$$k_1 = \epsilon_c / \epsilon_0 (1 - 1/3 \epsilon_c / \epsilon_0) \quad \text{para } 0 < \epsilon_c < \epsilon_0 \quad (\text{Ec. 6})$$

Valor de  $k_1$  para el tramo parabólico

$$k_2 = (4\epsilon_0 - \epsilon_c) / (12\epsilon_0 - 4\epsilon_c) \quad \text{para } 0 < \epsilon_c < \epsilon_0 \quad (\text{Ec. 7})$$

Valor de  $k_2$  para el tramo parabólico

$$k_1 = 1 - \frac{\epsilon_0}{3\epsilon_c} + Z \left( \epsilon_0 - \frac{\epsilon_0^2}{2\epsilon_c} - \frac{\epsilon_c}{2} \right), \quad \text{para } \epsilon_0 < \epsilon_c < \epsilon_{cu} \quad (\text{Ec. 8})$$

Valor de  $k_1$  para el tramo recto

$$k_2 = 1 - \frac{1}{k_1} \left[ \frac{1}{2} - \frac{\epsilon_0^2}{12\epsilon_c^2} + Z \left( \frac{\epsilon_0}{2} - \frac{\epsilon_c}{3} - \frac{\epsilon_0^3}{6\epsilon_c^2} \right) \right], \quad \text{para } \epsilon_0 < \epsilon_c < \epsilon_{cu} \quad (\text{Ec. 9})$$

Valor de  $k_2$  para el tramo parabólico

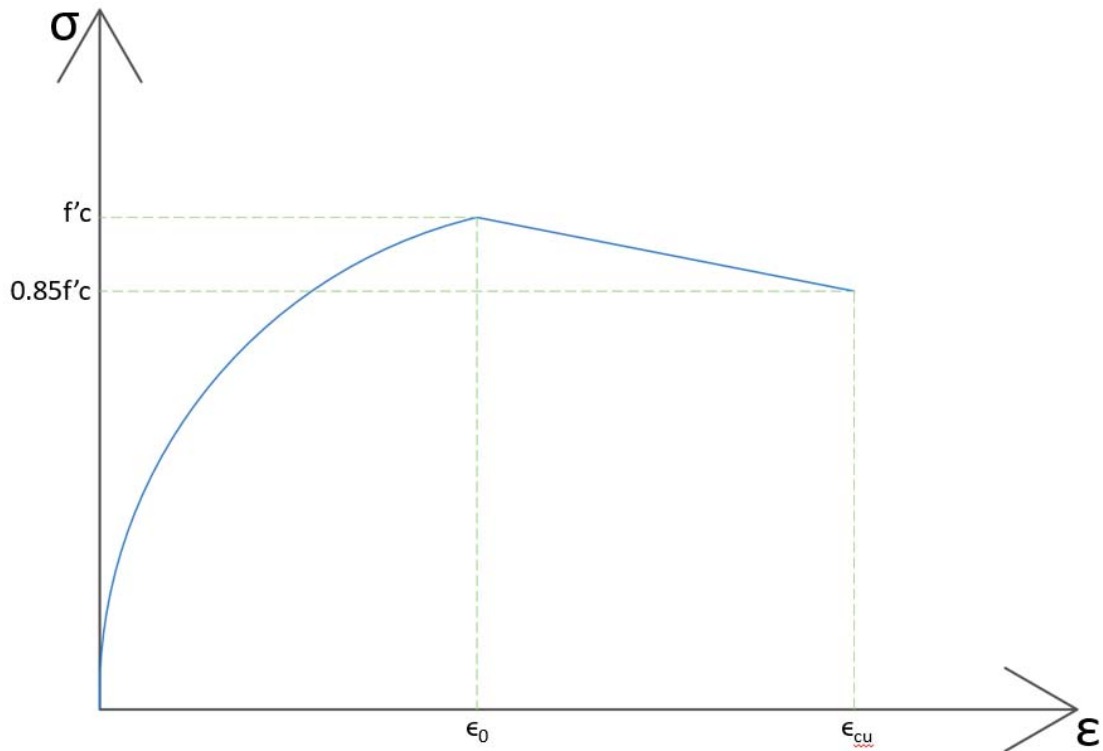


Figura 1.3. Modelo General para concreto en compresión no confinado de Hognestad

*b. Modelo de Kent y Park:* Este modelo propone también un comportamiento parabólico acompañado de uno lineal; sin embargo, se diferencia del modelo propuesto por Hognestad en la relación que le otorga a las deformaciones de agotamiento con una fracción de  $f'c$ . Kent y Park (1971) proponen que el concreto en compresión agotará su capacidad al alcanzar una deformación tal que su esfuerzo  $f_c$  caiga hasta el 20% de  $f'c$ . Esta caída es el tramo lineal que comienza en el valor de  $f'c$  para  $\epsilon_0$  y termina en  $0.2f'c$  para  $\epsilon_{20}$ . Se toma en consideración, además, el punto donde  $f_c$  decrece hasta el 50% de  $f'c$  con  $\epsilon_{50}$  de deformación tal y como se puede ver en la figura 1.4.

$$\epsilon_{50} = (0.211 + 0.002 \times f'c) / (f'c - 70.31) \quad (\text{Ec. 10})$$

Deformación del concreto cuando la resistencia ha caído al 50%

$$Z = \frac{0.5}{\epsilon_{50} - \epsilon_0} \quad (\text{Ec. 11})$$

Parámetro de Kent y Park para caída de resistencia para el tramo recto

$$\epsilon_{20} = \frac{0.8}{Z} + \epsilon_0 \quad (\text{Ec. 12})$$

Deformación del concreto en el agotamiento

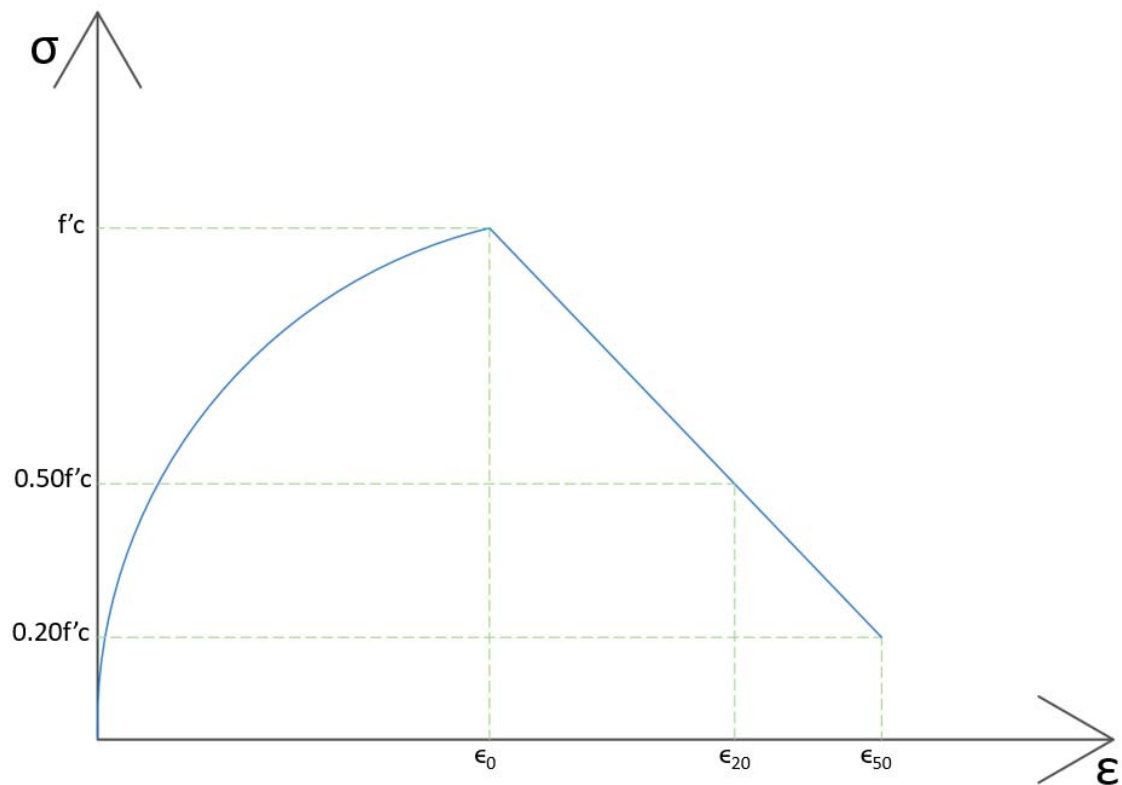


Figura 1.4. Modelo de compresión del concreto no confinado de Kent y Park

*c. Bloque Equivalente de compresiones:* El modelo del bloque de compresiones es uno de los más útiles para el diseño debido a su simplicidad. Este modelo fue desarrollado por Whitney (1956) y ha sido adoptado tanto por el ACI como por la norma peruana E.060 para el diseño en concreto armado. Este modelo fue deducido únicamente para el cálculo de momentos máximos, por lo que no es útil para investigar todos los estados de deformación del concreto en compresión debido que no representa la realidad en para toda deformación  $\epsilon_c$  (Ver figura 1.5). Sin embargo, es de mucha utilidad para el diseño que se realiza con el método LRFD (Load and Resistance Factor Design) debido a su buena correlación con resultados experimentales.

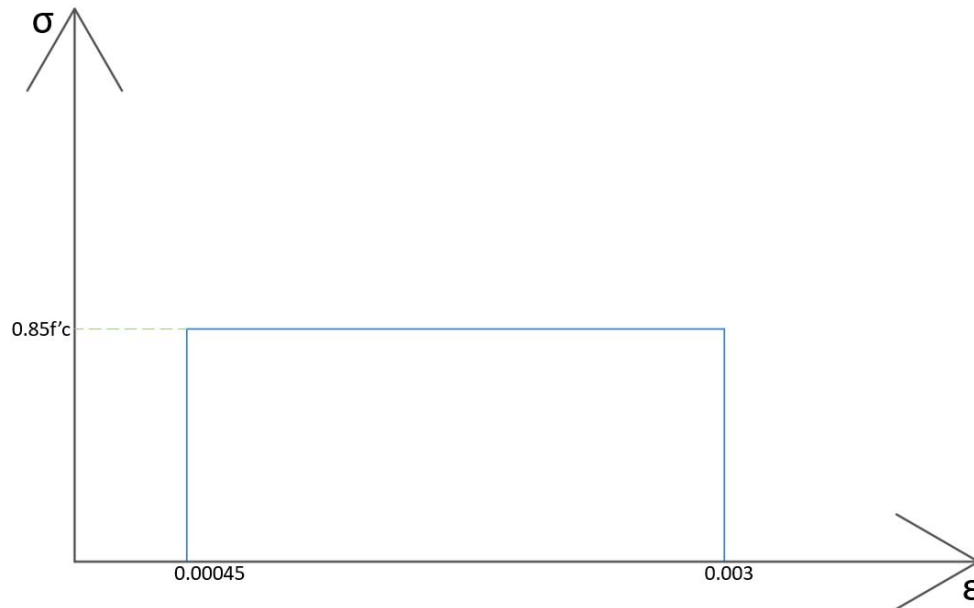


Figura 1.5. Bloque Equivalente de compresiones

El concreto confinado, por otro lado, es aquel que se encuentra sostenido por refuerzo transversal y presenta un comportamiento notablemente más dúctil al compararlo con el concreto no confinado. Existen algunas investigaciones que buscan cuantificar y proponer modelos para el comportamiento del concreto confinado (Kent, & Park, 1971) (Mander, 1988). Sin embargo, estos suelen ser más complicados de modelar e interpretar. Además, conducen a resultados que podrían estar sobreestimando la capacidad de la estructura.

#### 1.2.2 Modelos del comportamiento del acero

El acero estructural es, por otro lado, un material que muestra un comportamiento sensiblemente más dúctil que el concreto. Las propiedades del acero estructural que se comercializa son rigurosamente controladas según las especificaciones de la Sociedad Americana para Ensayos de Materiales (ASTM). Esto se debe a que el acero es un producto industrializado y que tiene estándares mundiales para su fabricación. Las propiedades del acero son complementarias en muchos casos con las del concreto, de manera que la concepción del material compuesto por el concreto y el acero, llamado concreto armado, presenta las ventajas de ambos materiales mientras que salva muchas de las debilidades de cada material (Ottazzi, 2005).

Algunas de las características de la unión entre concreto y acero son las siguientes:

- El acero en forma de barras longitudinales toma las tracciones que el concreto no puede tomar por tener una resistencia a la tracción muy baja. De esta manera, una sección de concreto armado puede resistir solicitaciones de tracción por flexión sin depender de la resistencia en tracción ( $f_t$ ) del concreto.
- El acero en forma de estribos permite a la sección resistir solicitaciones de fuerza cortante, pues el acero es que toma las tracciones diagonales producto de estas.
- El acero alivia los esfuerzos de compresión en el concreto en elementos que trabajan en compresión o flexo-compresión tales como columnas o placas.

- El acero y el concreto presentan coeficientes de dilatación térmica similares, por lo que se deforman muy poco uno en relación al otro frente a sollicitaciones térmicas. Esto permite que se evite el agrietamiento del concreto para esta situación.
- El concreto que rodea a las barras longitudinales provee buena protección contra la corrosión del acero, siempre y cuando exista un recubrimiento adecuado de este.
- La presencia del acero permite controlar los anchos de grieta producidos por retracción térmica y flujo plástico del concreto.
- La presencia de refuerzo transversal de acero permite confinar al concreto, de manera que este logra aumentar notablemente su ductilidad.

Debido a la gran importancia que tiene el acero para la resistencia de una sección de concreto armado, se hace evidente la necesidad de estudiar su comportamiento elástico e inelástico, principalmente bajo sollicitaciones de tracción. El modelo más utilizado ha sido desarrollado por Mander (1983) y su principal característica es su flexibilidad para adecuarse a casos distintos según la elección de un parámetro. El modelo generalizado de Mander se compone por un tramo lineal, un tramo constante y un tramo polinómico de grado "p", el cual define el último tramo. De esta manera, es común aplicar el modelo de Mander con un tercer tramo constante, lineal y parabólico para valores de p de 0, 1 y 2 respectivamente. La figura 1.6 muestra el modelo de Mander para el valor de p = 0, con lo cual se convierte en un modelo conocido como elastoplástico perfecto. La mayoría de aceros fabricados bajo la norma ASTM A706 y A615 suelen presentar una notable plataforma de fluencia, por lo que el uso del modelo elastoplástico perfecto permite representar adecuadamente la realidad en la mayoría de casos.

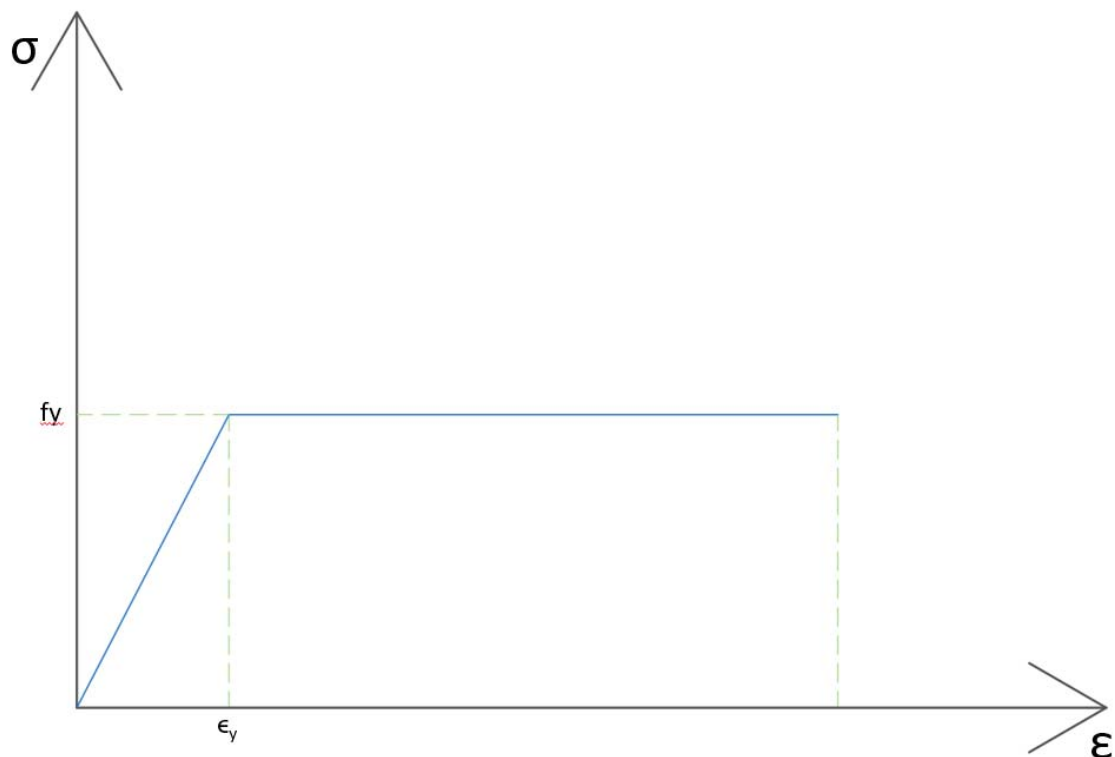


Figura 1.6. Modelo Elastoplástico perfecto



### 1.2.3 Relaciones momento-curvatura

Las relaciones Momento-Curvatura son indicadores del comportamiento a flexión o flexo-compresión de un elemento y están conformadas por los momentos flectores en esa sección en cada instante, así como la curvatura asociada a ese momento. En general, para el concreto armado, estas relaciones se pueden modelar con algunos puntos notables que representen su comportamiento. Es evidente que para el rango elástico el comportamiento del elemento en flexión seguirá una trayectoria lineal hasta que el acero de tracción alcance la fluencia, en caso el armado de la sección lo permita. La norma peruana E.060, así como el resto de normas en el mundo, exige que las secciones sean armadas con una cantidad máxima de acero que permita que se alcance la fluencia antes que se agote la capacidad en compresión del concreto, por lo que al construir los diagramas momento-curvatura se debe considerar el comportamiento inelástico de la sección. Este comportamiento se puede modelar como una recta con una buena precisión (Pfrang, & Siess, 1964).

Los puntos notables a partir de los cuales se puede construir este diagrama se presentarán a continuación y se muestran en la figura 1.7:

- Agrietamiento del concreto por tracción: Se calcula el momento que causa un esfuerzo en la sección igual al esfuerzo de tracción en el concreto ( $f_t$ ) y su curvatura asociada. A partir de este punto, el concreto se agrieta por tracción y se asume una pérdida de inercia, la cual también puede considerarse para el cálculo de una curvatura distinta asociada al mismo momento. Este punto se encuentra dentro del rango elástico.
- Fluencia del acero en tracción: Se calculan el momento y la curvatura para la condición de fluencia del acero, es decir, que su deformación alcanza a la 0.21% para los aceros convencionales del medio peruano. Este punto divide el rango elástico del inelástico de la sección.
- Agotamiento de la capacidad en compresión del concreto: Se calcula el momento nominal de la sección, es decir, aquel momento que agota la capacidad de la sección. Esta condición corresponde a la deformación  $\epsilon_c$  del orden del 0.3-0.5%, según el modelo constitutivo del concreto que se utilice. Posteriormente, se calcula la curvatura asociada a este momento.

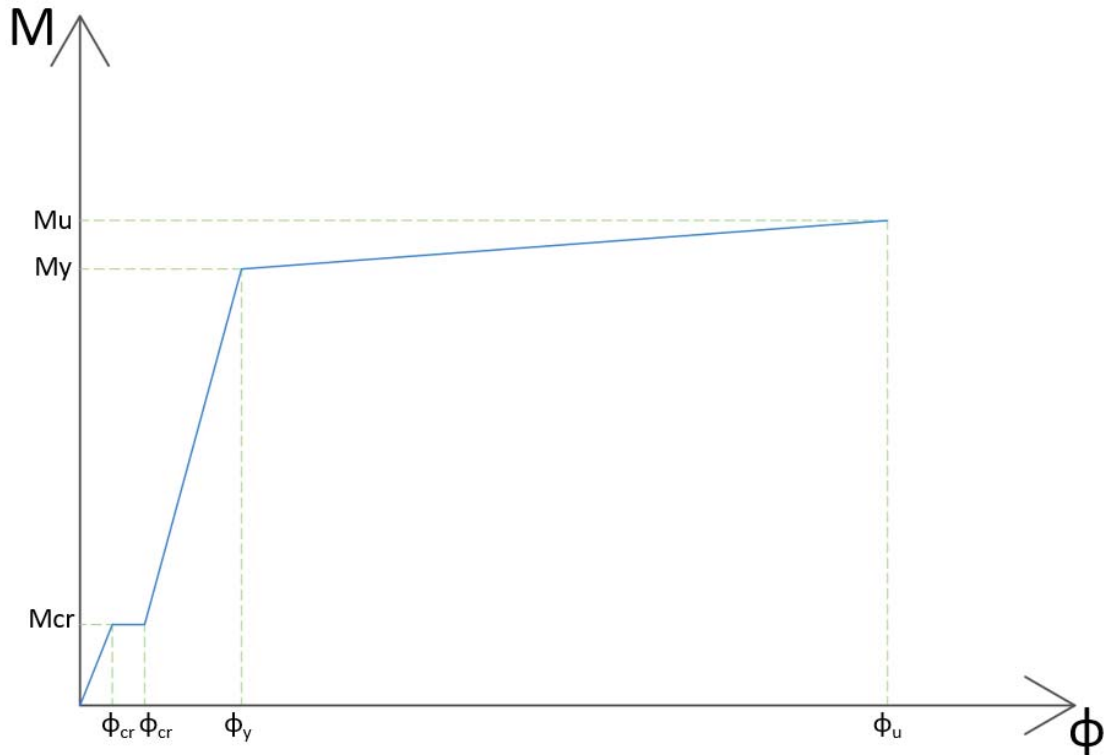


Figura 1.7. Diagrama Momento-Curvatura Simplificado

### 1.3 Niveles de desempeño y análisis sísmico

#### 1.3.1 Desempeño sísmico de estructuras

Todas las estructuras que se enfrentan a solicitaciones sísmicas requieren ser dotadas de consideraciones especiales de rigidez, ductilidad y resistencia, de manera que estas puedan comportarse de manera adecuada y percibir un daño controlado frente a los eventos sísmicos. La rigidez se refiere a la capacidad de la estructura para oponerse al desplazamiento lateral, de manera que mientras una estructura es más rígida, también es menos propensa a desplazarse en un evento sísmico. La ductilidad está referida a la capacidad de la estructura para seguir deformándose y dañándose luego de haberse alcanzado la fluencia efectiva. Es decir, el instante en que se forma la primera rótula plástica. Una estructura más dúctil es aquella que es capaz de alcanzar desplazamiento y daño antes de colapsar, lo cual permite a las personas escapar de un posible siniestro. Por último, la resistencia estructural es aquella fuerza que puede resistir dentro del rango elástico, lo cual significa que es la fuerza máxima que puede aplicarse a la estructura sin que esta sufra ningún daño teóricamente.

Sin embargo, estas tres propiedades de la estructura se pueden cuantificar y colocar en medida que se considere regularidad en la estructura, puesto que no es posible extrapolar los conocimientos obtenidos de ensayos a elementos y estructuras regulares hacia los irregulares. Esto se debe a que las estructuras irregulares no se pueden dotar de rigidez, ductilidad y resistencia de la misma manera que las estructuras regulares, lo cual demanda ensayos que no se han realizado aún (Muñoz, 2008).

La norma E.030 ofrece una manera de cuantificar los efectos de la irregularidad estructural, de manera que se tomen en cuenta en el diseño sismorresistente. Esta norma impide incluso la construcción de edificaciones irregulares en algunas de las zonas sísmicas del país, según el uso que se tendrá.

Este acápite se centrará en dar una visión general de los niveles de desempeño sísmicos más utilizados y en presentar los análisis sísmicos que permiten conocer el comportamiento de las estructuras dentro del concepto del diseño por desempeño propuesto por SEAOC (1995).

Para lograr un diseño sismorresistente que responda a las necesidades de nuestra sociedad sin exigir un desequilibrio en el aspecto económico de la construcción es necesario considerar niveles de desempeño de las edificaciones según su importancia y la intensidad del sismo a la que se enfrentan. En un principio sería deseable que el desempeño de todas las edificaciones sea óptimo ante todo evento posible, pero esto implica un esfuerzo económico importante y muchas veces inalcanzable.

Es por esto que el Comité Visión 2000 (1995) propone clasificar las edificaciones en las siguientes: comunes, como viviendas y oficinas; esenciales, como hospitales y colegios; y críticas, como reactores nucleares y plantas industriales. También define los niveles de intensidad de sismo en los siguientes: frecuente, con período de retorno de 43 años; ocasional, con período de retorno de 72 años; raro, con período de retorno de 475 años; y muy raro, con período de retorno de 970 años.

Finalmente, propone una clasificación para los niveles de desempeño según el daño estructural tal y como se muestra a continuación: completamente operacional; con todos los servicios funcionando y con daño estructural nulo o despreciable; funcional, con agrietamiento en elementos estructurales y servicios parcialmente funcionando; resguardo de la vida, con pérdida de rigidez a cargas laterales pero con capacidad para ser reparado; cercano al colapso, con pérdida irreparable de rigidez y colapso de elementos secundarios; y colapso, con pérdida total y parcial del sistema sismorresistente.

A continuación, se muestra la figura 1.8, la cual resume la propuesta del Comité Visión 2000 para el diseño basado en el desempeño sísmico:

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Nivel de Demanda	<b>Sismo Frecuente</b> (69% / 50años)	Común			
	<b>Sismo Ocasional</b> (50% / 50años)	Esencial	Común		
	<b>Sismo Raro</b> (10% / 50años)	Crítico	Esencial	Común	
	<b>Sismo Muy Raro</b> (5% / 50años)	Crítico	Crítico	Esencial	Común

Figura 1.8. Niveles de Desempeño y Demanda sísmica según importancia de edificación

### 1.3.2 Análisis sísmico de estructuras

Resulta evidente la necesidad de investigar la respuesta sísmica que presentará una estructura para aspirar a realizar un diseño basado en el desempeño, por lo que existen una variedad de análisis a los que se puede someter una estructura para conocer su comportamiento sísmico. Realizar estos análisis permite a los diseñadores cuantificar la necesidad de rigidez en las edificaciones según el peligro sísmico, la cual es dependiente de la zona donde se ubica la edificación. Sin embargo, la existencia de zonas de alta sismicidad en contraste con zonas de muy baja sismicidad, muestran que existe una gran variación entre las exigencias para dos zonas geográficas distintas, y es por esto que en muchos casos resulta técnicamente inviable el diseño basado en el desempeño tal y como se presentó en el acápite anterior.

Esto puede apreciarse claramente al contrastar los casos de Perú y España, puesto que en España es posible alcanzar un nivel de desempeño operacional para sismos frecuentes debido a que la magnitud de los sismos en este país es considerablemente menor a la que se enfrentan los sismos peruanos. De esta manera, la filosofía de los niveles de desempeño puede ser al mismo tiempo una realidad y un ideal inalcanzable según el peligro sísmico inherente al lugar donde se encuentre la estructura a analizar.

A continuación se presentarán 3 enfoques distintos para realizar los análisis sísmicos a una edificación cuyos resultados pueden permitir al diseñador tener una visión amplia sobre la realidad de la edificación que está diseñando, de manera que puede proponer soluciones adecuadas para lograr el desempeño deseado.

#### *a. Análisis Modal-Espectral*

El análisis modal espectral es un análisis elástico, y consiste en someter a la estructura a un espectro de pseudo-aceleración como el de la figura 1.9. Este espectro presenta en el eje vertical la aceleración máxima en la azotea del edificio “Sa” y en el eje horizontal el período de la estructura.

El valor de Sa se calcula, según la norma E.030 como:

$$Sa = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \quad (\text{Ec. 13})$$

Pseudo-Aceleración en la azotea de un edificio

Donde Z es el factor de zona y representa a la aceleración en el lecho rocoso, U es el factor de uso que indica la importancia de la edificación, C es el factor de amplificación de aceleración de la base del edificio a su azotea y está relacionado con el período estructural, y S es el factor de suelo que está relacionado con la capacidad del suelo para amplificar las ondas sísmicas del lecho rocoso a la base de la edificación.

El análisis consiste en utilizar este espectro para calcular la aceleración que percibe la estructura según el período de vibración de cada modo de la edificación. De esta manera, para cada modo de vibración se pueden calcular desplazamientos máximos “Sd” en la azotea a partir del “Sa” calculado, puesto que se relacionan con la siguiente expresión:

$$Sd = \frac{Sa}{w^2} \quad (\text{Ec. 14})$$

Pseudo-Desplazamiento para una estructura de un grado de libertad

Donde  $w$  está relacionado al período de cada modo de vibración de la estructura y se calcula respondiendo a la siguiente ecuación:

$$[K]\{\phi\} = w^2[M]\{\phi\} \quad (\text{Ec. 15})$$

Ecuación matricial de equilibrio dinámico

Esta ecuación matricial tiene como solución un conjunto de vectores y valores propios para una matriz de rigidez  $[K]$  y una de masa  $[M]$  definidas a partir de las características de la propia estructura. Los vectores propios  $\{\phi\}$  representan los modos de vibración de la estructura y los valores propios  $w^2$  permiten el cálculo del período estructural vinculado a cada modo. Este período se calcula de la siguiente manera:

$$T = \frac{2\pi}{w} \quad (\text{Ec. 16})$$

Período fundamental de una estructura.

Para realizar este análisis se utiliza el espectro y se entra con el valor de  $T$ , se calcula el  $S_a$  y, por consiguiente, el  $S_d$ . Este  $S_d$  se reparte en la estructura utilizando el modo de vibración  $\{\phi\}$  asociado al  $T$  del modo a analizar. Esto se realiza para aquellos modos que se considere que tengan una respuesta suficientemente relevante. Existen, además, diversos criterios de combinación para los modos de vibración que se consideren como el de raíz cuadrada de suma de cuadrados (SRSS) y la combinación cuadrática completa (CQC). De estos dos, es usualmente preferible el uso de la combinación CQC debido a que en muchos casos reduce notablemente los errores inherentes en la combinación SRSS (Wilson, Der Kiureghian, & Bayo, 1981).

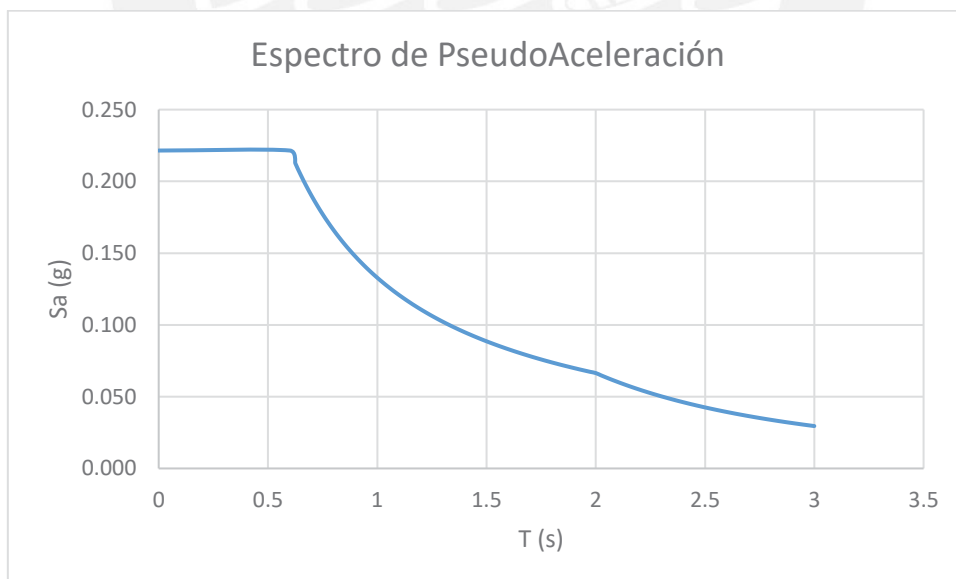


Figura 1.8. Espectro de pseudo-Aceleración calculado con la norma E.030 2016.



### 1.3.3 Análisis estático no-lineal

El análisis estático no lineal o *pushover* consiste en un estudio detallado de las propiedades inelásticas de la edificación por medio de la aplicación de un vector de cargas monotónicas.

Se somete a un desplazamiento lateral muy lento a la estructura, el cual es constante y permite registrar los valores de la deformación  $X$ , y la fuerza aplicada  $V$ . Debido a la velocidad reducida del ensayo, los efectos dinámicos no son significativos y, por lo tanto, el vector de fuerzas constituye las fuerzas sobre el sistema estructural.

El comportamiento de la estructura en un análisis *pushover* presenta dos etapas: Una primera etapa elástica en la cual no existe daño en la estructura, por lo que no es importante conocer el comportamiento constitutivo de los materiales que componen la estructura. Sin embargo, la segunda etapa del análisis consiste en el estudio de la formación de rótulas, para lo cual sí resulta importante modelar las propiedades inelásticas de la estructura. De esta manera, se construyen los diagramas momento-curvatura de los elementos estructurales y al conocer la fuerza  $V$ , se puede calcular el momento en cada sección para cada variación de la deformación y verificar la secuencia de formación de rótulas.

Este análisis tiene como objetivo la construcción de una curva de capacidad, que representa la variación de la fuerza  $V$  respecto de la deformación  $x$ . Esta curva de capacidad puede ser utilizada para calcular el desempeño sísmico de una estructura. Para esto, se han desarrollado diversos métodos, de los cuales Comartin, Niewiarowski y Rojahn (1996) proponen los siguientes:

#### a. Método del espectro de capacidad-demanda

Este método consiste en compatibilizar los dos aspectos involucrados en el desempeño de la estructura. En primer lugar, están las propiedades de la estructura, las cuales se ven representadas en la curva de capacidad. Para este método, se requiere convertir la curva de capacidad en un espectro de capacidad, lo cual se logra con las siguientes relaciones:

$$Sa = \frac{V}{M} \quad (\text{Ec. 17})$$

Cálculo de la pseudo-aceleración a partir de la cortante

$$Sd = x \quad (\text{Ec. 18})$$

Cálculo del pseudo-desplazamiento a partir del desplazamiento

De esta manera, se convierte la curva de capacidad obtenida por el análisis *pushover* en un espectro de capacidad que es compatible con los espectros de demanda. Estas ecuaciones corresponden a una estructura de un grado de libertad (GDL). Para considerar el caso de una estructura de varios GDL se deben utilizar y calcular la masa participante de cada modo de vibración del edificio.

En segundo lugar, se necesita adecuar el espectro de demanda, del espectro clásico al espectro ADSR (Acceleration-Displacement Response Spectra), el cual también se encuentra en el formato  $S_a$  vs.  $S_d$ . Para lograr convertir cada punto del espectro  $S_a$  vs.  $T$  en un espectro ADSR se utilizan la siguiente relación entre  $S_a$ ,  $T$  y  $S_d$ :

$$S_{di} = \frac{T_i}{4\pi^2} S_{ai} \times g \quad (\text{Ec. 19})$$

Cálculo del pseudo-desplazamiento a partir del período

Habiendo calculado ambos espectros, es posible determinar el punto de desempeño de la estructura superponiendo ambos espectros, tal y como se muestra en la figura 1.9:

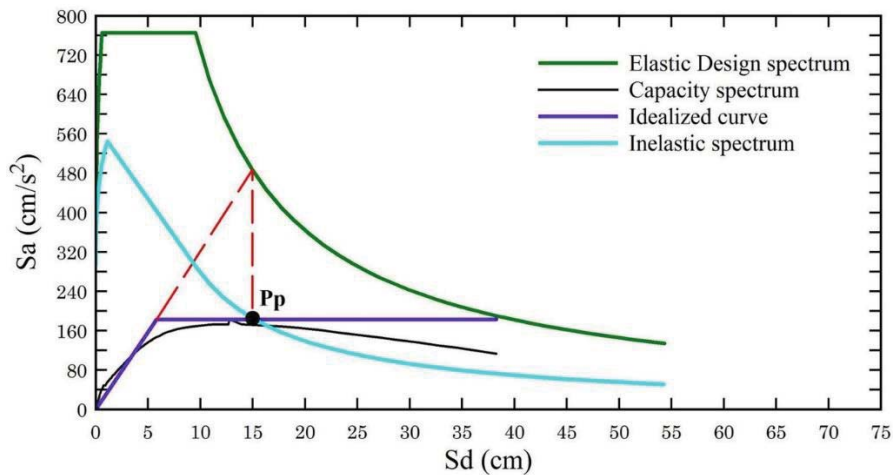


Figura 1.9. Desempeño a partir de los espectros de demanda y capacidad (Vielma, et al., 2013)

*b. Método del coeficiente de desplazamiento*

Este método consiste en el uso de diversos factores para estimar un punto de desempeño a partir un período efectivo  $T_e$  con la siguiente ecuación:

$$\delta t = C_0 \times C_1 \times C_2 \times C_3 \times S_a \times \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (\text{Ec. 20})$$

Desplazamiento en la azotea según método de coeficientes

Donde  $C_0$  es un factor que relaciona el desplazamiento espectral con el desplazamiento probable de la azotea,  $C_1$  es un factor que relaciona el máximo desplazamiento inelástico con el desplazamiento lineal elástico,  $C_2$  es un factor que se relaciona con la forma de histéresis del desplazamiento máximo, y  $C_3$  es un factor de modificación que representa los efectos de segundo orden.

El procedimiento completo y debidamente detallado ha sido presentado por el ATC (1996) y cumple como procedimiento alternativo al método del espectro capacidad-demanda.

1.3.4 Análisis Dinámico No-Lineal

El análisis dinámico no-lineal, también conocido como tiempo-historia, es el análisis más completo y sofisticado que se ha desarrollado para el análisis sísmico y la determinación del desempeño de una estructura. Esto implica también un mayor esfuerzo en la determinación de resultados consecuentes con la realidad, tanto en el desarrollo teórico como en el tiempo en resolverse el problema en computadora.

Este análisis consiste, al igual que el análisis *pushover*, en modelar las propiedades inelásticas de la estructura y en someterla a un determinado conjunto de señales sísmicas escaladas. Este análisis se puede realizar en programas como el SAP2000, Etabs o Perform y permite obtener resultados tales como la respuesta elástica e inelástica en cada instante del evento. Las respuestas que permite obtener este análisis consisten principalmente en

la cortante basal y la deriva de entrepiso en cada instante de tiempo para el cual se realiza el análisis, tal y como se muestran en la figura 1.10.

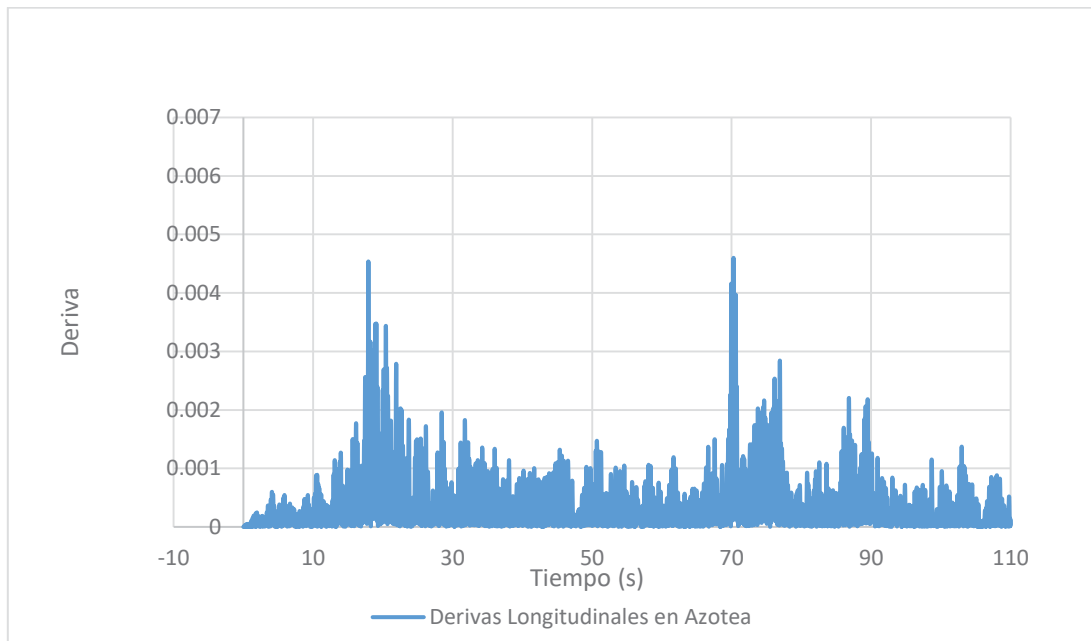


Figura 1.10. Deriva de entrepiso en el tiempo de un análisis tiempo-historia

## 1.4 Comportamiento de los Sistemas de Aislación Sísmica

### 1.4.1 Efectos en la estructura de los sistemas de aislación

Estudiar los métodos no lineales de análisis ha permitido comprender y cuantificar con mayor precisión la respuesta inelástica de las estructuras, con lo cual se han desarrollado soluciones cada vez más eficaces a los problemas que trae consigo un evento sísmico de gran magnitud. En particular, el poder conocer y modelar las curvas de capacidad de una edificación con un nivel de precisión adecuado, ha permitido utilizar sistemas de aislación sísmica como alternativa a los disipadores de energía para la protección sísmica de una edificación.

Las estructuras con sistemas de aislación sísmica presentan un comportamiento notoriamente distinto al de las estructuras empotradas en su base, pues los aisladores permiten formar un sistema estructura-base aislada. Principalmente, la aislación sísmica permite reducir directamente el daño que percibe la estructura a partir de la reducción sustancial de la deriva de entrepiso. Esto se logra concentrando los desplazamientos en la base aislada, de tal manera que la edificación se desplaza como un conjunto con muy poco desplazamiento de entrepiso y un gran desplazamiento concentrado en la base (Kelly, Skinner, & Robinson, 2006).

#### 1.4.2 Sistemas de aislación sísmica con núcleo de plomo

Considerando que existen una gran variedad de sistemas de aislación, este acápite se centrará en presentar uno de los sistemas de aislación que se utilizan en el mercado, el cuál será empleado en el estudio del hospital que contempla esta investigación. Estos aisladores son los elastoméricos con núcleo de plomo.

Los aisladores con núcleo de plomo se componen por planchas de caucho o goma reforzadas con planchas de acero. El sistema se encuentra sostenido por dos planchas externas de acero que permiten el ensamble del aislador sobre columnas o pedestales. Como es evidente, cuenta en el centro con un núcleo de plomo que brinda al aislador de mayor durabilidad y permite compatibilizar los desplazamientos del sistema aislado (DIS, 2015). La figura 1.11 muestra las partes de un aislador con núcleo de plomo.

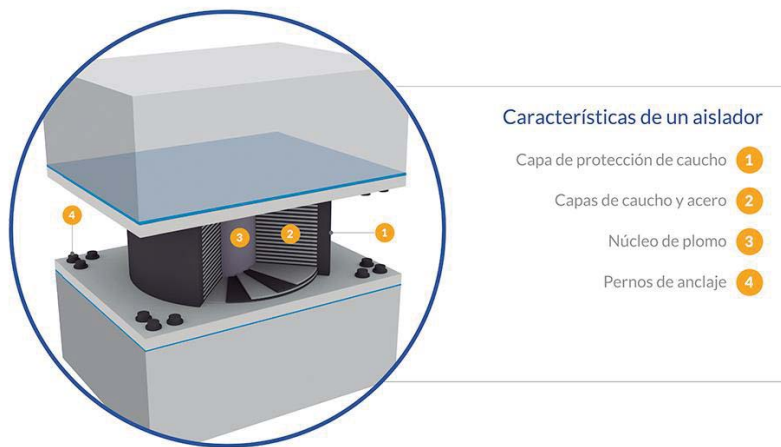


Figura 1.11. Partes de un aislador con núcleo de plomo (Fuente: DIS)

Por otro lado, el comportamiento de los aisladores está regido por el diagrama Fuerza-Deformación del material compuesto por las capas de caucho y acero trabajando para fuerza lateral. La figura 1.12 muestra el diagrama típico para los aisladores, el cual es utilizado tanto para el diseño como para el análisis. Este muestra un punto de falla para un desplazamiento lateral muy grande, lo cual indica que la falla del aislador se da por la pérdida de capacidad de carga debido al desplazamiento.

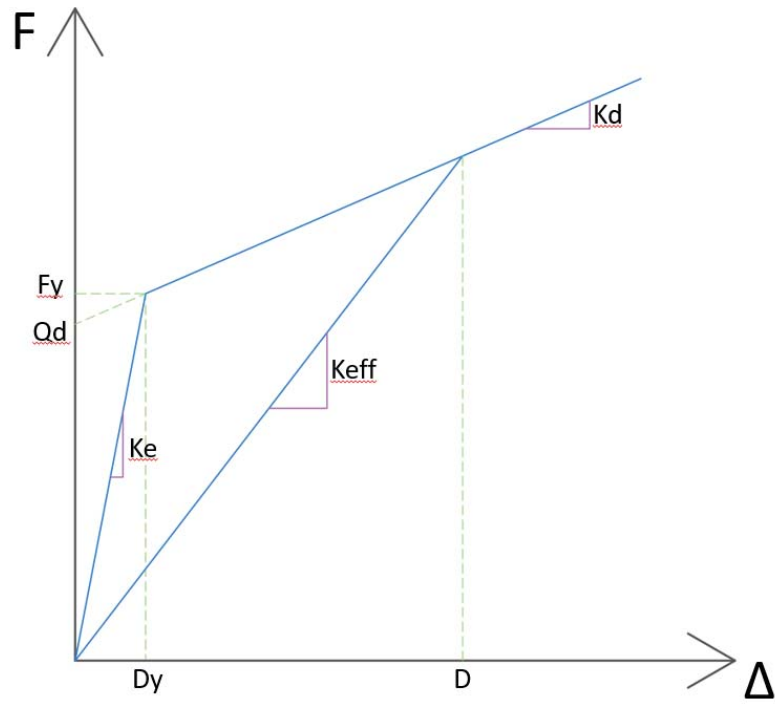


Figura 1.12. Diagrama Fuerza-Deformación de un Aislador con núcleo de plomo



## Capítulo 2: Metodología

### 2.1 De los modelos de comportamiento del concreto armado

Para modelar el comportamiento del concreto armado se ha determinado la factibilidad de cada uno de los modelos presentados anteriormente, de manera que se logre representar con suficiente precisión la realidad, pero tomando en cuenta la gran dispersión de las variables que representan este comportamiento. Es por esto que se han seleccionado para esta investigación modelos que nos permitan un análisis simple, de tal forma que el modelamiento y los resultados se enfoquen en estudiar el fenómeno, y no se tengan complicaciones propias de los procedimientos.

Sin embargo, se reconoce la importancia de lograr resultados que reflejen el comportamiento real del hospital, por lo que se presentarán a continuación los modelos que se utilizarán y se comentarán las razones por las cuales se han escogido estos.

Para los fines de esta investigación se puede desprestigiar el aporte del concreto en tracción, de tal manera que los cálculos se simplifican notablemente, mientras que los resultados no se ven afectados sensiblemente. Y en cuanto al comportamiento en compresión del concreto se ha definido el modelo de Kent y Park para concreto no confinado. Esta elección responde a los siguientes motivos:

- Los modelos de concreto no confinado permiten tener una seguridad considerable al evaluar el desempeño sísmico, pues muestran valores conservadores para los elementos con refuerzo transversal frente a los modelos de concreto confinado. De esta manera es posible asumir, conservadoramente, que el refuerzo transversal no necesariamente brindará al concreto un confinamiento adecuado.
- El modelo de Kent y Park, entre los modelos para concreto no confinado presentados anteriormente, es uno de los más simples de manejar. Tal y como se comentó en el capítulo anterior, los cuatro modelos presentados para el concreto no confinado derivan en resultados similares y del mismo orden de magnitud, por lo que lo más factible para esta investigación es utilizar el modelo que resulte matemáticamente más sencillo de manejar, para así poder estudiar con mayor facilidad el comportamiento inelástico de la sección. El modelo de Kent y Park destaca por su simplicidad sin dejar de mostrar el comportamiento completo del concreto, a diferencia del bloque de compresiones del ACI.

Para el comportamiento del acero se decidió tomar un modelo de acero elastoplástico perfecto, el cual, como se mencionó en el capítulo anterior, es un caso particular del modelo generalizado de Mander. De esta manera, se asegura un modelo que es conservador, pero que representa con rigurosidad el notable escalón de fluencia del acero estructural.

Con la elección de estos modelos para el comportamiento del concreto y el acero, es posible representar las relaciones Momento-Curvatura de todas las secciones distintas que componen la estructura del hospital. Estas relaciones serán modeladas dentro de un programa computacional, el cual permitirá realizar los análisis de desempeño sísmico que se comentarán en el siguiente acápite.

El programa que se utilizará para este análisis es el SAP2000 V17, el cual permite realizar los análisis estático y dinámico que se desean para conocer el desempeño sísmico del hospital. Este programa permite el cálculo automático de los diagramas momento-curvatura de la sección; sin embargo, el programa oculta los procedimientos seguidos y modelos constitutivos utilizados al calcular estos diagramas, por lo que se calcularán e ingresarán los



puntos del diagrama Momento-Curvatura manualmente siguiendo los requerimientos propios del programa. A continuación se muestra en la figura 2.1 el diagrama asimilado que el programa utiliza y sobre el cual se definirán los básicos para su construcción:

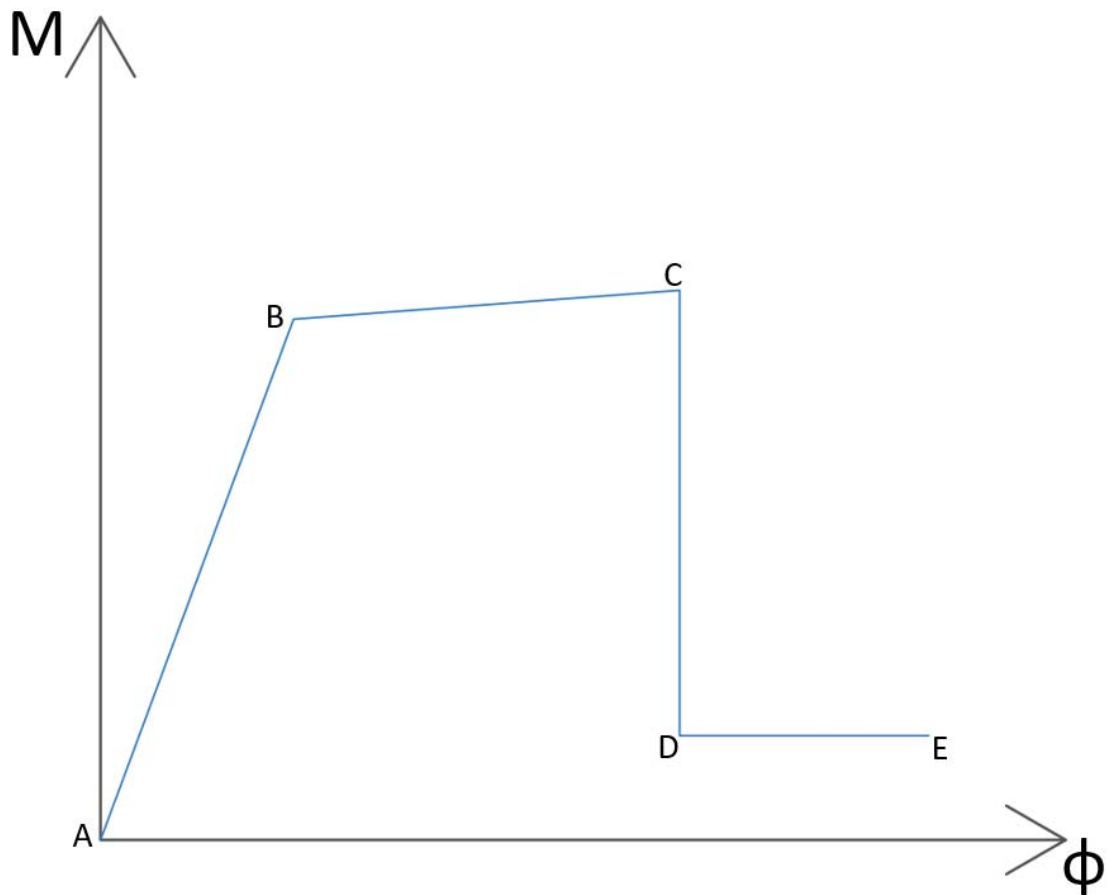


Figura 2.1. Diagrama Momento-Curvatura en el formato del SAP2000

Donde el punto B es el punto de fluencia efectiva ( $M_y, f_y$ ) y el punto C es el punto de agotamiento ( $M_{max}, f_{max}$ ). El programa también solicita que se agreguen los puntos D y E, los cuales no son relevantes para el comportamiento de la sección pero permiten modelar la pérdida de rigidez y resistencia de la sección por el daño. El punto D corresponde a una caída del 80% de  $M_{max}$  para la misma curvatura  $f_{max}$ , mientras que el punto E corresponde al punto de rotura, con el mismo momento del punto D con una curvatura que sigue por un tramo suficientemente amplio para que el análisis no se detenga de inmediato.

## 2.2 De los análisis sísmicos

### 2.2.1 Análisis Modal Espectral

Este análisis se realizará siguiendo los lineamientos de la norma E.030 Diseño Sismorresistente del año 2016. Esto se debe a que el espectro que propone el proyecto de la norma representa con adecuada precisión la realidad sísmica a la que se enfrentará el hospital. Para este análisis se debe definir la aceleración espectral como función del período de la estructura y el criterio de combinación para el aporte de cada modo de vibración.

#### *a. Aceleración Espectral*

La aceleración espectral como función del período de la estructura se define a partir de varios factores, los cuales representan el contexto sísmico del hospital. A continuación se presentan los factores que se utilizarán para el análisis modal espectral del hospital:

- Factor de Zona (Z): El hospital se encuentra ubicado en el departamento de Moquegua, provincia Mariscal Nieto y distrito de Moquegua. Según la norma E.030, este distrito se clasifica como zona sísmica 4.
- Factor de Uso (U): La función de establecimiento de salud clasifica al hospital dentro de la categoría de Edificaciones Esenciales (A). La norma exige el uso de aislamiento sísmico para estas edificaciones. Para esta investigación se realizará el análisis con y sin sistema de aislación sísmica, lo cual determinará diferentes valores del factor U según sea el caso.
- Factor de Suelo (S): No se cuentan con estudios de mecánica de suelos del proyecto; sin embargo, se asumirá un suelo intermedio para lograr valores dentro de un rango promedio. La norma clasifica los suelos intermedios como S2.
- Factor de Amplificación (C): Este valor depende del período de la estructura y tiene tres tramos, los cuales están definidos por los valores de “Tp”, “TL” y el período de la estructura “T”. Los valores de Tp y TL se obtendrán de la tabla 4 de la norma para un perfil de suelo S2.
- Factor de Reducción (R): Dado que el hospital está definido únicamente por pórticos de concreto armado, se tomará un factor básico de reducción  $R_0 = 8$  para el análisis de base fija con el fin de comparar su desempeño. Este factor no se reducirá por las irregularidades según indica la norma puesto que el hospital cumple con todos los criterios de regularidad tanto en altura como en planta que se puedan analizar a priori.

#### *b. Criterio de combinación*

Para este análisis modal espectral, se utilizará el criterio de combinación cuadrática completa (CQC) tal y como la norma lo indica. Este criterio de combinación puede definirse dentro del programa SAP2000 al introducir los datos del caso de análisis.

#### 2.2.2 Análisis No Lineal Estático

Para el análisis no lineal estático se empleará el método del espectro capacidad-demanda, para el cual se utilizarán espectros de demanda escalados a partir de 5 señales sísmicas, las cuales son representativas del sismo esperado para la estructura. Además, se calculará la curva de capacidad, obtenida por el análisis de carga incremental. De esta manera se contrastarán ambos en un espectro de capacidad  $S_a$  vs  $S_d$  siguiendo los lineamientos propuestos por Comartin, Niewiarowski y Rojahn (1996).

Los espectros de demanda se obtendrán con el *software* SeismoMatch, el cual permite escalar los registros sísmicos hacia un espectro objetivo, el cual es en este caso el de la norma E.030. De esta manera se lograrán obtener espectros de demanda de eventos reales asociados a los requerimientos de la norma peruana.

Cuando se obtengan ambos espectros (de capacidad y de demanda), se intersectarán para obtener el punto de desempeño de la estructura. Finalmente, este punto se verificará su desempeño según la clasificación y propuestas del comité visión 2000 (SEAOC, 1995).

#### 2.2.3 Análisis Tiempo-Historia

Para este análisis se utilizarán los mismos 5 registros sísmicos, los cuales serán adecuadamente escalados para cumplir con los requerimientos de la norma E.030,

apoyándose en los lineamientos de la ASCE 7. El procesamiento de las señales será el mismo que para el análisis de espectro capacidad-demanda, con la diferencia que en este caso se utilizará el registro completo de un valor de aceleración por intervalo de tiempo. Finalmente, se procederá a definir una función tiempo-historia y un caso de análisis en el SAP2000 para realizar el análisis dinámico no lineal.

Tal y como indica la norma E.030 para el tratamiento de resultados del análisis dinámico, se considerarán los máximos valores para las fuerzas sísmicas, las deformaciones y las derivas. Esto se debe al hecho que se utilizarán 5 registros, mientras que la norma exige al menos 7 para poder considerar los promedios de dichos valores. Por otro lado, se verificará con los valores máximos que las derivas de entrepiso no superen en 1.25 veces los valores indicados en la tabla 11 de la norma E.030.



## Capítulo 3: Modelamiento del caso de estudio

Tal y como ya se ha mencionado, este estudio se enfocará en analizar un único hospital con y sin sistemas de aislación. Este ha sido adaptado de tal manera que los resultados sean reproducibles y compatibles con otros casos que presenten un sistema estructural similar.

### 3.1 Características del proyecto

Esta investigación se enfoca en el bloque D del proyecto de ampliación del hospital regional de Moquegua y cuenta con dos niveles. Este pabellón corresponde a la especialidad de Anatomía Patológica y Esterilización. También cuenta con un área de emergencias y el centro quirúrgico.

El bloque D se ha adaptado de tal manera que cuenta con un área de 90m x 26.2m. Este contiene cinco vigas longitudinales espaciadas cada 6.55m y 13 vigas transversales espaciadas cada 7.5m. Esto resulta en 48 paños de 6.55m x 7.5m cada uno. La altura de entrepiso es de 4m. En las figuras 3.1 y 3.2, se puede apreciar una vista general del bloque D adaptado para esta investigación.

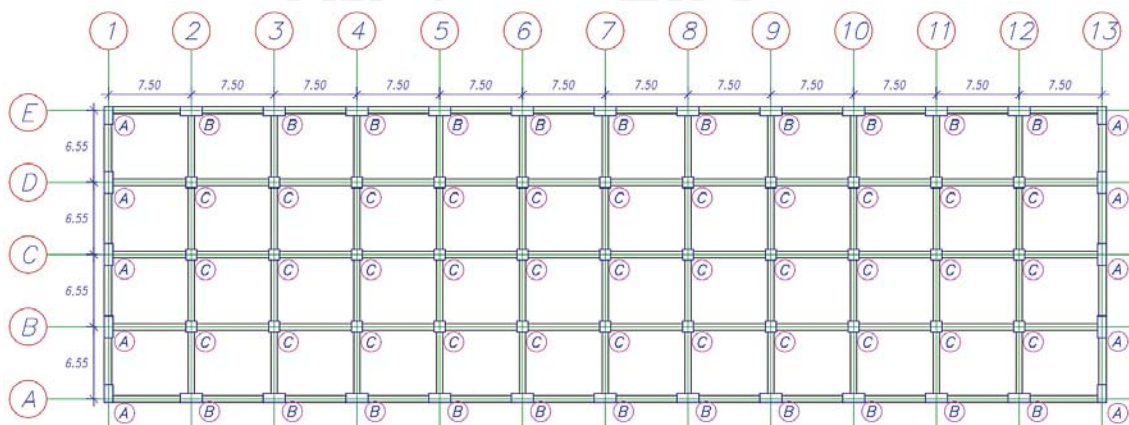


Figura 3.1. Planta del primer nivel de la estructura analizada.

El sistema estructural del edificio para ambas direcciones longitudinal y transversal es de pórticos de concreto armado y el sistema de techado es de losas aligeradas en dos direcciones, también conocidas como losas nervadas en el medio. Para el sistema de protección sísmica, el diseño lleva 65 aisladores de núcleo de plomo bajo cada una de las columnas del primer piso. En el anexo de planos, se encuentran los detalles de armado de los elementos estructurales, así como las distintas secciones que se presentan.

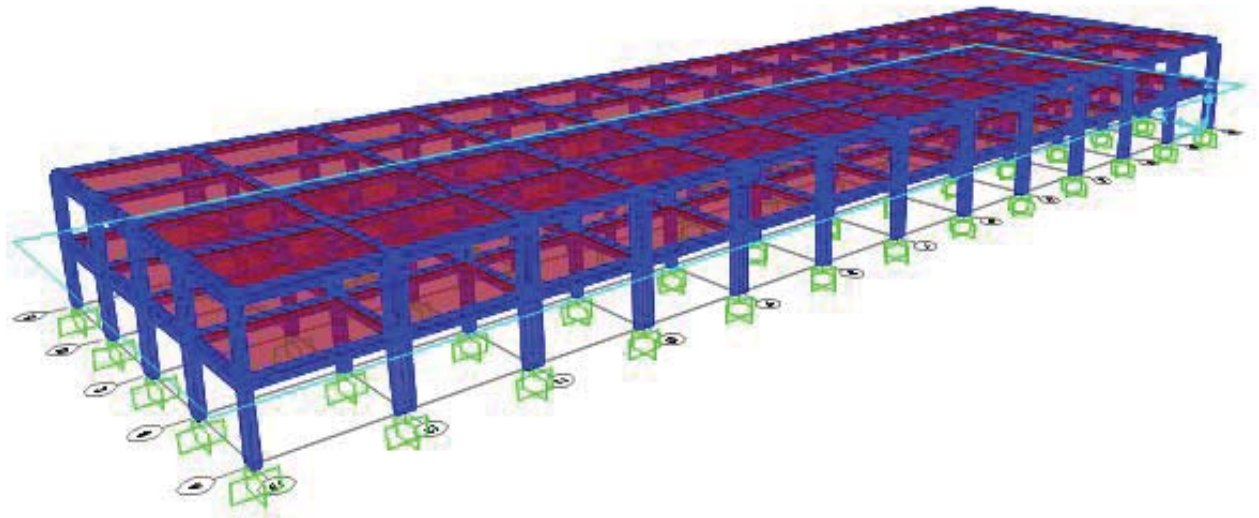


Figura 3.2. Modelo Tridimensional del bloque D

### 3.2 Características del Modelo

#### 3.2.1 Características Generales

El modelo se ha realizado, tal y como se menciona en el capítulo anterior, en el programa SAP2000, el cual permite dibujar los elementos estructurales asignándole las características que le corresponden según el detalle de los planos. No se ha dibujado, a pesar de que el SAP2000 lo permite, el refuerzo de los elementos, puesto que introducir los diagramas Momento-curvatura manualmente como característica de los elementos permite un mejor control del procedimiento que realiza el *software* para obtener el comportamiento inelástico. En el capítulo quinto, se presentará como mayor detalle la construcción de estos diagramas y su interacción con el modelo.

Los elementos principales para modelar son los siguientes cuatro:

- Vigas, las cuales han sido modeladas como elementos tipo Frame. Existen dos tamaños de secciones de viga.
- Columnas, que también fueron modeladas como elementos tipo Frame. Existen tres tamaños de secciones de columna.
- Losas, las cuales fueron modeladas como elementos tipo Shell para representar el comportamiento en dos direcciones. A las losas se les ha asignado un valor de espesor de  $10^{-5}$  y en su lugar se ha agregado el peso como una carga para la losa.
- Aisladores, los cuales fueron modelados como elementos tipo Link para representar el comportamiento de los aisladores de núcleo de plomo.

La siguiente tabla resume las dimensiones de los elementos de vigas y columnas, además de indicar el tipo de sección y material que se le ha asignado con el SAP2000:

Tabla 1. Secciones de elementos de vigas y columnas

Nombre de la Sección	Forma	b	h	Área
		m	m	m <sup>2</sup>
<b>Columna A</b>	Rectangular	0.4	0.8	0.32
<b>Columna B</b>	Rectangular	0.4	1	0.4
<b>Columna C</b>	Cuadrada	0.5	0.5	0.25
<b>Viga A</b>	Rectangular	0.3	0.6	0.18
<b>Viga B</b>	Rectangular	0.35	0.85	0.29

### 3.2.2 Características para el análisis sísmico

El análisis sísmico requiere modelar ciertos aspectos que indican al *software* cómo desea el usuario que se realice el análisis. Esto existe para poder controlar de manera óptima los parámetros que se ensayarán. Los parámetros utilizados en esta investigación se indican a continuación:

- Fuente de Masa: Se decidió que el *software* utilice los patrones de carga definidos para el modelo, de manera que se puedan controlar manualmente cómo se calcula la masa de la estructura. Esto es apropiado ya que se han medido las cargas vivas y muertas en las losas y se han asignado manualmente, con lo que se logra congruencia. Tal y como la norma E.030 lo indica, se ha asignado el 100% de la carga muerta y un 50% de la carga viva.
- Tipo de Análisis Vectorial: Se tomó el análisis tipo “Eigen Vectors”, el cual se refiere a resolver la ecuación 15 utilizando valores y vectores propios. Se prefirió este tipo de análisis debido a que refleja mejor el comportamiento de los modos de vibración principales para análisis de aceleración de suelo horizontal (CSI, 2015).
- Número de Modos de Vibración: Se determinó que, debido a la presencia de diafragmas en cada piso modelados anteriormente, el número más adecuado de modos de vibración era de 6. Esto se debe a que estos reflejan los 6 grados de libertad del modelo, 2 grados de libertad de traslación y 1 de rotación en cada piso.

### 3.3 Características de las señales

Las señales utilizadas en esta investigación han sido seleccionadas con el fin de representar adecuadamente el peligro sísmico al cual se enfrentan las estructuras en nuestro medio, es por esto que se tomó la decisión de incluir solo señales que representen sismos del mismo tipo a los que se ven solicitados los peruanos. Estos son sismos generados por subducción y se caracterizan por su alto contenido de frecuencias altas en su espectro de Fourier.

Con esta consideración se han seleccionado tres señales de eventos sísmicos de la costa peruana y 2 señales de eventos sísmicos de gran magnitud en países con sismos similares a las nuestras. La razón por la cual se ha preferido no contar solo con sismos peruanos es la falta de experiencia que tiene nuestro país frente a sollicitaciones sísmicas de las magnitudes para las cuales se diseñan las estructuras actualmente. Esta falta de registros de gran magnitud genera una incertidumbre sobre la capacidad de una señal de representar el sismo de diseño con período de retorno de 450 años si se ha escalado la señal a más del doble de su magnitud original.

De esta manera, es posible utilizar una combinación de señales que representen una gama de características más amplias del sismo que se desea reproducir utilizando señales de



sismos similarmente ricos en frecuencias bajas como los de Japón del 2011 y Chile del 2010 pero con una magnitud más cercana a la del sismo de diseño. Estas señales pueden compararse con las peruanas escogidas escalándolas todas hacia la aceleración determinada por el espectro de diseño de la norma. Es por esto que se han escogido las siguientes señales sísmicas, sobre las cuales se presentan sus características después de escalarse:

- Lima 1974, con  $PGA = 0.516g$  y período predominante de  $T = 0.16\text{seg}$ .
- Ica 2007, con  $PGA = 0.528g$  y período predominante de  $T = 0.72\text{seg}$ .
- Moquegua 2001, con  $PGA = 0.519g$  y período predominante de  $T = 0.94\text{seg}$ .
- Chile 2010, con  $PGA = 0.45g$  y período predominante de  $T = 0.24\text{seg}$ .
- Japón 2011, con  $PGA = 0.521g$  y período predominante de  $T = 0.12\text{seg}$ .

Como se ha mencionado anteriormente, una de las maneras de comprobar que las señales sísmicas se encuentran representando el mismo rango de frecuencias es estudiar su espectro de Fourier, por lo que utilizando el *software* SeismoSignal se ha calculado dicho espectro para todas las señales escaladas y se ha verificado su rango de frecuencias predominante. La figura 3.3 presenta los espectros de Fourier para la señal de Lima 1974, donde se puede observar su gran contenido de frecuencias altas.

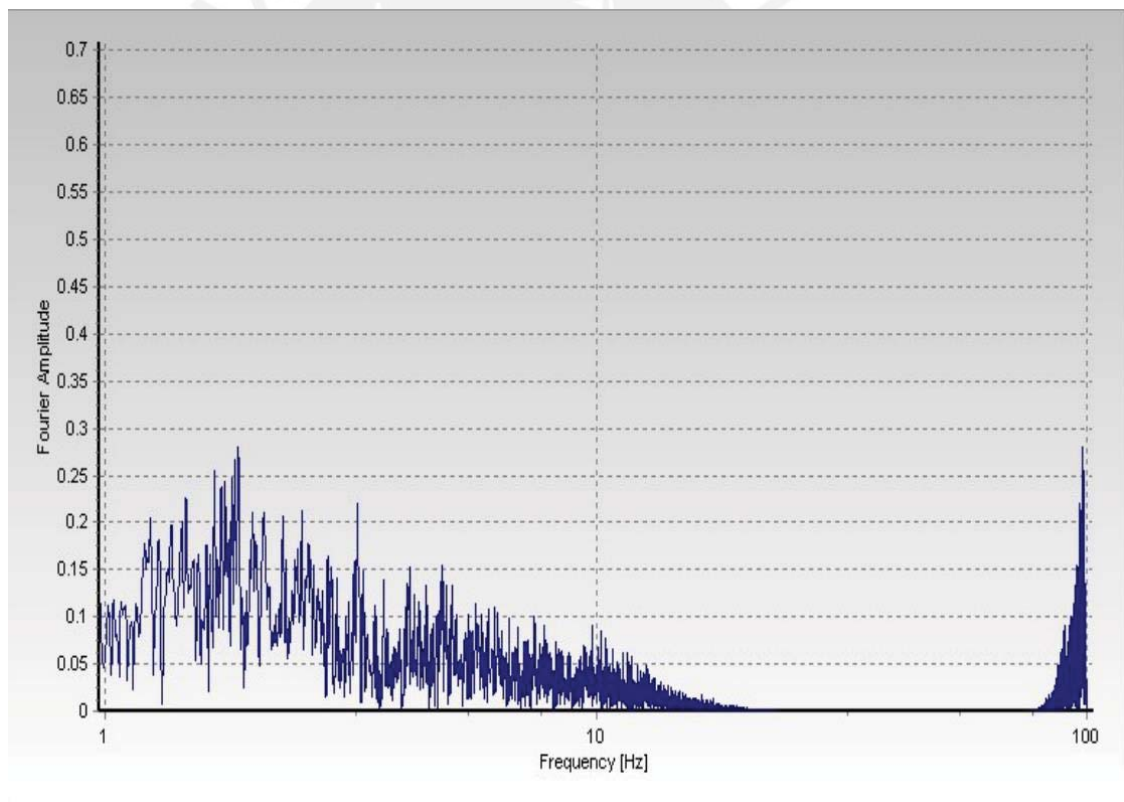


Figura 3.3. Espectro de Fourier para señal de Lima 1974

### 3.3.1 Escalamiento al espectro de la norma

Para modelar el espectro de demanda a partir del espectro de la norma se ha buscado emparejar principalmente los valores cercanos al período de la estructura, por lo que se utilizaron los valores de  $0.2T$  y  $1.5T$  para el cálculo del espectro promedio, donde  $T$  es el

período fundamental de la estructura calculado en el capítulo 4. De esta manera, se puede acercar el espectro utilizado para los valores interesantes de la estructura.

Este programa permite calcular los espectros de demanda a partir de las señales que se agreguen y puede calcular un Mean Matched Spectrum (espectro promedio escalado) para las 5 señales asociadas al espectro de la norma, por lo que se tomó como espectro de demanda esta condición. El cálculo y presentación el espectro en mención será presentado con mayor detalle en el capítulo 5. La figura 3.4 muestra los espectros de aceleración de las señales antes y después de escalarse, donde se puede observar que sólo se han escalado los valores en el rango indicado y no ha cambiado sustancialmente en el resto del espectro.

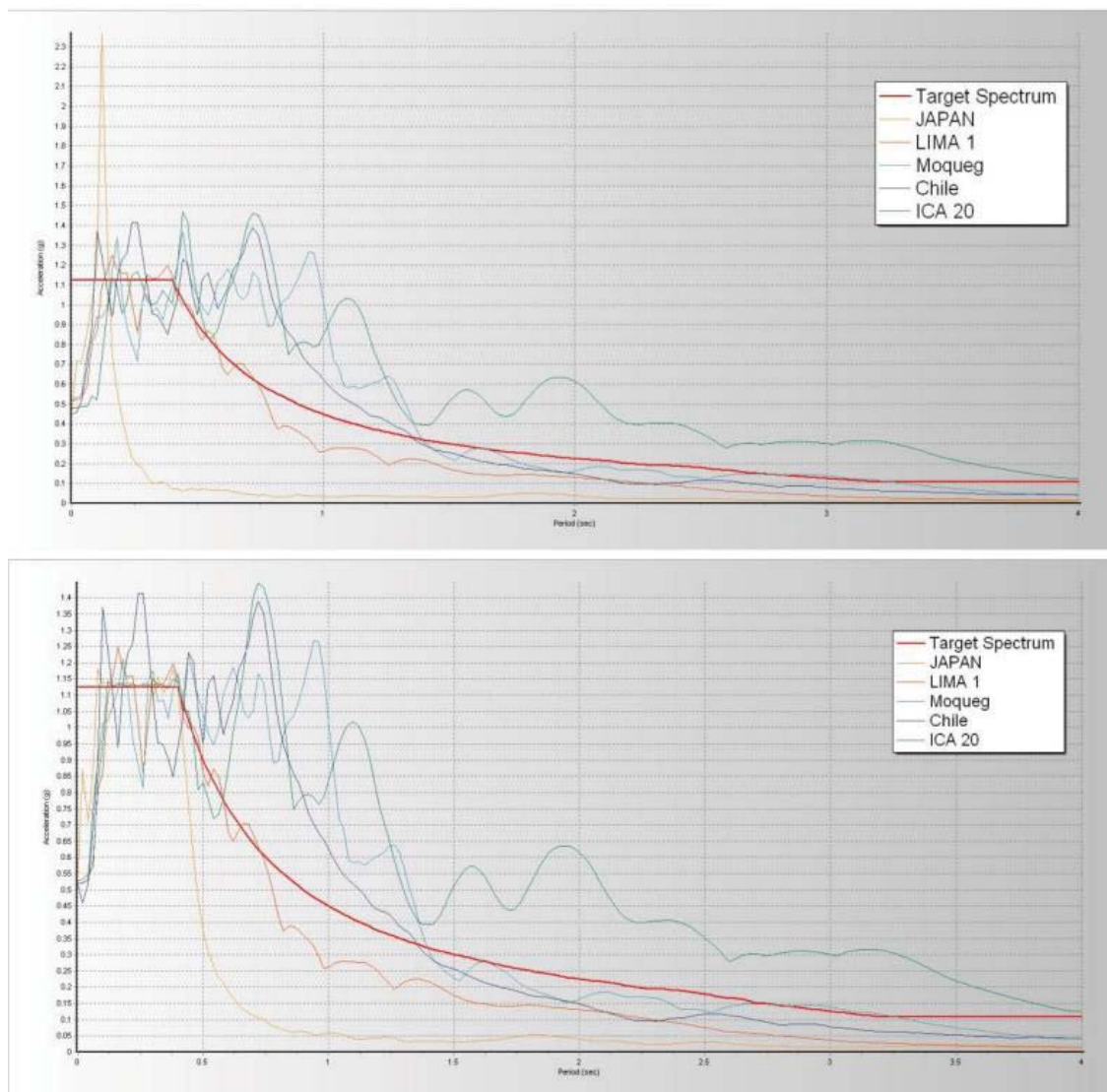


Figura 3.4 Espectros de Aceleración y Espectro Objetivo

## Capítulo 4: Análisis Modal Espectral

Este capítulo se enfocará en presentar el análisis sísmico modal espectral que indica la norma, de manera que se tenga una visión general y primera del comportamiento de la estructura. Posteriormente se discutirán estos resultados para poner en evidencia las características principales de este comportamiento. De esta manera, se podrá evaluar en los siguientes capítulos el desempeño de esta estructura para un análisis inelástico a partir de los resultados obtenidos y discutidos en este capítulo.

### 4.1 Parámetros Sísmicos

Tal y como se menciona en el capítulo de metodología (acápito 2.2.1), se han recolectado y escogido los parámetros a partir de la zona, el uso, el tipo de suelo y el sistema estructural, resumidos en la siguiente tabla:

Tabla 2. Parámetros del análisis sísmico

Tipo de Parámetro	Símbolo del Parámetro	Valor
De la Zona (Z)	Z4	0.45
Del Uso (U)	A1	1.5
Del Suelo (S)	S2	1.05
Del Período según Suelo	Tp	0.6
Del Período según Suelo	Tl	2.0

El espectro de PseudoAceleración resultante es el siguiente:

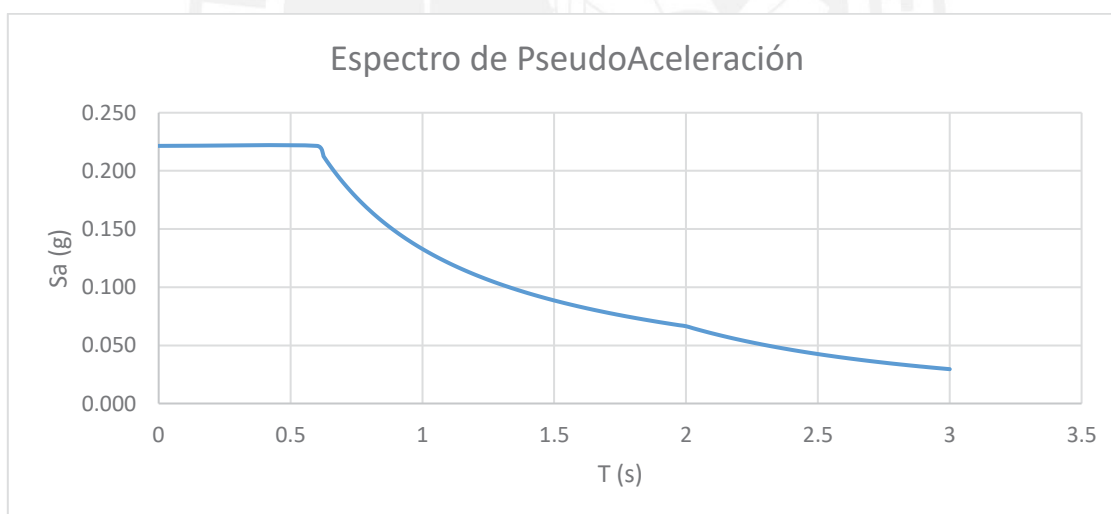


Figura. 4.1 Espectro de Pseudo-Aceleración calculado

### 4.2 Resultados

Se presentarán los resultados obtenidos, los cuales se dividen en el cálculo de la fuerza cortante en la base a partir de las fuerzas en los pórticos, el cálculo de la deriva de entrepiso a partir de los desplazamientos elásticos y la comparación del análisis dinámico con el estático según la norma E.030 lo exige. Este análisis se presentará para ambas direcciones

#### 4.2.1 Fuerza Cortante en la Base

La cortante en la base se ha obtenido a partir de las tablas que muestran las fuerzas totales en cada nivel según el caso de análisis. Para la estructura de base fija estas fuerzas son de 391.5 Ton para la dirección longitudinal y de 408.3 Ton para la dirección transversal.

#### 4.2.2 Cálculo de derivas y Verificación de Irregularidades según E.030

Para el cálculo de las derivas se ha recopilado el desplazamiento en milímetros de cada diafragma asignada a los pisos, para los casos correspondientes a cada dirección de análisis. De esta manera, se han calculado desplazamientos inelásticos según el lineamiento de la norma peruana que indica que se debe multiplicar por el 75% del valor del factor de reducción R. Es con estos desplazamientos de entrepiso inelásticos que se calcula la deriva que se compara con las exigencias de la tabla 11 de la norma peruana. Por otro lado, se aprovechará el cálculo de las derivas para verificar la existencia de irregularidad de piso blando en la estructura, según los criterios que se indican en la tabla 8 de la norma E.030.

##### a. Cálculo de derivas en la dirección transversal

La siguiente tabla presenta los resultados obtenidos para el análisis en la dirección transversal:

Tabla 3. Verificación de Derivas y Piso blando en dirección Y para análisis dinámico

Piso	Desp. Elástico	Desp. Ent Elástico	Desp. Inelástico	Desp. Ent Inelástico	Deriva	¿Piso Blando?	¿Piso Blando Extremo?
1	3.62 mm	3.62 mm	21.72 mm	21.72 mm	5.4‰	No	No
2	6.96 mm	3.34 mm	41.76 mm	20.04 mm	5.0‰		

##### b. Cálculo de derivas en la dirección longitudinal

La siguiente tabla presenta los resultados obtenidos para el análisis en la dirección longitudinal:

Tabla 4. Verificación de Derivas y Piso Blando en dirección longitudinal para análisis dinámico

Piso	Desp. Elástico	Desp. Ent Elástico	Desp. Inelástico	Desp. Ent Inelástico	Deriva	¿Piso Blando?	¿Piso Blando Extremo?
1	2.88 mm	2.88 mm	17.28 mm	17.28 mm	4.3‰	No	No
2	6.43 mm	3.55 mm	38.58 mm	21.3 mm	5.3‰		

#### 4.3 Discusión de Resultados

En este acápite se discutirán los resultados obtenidos por el análisis modal espectral y su implicancia en las propiedades estructurales de la estructura, de manera que se infiera, en líneas generales, el comportamiento de la estructura frente a sollicitaciones sísmicas. Para ello se discutirá sobre su período fundamental y su rigidez.

Por otro lado, se discutirán las verificaciones de la norma, pues son estas las que han dado los lineamientos seguidos en este capítulo para el análisis modal espectral. Esto permitirá, además, discutir sobre los desplazamientos y derivas que considera la norma en sus exigencias, así como observar el comportamiento de la estructura al analizarla con un método más simple como es el método de fuerzas equivalentes.

Por último, se discutirán sobre las limitaciones del análisis modal espectral y sobre su capacidad para brindarnos información del comportamiento no elástico de la estructura. Todo esto con el fin de dejar en evidencia la necesidad de realizar análisis más complejos que consideren las propiedades inelásticas de la estructura al estimar su desempeño sísmico completo.

#### 4.3.1 Período Fundamental y Rigidez Estructural

La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos del análisis modal para los períodos asociados a cada grado de libertad:

Tabla 5. Modos de vibración y períodos asociados

Modo de Vibración	Período T (s)
1	0.310
2	0.296
3	0.233
4	0.110
5	0.094
6	0.081

Los modos 1 y 4 están asociados al desplazamiento en la dirección longitudinal. Estos modos presentan un ratio de participación de masa de 89.9% y 10.1% respectivamente, de manera que se hace evidente que el primer modo de vibración es el dominante para la dirección longitudinal.

Los modos 2 y 5 están asociados al desplazamiento en la dirección transversal. Estos modos presentan un ratio de participación de masa de 85.5% y 14.5% respectivamente, de manera que para la dirección transversal predomina el segundo modo de vibración.

Por último, los modos 3 y 6 están asociados a la rotación de los diafragmas en la dirección Z, es decir, rotación en su mismo plano. Estos modos presentan un ratio de participación de masa de 88.9% y 11.1% respectivamente, lo cual muestra que domina el tercer modo de vibración.

Tal y como lo muestra la tabla anterior, el primer modo es el que presenta un mayor período estructural de 0.31s, por lo que para la dirección de análisis longitudinal, este es el período fundamental. Mientras que para la dirección transversal, el período fundamental será de 0.296s.

Debido al tamaño pequeño de la estructura y regular distribución de la rigidez, se observa que los períodos que definen los modos de vibración se encuentran relativamente cercanos unos de otros, lo cual implica que el comportamiento real de la estructura se verá afectado de manera sensible por cada uno de los modos de vibración a utilizar la superposición modal.

Otra característica importante de la edificación es su rigidez lateral, la cual está íntimamente ligada al período fundamental, de manera que el período obtenido que está en el orden de 0.3s lleva a inferir que la estructura es rígida. Esto se debe, principalmente, a que los edificios especialmente bajos de materiales convencionales suelen presentar períodos bajos, del orden de 0.1-0.2 segundos por cada piso. Sin embargo, debe tomarse en cuenta el sistema estructural sismorresistente, pues este tiene alta importancia en la rigidez y, por lo tanto, en el período estructural. Para el caso de este hospital, el sistema resistente a cargas laterales está formado únicamente por pórticos y vigas, los cuales ofrecen una rigidez notablemente inferior a la que ofrecen los muros, de manera que compensan la gran rigidez que tiene la estructura por el hecho de ser de 2 pisos



únicamente. Tomando en cuenta todo esto, se puede verificar que el cálculo realizado por el *software* se encuentra dentro del orden de magnitud esperado.

#### 4.3.2 Verificaciones de la norma

##### *a. Irregularidades*

La estructura, tal y como se mencionó en el capítulo de metodología, cumple con todos los requisitos de la norma para irregularidades en planta y en altura que se puedan analizar a priori, de manera que se necesita del análisis modal espectral para conocer los desplazamientos y poder analizar las irregularidades de piso blando y torsionales.

En primer lugar, y de manera directa, se puede descartar la irregularidad torsional. Esto se debe a que, para ambas direcciones, el sistema estructural es simétrico y regular, por lo que no existe una fuente de torsión aparte de la accidental introducida en el análisis que pueda proveer los desplazamientos diferenciados en el centro de masas y un punto extremo. Lo mencionado se evidencia al revisar los desplazamientos obtenidos por el *software* para el análisis espectral, el cual muestra un desplazamiento igual para toda la planta en la dirección de análisis.

Por otro lado, para analizar si existe irregularidad de piso blando en la estructura, se requiere conocer los desplazamientos de cada piso, los cuales han sido resumidos y mostrados en el acápite 4.2.2. Para entender por qué no se presenta este tipo de irregularidad, es necesario identificar las características que afectan las derivas de cada entrepiso. Una de estas características es la altura de entrepiso, la cual es de 4.025m para ambos pisos y es mayor que la de los edificios convencionales, por lo que reducen el valor final de la deriva que se vería en una estructura con una altura convencional de 2.7m. Además, la estructura no presenta diferencias entre el primer y segundo entrepiso como ciertos edificios más comunes, de manera que ambos desplazamientos inelásticos calculados se dividen entre 4.025m en lugar de 2.7m y 3m, por ejemplo, dando lugar a una diferencia pequeña de derivas que no sobrepasa el límite de la norma de 1.4 para considerarse irregular de piso blando.

##### *b. Derivas*

El análisis de las derivas es bastante simple debido a la metodología que ofrece la norma E.030, la cual exige que se comparen las derivas de entrepiso calculadas para el análisis modal espectral con las que muestra la tabla 11 de la misma. En este particular caso, de una estructura de concreto armado que no está constituida por muros, la deriva no debe exceder de 0.7%. Utilizando los resultados del acápite 4.2.2, se puede verificar que en ningún caso exceden este valor, pues la deriva máxima para la dirección longitudinal es de 0.54% y para la dirección es de 0.53%.

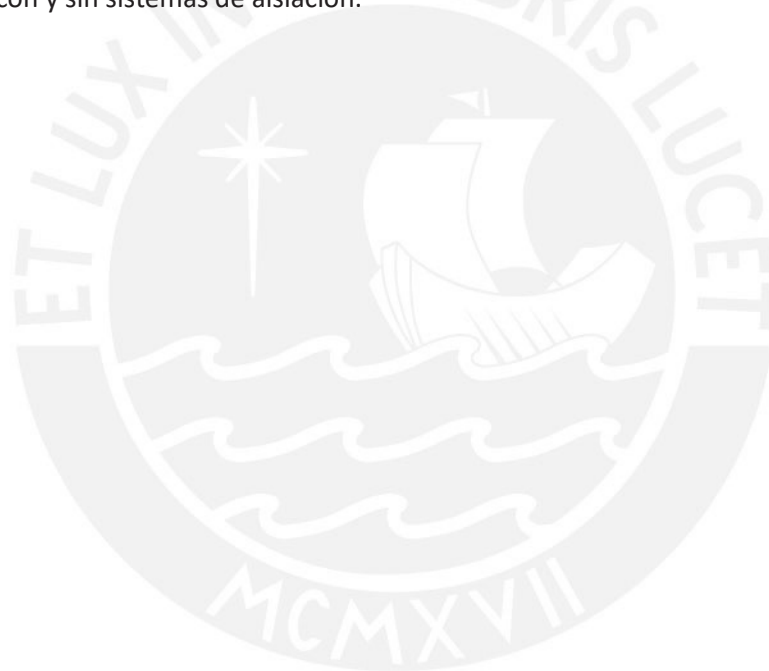
Con esto se puede verificar que, a pesar que el período bajo de la estructura implica que tome mayor fuerza sísmica, la rigidez lateral provista por el sistema de pórticos en conjunción con su poca altura logran controlar de manera adecuada los desplazamientos y cumplir con las exigencias de la norma sísmica. Existe, sin embargo, una exigencia que no cumple, la cual está relacionada al uso de la estructura y sobre la cual se ha discutido debido a su relevancia en la motivación de esta investigación. Esta exigencia se encuentra en la tabla 5 de la norma y se refiere a la obligación en el uso de sistemas de aislación sísmica para edificaciones esenciales tipo A1.



#### 4.3.3 Limitaciones del Análisis Modal Espectral

Este análisis permite tener un primer acercamiento al comportamiento de la estructura frente a sollicitaciones sísmicas. Sin embargo, su propósito es principalmente el de ofrecer una herramienta de diseño rápida y que ofrezca seguridad, lo cual trae algunas limitaciones implícitas. La primera y más importante es que no toma en consideración ninguna de las propiedades no lineales de la estructura, por lo que ignora la capacidad que otorgan los estribos, el comportamiento real del concreto y el acero, etc.

Este análisis resulta no es del todo confiable para predecir comportamiento inelástico, debido a que utiliza un enfoque elástico y aproxima los desplazamientos inelásticos a partir de la regla de igual desplazamiento, la cual es aproximadamente cierta únicamente para estructuras de período alto. Las estructuras rígidas y de bajo período son, no obstante, igual de comunes en nuestro medio y, por lo tanto, es necesario realizar un análisis que considere las propiedades inelásticas de los materiales si se desea conocer el comportamiento del hospital que se investiga. En los siguientes dos capítulos se realizarán estos análisis con el fin de conocer y entender el comportamiento de este hospital frente a sollicitaciones sísmicas, con y sin sistemas de aislación.



## Capítulo 5: Análisis No Lineal Estático

Este capítulo se enfocará en el desarrollo del comportamiento de la estructura al someterla a un desplazamiento monótono creciente, de manera que se alcancen gradualmente los estados inelásticos que se mencionan en el capítulo primero.

Para lograr estudiar el comportamiento inelástico se requiere de ciertas propiedades del concreto armado que se suelen ignorar al realizar análisis sísmicos convencionales, pues estos son elásticos. Es por esto que, en primer lugar, se presentará la modelación de las propiedades inelásticas mencionadas en la metodología. Además, se expondrá de manera general el procedimiento del cálculo de estas, puesto que de esta manera se pueden observar con mayor detalle las propiedades que se desean controlar.

Finalmente se presentarán los resultados obtenidos para la estructura sin considerar el aislamiento sísmico, de manera que se tenga un punto de comparación consistente con el análisis elástico. Estos resultados, además, se compararán con aquellos de la estructura aislada. Los resultados obtenidos del análisis no lineal estático, en conjunción con las propiedades inelásticas calculadas permitirán discutir sobre los resultados esperados frente a los obtenidos. Esta discusión surge de manera natural, puesto que al calcular las propiedades inelásticas e ingresarlas manualmente se pueden hacer predicciones sobre el comportamiento esperado, el cual es luego contrastado con el comportamiento observado como solución del *software*.

### 5.1 Cálculo de las propiedades inelásticas de las secciones

Este acápite se centrará, tal y como se mencionó anteriormente, en presentar el procedimiento que permite calcular las propiedades que se modelaron y se mostraron en el acápite anterior. Se mostrarán, en primer lugar, los cálculos para las secciones de vigas y se complementarán con los necesarios para las secciones de columnas. Las hojas de cálculo que muestran el detalle de los diagramas de todas las secciones serán adicionadas como anexo a este documento.

#### 5.1.1 Secciones de vigas

Las propiedades inelásticas de vigas necesarias para el análisis no lineal estático *pushover* se pueden resumir adecuadamente en un diagrama Momento-Curvatura. Para construir este diagrama se han considerado las relaciones esfuerzo-deformación del concreto y el acero mencionados en el capítulo de metodología. Utilizando estas relaciones se ha programado una hoja de cálculo que relaciona los esfuerzos con las deformaciones. Así, al obtener los esfuerzos en cada capa de acero, se pueden calcular las fuerzas de compresión y tracción en la sección. Finalmente se verifica el equilibrio en la sección.

La hoja cálculo está programada de tal manera que se introduzcan las propiedades geométricas de la sección en adición a las relaciones esfuerzo-deformación de los materiales (concreto y acero) para luego iterar la profundidad del eje neutro hasta verificar que la sumatoria de fuerzas sea igual a cero. Es decir, que se verifique el equilibrio. La figura 5.1 muestra el diagrama momento curvatura bilineal que se ha calculado para la sección A del primer piso.

$\phi$ (1/m)	M (ton-m)
0	0
6.73	51.55
21.64	51.55

Ductilidad de Curvatura	Sobrerresistencia
3.216	1.000
Curvatura Inelástica	14.91
Ocupación Inmediata	4.473
Resguardo de la Vida	8.946
Prevención del Colapso	11.928

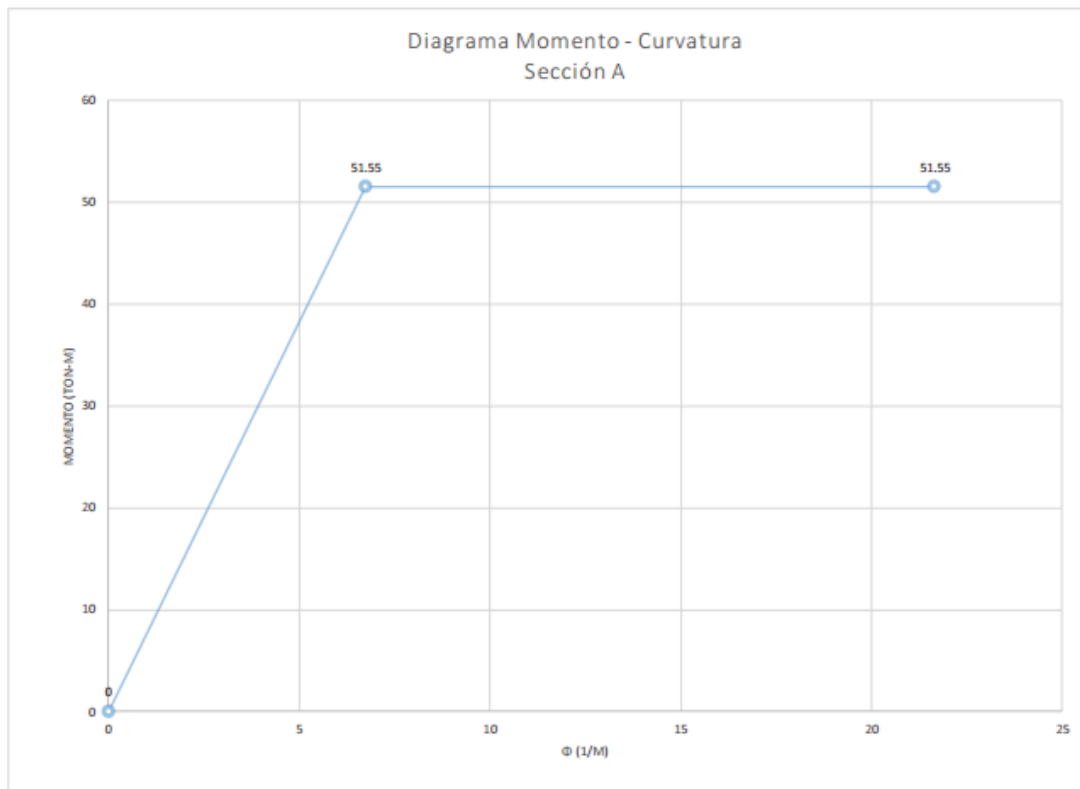
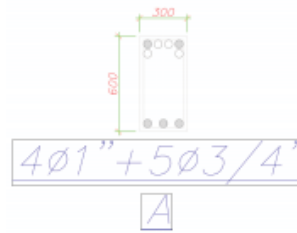


Figura 5.1. Diagrama Momento-Curvatura Teórico de la sección A de viga.

### 5.1.2 Secciones de columnas

En el caso de las columnas, el cálculo del diagrama Momento-Curvatura es similar al de las vigas, pero se diferencia en el siguiente aspecto: Que para cada sección de columna se han calculado 5 diagramas Momento-Curvatura, los cuales varían únicamente en la carga axial en cada punto. Esto se realiza puesto que las columnas llevan las cargas de gravedad hacia la cimentación y, por lo tanto, su ductilidad y resistencia se verá afectada por la carga axial del elemento, a diferencia de las vigas, las cuales no suelen verse solicitadas por axial.

De la misma manera, se ha programado una hoja de cálculo adicional para estimar el diagrama de interacción a partir de los datos de la geometría de la sección y las relaciones esfuerzo-deformación. Para construir este diagrama se han seleccionado los tres puntos notables que propone el ingeniero Ottazzi (2011) para el cálculo rápido de un diagrama de interacción simplificado. Al diagrama simplificado se le han agregado puntos intermedios que permiten darle una mejor forma al diagrama de interacción en las zonas cercanas a las

cargas de servicio de la columna, de manera que al introducirse en el modelo de computadora se logre una precisión adecuada.

Las figuras 5.2 y 5.3 muestran el juego de diagramas momento-curvatura para la dirección longitudinal de la columna A y el diagrama de interacción de la misma, respectivamente.

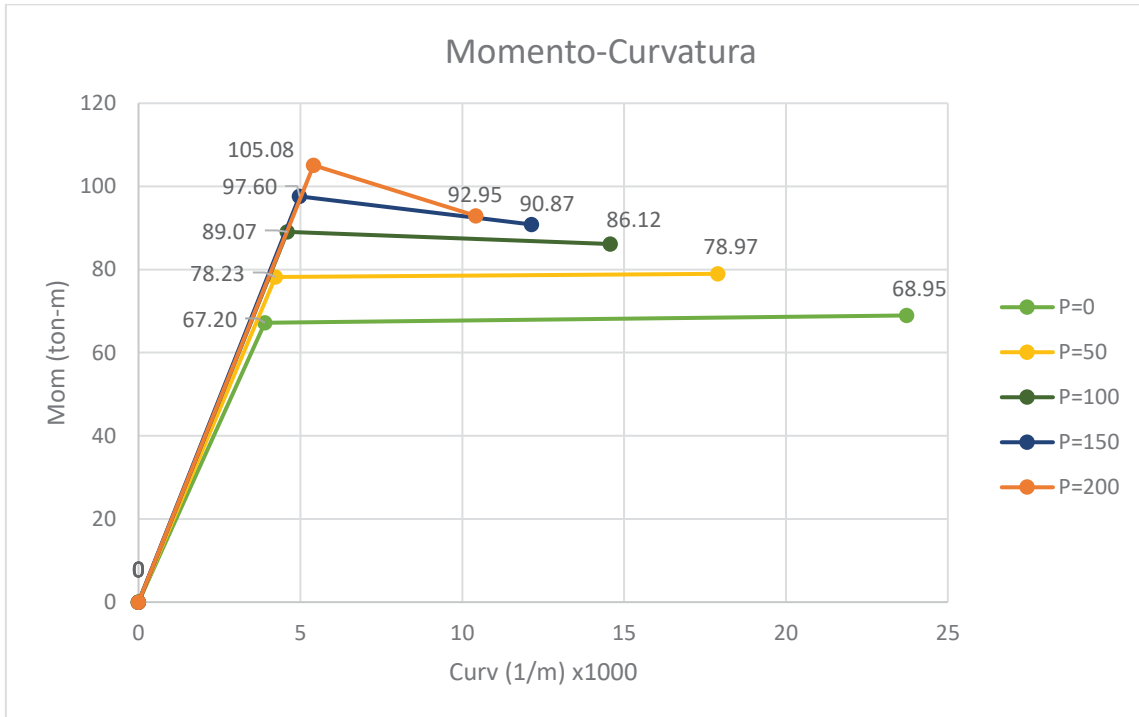


Figura 5.2. Diagramas Momento-Curvatura para la Columna A

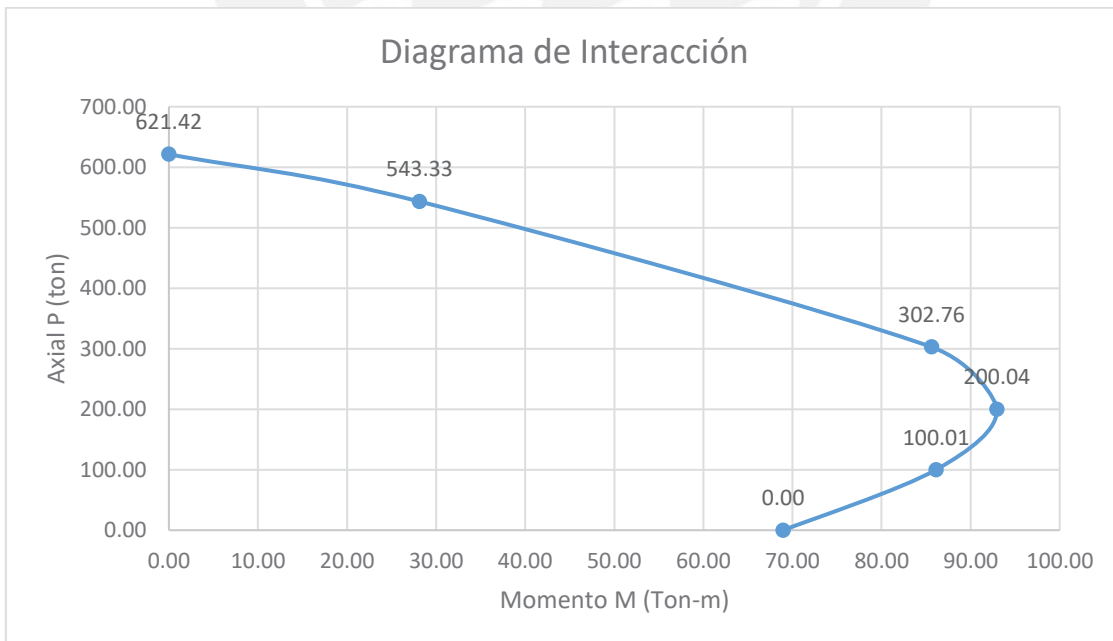


Figura 5.3. Diagrama de interacción para la Columna A

## 5.2 Modelamiento de las propiedades inelásticas

Este acápite se centrará en mostrar de manera breve el procedimiento de modelación de las rótulas plásticas en el SAP2000

### 5.2.1 Modelo de rótulas plásticas

Dentro del programa SAP2000 se modelan las rótulas plásticas dentro de la pestaña Define>Section Properties> Hinge Properties. Se ha definido para cada sección distinta una rótula plástica.

Las rótulas de vigas se modelan como tipo M3, la cual requiere que se ingresen los datos referidos al diagrama momento-curvatura de la forma mencionada en la metodología. Adicionalmente, se han modelado puntos que siguen los lineamientos propuestos por SEAOC (1995) y son los siguientes: ocupación inmediata, resguardo de la vida y prevención del colapso. Se han modelado 10 rótulas de vigas cuyos refuerzos se encuentran detallados en el anexo, de manera que se refleje en el modelo las distintas secciones y arreglos de refuerzo de estos elementos. La figura 5.4 muestra el modelo de la rótula de la sección tipo A del primer piso.

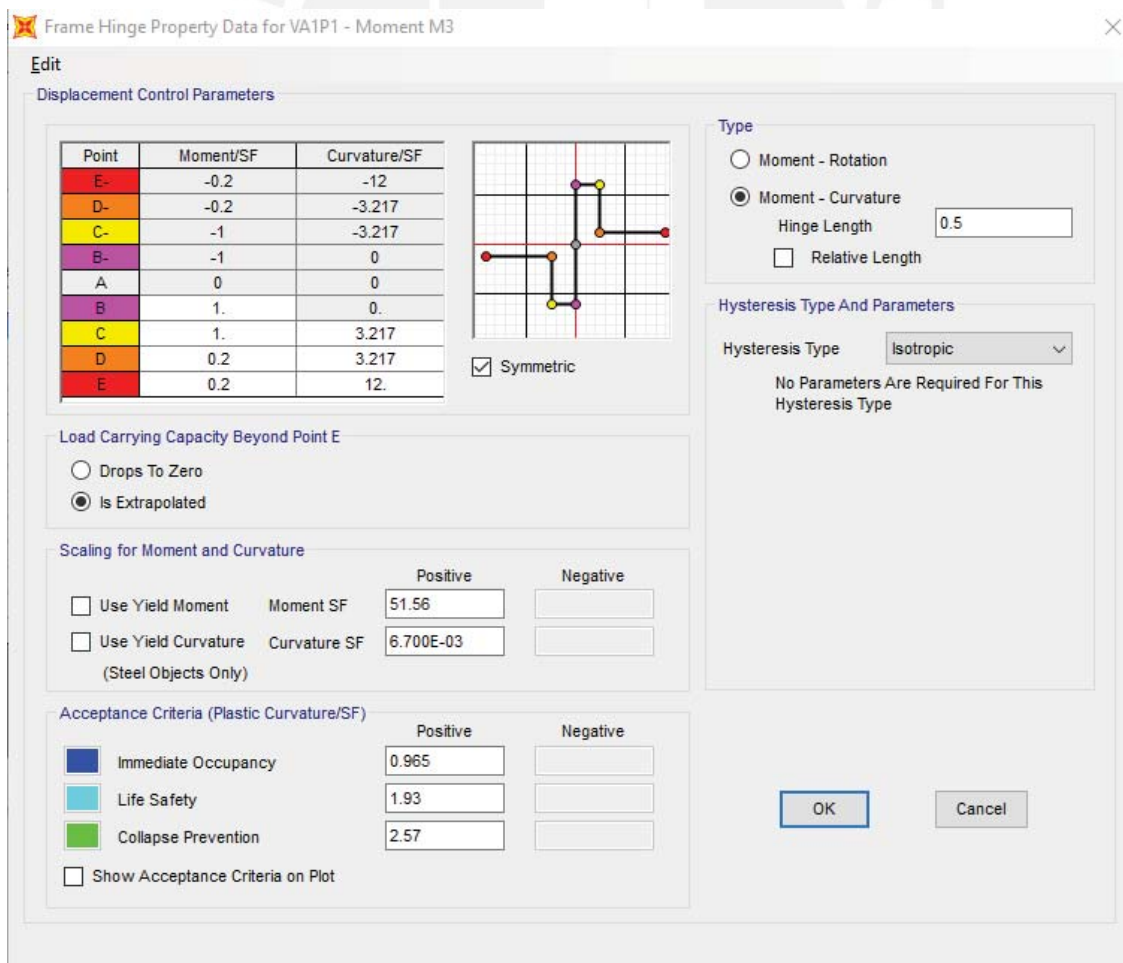


Figura 5.4. Modelo de rótula para la sección tipo A1 del primer piso.

Por otro lado, las rótulas de las columnas se han modelado como tipo P-M2-M3, las cuales requieren que se introduzcan, principalmente, los siguientes dos datos: Datos del diagrama momento-curvatura y datos de la superficie de interacción. Para estas rótulas se han considerado 5 cargas axiales a partir de las cuales se introducen los datos de curvatura de manera similar a las rótulas tipo M3 de las vigas. En el caso de las columnas rectangulares se han definido rótulas para el arreglo de refuerzo en cada dirección para representar adecuadamente la resistencia, rigidez y ductilidad en ambas direcciones. En las figuras 5.5 y 5.6 se muestran las propiedades de la columna A modeladas en el SAP2000.

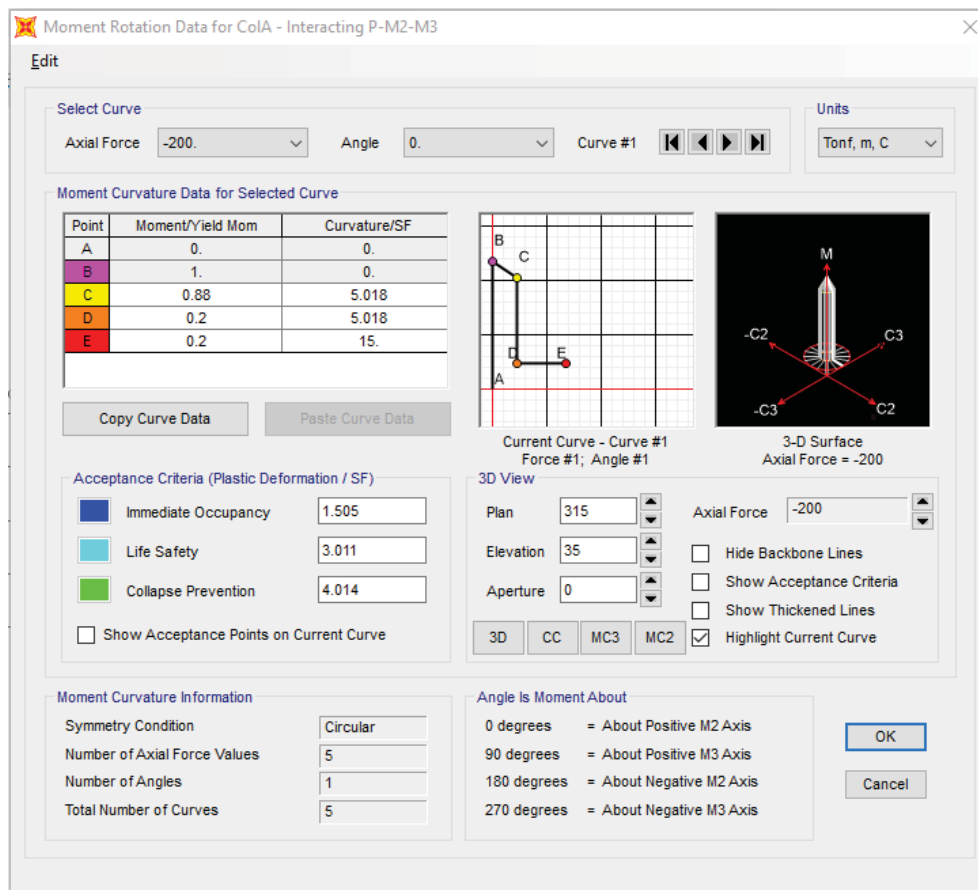


Figura 5.5. Momento-Curvatura en columna A para P=-200ton.



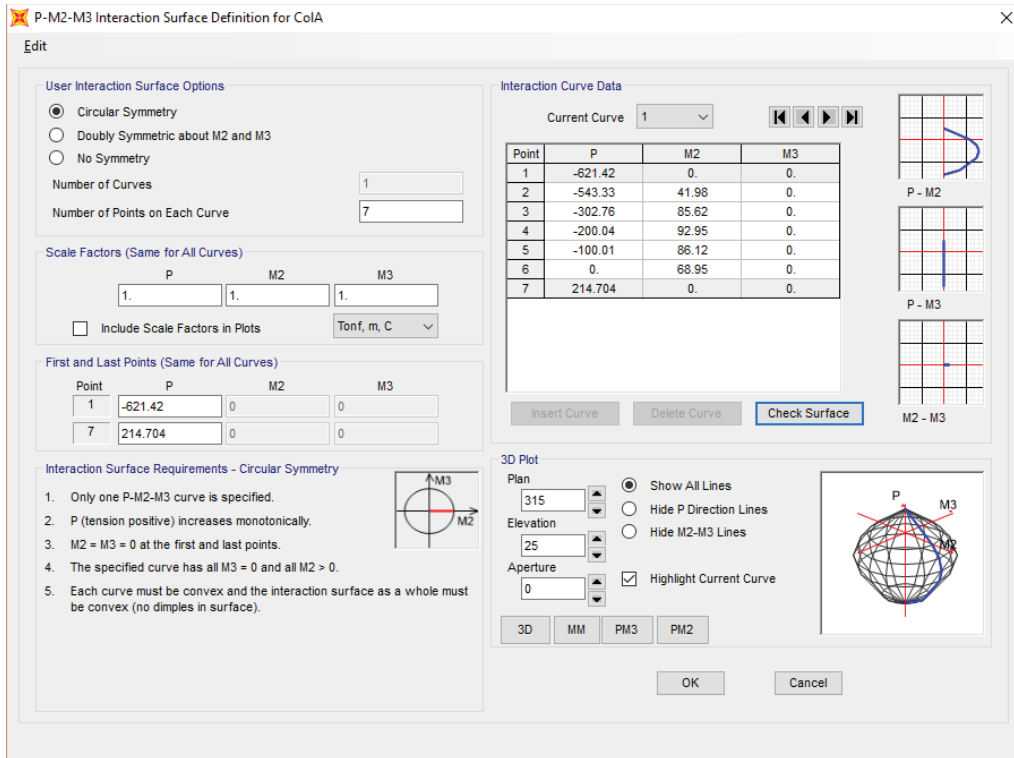


Figura 5.6. Superficie de Interacción en columna A.

### 5.2.2 Modelo de aisladores

Los aisladores de núcleo de plomo ó LRB (Lead Rubber Bearing) modelados en esta estructura se encuentran bajo cada una de las columnas y sus especificaciones técnicas se presentan a continuación en la figura 5.7, las cuales han sido utilizadas para calcular el amortiguamiento y rigidez efectivos del aislador.

PROPIEDADES DE AISLADORES (BLOQUE-D1, D2)														
Ø DIAMETRO (mm)	H <sub>TOTAL</sub> (mm)	Q <sub>d</sub> (Ton)	K <sub>u</sub> (Ton/m)	K <sub>e</sub> (Ton/m)	D <sub>D</sub> (mm)	D <sub>U</sub> (mm)	D <sub>M</sub> (mm)	F <sub>y</sub> (Ton)	K <sub>v</sub> (ton/m)	K <sub>eff</sub> (DBE) (Ton/m)	Amortg (DBE) (%)	K <sub>eff</sub> (MCE) (Ton/m)	Amortg (MCE) (%)	
1750	400	11.55	89.4	894.5	184	239	345	446	12.87	155864	152.7	24.3%	123.3	16.7%

Figura 5.7 Especificaciones técnicas del aislador.

Las propiedades que requieren modelarse en SAP2000 son principalmente su rigidez y ductilidad. El comportamiento para el análisis elástico e inelástico se ha modelado considerando comportamiento únicamente elástico en la dirección vertical e inelástico en las direcciones longitudinal y transversal. Las figuras 5.8 y 5.9 muestran el detalle de las propiedades modeladas a partir de las especificaciones de la figura 5.7, mientras que la ecuación 21 presenta la relación que permite el cálculo del amortiguamiento efectivo modelado a partir de las propiedades anteriormente mencionadas.

$$\beta_{eff} = \frac{2 \cdot Q_d \cdot (\Delta - \Delta_y)}{\pi \cdot K_{eff} \cdot \Delta^2}$$

Ecuación 21. Amortiguamiento efectivo para un aislador LRB

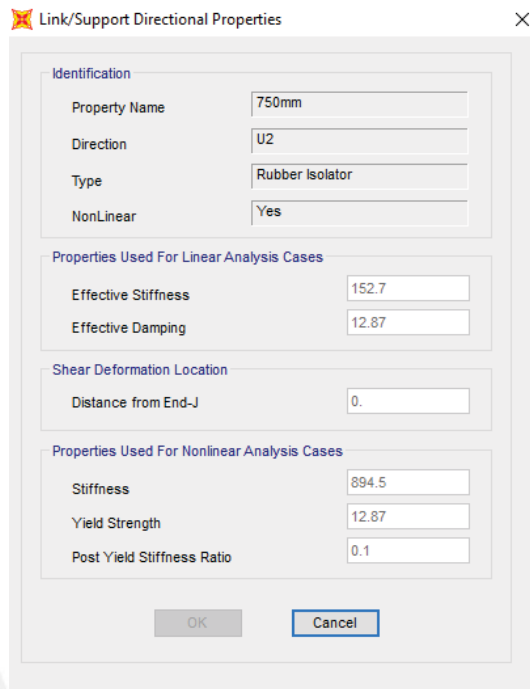


Figura 5.8 Propiedades del aislador inelástico en dirección Longitudinal

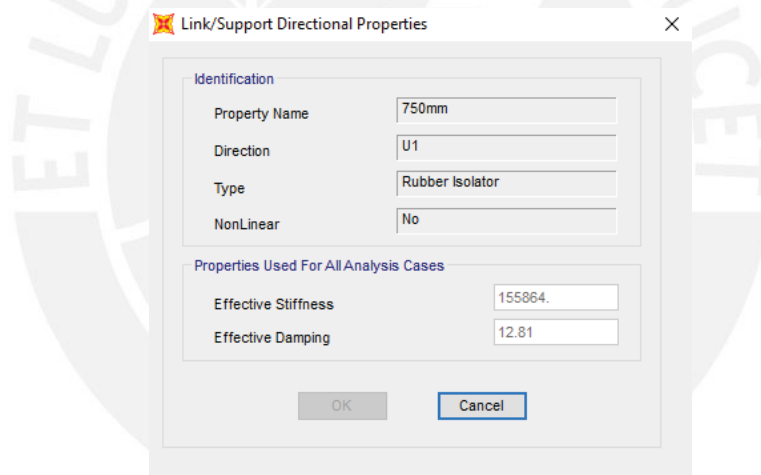


Figura 5.9 Propiedades del aislador elástico en la dirección Vertical

### 5.3 Resultados

En este acápite se presentarán los resultados obtenidos del análisis no lineal estático tanto para la dirección longitudinal como la transversal. Estos análisis se han realizado de manera independiente para cada dirección, pero utilizando las mismas propiedades inelásticas para cada dirección asignadas al modelo como rótulas. Se presentará de manera general la formación de rótulas, con el fin de observar el mecanismo de falla que alcanza la estructura. A esto se le agregará la presentación de la curva de capacidad, con el fin de ilustrar el comportamiento estructural frente a cargas laterales. Finalmente, se utilizará el método del espectro demanda-capacidad para calcular el punto de desempeño para el sismo cuyo espectro se ha obtenido del al promediar los espectros en un espectro objetivo. De esta

manera, se podrá discutir al final de este capítulo sobre la capacidad de la estructura de enfrentarse a solicitaciones sísmicas sin perjudicar la integridad estructural que le permita cumplir con las funciones para las cuales fue diseñada.

### 5.3.1 Secuencia de Formación de Rótulas sin aislación sísmica

Dado que para cada dirección se han calculado más de 40 estados de desplazamiento, se presentarán a continuación, para cada dirección, los estados que muestran la entrada de la estructura a las distintas etapas de desempeño definidas por el SEAOC (1995).

Para ambas direcciones sea ha tomado como punto de control el centro de masas del segundo techo, de manera que todos los desplazamientos estarán referido a este punto. Se presentarán los siguientes cinco estados: Primera fluencia, etapa de ocupación inmediata, etapa de resguardo de la vida, etapa de prevención del colapso y agotamiento de la primera rótula.

#### a. En la dirección longitudinal

- Primera fluencia: La primera fluencia se encuentra para el décimo estado del análisis. Son 4 las secciones que alcanzan en simultáneo la primera fluencia, tal y como se muestra en la figura 5.10. Este estado se encuentra asociado a un desplazamiento de la azotea de 2.42cm.

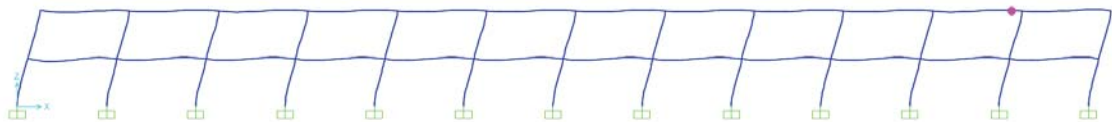


Figura 5.10. Primeras Rótulas en Fluencia

- Etapa de Ocupación inmediata: Esta etapa se alcanza para el vigesimoprimer estado del análisis y tiene un desplazamiento asociado de 5.26cm. En este caso, son las secciones en la base de las columnas de los ejes exteriores las cuales alcanzan en simultáneo este estado de deformación. Esto se ilustra en la figura 5.11.

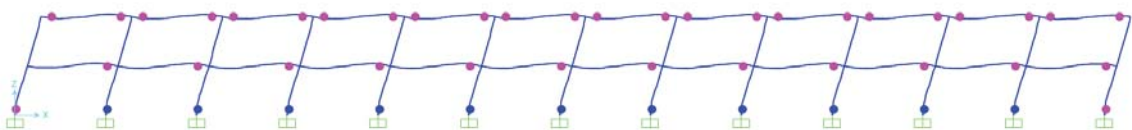


Figura 5.11. Secciones de columna en estado de Ocupación Inmediata

- Etapa de Resguardo de la Vida: Esta etapa se alcanza para el trigésimo estado del análisis y tiene un desplazamiento asociado de 6.99cm. Para este caso, son algunas de las secciones en la base de columnas del eje central las cuales alcanzan el estado de resguardo de la vida, tal y como se ilustra en la figura 5.12.



Figura 5.12. Columnas del eje central en el estado de resguardo de la vida

- Etapa de Prevención del colapso: Esta etapa se alcanza para el trigésimo cuarto estado del análisis y tiene un desplazamiento asociado de 8.00cm. En esta etapa son, igualmente, las columnas del eje central que alcanzaron la etapa de resguardo de la vida las cuales entran en el estado de prevención del colapso primero, tal y como ilustra la figura 5.13.

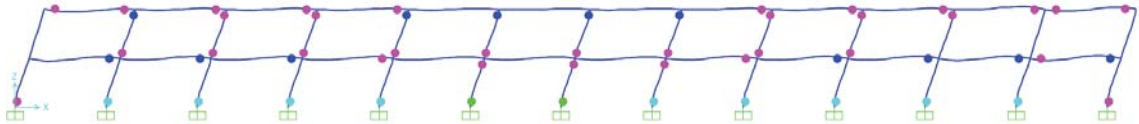


Figura 5.13. Columnas del eje central en el estado de prevención del colapso

- Agotamiento de la primera rótula: El agotamiento de la primera rótula se logra para el trigésimo noveno estado de análisis, el cual corresponde a un desplazamiento de 9.11cm. Para esta etapa, la mayoría de las columnas de los tres ejes interiores alcanzan en su base el agotamiento de su capacidad. En la figura 5.14 se muestran las rótulas del eje central.

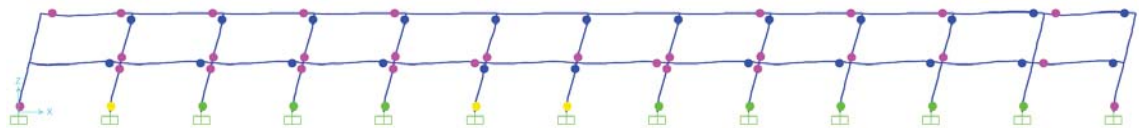


Figura 5.14. Primeras secciones de columnas del eje central en agotar su capacidad

b. En la dirección transversal

- Primera fluencia: La primera fluencia se encuentra para el undécimo estado del análisis. Son 2 secciones de vigas en los ejes exteriores las cuales alcanzan en simultáneo la primera fluencia, tal y como se muestra en la figura 5.15. Este estado se encuentra asociado a un desplazamiento de la azotea de 1.86cm.

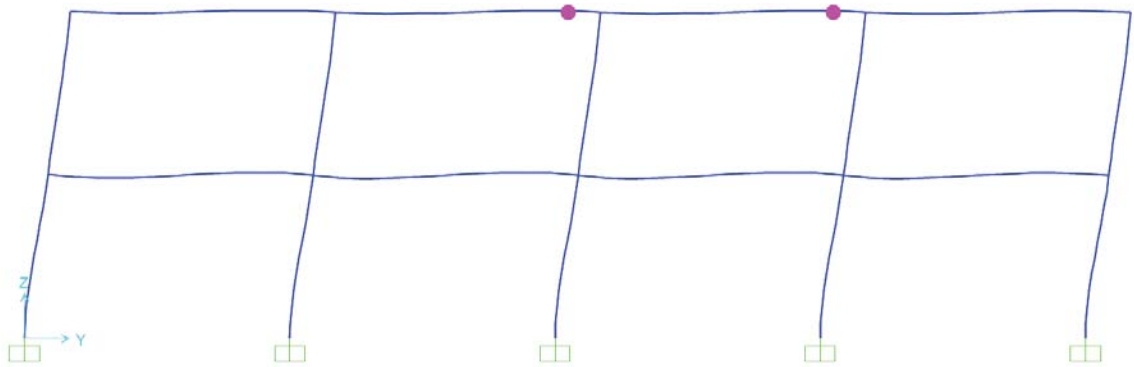


Figura 5.15. Primeras secciones de viga del eje exterior en alcanzar la fluencia

- Etapa de Ocupación inmediata: Esta etapa se alcanza para el vigesimosegundo estado del análisis y tiene un desplazamiento asociado de 4.23 cm. Análogamente con la dirección longitudinal, son las secciones en la base de las columnas de los ejes exteriores las cuales alcanzan en simultáneo este estado de deformación. Esto se ilustra en la figura 5.16.

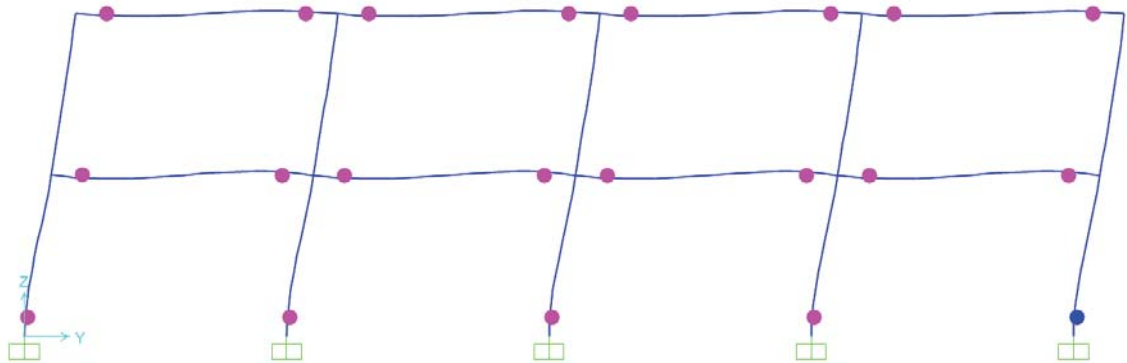


Figura 5.16. Columnas del eje exterior en estado de Ocupación Inmediata

- Etapa de Resguardo de la Vida: Esta etapa se alcanza para el vigesimonoveno estado del análisis y tiene un desplazamiento asociado de 5.84cm. Para este caso, son dos de las secciones en la base de columnas de los ejes exteriores las cuales alcanzan el estado de resguardo de la vida, tal y como se ilustra en la figura 5.17.

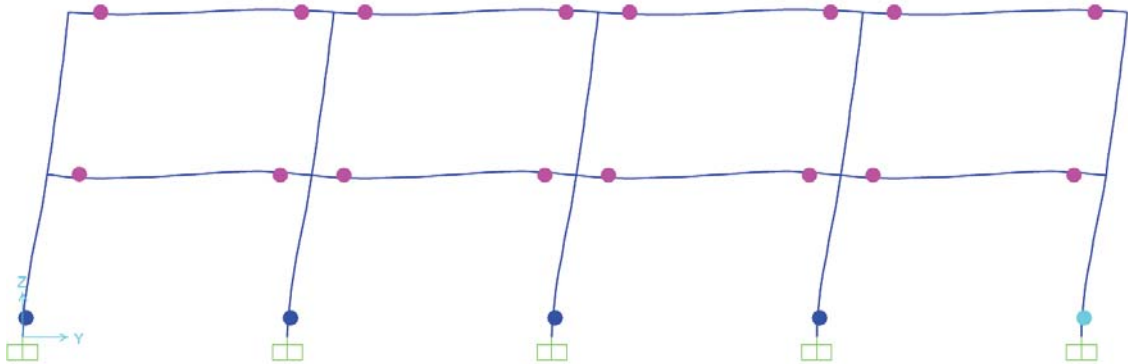


Figura 5.17. Columnas exteriores en el estado de resguardo de la vida

- Etapa de Prevención del Colapso: Esta etapa se alcanza para el trigésimo cuarto estado del análisis y tiene un desplazamiento asociado de 6.81cm. En esta etapa son las mismas dos columnas de ejes exteriores las que alcanzan la etapa prevención del colapso, tal y como ilustra la figura 5.18.

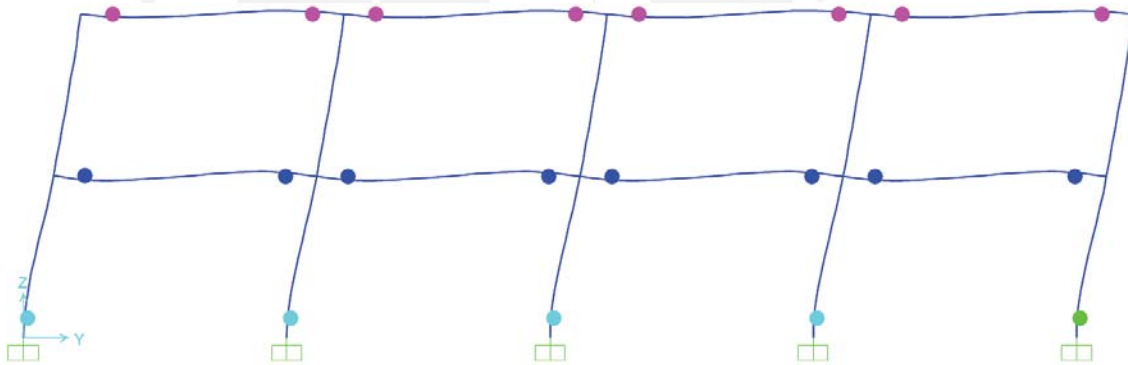


Figura 5.18. Secciones en la base de columnas en el estado de prevención del colapso



- Agotamiento de la primera rótula: El agotamiento de la primera rótula se logra para el trigésimo séptimo estado de análisis, el cual corresponde a un desplazamiento de 7.58cm. Para esta etapa, las dos columnas del eje exterior anteriormente mencionadas, junto con algunas de las columnas de los ejes interiores alcanzan en su base el agotamiento de su capacidad. En la figura 5.19 se muestran las rótulas en el modelo tridimensional.

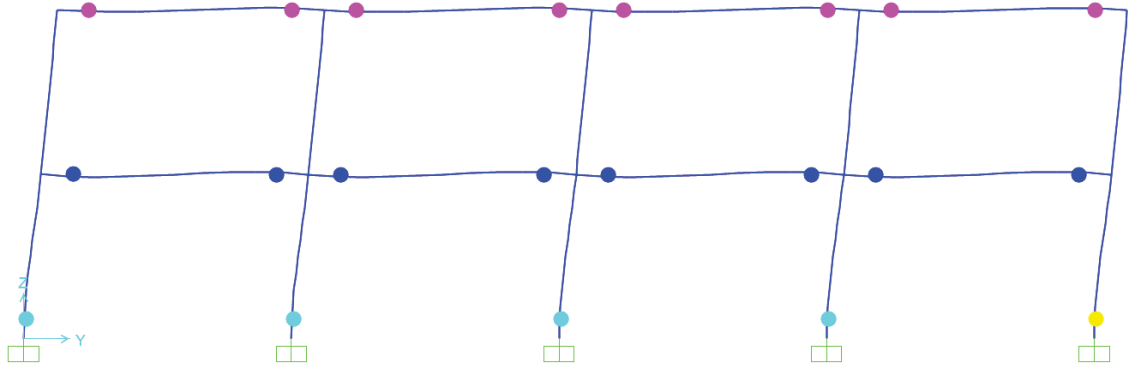


Figura 5.19. Primeras secciones de columnas en agotar su capacidad.

### 5.3.2 Secuencia de Formación de Rótulas con aislación sísmica

Se presentarán a continuación la secuencia de formación de rótulas para la estructura con aislación sísmica, de manera que se pueda observar la diferencia en desplazamientos recordando que el desplazamiento monitoreado es el del centro de gravedad del segundo techo, por lo que se esperan mayores desplazamientos que en la estructura sin aislación. Sin embargo, tal y como se presentará en los acápite siguientes, el daño en la estructura aparece para desplazamientos mucho mayores que en el caso sin aislación. Esto se debe a que el desplazamiento lateral se concentra en el nivel de los aisladores y los entrepisos se desplazan muy poco.

*a. En la dirección longitudinal*

- Primera fluencia: La primera fluencia se encuentra para el trigésimo primer estado del análisis. En este caso son 2 secciones que alcanzan en simultáneo la primera fluencia, tal y como se muestra en la figura 5.20. Este estado se encuentra asociado a un desplazamiento de la azotea de 10.37cm.

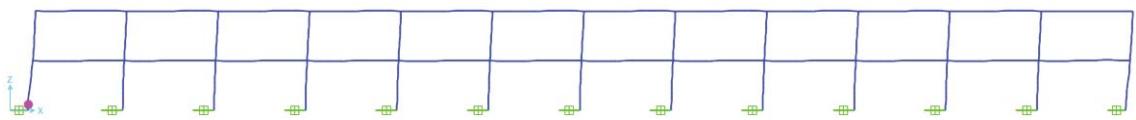


Figura 5.20. Primeras Rótulas en Fluencia – Aislado

- Etapa de Ocupación Inmediata: Esta etapa se alcanza para el trigésimo quinto estado del análisis y está asociado a un desplazamiento de 18.45cm. En este caso son secciones en la base de columnas de ejes interiores las cuales alcanzan en simultáneo este estado de deformación, tal y como se ilustra en la figura 5.21.

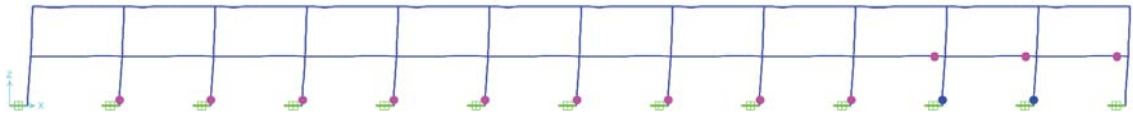


Figura 5.21. Secciones de columna en estado de Ocupación Inmediata – Aislado

- Etapa de Resguardo de la Vida: Esta etapa se alcanza para el cuadragésimo estado del análisis y está asociado a un desplazamiento de 22.07cm. En este caso son secciones en la base de columnas de ejes interiores las cuales alcanzan en simultáneo este estado de deformación, tal y como se ilustra en la figura 5.22.

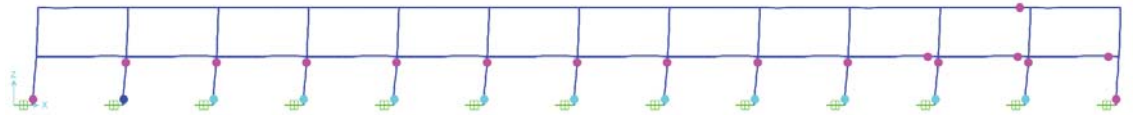


Figura 5.22. Secciones de columna en estado de Resguardo de la Vida – Aislado

- Etapa de Prevención del Colapso: Esta etapa se alcanza para el cuadragésimo segundo estado del análisis y está asociado a un desplazamiento de 23.11cm. En este caso son secciones en la base de columnas de ejes interiores las cuales alcanzan en simultáneo este estado de deformación, tal y como se ilustra en la figura 5.23.

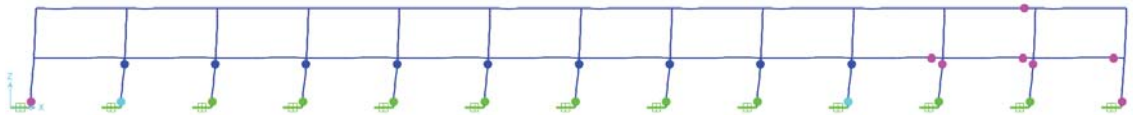


Figura 5.23. Secciones de columna en estado de Prevención del Colapso – Aislado

- Agotamiento de la Primera Rótula: Esta etapa se alcanza para el cuadragésimo cuarto estado del análisis y está asociado a un desplazamiento de 24.21cm. En este caso son secciones en la base de columnas de ejes interiores las cuales alcanzan en simultáneo este estado de deformación, tal y como se ilustra en la figura 5.24.

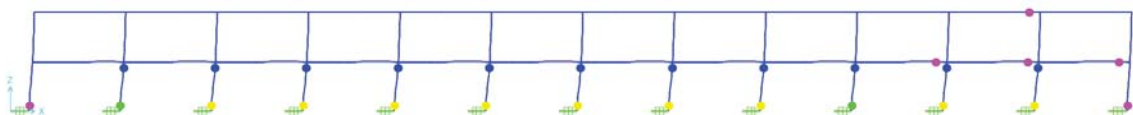


Figura 5.24. Secciones de columna en estado de Agotamiento – Aislado

b. En la dirección transversal

- Primera fluencia: La primera fluencia se encuentra para el décimo segundo estado del análisis. En este caso son secciones de vigas en los ejes exteriores que alcanzan en simultáneo la primera fluencia, lo cual es ilustrado por la figura 5.25. Este estado se encuentra asociado a un desplazamiento de la azotea de 6.7cm.

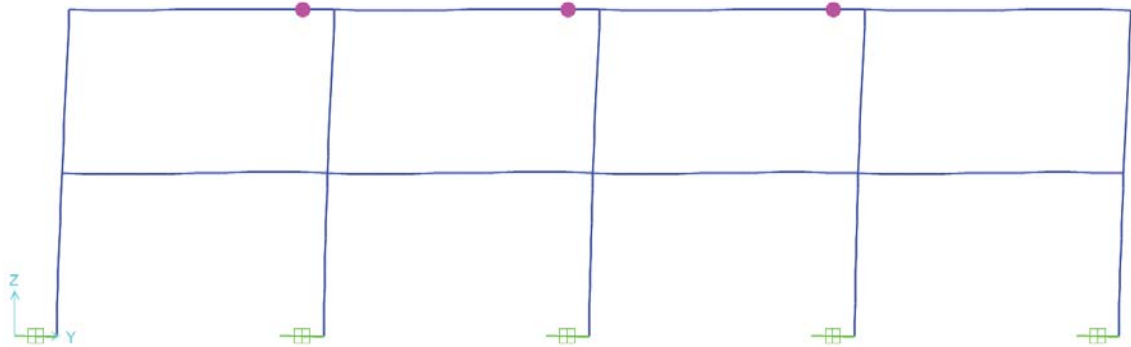


Figura 5.25. Primera Rótulas en Fluencia – Aislado

- Etapa de Ocupación Inmediata: Esta etapa se alcanza para el trigésimo tercer estado del análisis y está asociado a un desplazamiento de 19.64cm. En este caso son secciones de la base de columnas del eje central las cuales alcanza este estado de deformación, tal y como se muestra en la figura 5.26.

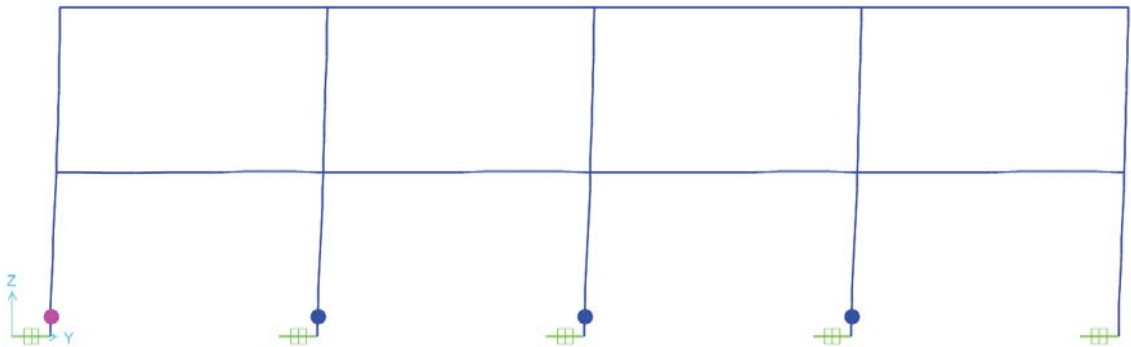


Figura 5.26. Secciones de columna en estado de Ocupación Inmediata – Aislado

- Etapa de Resguardo de la Vida: Esta etapa se alcanza para el trigésimo séptimo estado del análisis y está asociado a un desplazamiento de 22.38cm. En este caso son secciones en la base de columnas de ejes interiores las cuales alcanzan en simultáneo este estado de deformación, tal y como se ilustra en la figura 5.27.

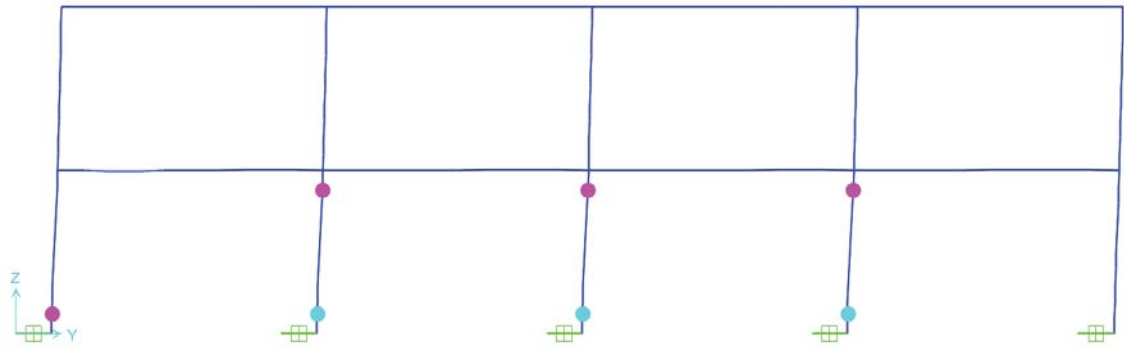


Figura 5.27. Secciones de columna en estado de Resguardo de la Vida – Aislado

- Etapa de Prevención del Colapso: Esta etapa se alcanza para el trigésimo noveno estado del análisis y está asociado a un desplazamiento de 23.41cm. En este caso son secciones en la base de columnas de ejes interiores las cuales alcanzan en simultáneo este estado de deformación, tal y como se ilustra en la figura 5.28.

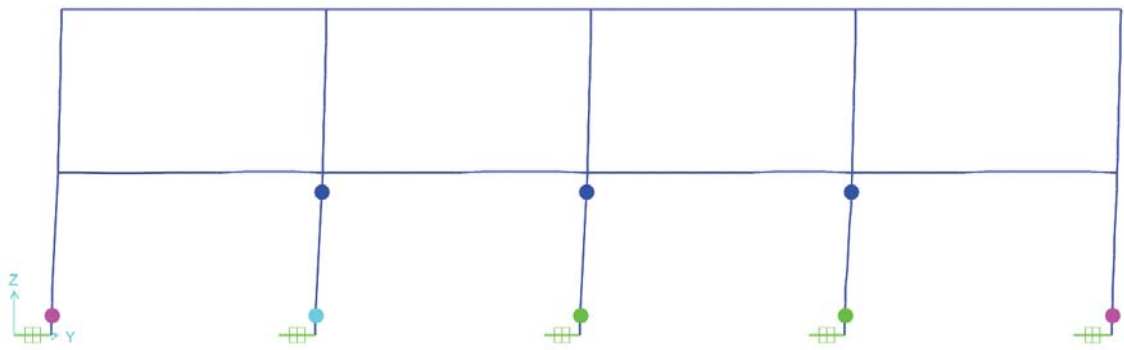


Figura 5.28. Secciones de columna en estado de Prevención del Colapso – Aislado

- Agotamiento de la Primera Rótula: Esta etapa se alcanza para el cuadragésimo estado del análisis y está asociado a un desplazamiento de 24.24cm. En este caso son secciones en la base de columnas de ejes interiores las cuales alcanzan en simultáneo este estado de deformación, tal y como se ilustra en la figura 5.29.

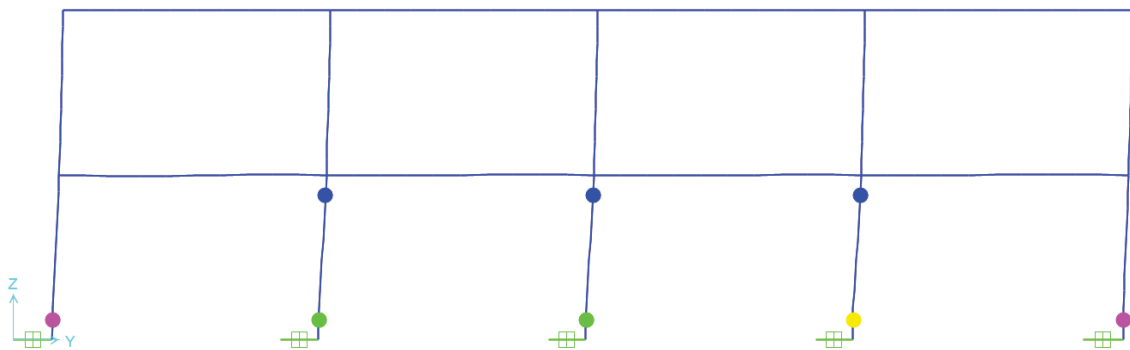


Figura 5.29. Secciones de columna en estado de Agotamiento – Aislado

### 5.3.3 Curvas de Capacidad

En este acápite, se presentarán las curvas de capacidad o *pushover* obtenidas directamente como consecuencia del análisis no lineal estático presentado anteriormente. Estas curvas se presentan en el eje vertical la cortante en la base en toneladas y en el eje horizontal el desplazamiento del punto de control mencionado en el acápite anterior en metros. En el acápite siguiente se procesarán estos resultados para lograr calcular el punto de desempeño frente a el sismo cuyo espectro ha sido calculado como promedio de las señales escaladas al espectro objetivo (Muñoz, 2008).

#### a. En la dirección longitudinal

La curva de capacidad sin aislación en esta dirección se muestra en la figura 30 y presenta una cortante máxima de 2528 Ton para un desplazamiento de 8.76cm. Además, presenta un desplazamiento máximo de 9cm tal y como se definió para el análisis. Mientras que la curva con aislación, mostrada también en este análisis, presenta una cortante máxima de 1707 Ton para un desplazamiento de 20cm. La curva sin aislación muestra poca degradación de la capacidad de la estructura, puesto que la secuencia de agotamiento de las secciones no permite formar un mecanismo que lleve a las rótulas a la degradación definida en 5.1.1. Esto se hace evidente al observar el estado final de la estructura en la figura 26e y notar que a pesar de haber alcanzado el agotamiento en algunas rótulas de columnas, existe una buena cantidad de rótulas que están lejanas a este estado y han permitido redistribuir los momentos adecuadamente. Mientras que la curva con sistemas de aislación presenta una forma siempre notablemente creciente debido a que su capacidad se agota por un mecanismo de falla de los aisladores, los cuales pierden capacidad de carga al alcanzar desplazamientos muy elevados, tal y como se pudo observar en la secuencia de formación de rótulas.

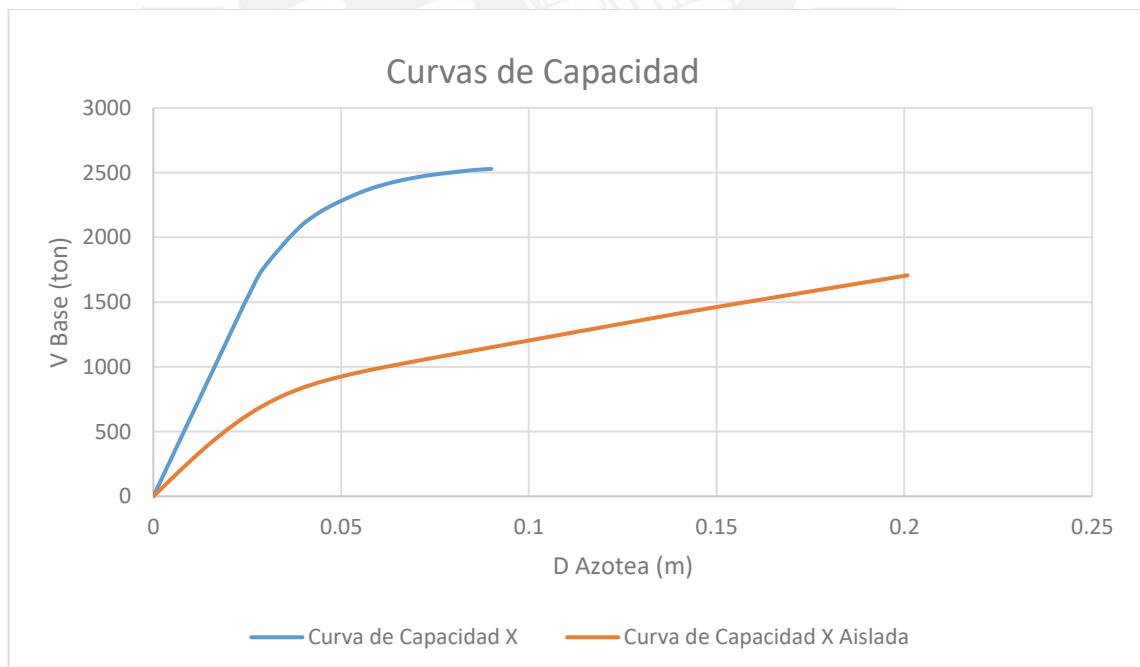


Figura 5.30. Curvas de Capacidad para la dirección longitudinal.

*b. En la dirección transversal*

La curva de capacidad sin aislación en la dirección transversal es similar a la calculada para la dirección longitudinal; sin embargo, muestra una máxima cortante en la base de 2245 Ton para un desplazamiento de 8.5cm, mientras que la curva con aislación muestra una máxima cortante en la base de 1694 Ton para un desplazamiento asociado de 20.1cm. La figura 31 ilustra ambas curvas de capacidad y hace evidente que esta dirección alcanza una menor fuerza cortante en la base para un desplazamiento similar al de la dirección longitudinal. En la curva que representa el modelo aislado, se puede observar que la falla no se da por un mecanismo interno de inestabilidad, puesto que no se alcanza el agotamiento de las rótulas. El desplazamiento máximo de la estructura está definido, al igual que en la dirección longitudinal, por la pérdida de capacidad portante de los aisladores al percibir una deformación lateral muy elevada.

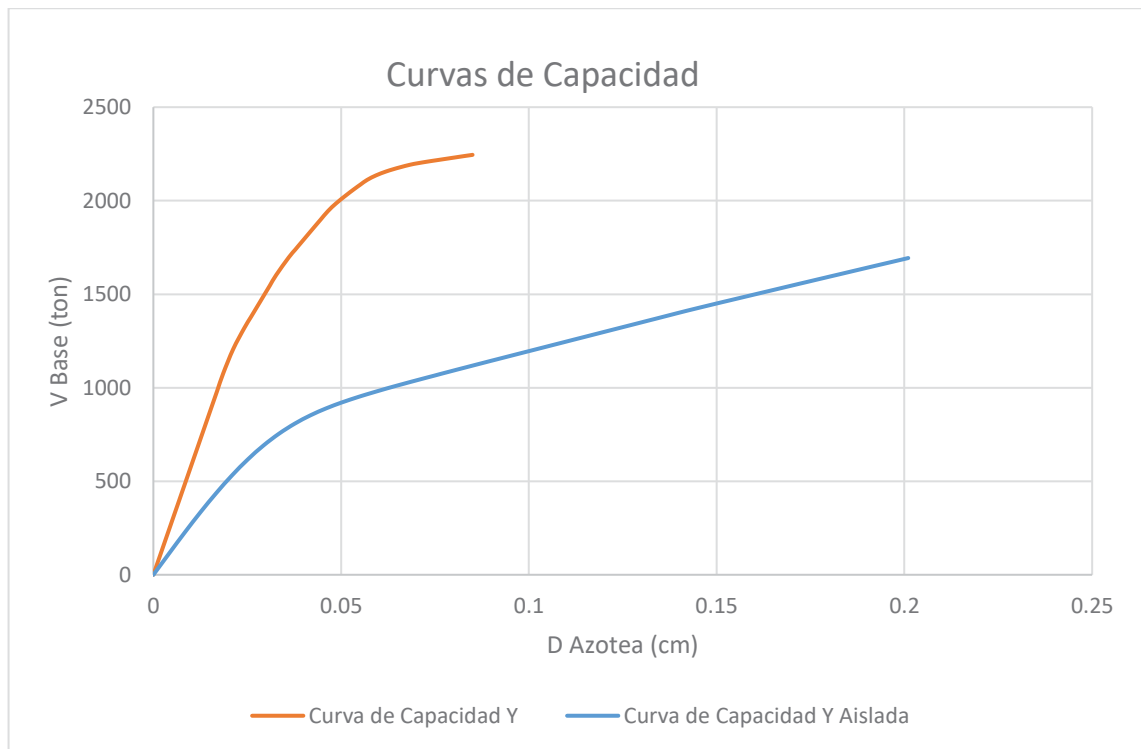


Figura 5.31. Curvas de Capacidad para la dirección transversal.

### 5.3.3 Cálculo del Punto de Desempeño

En este acápite se presentarán los espectros de capacidad y demanda calculados a partir de la metodología propuesta por Comartin, Niewiarowski y Rojahn (1996) tal y como se menciona en el capítulo segundo. Este cálculo se realizará para ambas direcciones y se presentarán, en primer lugar, los espectros de capacidad y luego el espectro de demanda promedio escalado (Mean Matched Spectrum). Finalmente, se mostrará el cálculo del punto de desempeño para ambos sismos en ambas direcciones.

*a. Cálculo de los espectros de capacidad*

Tal y como se indicó en la metodología, se ha transformado el espectro en formato Cortante vs. Desplazamiento en un formato  $S_a$  vs.  $S_d$ . Ya que se está considerando un único modo de vibración, el desplazamiento máximo se modifica dividiéndose entre el factor de participación del primer modo de vibración, el cual se ha obtenido del análisis modal. Esto



resulta en transformar el desplazamiento “d” en el desplazamiento espectral “Sd”, el cual se presenta en centímetros. Mientras que, para el caso de la cortante, se ha dividido la fuerza entre la masa participante del primer modo y entre el valor de “g” para obtener la aceleración espectral en unidades de gravedad, las cuales son de gran utilidad para observar de manera genérica el comportamiento. Las figuras 5.32 y 5.33 muestran de manera conjunta y superpuesta los espectros de capacidad aislados y sin aislar en ambas direcciones.

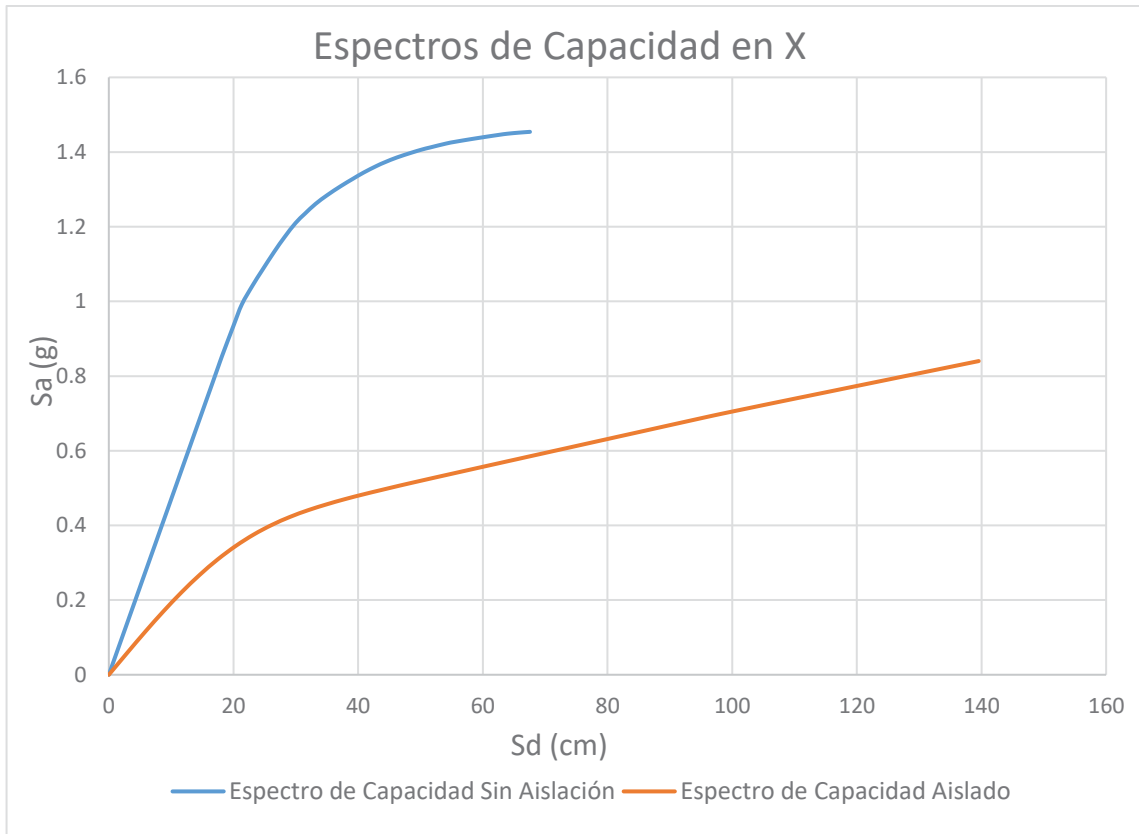


Figura 5.32. Espectros de capacidad con y sin aislación en dirección longitudinal

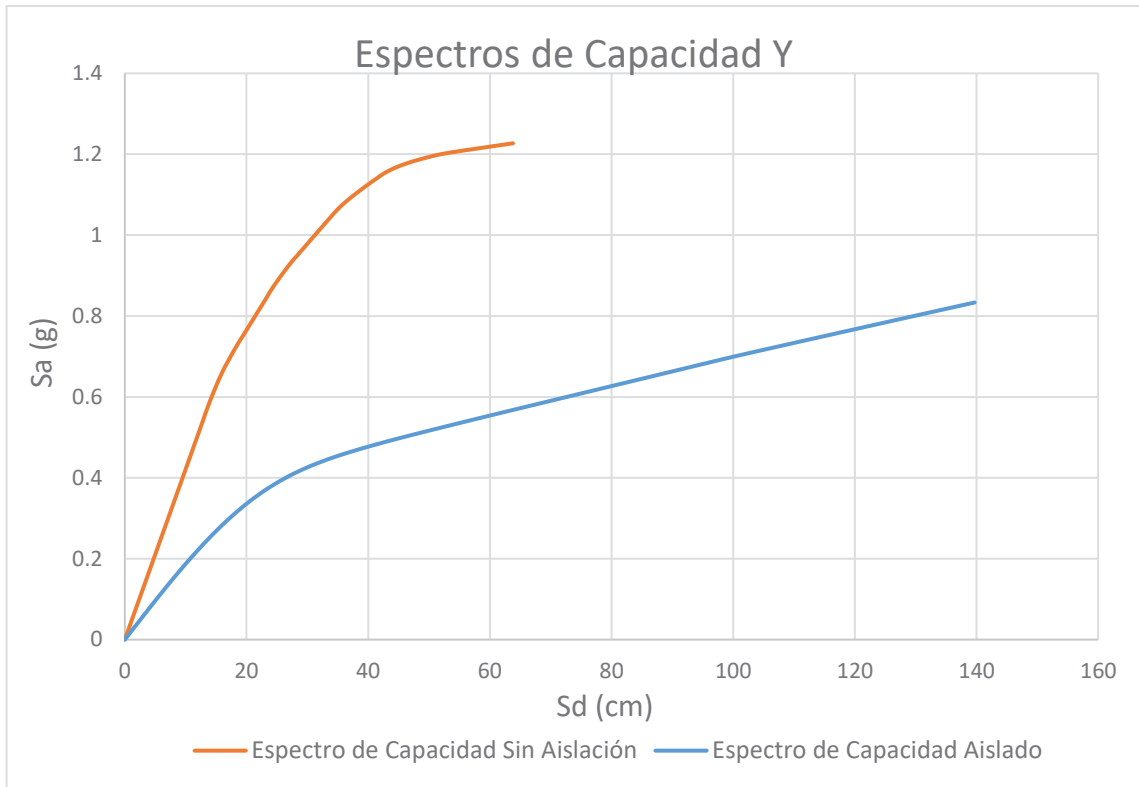


Figura 5.33. Espectros de capacidad con y sin aislación en dirección transversal



b. Cálculo de los espectros de demanda

Se utilizó, tal y como se mencionó en la metodología, un espectro promedio a partir de las señales escaladas hacia un espectro objetivo el cual es llamado *Mean Matched Spectrum*. La figura 5.34 muestra los 5 espectros en formato Sa vs T asociados a las señales de Lima, Ica, Moquegua, Chile y Japón junto al espectro objetivo, mientras que la figura 5.35 muestra el espectro promedio calculado.

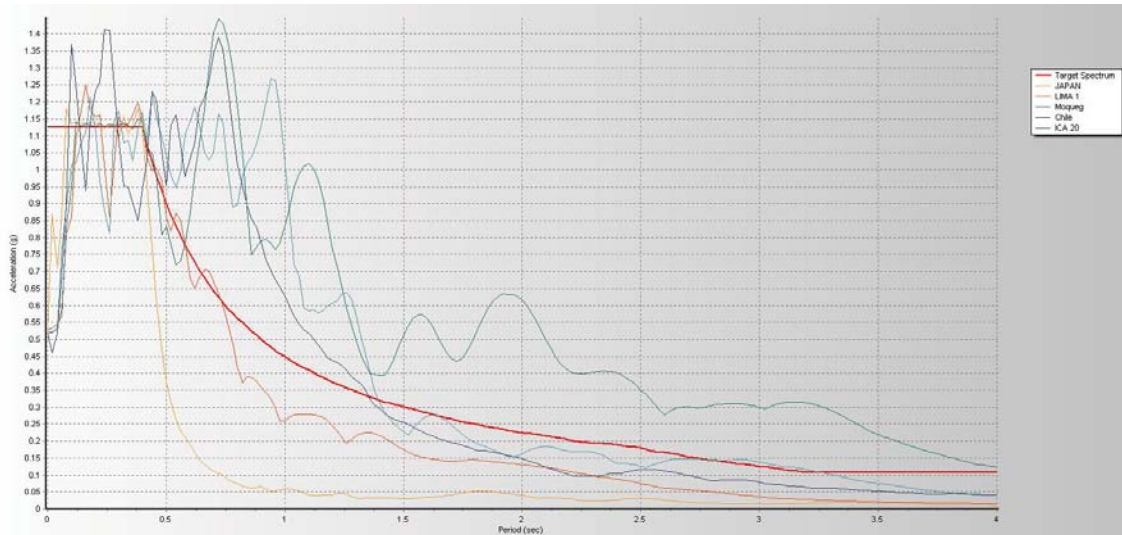


Figura 5.34. Espectros de demanda Sa vs T escalados al espectro objetivo

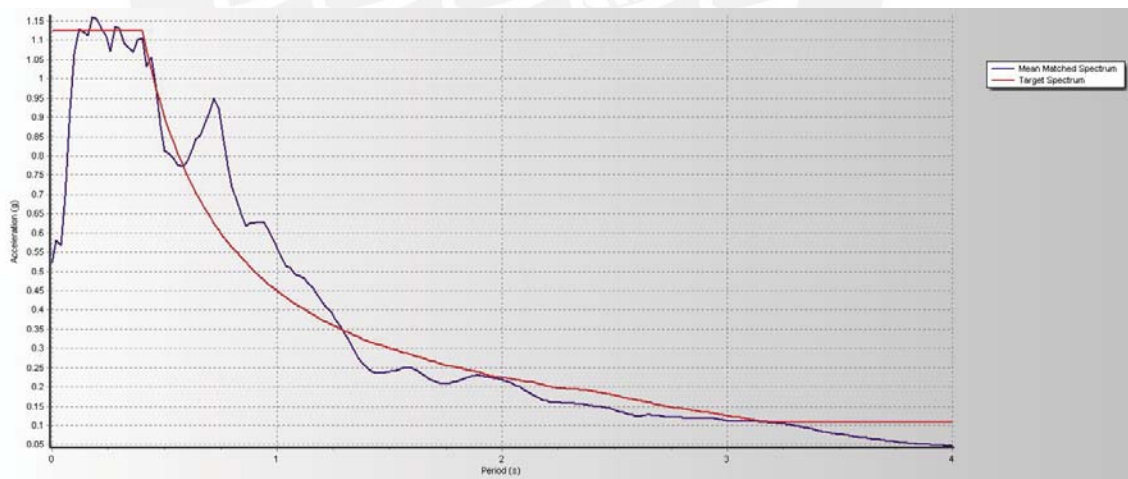


Figura 5.35 Mean Matched Spectrum Sa vs T

Finalmente, la figura 5.36 muestra la conversión del espectro en formato Sa vs T al formato Sa vs Sd como espectro de demanda, para el cual se ha utilizado la ecuación 19 del acápite 1.3.3. De manera que para cada valor de T se puede obtener un valor de Sd. En este gráfico, además, se podrían dibujar los períodos como líneas radiales para identificar los valores de correspondencia.

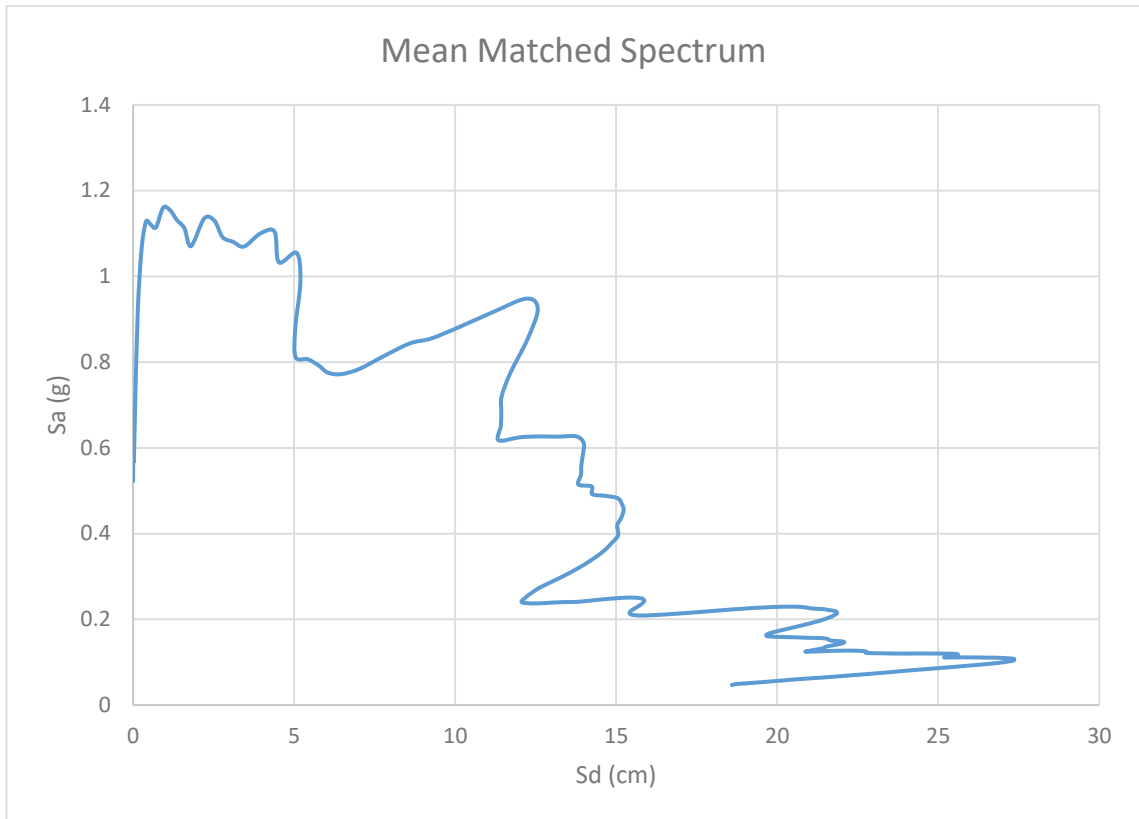


Figura 5.36. Espectros de demanda para sismo raro

*c. Cálculo del punto de desempeño*

En este acápite se presentarán los gráficos que interceptan los espectros de capacidad y demanda, de manera que se puedan obtener directamente los puntos de desempeño de la estructura para ambas sollicitaciones sísmica en cada dirección.

La figura 5.37 muestra el espectro de capacidad en la dirección longitudinal frente a al espectro de demanda promedio calculado para las señales sísmicas. Del gráfico se puede observar que el punto de desempeño para la estructura de base fija resulta en un desplazamiento espectral ( $s_d$ ) de aproximadamente 19.75cm. Esto se traduce en un desplazamiento asociado de 2.66cm y una fuerza de 1624.85 Tn. Observando el acápite 5.3.1 se puede calcular que la estructura se encontrará en un estado de ocupación inmediata para el sismo señalado, ya que se ha alcanzado la fluencia en algunas de las rótulas modeladas.

Para el caso de la estructura aislada se observa un desplazamiento espectral del orden de los 23.3cm. Esto se traduce en desplazamiento de 3.4cm para el espectro promedio de las señales sísmicas analizadas y una fuerza de 763 Tn. De esta manera, se puede reconocer a que el desempeño de la estructura será elástico, puesto que ningún desplazamiento es lo suficientemente grande como para lograr que algún elemento estructural alcance la fluencia e incurse en el rango inelástico. En el acápite 5.3.1. se puede verificar esta condición, puesto que recién para un desplazamiento de 10.37cm.

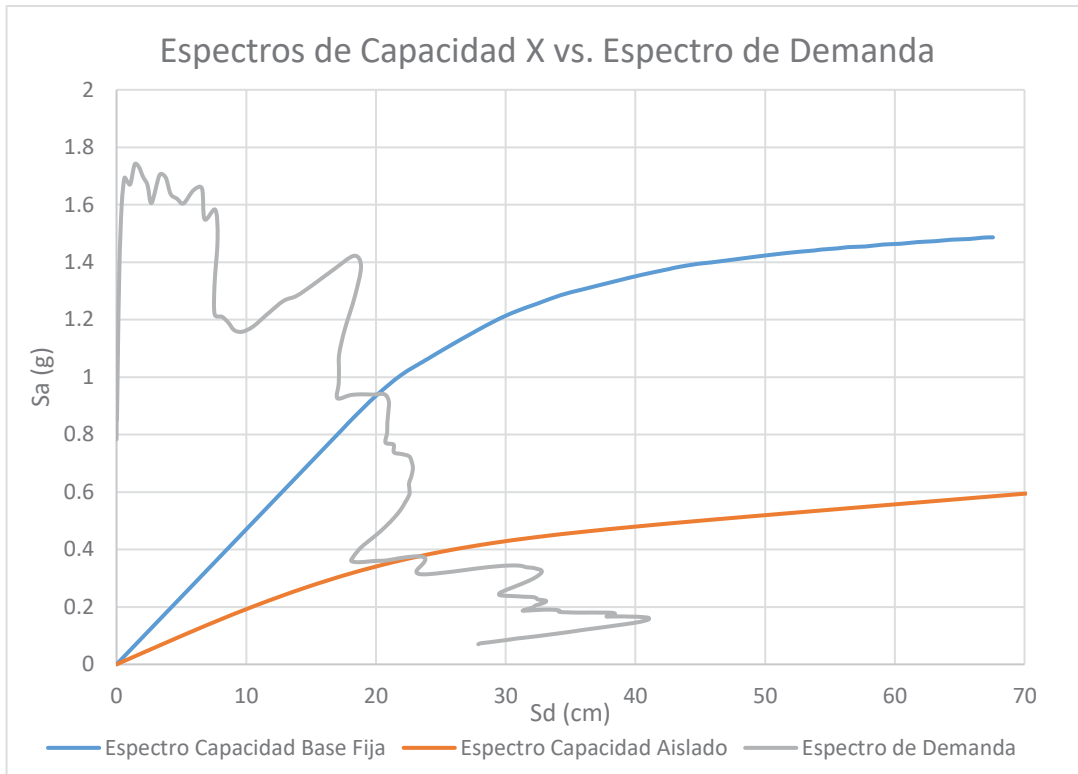


Figura 5.37. Puntos de Desempeño para dirección longitudinal

De manera similar se ha procedido con el cálculo de los puntos de desempeño para la dirección transversal, tal y como se muestra en la figura 5.38. El gráfico muestra que, para la estructura de base fija, se obtiene un desplazamiento espectral de aproximadamente 21.3cm. Esto se traduce en un desplazamiento en la azotea (el punto de control elegido) de desplazamientos de 2.94cm con una fuerza asociada de 1493.2 Tn. Y, según lo mostrado en el acápite 5.3.1, se alcanza un desempeño asociado a una etapa de fluencia al considerar que este desplazamiento se encuentra después de la aparición de la primera fluencia a 1.86cm y antes de la etapa de ocupación inmediata en 4.23cm.

Por otro lado, para la estructura aislada se observan desplazamientos espectrales del orden de 23.81cm. Esto se traduce en un desplazamiento en la azotea asociado de 3.3 cm y una fuerza cortante en la base de 754.5 Tn. De esta manera, se puede reconocer a que el desempeño de la estructura será elástico para el sismo cuyo espectro se ha calculado como promedio de las señales escogidas. Esto se hace evidente al comparar este desplazamiento con el desplazamiento asociado a la primera fluencia, el cual es de 6.7cm, por lo que se puede afirmar que para ambas direcciones la estructura aislada se mantiene elástica.

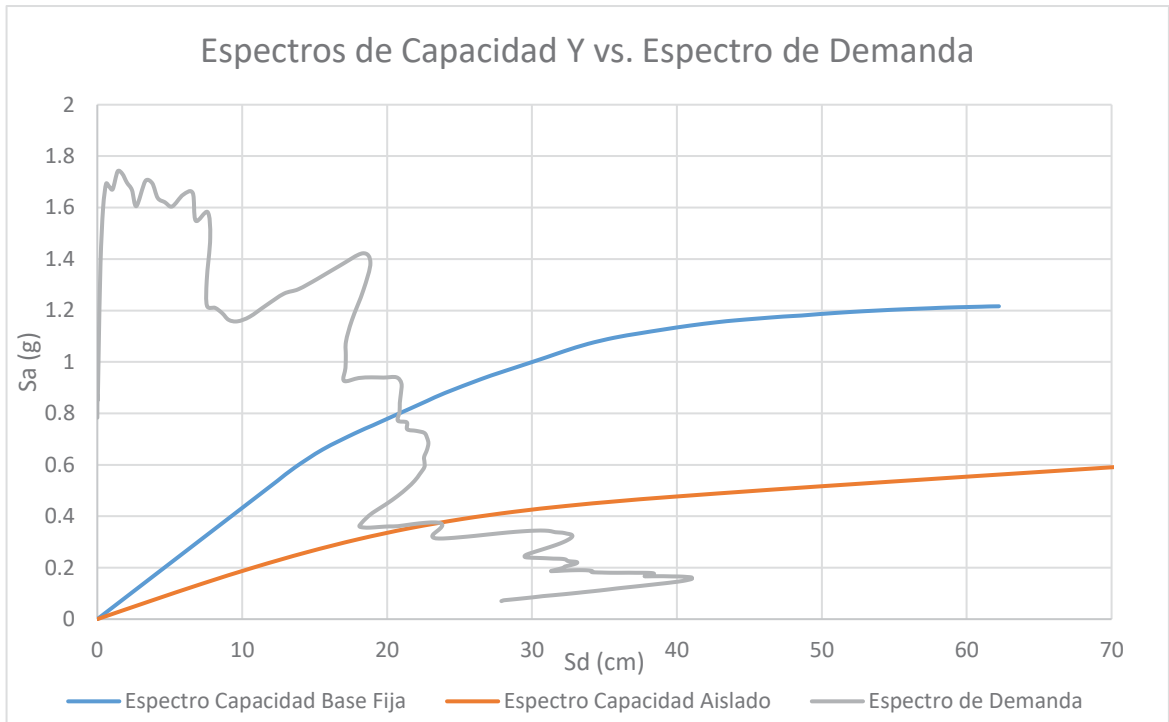


Figura 5.38. Puntos de Desempeño para dirección transversal

#### 5.4 Discusión

En este capítulo se han mostrado los desplazamientos esperados para las estructuras en los sismos considerados, de manera que se ha podido estimar el comportamiento de la estructura para el caso real en el cual cuenta con aislación en la base y en el caso esta no contara con sistemas de aislación. Este análisis es especialmente interesante puesto que el espectro de demanda utilizado para estimar el comportamiento ha sido obtenido a partir de señales sísmicas de eventos reales, tal y como se ha comentado en los capítulos anteriores. De esta manera, es posible considerar como válidos los resultados obtenidos en este análisis, ya que reflejan un sismo real y un espectro de demanda real. Este análisis se ha realizado con el fin de mostrar y calcular la eficiencia de los aisladores en este sistema.

Los resultados hacen evidente las limitaciones del análisis elástico, pues la estructura logra cumplir con la norma E.030 en sus exigencias de derivas. Sin embargo, para poder cumplir con sus funciones como hospital, debe estar funcionando durante y después del sismo con el fin de atender la gran cantidad de emergencias que se presentarán. Esto no es posible sin un comportamiento netamente elástico, lo cual no se puede asegurar solo con los lineamientos de la norma E.030, sino que requiere del uso algún sistema de protección sísmica, como la aislación y un análisis inelástico para comprobar este comportamiento.

Este análisis muestra de manera general el comportamiento inelástico que se espera de este tipo de estructura frente a estas solicitaciones. No obstante, es importante aclarar que este tipo de análisis brinda únicamente una visión general del comportamiento, puesto que existen componentes dinámicos propios del sismo que un ensayo monotónico no puede replicar adecuadamente. Es por esto que existe la necesidad de realizar un análisis no lineal dinámico cuando se desea conocer con mayor detalle todos los efectos de un sismo sobre la estructura y su comportamiento real frente este tipo de solicitaciones. Este análisis se



realizará en el siguiente capítulo y complementará los resultados obtenidos por el análisis modal-espectral y el análisis no lineal estático, de manera que se pueda presentar un panorama completo del comportamiento de la estructura frente a sollicitaciones sísmicas.



## Capítulo 6: Análisis no lineal dinámico: Tiempo-Historia

Este capítulo se enfocará en el desarrollo del comportamiento de la estructura al someterla a un juego de registros sísmicos escalados hasta alcanzar una aceleración pico del suelo relevante para el análisis. Este análisis consiste en resolver la estructura para cada punto de los registros y calcular sus desplazamientos y fuerzas en cada instante.

Este análisis requiere, al igual que el análisis no lineal estático, un modelo que contemple las propiedades inelásticas de los elementos estructurales, con el fin de permitir analizar en cada instante el estado inicial de la estructura y llevarla hasta el estado correspondiente al desplazamiento asociado a ese instante. Dado que algunos registros sísmicos podrían demandar a los elementos desplazamientos del orden inelástico, es necesario modelar estas propiedades al realizar un análisis tiempo-historia. En este caso se utilizará el modelo detallado en los capítulos 3 y 5 para lograr una consistencia en los resultados.

Se presentarán para este análisis, en primer lugar, los registros sísmicos utilizados, escalados de manera que alcancen una aceleración pico del suelo consistente con el análisis elástico de la norma y así puedan ser comparados con el sismo de diseño. Además, se presentarán en los resultados los registros de cortantes y desplazamientos, ya que así se podrá observar el efecto de los aisladores en reducir la fuerza cortante que entra en el edificio y la reducción de las derivas de entrepiso. Finalmente, se presentará el desempeño de la estructura para cada registro sísmico utilizado con el fin de mostrar el efecto de la aislación en este desempeño y su desplazamiento residual.

### 6.1 Registros sísmicos utilizados

Para este análisis se han utilizado cinco señales sísmicas, las cuales han sido escaladas hasta 0.45g puesto que ese es el nivel del sismo de diseño propuesto por la norma E.030. Es importante recalcar que para este análisis tiempo-historia se ha buscado reflejar la realidad sísmica de nuestro país, con el fin de obtener resultados relevantes que sean comparables a la realidad peruana. Es por esto que se han seleccionado registros reales de sismos ocurridos en este país. De esta manera, se logra considerar que en nuestro país los sismos son causados por subducción de placas tectónicas, lo que resulta en sismos ricos en frecuencias bajas.

Con el fin de someter a la estructura a un análisis que represente este tipo de sismos, se seleccionaron cinco señales, y se escalaron utilizaron los *softwares* SeismoSignal y SeismoMatch para escalar las señales. Es necesario escalar las señales sísmicas puesto que en nuestro país aún no se ha percibido ningún sismo de la magnitud para la cual se espera en el diseño. Esto nos obliga a recurrir a sismos de menor aceleración máxima en el suelo y escalarlos, lo cual puede resultar en sismos poco convencionales.

Tal y como se ha comentado anteriormente, las señales escogidas para este análisis son señales de Lima, Ica y Moquegua para representar el suelo peruano a lo largo de la costa y las señales de Japón y Chile son representativos de sismos de subducción con alta aceleración que permiten no alterar mucho la señal. La figura 6.1 presenta las 5 señales sísmicas utilizadas en esta investigación para el análisis no lineal tiempo-historia escaladas al espectro de la norma.

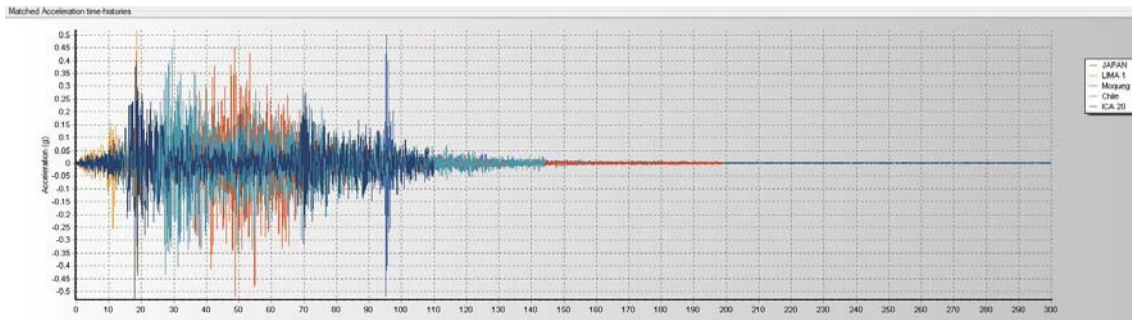


Figura 6.1. Registros sísmicos escalados.

## 6.2 Resultados

En este acápite se presentarán los resultados obtenidos del análisis tiempo-historia para las 5 señales empleadas y presentadas en 6.1. Estos resultados se enfocarán en mostrar los dos parámetros que representan mejor el comportamiento de la estructura, estos son la cortante en la base y las derivas de entrepiso. De esta manera, los resultados obtenidos en este análisis se pueden comparar con aquellos obtenidos en los capítulos 4 y 5 de esta investigación.

Tanto las cortantes en la base como las derivas de entrepiso se presentarán para las direcciones longitudinal, y transversal. Además, se presentarán los resultados del análisis para un modelo aislado y no aislado, de manera que sea posible observar el efecto de la aislación sísmica en las cortantes y las derivas. Finalmente, se presentarán los estados finales de los elementos de la estructura y el desplazamiento residual de la estructura, con el fin de conocer su desempeño ante las señales empleadas.

### 6.2.1 Registro de cortante en la base

En este acápite se presentarán los resultados obtenidos respecto a las fuerzas cortantes, las cuales se resumirán gráficos. Primero, comparando las fuerzas cortantes máximas en todo el análisis para los modelos de base fija y con aislación sísmica, de manera que en cada señal se puede comparar la cortante máxima que percibe la estructura. En segundo lugar, se presentarán los registros de cortante en el tiempo para todas las señales escaladas en los modelos de base fija y aislado, con el fin de observar bajo una misma escala, el efecto general de la aislación en las cortantes a lo largo de todo el fenómeno sísmico.

#### a. Cortante Longitudinal

Tal y como se aprecia en la figura 6.2, las cortantes en la dirección longitudinal se ven reducidas notablemente en los registros más ricos en frecuencias altas. Es decir, que son amplificadas con fuerza por la estructura debido a su alta rigidez y bajo período. En general los sismos por subducción propios de nuestro país son ricos en frecuencias altas y, tal y como se observa en las señales, el efecto de los aisladores es notorio, reduciendo a la mitad aproximadamente la cortante en cada caso. Además, los resultados se encuentran en el mismo orden de magnitud, por lo que se puede considerar que estos se respaldan y dan credibilidad al análisis realizado.

Las cortantes se han visto reducidas a porcentajes desde 54.3% para el sismo de Ica hasta 33.9% para el sismo de Japón por lo que se puede observar una reducción importante en las fuerzas sísmicas percibidas para la dirección longitudinal.

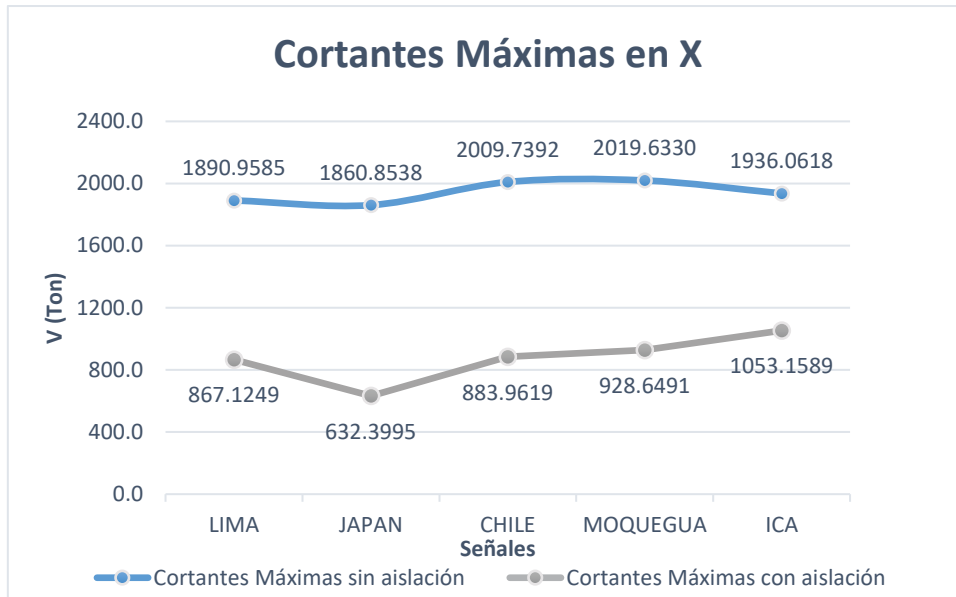


Figura 6.2. Comparación entre cortantes máximas con y sin aislación en dirección longitudinal.

Por otro lado, a continuación, se presentan las figuras 6.3 a la 6.7 como una comparación entre los registros completos de la cortante en la base de la estructura para el caso aislado y sin aislación. De esta manera se puede observar claramente cómo se reduce la cortante.

Es importante observar que el efecto de los aisladores no es una reducción automática y porcentual de la cortante en la base para todo el registro. Esto se debe a que el registro incluye una gran combinación de armónicos de distintas frecuencias, lo cual significa que las cortantes no se verán reducidas por el mismo factor. Además, para que el sistema de aislación pueda trabajar, se requiere una fuerza mínima que cause el desplazamiento inelástico de estos. Ya que, para fuerzas muy pequeñas tanto la estructura como los aisladores se encuentran en un estado elástico, para el cual no se puede apreciar el efecto de la aislación en las fuerzas cortantes y derivas.

Sin embargo, el efecto general de los aisladores es una notable reducción en la fuerza cortante que percibe la estructura. Esto puede corroborarse al observar las figuras mencionadas en este acápite.

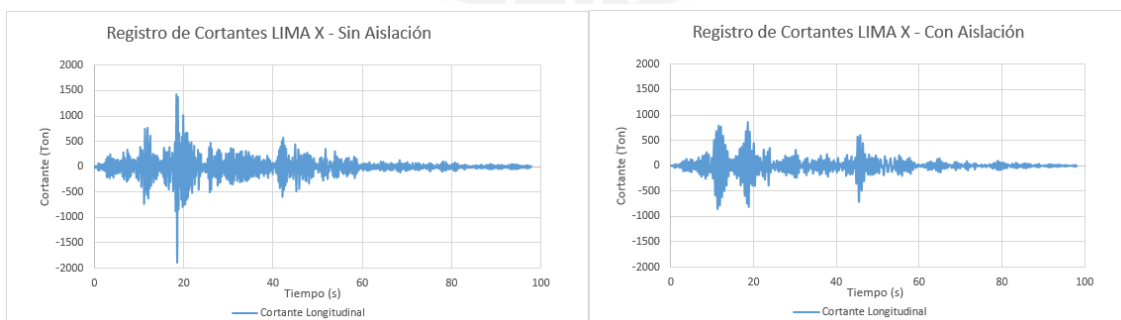


Figura 6.3. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Lima Longitudinal X

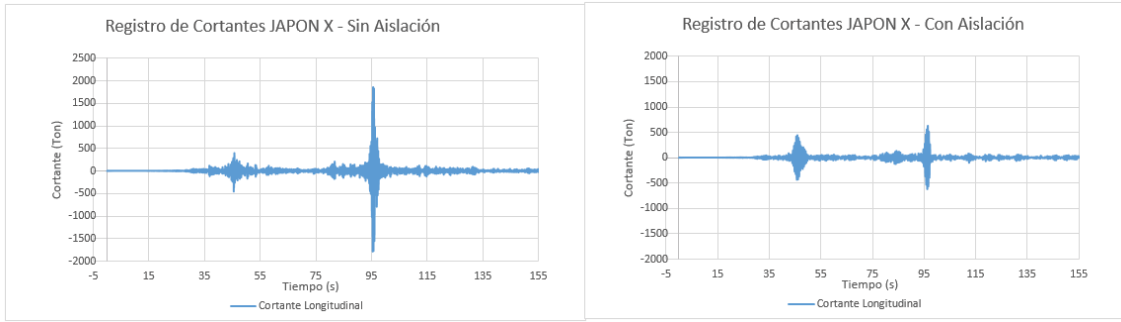


Figura 6.4. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Japón Longitudinal X

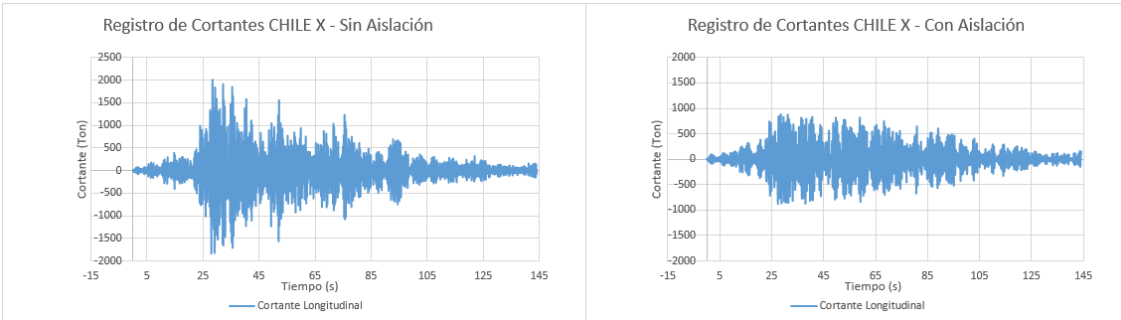


Figura 6.5. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Chile Longitudinal X

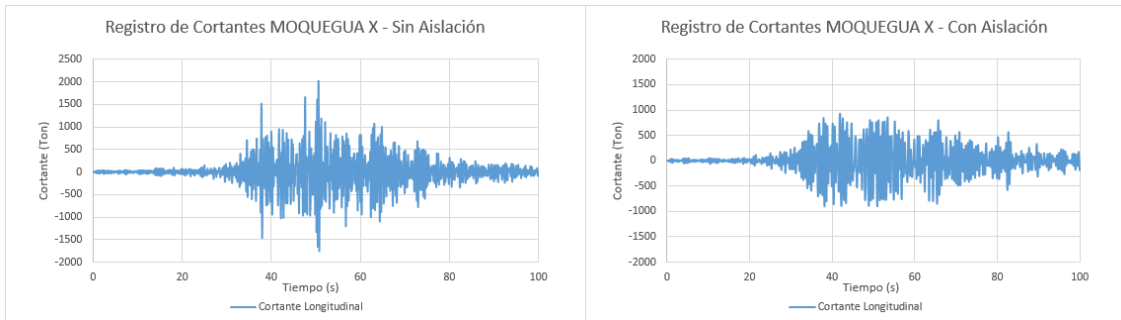


Figura 6.6. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Moquegua Longitudinal X

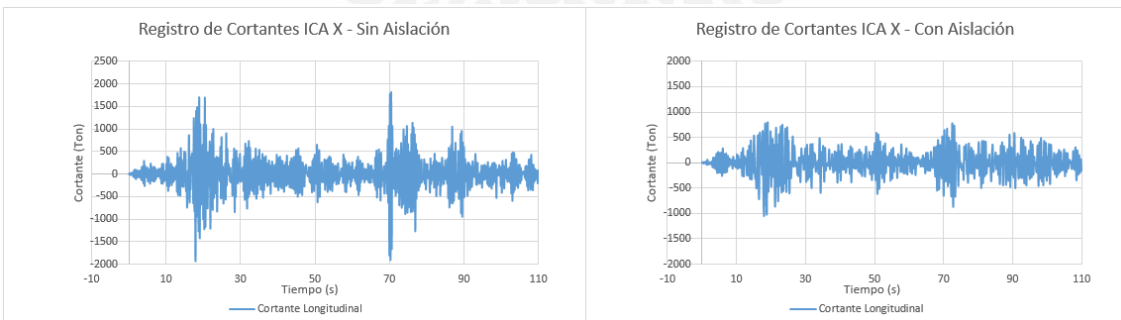


Figura 6.7. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Ica Longitudinal X

b. Cortante Transversal

En este acápite se presentará, análogamente al anterior, los resultados de cortantes para la dirección transversal o Y. El estudio en esta dirección permite corroborar los resultados obtenidos para esta estructura, puesto que las cortantes máximas, tanto para el modelo con aislación como el modelo sin aislación, presentan una misma tendencia. Esto es algo que se puede esperar debido a la gran similitud en rigidez lateral de ambas direcciones, tal y como se ha mostrado los capítulos 4 y 5 de esta investigación. La figura 6.8 presenta la comparación de cortantes máximas, mientras que las figuras 6.9 a la 6.13 muestran las cortantes en el tiempo para las mismas señales analizadas.

Las cortantes se han visto reducidas a porcentajes desde 56.9% para el sismo de Ica hasta 40.4% para el sismo de Japón por lo que se puede observar que la reducción en las fuerzas sísmicas percibidas para la dirección transversal es análoga y de tendencia similar a los resultados mostrados en el acápite anterior.

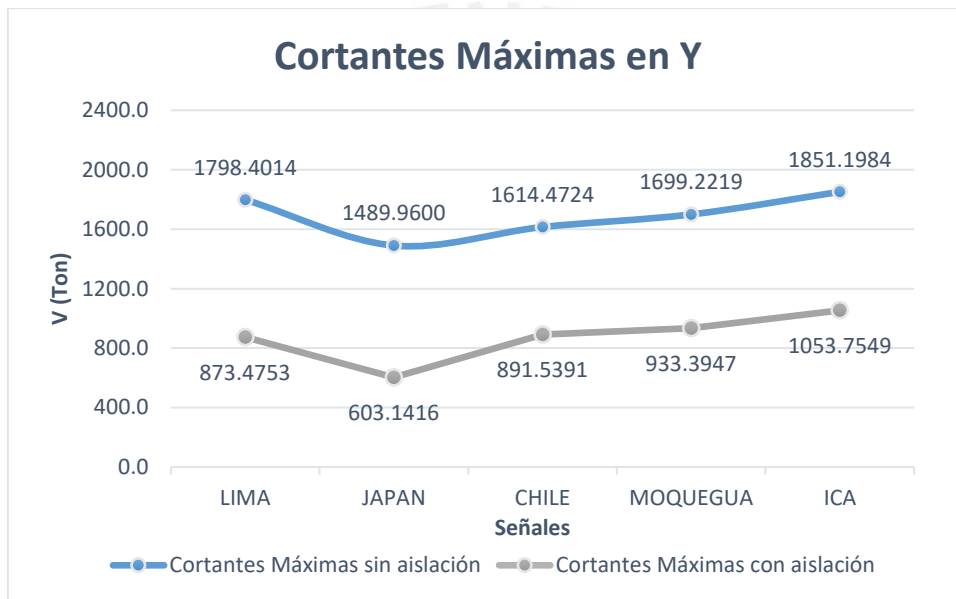


Figura 6.8. Comparación entre cortantes máximas con y sin aislación en Y.

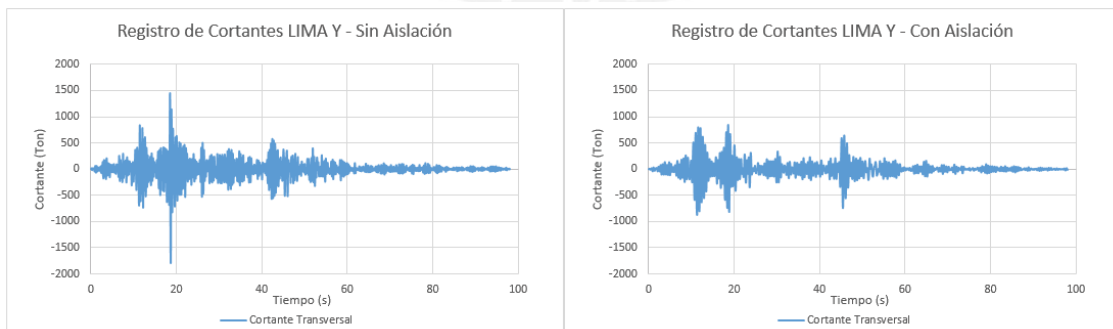


Figura 6.9. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Lima Y



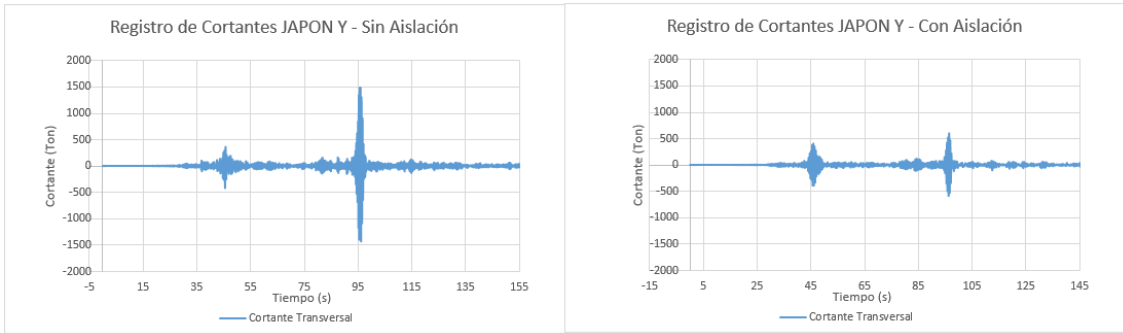


Figura 6.10. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Japón Y

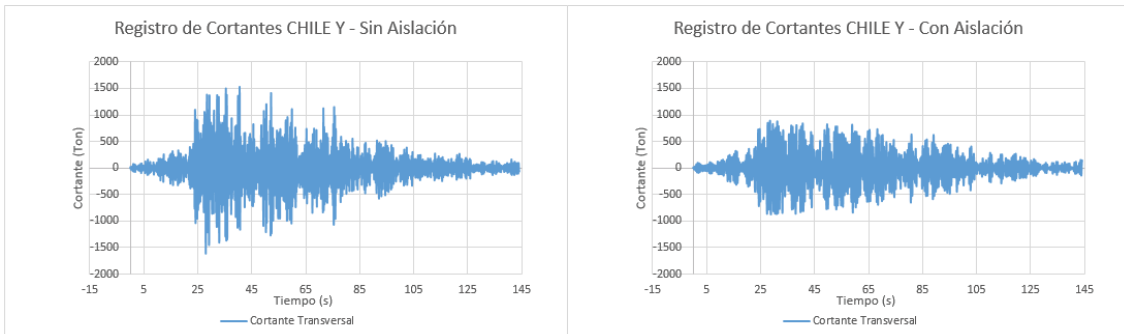


Figura 6.11. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Chile Y

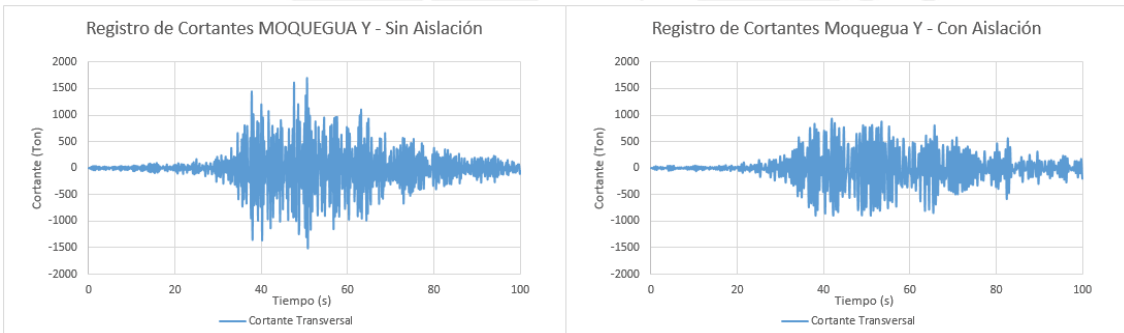


Figura 6.12. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Moquegua Y

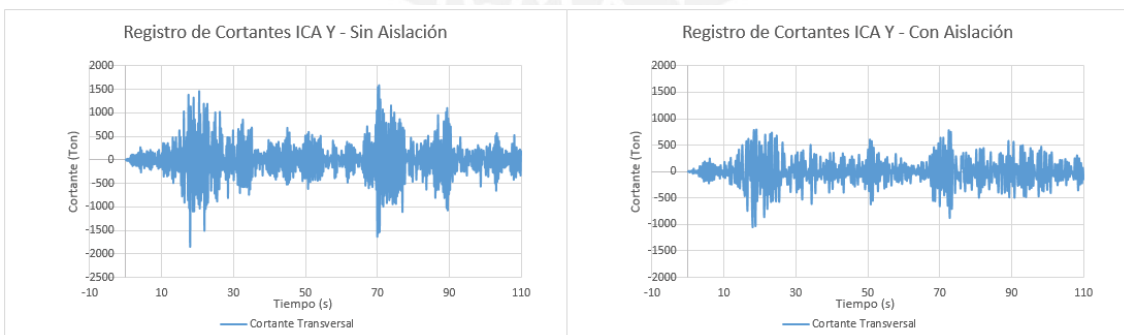


Figura 6.13. Comparación de registro de Cortante vs. Tiempo – Ica Y

### 6.2.2 Registro de desplazamientos

En este acápite se presentarán los resultados obtenidos referidos a los desplazamientos que presenta la estructura ante las señales sísmicas bajo las que fue sometida. Para presentar estos resultados se han construido gráficos similares a los presentados en el acápite anterior, de manera que se puedan observar los efectos de los aisladores en la deriva máxima de las estructuras, así como estudiar el impacto de estos en la historia de desplazamientos de la estructura.

#### a. Desplazamientos y Derivas máximas en la dirección Longitudinal

La figura 6.14 muestra una comparación entre las derivas máximas obtenidas para el modelo sin aislación y el modelo aislado. Se puede observar que este gráfico presenta la misma tendencia que las figuras 6.2 y 6.8 de cortantes, lo cual es esperable puesto que la relación entre las fuerzas cortantes y los desplazamientos (traducidos en derivas) es proporcional. Esto se ha mostrado en el cálculo de las curvas de capacidad del capítulo quinto de esta investigación.

Las derivas también se han visto reducidas notablemente, a porcentajes desde 67.4% para el sismo de Ica hasta 37.5% para el sismo de Japón por lo que se puede observar verificar que las derivas percibidas siguen la misma tendencia que las cortantes para la dirección longitudinal.

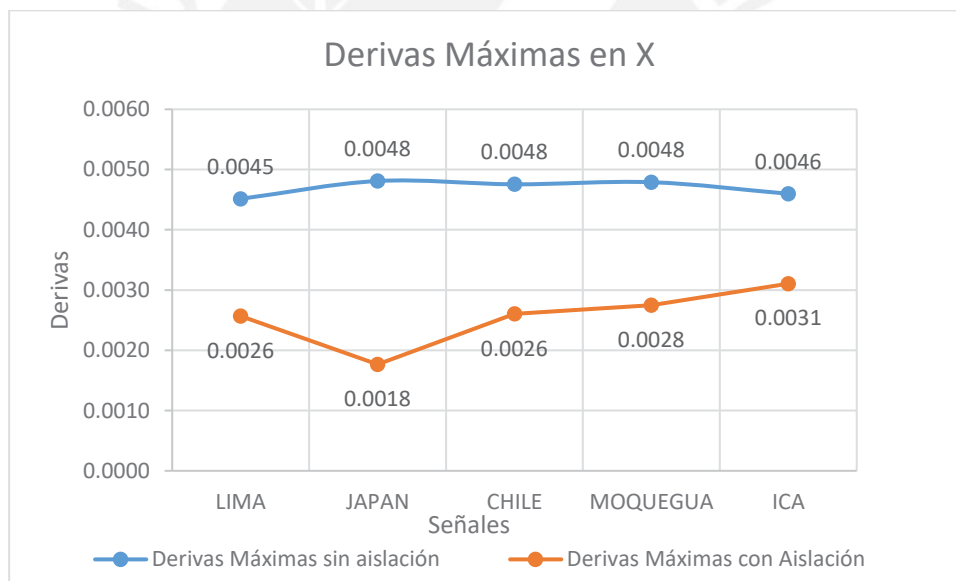


Figura 6.14. Comparación entre derivas máximas con y sin aislación en X.

Por otro lado, las figuras de la 6.15 a la 6.19 presentan el efecto de la aislación en el registro de desplazamientos y derivas para ambos modelos, comparándolos a una misma escala. Esto permite observar cómo los desplazamientos totales en la azotea pueden aumentarse por la presencia de los aisladores, que flexibilizan el sistema estructura-base aislada, pero la deriva disminuye considerablemente para este caso. Esto puede entenderse debido a que los desplazamientos se concentran en la base de la estructura, en el nivel de aislamiento.

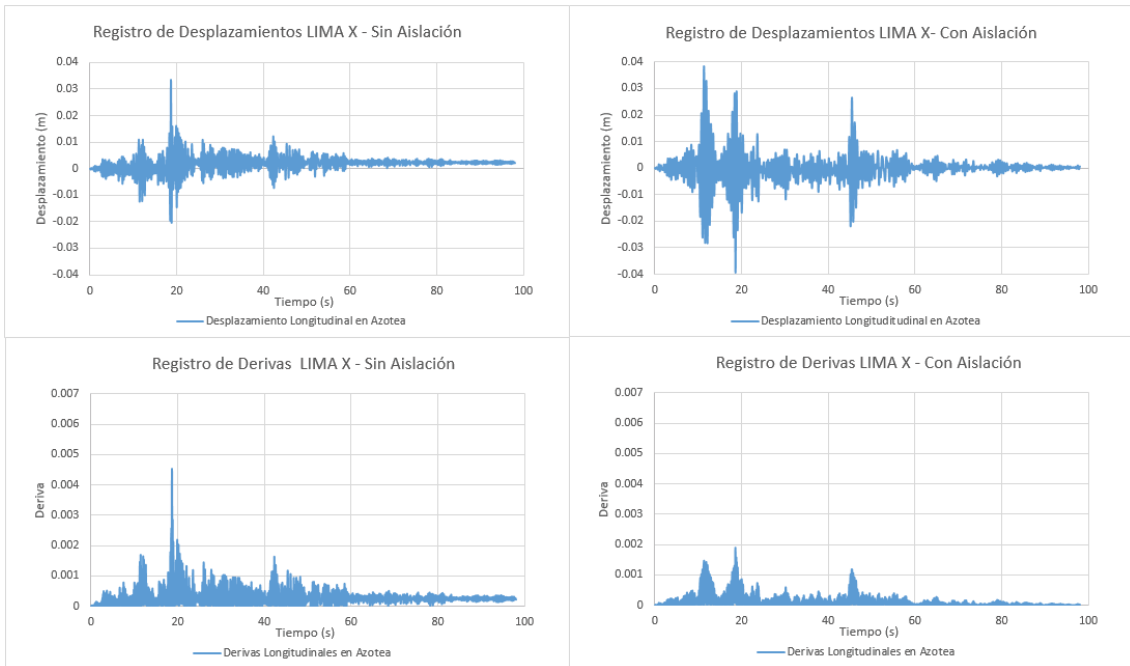


Figura 6.15. Comparación de registro de Desplazamiento y Derivas Lima – X

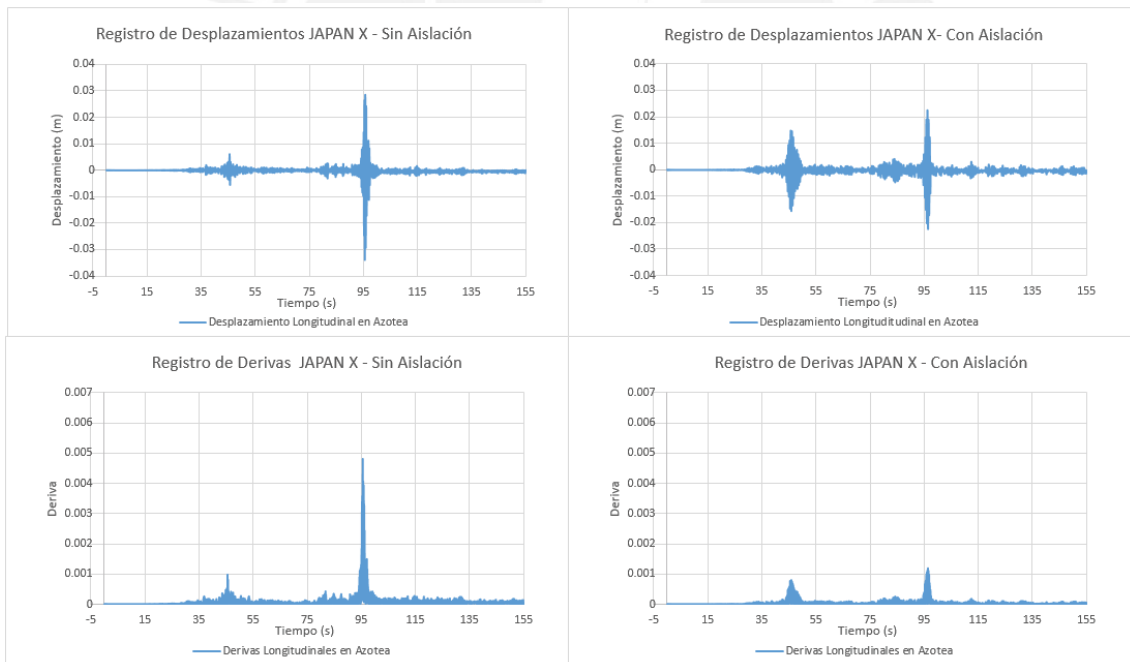


Figura 6.16. Comparación de registro de Desplazamiento y Derivas Japón – X

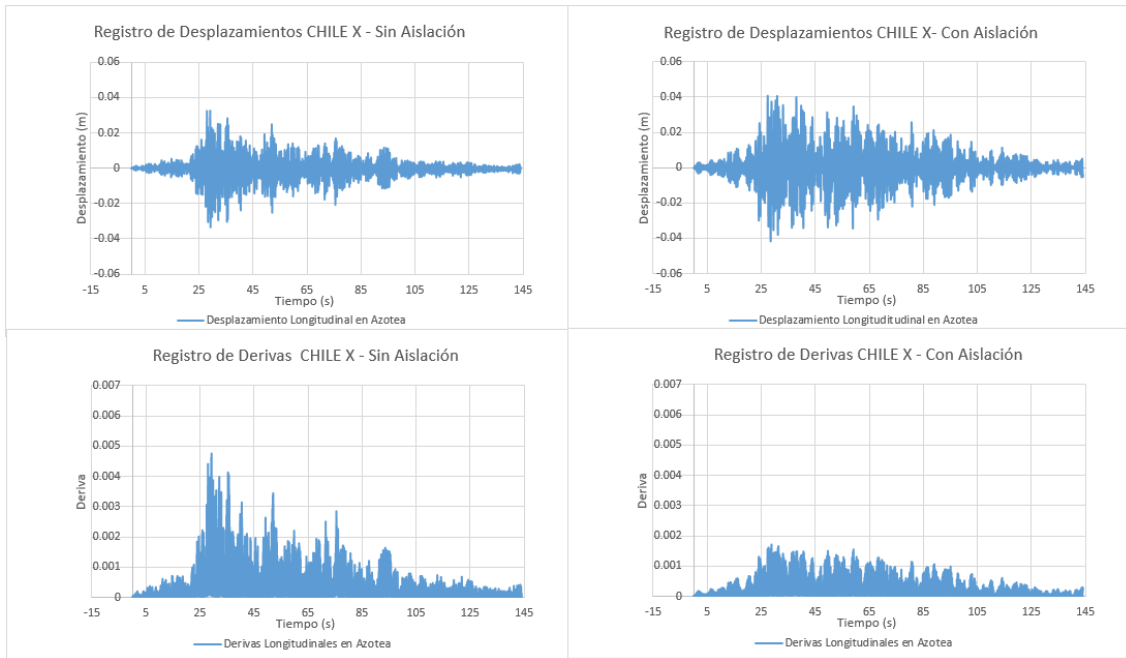


Figura 6.17. Comparación de registro de Desplazamiento y Derivas Chile – X

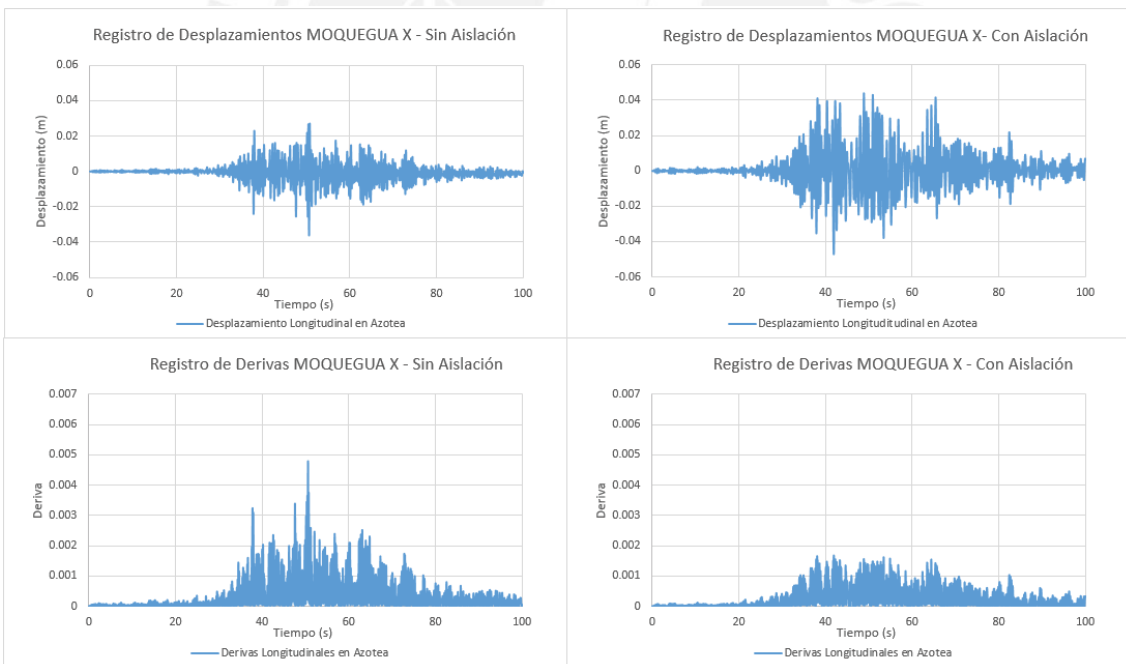


Figura 6.18. Comparación de registro de Desplazamiento y Derivas Moquegua – X

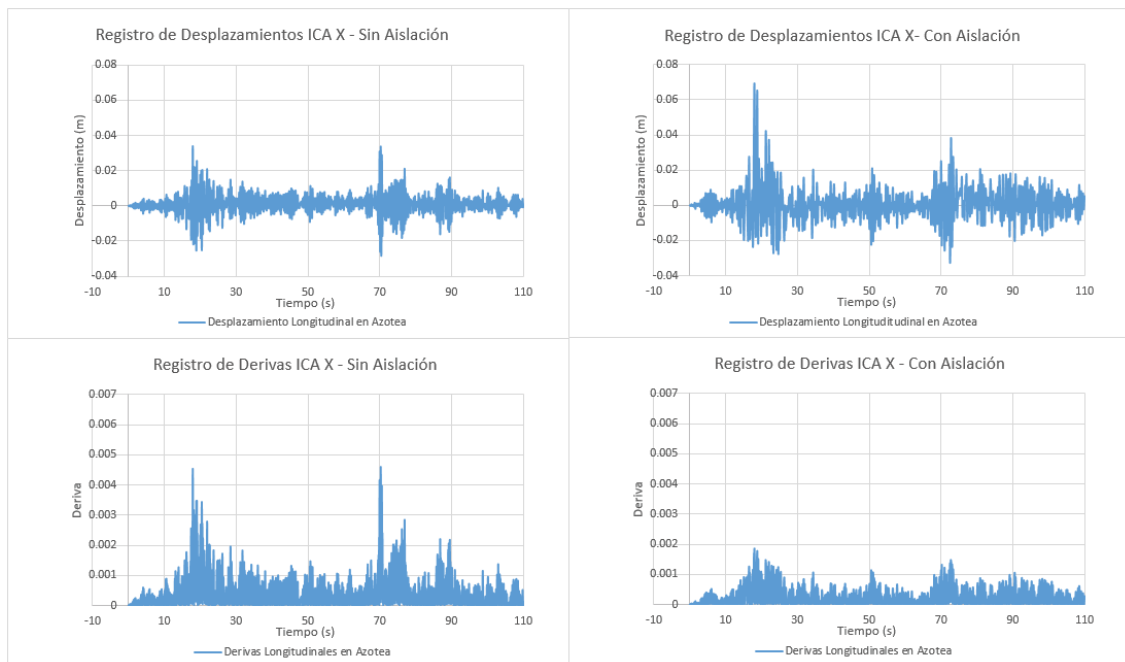


Figura 6.19. Comparación de registro de Desplazamiento y Derivas Ica – X

*b. Desplazamientos y Derivas máximas en la dirección Transversal*

De manera similar al acápite anterior, se presentarán para la dirección transversal o Y, gráficos que comparen las derivas máximas y el registro de desplazamientos y derivas para cada señal, respectivamente. En estos gráficos se puede notar, también, el mismo comportamiento y tendencia de reducción de desplazamientos que en el acápite anterior.

La figura 6.20 muestra las derivas máximas de los casos aislado y de base fija, repitiendo la tendencia mostrada en los acápites anteriores de una reducción en la percepción sísmica cuando se analiza el caso aislado. Por otro lado, las figuras 6.21 a la 6.25 presentan la comparación de los registros de desplazamiento y derivas, de tal manera que se complete, junto con los acápites anteriores, el panorama del comportamiento estructural.

Las derivas se han visto reducidas a porcentajes desde 65.0% para el sismo de Chile hasta 42.5% para el sismo de Japón, por lo que se puede observar que la reducción en las fuerzas sísmicas percibidas para la dirección transversal es análoga y de tendencia similar a los resultados mostrados en el acápite anterior.

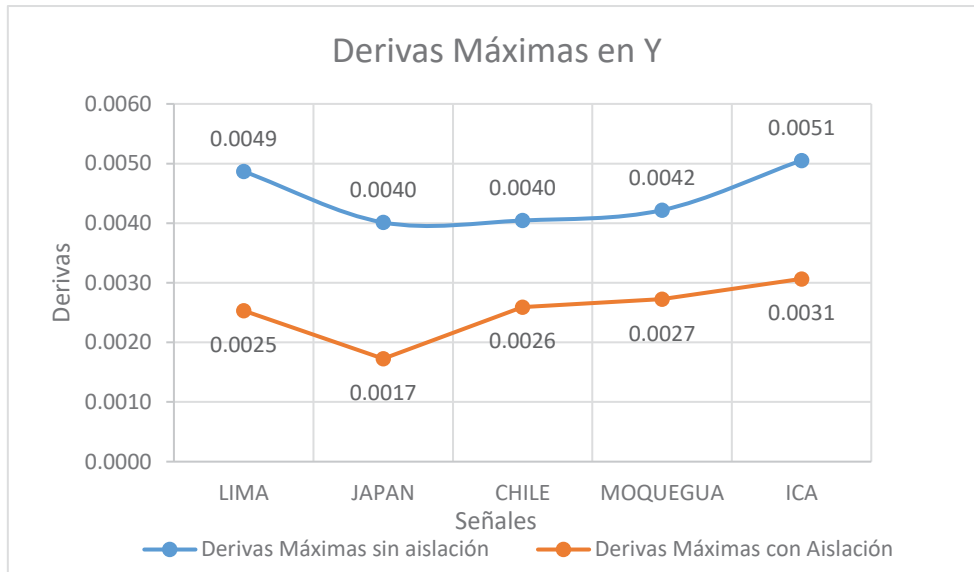


Figura 6.20. Comparación entre derivas máximas con y sin aislación en Y.

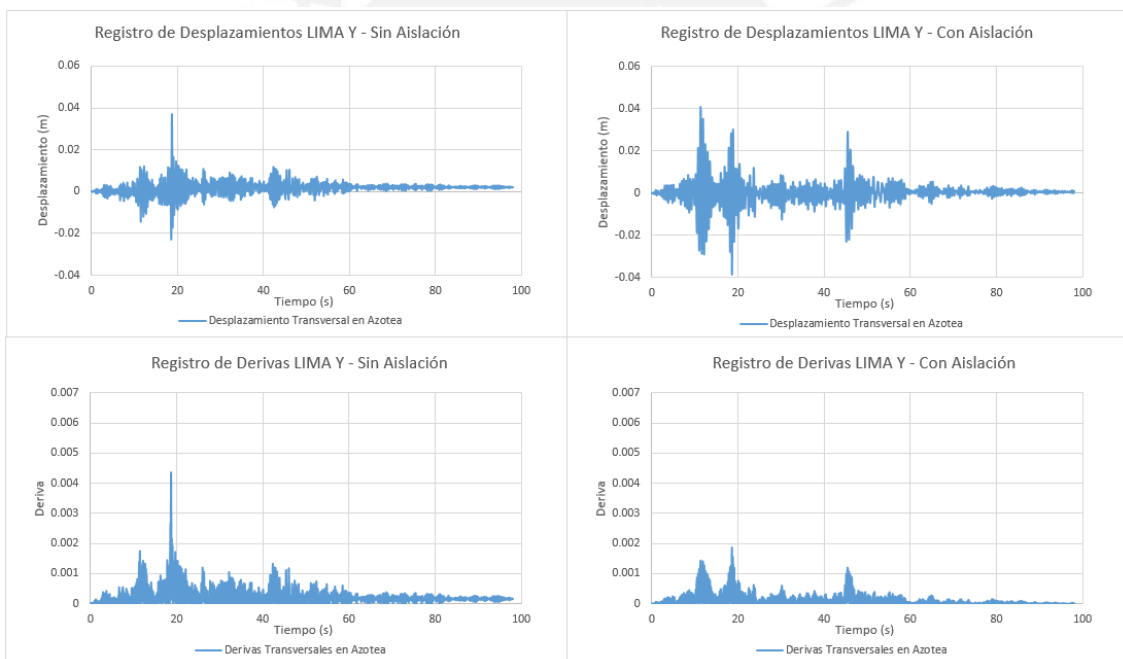


Figura 6.21. Comparación de registro de Desplazamiento y Deriva Lima – Y

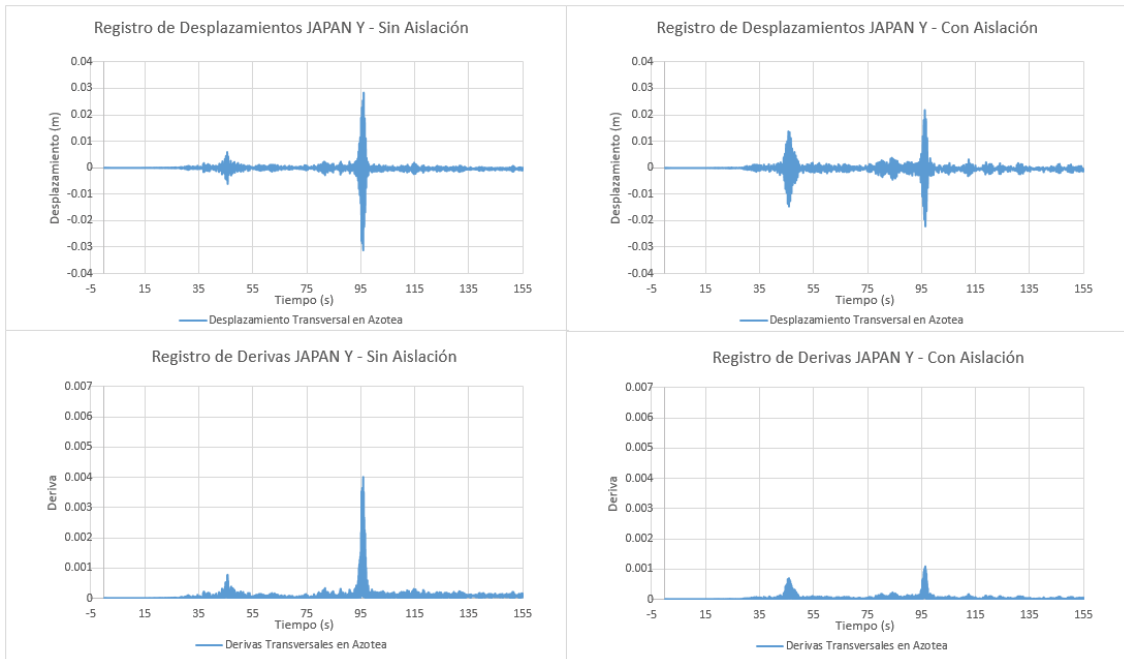


Figura 6.22. Comparación de registro de Desplazamiento y Deriva Japón – Y

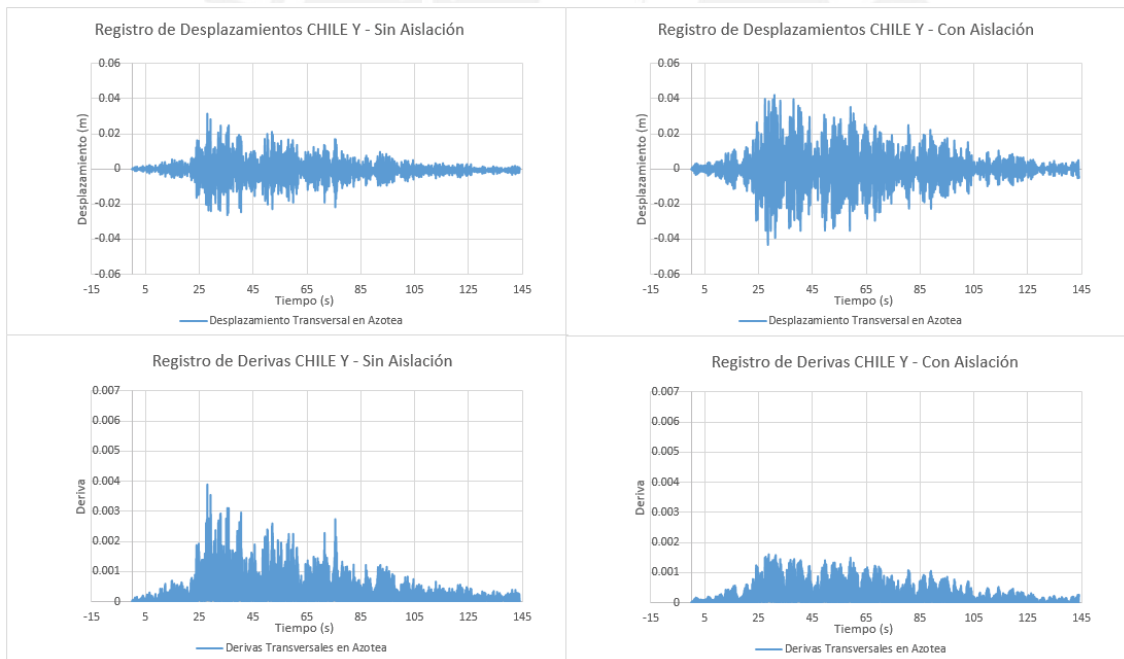


Figura 6.23. Comparación de registro de Desplazamiento y Deriva Chile – Y



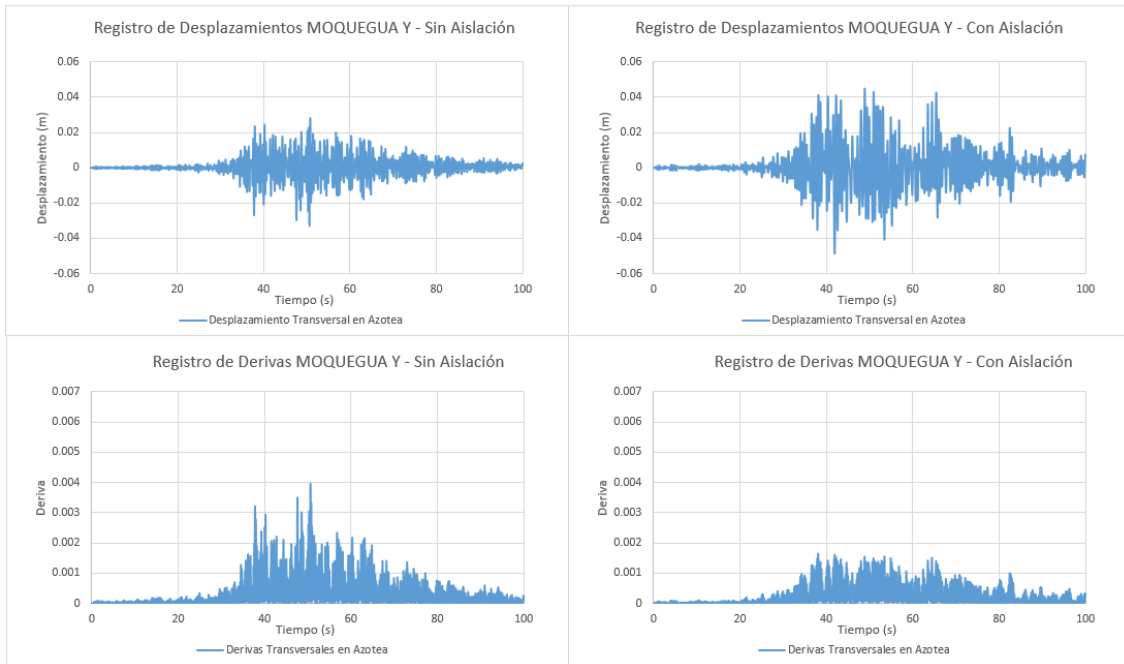


Figura 6.24. Comparación de registro de Desplazamiento y Deriva Moquegua – Y

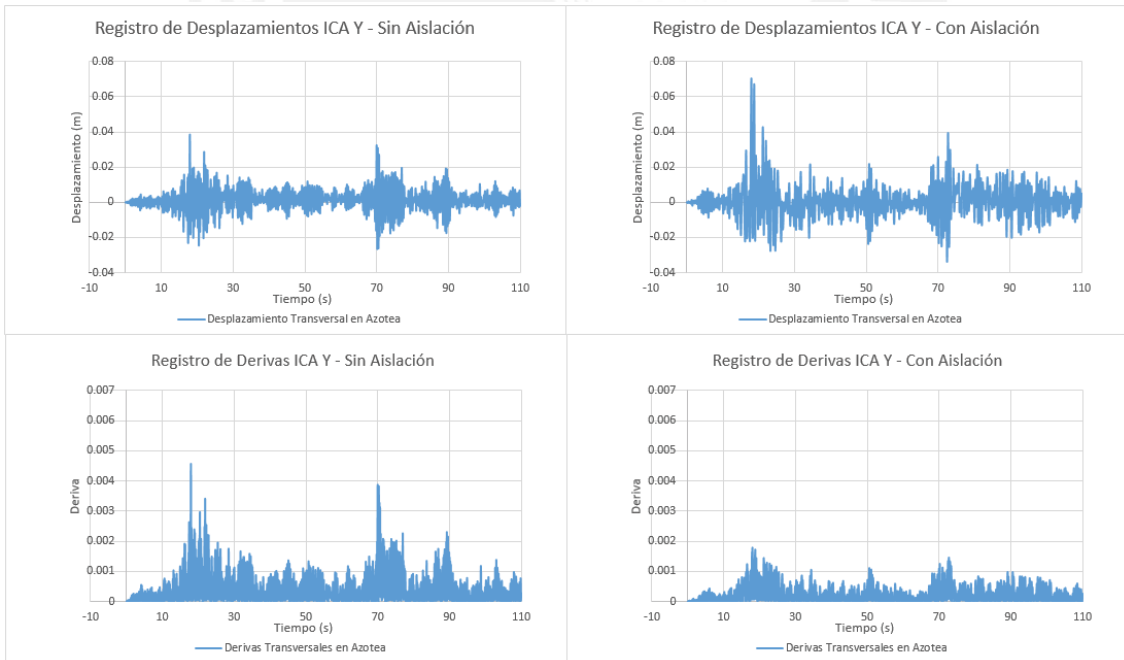


Figura 6.25. Comparación de registro de Desplazamiento y Deriva Ica – Y

### 6.2.3 Estado final y desplazamiento residual

En este acápite se presentarán, para ambas direcciones de análisis, tablas resumen que permitan conocer el estado de desempeño sísmico de la estructura, así como su desplazamiento residual y deriva máxima. Esto se muestra con el fin de permitir una rápida identificación del rendimiento y eficiencia de los aisladores sísmicos en una edificación, puesto que estudiar su estado final tras el sismo permite conocer si podrá responder a las necesidades propias del diseño. En el caso de esta estructura se refiere a la capacidad de esta estructura para seguir operando con normalidad tras un sismo de la magnitud considerada en el diseño. Esto es indispensable puesto que se está analizando un hospital, el cual es parte del sistema de resiliencia de cualquier comunidad.

#### a. En la dirección longitudinal

Para esta dirección se tiene la siguiente tabla:

Tabla 6. Resumen de Desempeño sísmico en dirección longitudinal.

Condición	Registro Sísmico	Estado de Desempeño	Desplazamiento Residual (mm)	Deriva Máxima
Sistema no Aislado	ICA	Funcional	1.00	0.0046
	MOQUEGUA	Funcional	0.85	0.0048
	CHILE	Funcional	0.82	0.0048
	JAPAN	Funcional	0.20	0.0048
	LIMA	Funcional	2.16	0.0045
Sistema Aislado	ICA	Elástico	0	0.0031
	MOQUEGUA	Elástico	0	0.0028
	CHILE	Elástico	0	0.0026
	JAPAN	Elástico	0	0.0018
	LIMA	Elástico	0	0.0026

#### b. En la dirección transversal

Tabla 7. Resumen de desempeño sísmico en dirección transversal.

Condición	Registro Sísmico	Estado de Desempeño	Desplazamiento Residual (mm)	Deriva Máxima
Sistema no Aislado	ICA	Funcional	0.88	0.0051
	MOQUEGUA	Funcional	1.55	0.0042
	CHILE	Funcional	0.30	0.0040
	JAPAN	Funcional	0.14	0.0040
	LIMA	Funcional	1.92	0.0049
Sistema Aislado	ICA	Elástico	0	0.0031
	MOQUEGUA	Elástico	0	0.0027
	CHILE	Elástico	0	0.0026
	JAPAN	Elástico	0	0.0017
	LIMA	Elástico	0	0.0025

### 6.3 Discusión

La discusión de este capítulo se enfocará en mostrar el efecto de la aislación sísmica en la estructura, analizando la fracción de fuerzas cortantes y derivas de entrepiso que percibe la estructura aislada respecto del modelo que no cuenta con aisladores. De esta manera, se podrá estimar con una adecuada confianza la eficiencia de este sistema de protección sísmica en el capítulo siguiente.

Para mostrar este efecto se presentan las tablas 8 y 9, las cuales se indican cuánto se han reducido las fuerzas cortantes en la base y las derivas máximas para ambas direcciones, respectivamente. Además, estas tablas permiten conocer la eficiencia de los aisladores basándose únicamente en las derivas y las fuerzas cortantes antes mencionadas. De esta manera se puede presentar una eficiencia que responda a la conjunción de ambos aspectos tanto para efectos de diseño (fuerzas sísmicas), como para efectos del comportamiento inelástico (derivas).

Tabla 8. % de Demanda entrante en sistema aislado X

Registro Sísmico	% de Fuerza Sísmica Percibida	% de Deriva Máxima Percibida
ICA	54.4	67.5
MOQUEGUA	45.9	57.4
CHILE	43.9	54.7
JAPAN	33.9	36.7
LIMA	45.8	56.8

Tabla 9. % de Demanda entrante en sistema aislado Y

Registro Sísmico	% de Fuerza Sísmica Percibida	% de Deriva Máxima Percibida
ICA	56.9	60.7
MOQUEGUA	54.9	64.6
CHILE	55.2	64.1
JAPAN	40.5	43.0
LIMA	48.6	52.1

Tal y como se puede observar en ambas tablas, las demandas sísmicas se han reducido, en promedio, entre 45 y 60%. De esta manera, se logra observar que los aisladores han logrado cumplir su función con una eficacia tangible.

Por otro lado, las tablas 6 y 7 permiten observar el estado final de la estructura y su desplazamiento residual. Esto se ha presentado con el fin de mostrar la capacidad de ambos modelos del hospital de cumplir las funciones para las cuales fue diseñado. De esta manera, se puede observar que si no se cuenta con aislación sísmica, el hospital presentará algo de daños y se alcanzará la fluencia en algunas de las rótulas, por lo que es poco probable que pueda cumplir a cabalidad sus funciones. Esto se debe a que muchos de los equipos utilizados en los hospitales son susceptibles a vibraciones, por lo que para asegurar su funcionamiento continuo es necesario lograr que se mantengan en el rango elástico durante todo el evento

sísmico. Esto se logra en el análisis del modelo con aisladores, de manera que puede concluirse que, en este caso, es altamente probable que el hospital siga en funcionamiento tras un evento de esta magnitud, respondiendo así a su función en caso de emergencias.

Existen, además, procedimientos estandarizados para estimar el daño estructural a partir de un análisis elástico. Uno de estos procedimientos es el caso del propuesto por el FEMA (Federal Emergency Management Agency) en el documento “HAZUS, Earthquake Loss Estimation Methodology”. Para este análisis se requiere conocer de la estructura su sistema estructural y el tipo de código sismorresistente que fue utilizado en el diseño. Esta información se encuentra en el documento y se presenta en las figuras 6.26 y 6.27 a continuación.

No.	Label	Description	Height			
			Range		Typical	
			Name	Stories	Stories	Feet
1	W1	Wood, Light Frame ( $\leq 5,000$ sq. ft.)		All	1	14
2	W2			All	2	24
		Wood, Greater than 5,000 sq. ft.				
3	S1L	Steel Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	24
4	S1M		Mid-Rise	4-7	5	60
5	S1H		High-Rise	8+	13	156
6	S2L	Steel Braced Frame	Low-Rise	1-3	2	24
7	S2M		Mid-Rise	4-7	5	60
8	S2H		High-Rise	8+	13	156
9	S3	Steel Light Frame		All	1	15
10	S4L	Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	24
11	S4M		Mid-Rise	4-7	5	60
12	S4H		High-Rise	8+	13	156
13	S5L	Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	24
14	S5M		Mid-Rise	4-7	5	60
15	S5H		High-Rise	8+	13	156
16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	20
17	C1M		Mid-Rise	4-7	5	50
18	C1H		High-Rise	8+	12	120
19	C2L	Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	20
20	C2M		Mid-Rise	4-7	5	50
21	C2H		High-Rise	8+	12	120
22	C3L	Concrete Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	20
23	C3M		Mid-Rise	4-7	5	50
24	C3H		High-Rise	8+	12	120
25	PC1	Precast Concrete Tilt-Up Walls		All	1	15
26	PC2L	Precast Concrete Frames with Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	20
27	PC2M		Mid-Rise	4-7	5	50
28	PC2H		High-Rise	8+	12	120
29	RM1L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Wood or Metal Deck Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	20
30	RM1M		Mid-Rise	4+	5	50
31	RM2L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Precast Concrete Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	20
32	RM2M		Mid-Rise	4-7	5	50
33	RM2H		High-Rise	8+	12	120
34	URML	Unreinforced Masonry Bearing Walls	Low-Rise	1-2	1	15
35	URM M		Mid-Rise	3+	3	35
36	MH	Mobile Homes		All	1	10

Figura 6.26. Tipos de estructuras según sistema estructural – HAZUS

**Table 2.8. Generic Building Type C1L (Low-Rise Concrete Moment Frame)<sup>1</sup> – Elastic Period Values and Average Inter-Story Drift Ratios of Capacity Curve Control Points and Structural Damage State Thresholds (Fragility Medians)**

Seismic Design Level	Elastic Period (sec.)	Average Inter-Story Drift Ratio					
		Capacity Curve Control Points		Structural Damage State Thresholds (Fragility Medians)			
		Yield	Plastic	Slight	Moderate	Extensive	Complete
Special High-Code	0.40	0.0033	0.0782	0.0063	0.0125	0.0375	0.1000
High-Code	0.40	0.0022	0.0522	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800
Moderate-Code	0.40	0.0011	0.0196	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
Low Code	0.41	0.0006	0.0082	0.0050	0.0080	0.0200	0.0500
Pre-Code	0.41	0.0006	0.0098	0.0040	0.0064	0.0160	0.0400

Figura 6.27. Daño estructural según clasificación de código de diseño y derivas

La estructura del hospital analizado se ha clasificado como C1L, ya que su estructura sismorresistente se encuentra formada únicamente por pórticos de concreto armado y cuenta con solo dos niveles. Con esta información se ha obtenido la tabla apropiada del mismo documento.

En este caso debe escogerse qué tipo de código se ha utilizado para diseñar la estructura. Debido a que el código peruano es reciente y trata de representar los criterios modernos de diseño se podría esperar. Por otro lado, se ha asimilado de las tablas 2.2 y 2.3 propuestas por el manual Hazus utilizado la clasificación que se obtiene a partir de las características propuestas. Según las tablas mencionadas, son tres las siguientes tres condiciones las que definen el nivel de diseño sísmico:

- *Design Vintage*: Referido a la época en la cual fue diseñado el edificio. Cubre siguientes tres períodos de tiempo: Pre-1941, entre 1941 y 1975 y Post-1975. Para el caso de análisis de este hospital, es evidente que la norma peruana del año 2016 puede clasificarse como Post-1975.
- *UBC Seismic Zone*: Está referido las zonas sísmicas y considera la norma como más exigente mientras la demanda sísmica sea mayor. Para esto, se ha revisado el mapa del NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) y comparado con la aceleración de la norma peruana para esta estructura (0.45g). De esta manera, se ha escogido como zona equivalente, aquella que presente una aceleración similar. Esta zona es la zona 4.
- *Construction Quality*: Se refiere a la calidad de la mano de obra para la construcción en el medio. Dado que la mano de obra en nuestro país no siempre está adecuadamente preparada y no se cuenta con información que respalde o brinde seguridad sobre la calidad de los procesos constructivos en el Perú a comparación con algunos países más desarrollados, se ha optado por considerar la calidad como inferior.

Finalmente, antes de obtener un daño estimado a partir de la tabla 2.8 del manual de Hazus mostrada en la figura 6.27, se comentarán los estados de daño que define el manual para poder realizar una comparación con los estados calculados para la estructura. Estos estados son 4 y son los siguientes:

- *Slight*: Significa un daño leve y en el cual se puede evidenciar algunas grietas en las juntas de los elementos con espesor menor a 1/8 de pulgada (aproximadamente 3mm). Se considera entre un 0 y 5% de pérdida de capacidad estructural. Además, estima una pérdida como impacto económico de la estructura, por lo que una estructura con muy poco daño que tenga un impacto económico alta podría considerar tomarse como un daño mayor al leve.
- *Moderate*: Significa un daño moderado en el cual se presentan grietas de mayor dimensión en las juntas de los elementos y pequeñas grietas por solicitaciones de cortante en los elementos. Se considera entre un 5 y 25% de pérdida de capacidad estructural o impacto económico.
- *Extensive*: El daño extensivo significa grandes agrietamientos por cortante de la estructura y progresiva pérdida de carga de los elementos estructurales. Se considera entre un 25 y 100% de pérdida de capacidad estructural o impacto económico.
- *Complete*: El daño completo está referido a un desplazamiento lateral permanente suficientemente elevado para comprometer la estabilidad estructural y que deja completamente inutilizable la estructura a futuro. Algunos de los elementos pueden encontrarse en colapso total, se estima que un 3% del área total de la estructura se encuentre colapsado ante este daño.

Es con esta información que se ha obtenido el daño estimado a partir de las derivas calculadas para el análisis tiempo-historia, en ambas direcciones y tanto para el caso aislado como el caso de base fija, tal y como se presenta en la tabla 10 a continuación:

Tabla 10. Daño Percibido según Manual HAZUS

Dirección y Caso de Análisis	Máxima Deriva	Daño Percibido Según Hazus
Longitudinal Base Fija	0.0048	Sin Daño
Longitudinal Aislado	0.0031	Sin Daño
Transversal Base Fija	0.0051	Leve a Moderado
Transversal Base Fija	0.0031	Sin Daño

Se puede observar que, para los casos aislados, el estado de daño estimado por el manual Hazus coincide con el calculado por el análisis tiempo-historia con las rótulas plásticas modeladas, por lo que ese puede corroborar la respuesta aislada de la estructura. Por otro lado, en el estado estimado de daño de los casos de base fija se puede observar que coincide aproximadamente en la dirección transversal al considerar daño Leve a Moderado por el manual de Hazus y un estado final de estado plástico funcional de las rótulas plásticas en el análisis tiempo-historia. La respuesta en la estructura de base fija no presenta una respuesta

inmediatamente coincidente con la predicción en ambas direcciones, pero el grado de desplazamiento para el daño considerado está en el orden de magnitud.

Cabe resaltar que esta comparación no busca enfrentar directamente el desempeño de la estructura aislada con una estructura sin aislación, puesto que el proceso de diseño de estas estructuras llevaría a una comparación injusta entre ambos casos. Lo indispensable de este capítulo es observar los efectos del sistema de aislación en una estructura que ha sido diseñada para presentar este comportamiento. Sin embargo, es importante recalcar que actualmente es tecnológicamente imposible lograr estructuras sin aislación que puedan comportarse elásticamente en sismos de gran demanda.





## Capítulo 7: Comentarios y Conclusiones

En este capítulo se presentarán comentarios referidos a comparaciones entre el comportamiento de la estructura aislada y no aislada para todos los análisis realizados. Es decir, se verificará la exigencia de la norma E.030 sobre el análisis tiempo-historia y se comparará con los resultados obtenidos por el análisis convencional. Esto brindará información sobre las limitaciones de cada análisis conversadas en al final de cada capítulo.

### 7.1 Sobre los análisis

A continuación, se presenta en la tabla 11 un resumen de las derivas predichas por cada análisis. Esto se realiza para la estructura de base fija, de manera que se pueda comparar la capacidad de predicción de cada análisis.

Tabla 11. Comparación de derivas entre análisis modal espectral y tiempo-historia

Análisis	Dirección longitudinal	Dirección transversal
Modal Espectral	5.3‰	5.4‰
Tiempo-Historia (Lima)	4.5‰	4.9‰
Tiempo-Historia (Chile)	4.8‰	4.0‰
Tiempo-Historia (Ica)	4.6‰	5.1‰
Tiempo-Historia (Japón)	4.8‰	4.0‰
Tiempo-Historia (Moquegua)	4.8‰	4.2‰

Tal y como se puede observar en la tabla anterior, las derivas obtenidas a partir de ambos análisis se encuentran en el mismo orden de magnitud, aunque el análisis modal-espectral es más conservador, lo cual es esperable considerando que este análisis utiliza únicamente propiedades elásticas. Es importante recalcar que, aunque esta comparación no permite realizar afirmaciones categóricas debido a que representa un único caso de estudio, sí permite comprobar algunas de las hipótesis planteadas sobre las limitaciones de los análisis.

Por otro lado, la tabla 12 compara para la dirección longitudinal la cortante máxima y el desplazamiento máximo de la estructura a partir de los resultados obtenidos por el análisis *Pushover* y el método de espectro de capacidad-demanda vs los resultados obtenidos para el análisis tiempo-historia para cada señal utilizada. Se ha decidido presentar sólo una de las direcciones puesto que el comportamiento es muy similar en ambas.

Tabla 12. Comparación de cortantes y desplazamientos entre análisis *Pushover* y tiempo-historia

Análisis	Cortante Máxima (Tn)	Desplazamiento Máximo (cm)
<i>Pushover</i>	1624.85	2.66
Tiempo-Historia (Lima)	1890.95	1.82
Tiempo-Historia (Chile)	2009.74	1.91
Tiempo-Historia (Ica)	1936.06	1.85
Tiempo-Historia (Japón)	1860.85	1.94
Tiempo-Historia (Moquegua)	2019.63	1.93

A partir de esta comparación puede verificarse la limitación del análisis *Pushover*. Este análisis reporta menores cortantes y mayores desplazamientos que los obtenidos por el análisis tiempo historia, a pesar de haber sido calculados para la misma aceleración pico. Esto

permite mostrar, también, la diferencia de rigidez lateral efectiva que es capaz de calcular para una estructura un análisis cíclico contra un análisis monotónico, ya que existe una reducción de esta considerable en el análisis estático en comparación de los dinámicos.

El factor más importante por el cual se da esta disparidad es, entonces, el tipo de ensayo que representa cada uno, ya que el ensayo tiempo-historia es un registro cíclico que lleva a la estructura a un movimiento en ambas direcciones, mientras que el ensayo *Pushover* es del tipo monotónico, por lo que no puede representar este efecto con claridad. De esta manera, se observa que una de las limitaciones de este ensayo es que subestima el tipo de carga que impone el sismo en la estructura al calcular su curva de capacidad a partir de un ensayo monotónico. Sin embargo, los resultados son siempre útiles para conocer el desempeño de la estructura, ya que el desempeño de la estructura es similar en comportamiento.

## 7.2 Sobre los efectos de la aislación sísmica en la estructura

Se ha podido observar a lo largo de los capítulos 5 y 6 cómo afecta la aislación sísmica a la estructura en cuanto a las cortantes en la base y desplazamientos de entrepiso percibidos.

La figura 7.1 muestra los desplazamientos absolutos en la azotea para la estructura aislada, en la cual se puede observar que, para lograr una reducción notable en los desplazamientos de entrepiso, se flexibiliza el sistema total y se aumentan los desplazamientos totales hasta el orden de los 24 cm. En comparación, los desplazamientos absolutos en la azotea de la estructura de base fija se muestran alrededor de los 7.6 cm a pesar que los desplazamientos de entrepiso son cercanas al doble en esta estructura con respecto a la aislada.

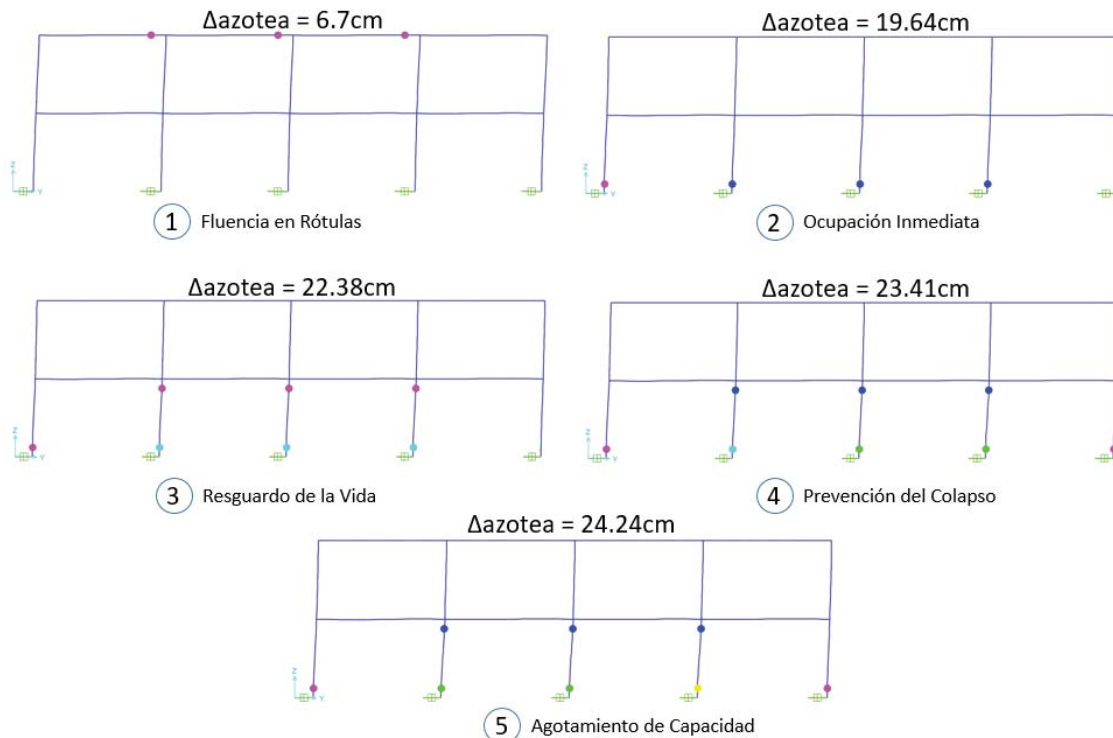


Figura 7.1. Desplazamiento en azotea y secuencia de formación de rótulas

Por otro lado, los resultados de los capítulos anteriores se resumen en las tablas 13 y 14 para las direcciones longitudinal y transversal, de manera que se pueda brindar toda la evidencia

obtenida por esta investigación sobre el efecto de los aisladores sísmicos en estas propiedades. Dado que los resultados son similares para todas las señales en el análisis tiempo-historia, se está presentando únicamente las respuestas de la señal de Lima.

Tabla 13. Comparación de cortantes y derivas para los análisis aislados y de base fija – dirección longitudinal.

Parámetros	Análisis <i>Pushover</i> (longitudinal)	Análisis Tiempo-Historia (longitudinal)
Cortante Base Fija (Tn)	1624.85	1890.96
Cortante Con Aislación (Tn)	763	867.12
% de Cortante	46.96%	45.86%
Desplazamiento de entrepiso Base Fija (cm)	2.66	1.82
Desplazamiento de entrepiso con Aislación (cm)	1.43	0.76
% de Desplazamiento	53.7%	41.76%

Tabla 14. Comparación de cortantes y derivas para los análisis aislados y de base fija – dirección transversal.

Parámetros	Análisis <i>Pushover</i> (transversal)	Análisis Tiempo-Historia (transversal)
Cortante Base Fija (Tn)	1493.2	1798.4
Cortante Con Aislación (Tn)	754.5	873.5
% de Cortante	50.53%	48.57%
Desplazamiento de entre piso Base Fija (cm)	2.94	1.76
Desplazamiento de entre piso con Aislación (cm)	1.61	0.75
% de Desplazamiento	54.76%	42.61%

De las tablas 13 y 14 se puede verificar que la capacidad predicción del análisis estático *Pushover* es aceptable para este tipo de edificaciones, entendiéndose de pórticos de concreto armado y de baja altura. Los resultados obtenidos por el análisis tiempo-historia varían del estático entre 5 y 15%, por lo que se puede considerar dentro del orden de magnitud. Además, en este caso ambos resultados presentan el mismo comportamiento y pueden ser confiables para estimar el desempeño sísmico. Esta conclusión no puede, sin embargo, extenderse a cualquier tipo de edificación, puesto que la complejidad de la estructura en cuanto al sistema sismorresistente y la altura de la edificación (la cual requiere una metodología para considerar los efectos de los modos de vibración más altos) podrían alterar y divergir las respuestas y estimaciones de daño de ambos métodos.

En la figura 7.2 se puede observar y comparar de manera clara el comportamiento de ambas estructuras, de tal forma que se puede reconocer que la secuencia de formación de rótulas en la estructura de base fija responde a la hipótesis, con un comportamiento típico. Mientras que la estructura aislada puede desplazarse mucho más allá en cuanto a desplazamientos absolutos. Es de esta manera que se puede reconocer gráficamente la historia del

comportamiento de las estructuras frente al mismo espectro de demanda y así corroborar los valores de desplazamiento absoluto, derivas y cortantes calculadas.

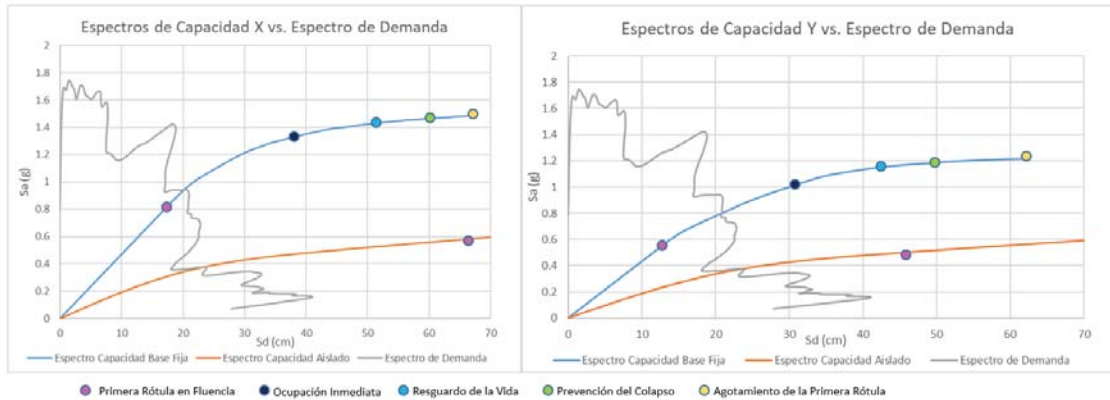


Figura 7.2. Respuesta inelásticas por el método Capacidad-Demanda

Por otro lado, para poder conocer la capacidad de los distintos tipos de análisis de predecir respuestas sísmicas hace falta validarlos con un ensayo de laboratorio, el cual puede resultar complicado de implementar para estructuras complejas. Mientras que el análisis de estructuras con sistemas sismorresistentes de muros de corte puede servir como una futura línea de investigación para comparar estos análisis, así como para comparar el efecto de aisladores sísmicos en este tipo de estructuras.

Por otra parte, en cuanto al desempeño de la estructura, las tablas 15 y 16 presentan los resultados resumidos para el daño predicho por los análisis estáticos, dinámicos y la estimación del manual Hazus. De esta manera, puede compararse el orden de magnitud de la predicción del manual de Hazus frente a los análisis modelados y puede discutirse sobre el posible comportamiento real de la estructura.

Además, se presentan en la tabla 17 nuevamente los valores del % de demanda entrante para ambas direcciones de análisis con el fin de mostrar claramente el efecto calculado y brindar la evidencia pertinente para la discusión de estos resultados.

Tabla 15. Comparación de predicción de comportamiento sísmico – base fija.

Método de Análisis	Hazus	Pushover	Tiempo-Historia
Estado de Daño - Longitudinal	Sin Daño	Funcional	Funcional
Estado de Daño - Transversal	Leve a Moderado	Funcional	Funcional

Tabla 16. Comparación de predicción de comportamiento sísmico – base aislada.

Método de Análisis	Hazus	Pushover	Tiempo-Historia
Estado de Daño - Longitudinal	Sin Daño	Elástico – Sin Daño	Elástico – Sin Daño
Estado de Daño - Transversal	Sin Daño	Elástico – Sin Daño	Elástico – Sin Daño

Tabla 17. Resumen de demanda entrante en el sistema aislado.

Registro Sísmico	% de Fuerza X Sísmica Percibida	% de Deriva X Máxima Percibida	% de Fuerza Y Sísmica Percibida	% de Deriva Y Máxima Percibida
ICA	54.4	67.5	56.9	60.7
MOQUEGUA	45.9	57.4	54.9	64.6
CHILE	43.9	54.7	55.2	64.1
JAPAN	33.9	36.7	40.5	43.0
LIMA	45.8	56.8	48.6	52.1

De las tablas 15 y 16 puede concluirse que la estimación con el análisis Hazus es una propuesta apropiada para este tipo de estructuras, ya que ha predicho para la estructura del hospital analizado, una respuesta cercana a la real. Si bien es cierto que la estimación resulta en una subestimación del peligro sísmico, resulta adecuado como un primer acercamiento al estudio del desempeño sísmico.

Por otro lado, es posible alcanzar un mayor grado de confianza para el desempeño calculado de la estructura cuando al comparar tres metodologías de análisis distintas se predice un comportamiento similar. Sin embargo, es importante recalcar que esto no significa que el análisis reflejará en definitiva la realidad, ya que se han asumido algunos comportamientos y condiciones, los cuales han sido comentados anteriormente. Esto significa que es esperable un comportamiento elástico para la estructura aislada y con un daño leve a moderado, con algunos elementos en fluencia para la estructura de base fija.

Los resultados permiten observar de manera más completa el efecto de los aisladores sísmicos en esta estructura. De esta manera, es posible confirmar la hipótesis inicial acerca de que el uso de sistemas de aislación sísmica permite verificar que la estructura permanezca completamente operativa durante y después de un sismo severo, puesto que las tablas 15 y 16 permiten corroborar que su respuesta es elástica para todos los registros, lo cual es indicador de que permanece completamente operativo. Esto permite salvar la brecha tecnológica que impide a estructuras empotradas en la base alcanzar este nivel de desempeño ante los sismos de diseño de la norma peruana E.030.

Aunque esta diferencia de comportamiento no sea muy notoria en cuanto al daño estructural en sí mismo, es indispensable para la respuesta de una ciudad frente a eventos sísmicos, ya que, si no pueden atenderse a las personas heridas y afectadas por estos fenómenos, la ciudad puede quedar completamente paralizada. Es por esto que se ha hecho tanto énfasis en la búsqueda de una respuesta completamente elástica y sin interrupción de actividades de los centros de salud en nuestro país.

Se presenta continuación la tabla 18, la cual evidencia uno de los efectos comentados en el capítulo primero, en acápite sobre aislación sísmica. Esto se refiere a la flexibilización del sistema estructura-aislación, de manera que se tiene un bloque rígido que representa a la estructura y una base flexible que representa a los aisladores. De esta manera, se aumentan los períodos fundamentales de la estructura, con lo cual se reduce la fuerza sísmica que percibe la estructura tal y como se observa en los espectros de pseudo-aceleración. Esto se ha verificado en el análisis con los resultados mostrados anteriormente, por lo que se presentará como evidencia de esta flexibilización, que además acumula una gran parte de los desplazamientos en los aisladores, la tabla 18 muestra los modos de vibración de la estructura y los períodos asociados a estos modos tanto para el sistema aislado como el sistema de base fija.

Tabla 18. Comparación de períodos de vibración con y sin aislación.

Modos de Vibración	Período sin aislación (s)	Período con aislación (s)
1	0.310	0.966
2	0.296	0.961
3	0.233	0.880
4	0.110	0.141
5	0.094	0.140
6	0.081	0.107

Esta tabla muestra un incremento notable en los períodos de vibración de la estructura, lo cual para la estructura se traduce en un aumento de flexibilidad lateral. Sin embargo, cabe recalcar que esta flexibilidad está concentrada en el nivel de aislación, de tal manera que se forma un fenómeno similar al conocido piso blando pero que permite a la estructura alcanzar niveles de desempeño adecuados para su función. Es decir, en el caso del hospital, estados de desempeño elásticos y en completo funcionamiento. Esto es posible gracias a las características propias de los aisladores, su gran capacidad de deformación asociada al material del cual se producen y su enorme sinergia con las estructuras rígidas como la presentada en esta investigación.

Por último y, a manera de resumen, se presentarán las conclusiones discutidas en este capítulo en la siguiente lista. De esta forma, puede reflejarse el resultado de los análisis al ser contrastados con las hipótesis y objetivos propuestos al inicio de la investigación:

- Se utilizaron los resultados obtenidos para corroborar la hipótesis general de la investigación, la cual dice que la estructura puede permanecer completamente operativa y sin daño durante y después de un sismo severo. Esto ha sido calculado y presentado en los capítulos sexto y séptimo, por lo que se puede tomar como válida esta hipótesis.
- Se verificó mediante el análisis *Pushover* que el comportamiento de la estructura es dúctil, debido principalmente a las exigencias de la norma E.060 de diseño en concreto armado. Esto se observa en el capítulo quinto, cuando se presenta que desde la primera fluencia hasta el agotamiento de la primera rótula existe una relación de desplazamientos de 3.76 la estructura de base fija.
- Se verificó una reducción de la percepción sísmica en la estructura de aproximadamente 54.3%, por lo que la predicción de las hipótesis secundarias sobre una reducción del 50% se puede considerar aceptable.



- Se observó una pequeña incursión en el rango inelástico de la estructura de base fija, lo cual ha permitido cuantificar la diferencia del daño percibido tanto para el caso aislado como el de base fija. Esto significa que, aunque el daño no sea alto para esta estructura sin aislación, es necesario utilizar protección sísmica para asegurar que los sistemas de salud permanezcan operativos en todo aspecto.
- Se verificó satisfactoriamente que el diseño obtenido de los planos para el hospital analizado cumpla con los requisitos y exigencias de la norma E.030.
- El análisis y modelamiento de las propiedades inelásticas de las secciones de concreto armado permitió corroborar las tendencias en el comportamiento de ductilidad y resistencia a partir de parámetros como el refuerzo, la carga axial en la sección y los modelos mecánicos.
- Se calculó satisfactoriamente el comportamiento inelástico de la estructura, conociendo el comportamiento estructural detallado al superar su límite elástico. Los resultados obtenidos cumplen con lo esperado para estructuras aisladas frente a las de base fija, amplificando el desplazamiento en la azotea mientras que se reduce la cortante en la base y los desplazamientos de entrepiso.
- Se verificó una amplificación del período estructural lo cual, sumado a lo mencionado respecto de los desplazamientos, representa el modelo esperado del sistema estructura-base aislada comentada en el capítulo primero. En la estructura analizada se cumple con este modelo de bloque rígido sobre una base flexible.
- Se calcularon las curvas de capacidad de la estructura, las cuales son consistentes con los resultados esperados. Esto se puede corroborar en el capítulo cuarto, ya que se puede verificar que se representan adecuadamente las rigideces en ambas direcciones y las curvas de capacidad para la estructura aislada muestran claramente el gran aumento del desplazamiento final y la flexibilización del sistema.
- Se calculó la respuesta de la estructura para 5 señales sísmicas, resultando todas similares en magnitud y comparables con el análisis modal-espectral y *Pushover*. Así, se verifica la confiabilidad de ambos métodos de análisis para este tipo de estructuras.
- Se calculó el daño esperado por la metodología Hazus y se comparó con la obtenida por el análisis tiempo-historia y *Pushover*. Los resultados se muestran en las tablas 15 y 16 y coinciden todas con mostrar una estructura sin daño si cuenta con sistema aislado.

Se presentan, finalmente, diversas oportunidades de línea de investigación para este caso, ya que se puede ampliar el caso de estudio de las siguientes maneras:

- Analizando otros tipos de estructuras y sistemas estructurales para mostrar un mapa de respuesta sísmica más completo para la ciudad de nuestro país.
- Analizando el sismo sistema estructural paramétricamente: alterando los modelos mecánicos de los materiales, la cantidad de pisos, los parámetros de peligro sísmico, entre otras propiedades que puedan afectar los resultados y expandir las conclusiones propuestas en esta investigación.
- Realizando un rediseño de la estructura con diversos criterios y tipos de aisladores, para así estimar la metodología más eficiente de diseño para este tipo de estructuras.
- Realizando un ensayo de laboratorio diseñado para que permita corroborar los modelos propuestos por la investigación y, de ser necesario, realizar el análisis con un modelo obtenido a partir de estos ensayos.



- Realizar un estudio económico de la implicancia de exigir aislamiento sísmico en todas las estructuras que sean utilizada como centros de salud junto al efecto en la economía del país debido a los daños ocasionados por un sismo severo.



## Referencias:

- Aguiar, R. (2003) Espectros sísmicos de riesgo uniforme para verificar desempeño estructural en países latinoamericanos, Conferencia ofrecida en el XI Seminario Iberoamericano de Ingeniería Sísmica, Mendoza, Argentina.
- American Society of Civil Engineers (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures: Second Printing Standard ASCE/SEI 7-10.
- Chan Yam, J. L., Solís Carcaño, R., & Moreno, E. I. (2003). Influencia de los agregados pétreos en las características del concreto. *Ingeniería*, 7(2).
- Comartin, C. D., Niewiarowski, R. W., & Rojahn, C. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings ATC-40. Applied Technology Council (ATC).: Report No. SSC, 96-01.
- DIS, Dynamic Isolation Systems Products <http://www.dis-inc.com/products.html>
- Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2003). Earthquake Loss Estimation Methodology. Advanced Engineering Building Module (AEBM). Washington D.C.: FEMA.
- Harmsen, T. E. (2005). Diseño de estructuras de concreto armado. Fondo editorial PUCP.
- Hognestad, E. (1951). Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. University of Illinois. Engineering Experiment Station. Bulletin; no. 399.
- Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*, 97(7), 1969-1990.
- Mander, J. B. (1983). Seismic design of bridge piers.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.
- Mehta, P. K., & Monteiro, P. J. (2006). Concrete: microstructure, properties, and materials (Vol. 3). New York: McGraw-Hill.
- Muñoz, J. A. (2008). Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica 1. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.
- Ottazzi Pasino, G. A. (2011). Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado.
- Panés, A. (2011). Simulación numérica de la interconexión de corte de vigas mixtas de acero de alta resistencia y hormigón UHPC. *Obras y proyectos*, (10), 16-25.
- Pfrang, E. O., & Siess, C. P. (1964). Behavior of restrained reinforced concrete columns. *Journal of the Structural Division*, 90(5), 113-136.
- Rusch, H. (1960, July). Researches toward a general flexural theory for structural concrete. In *ACI Journal Proceedings* (Vol. 57, No. 7). ACI.
- SEAOC (1995). A Framework for performance based design. Vision 2000 Committee. Structural Engineers Association of California. California.
- SENCICO (2009). Norma técnica de edificaciones NTE-E.060 Concreto Armado. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la industria de la construcción. Lima.

SENCICO (2016). Norma técnica de edificaciones NTE-E.030 Diseño Sismorresistente. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la industria de la construcción. Lima.

Vielma Pérez, J. C., Barbat Barbat, H. A., Ugel Garrido, R. D., & Herrera González, R. I. (2013). Seismic evaluation of low rise RC framed building designed according to Venezuelan codes(pp. 283-300). InTech.

Whitney, C. S., & Cohen, E. (1956, November). Guide for ultimate strength design of reinforced concrete. In ACI Journal Proceedings (Vol. 53, No. 11). ACI.

Wilson, E. L., Der Kiureghian, A., & Bayo, E. P. (1981). A replacement for the SRSS method in seismic analysis. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 9(2), 187-192.





### Columna A - Rigidez Corta - P=0 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	80
Profundidad (cm)	40
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	0
Peralte 3era Capa (cm)	0
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	36
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	25.56
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	25.56
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	51.12

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

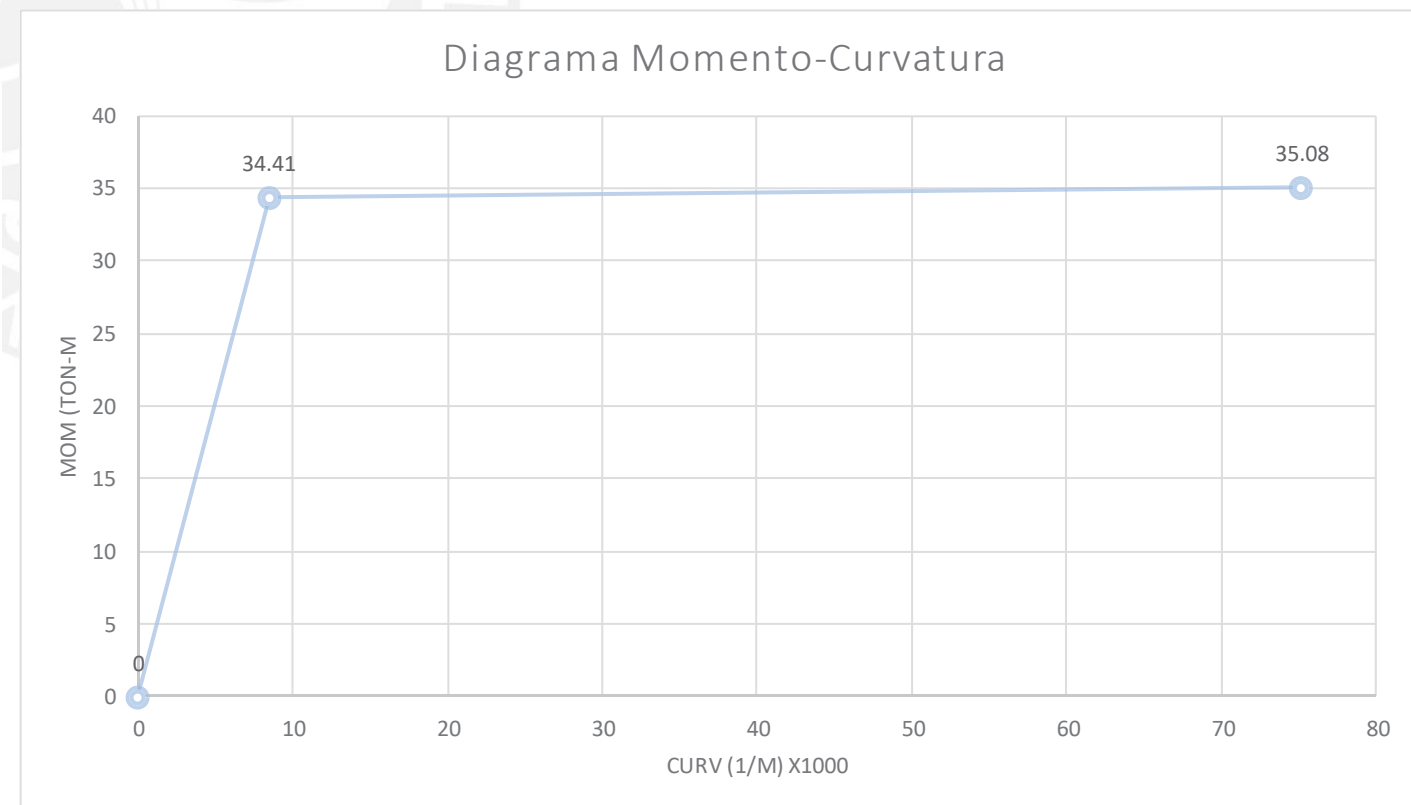
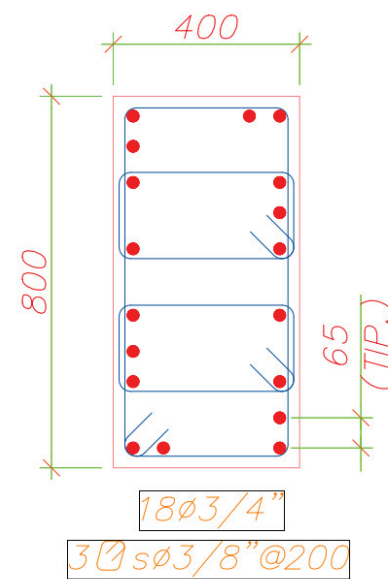
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	11.2525428		
ec	0.00095486		
k1	0.40144996		
es1	-0.0006	F1 (kg)	-31460.81
es2	-0.0010	F2 (kg)	0.00
es3	-0.0010	F3 (kg)	0.00
es4	-0.0010	F4 (kg)	0.00
es5	-0.0010	F5 (kg)	0.00
es6	0.0021	F6 (kg)	107352.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1230.86	Cc (kg)	75891.19
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1909.72	K2	0.349105264
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1909.72	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1909.72	Momento (kg-cm)	3440703.734
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1909.72	Momento (ton-m)	34.40703734
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	8.485720311

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	35.08
Curvatura (1/m) x1000	75.18

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
8.486	34.41
75.180	35.08

Curvatura Inelástica	66.69
Ocupación Inmediata	20.01
Resguardo de la vida	40.02
Prevención del Colapso	53.36

Ductilidad de Curvatura	
8.86	



### Columna A - Rigidez Corta - P=50 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	80
Profundidad (cm)	40
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	0
Peralte 3era Capa (cm)	0
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	36
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	25.56
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	25.56
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	51.12

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

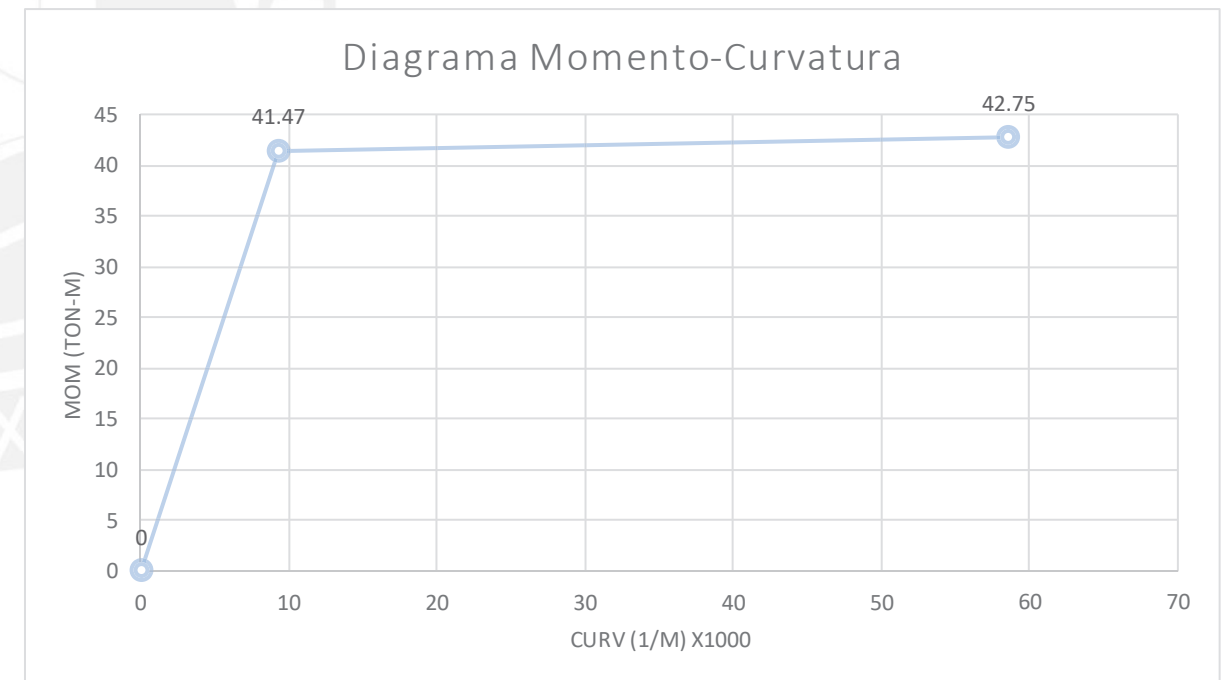
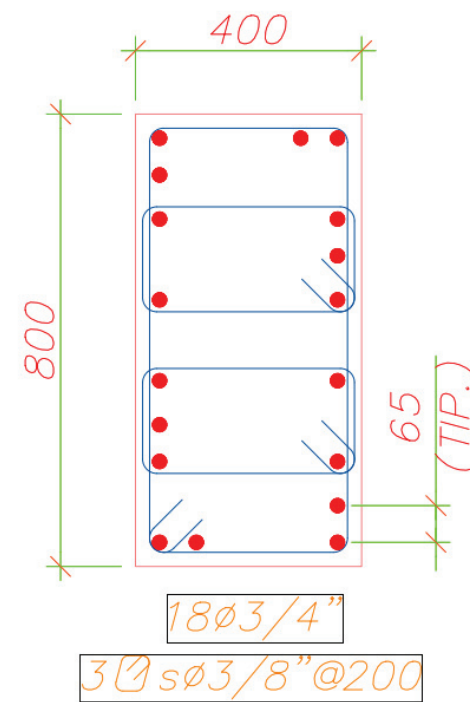
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	13.4657984		
ec	0.0012549		
k1	0.49621892	F1 (kg)	-45094.67
es1	-0.0009	F2 (kg)	0.00
es2	-0.0013	F3 (kg)	0.00
es3	-0.0013	F4 (kg)	0.00
es4	-0.0013	F5 (kg)	0.00
es5	-0.0013	F6 (kg)	107352.00
es6	0.0021	P (kg)	50000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1764.27	Cc (kg)	112257.33
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2509.80	K2	0.355371864
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2509.80	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2509.80	Momento (kg-cm)	4147100.926
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2509.80	Momento (ton-m)	41.47100926
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	9.319167517

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	42.75
Curvatura (1/m) x1000	58.57

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
9.319	41.47
58.570	42.75

Curvatura Inelástica	49.25
Ocupación Inmediata	14.78
Resguardo de la vida	29.55
Prevención del Colapso	39.40

Ductilidad de Curvatura	
6.28	



### Columna A - Rigidez Corta - P=100 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	80
Profundidad (cm)	40
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	0
Peralte 3era Capa (cm)	0
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	36
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	25.56
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	25.56
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	51.12

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

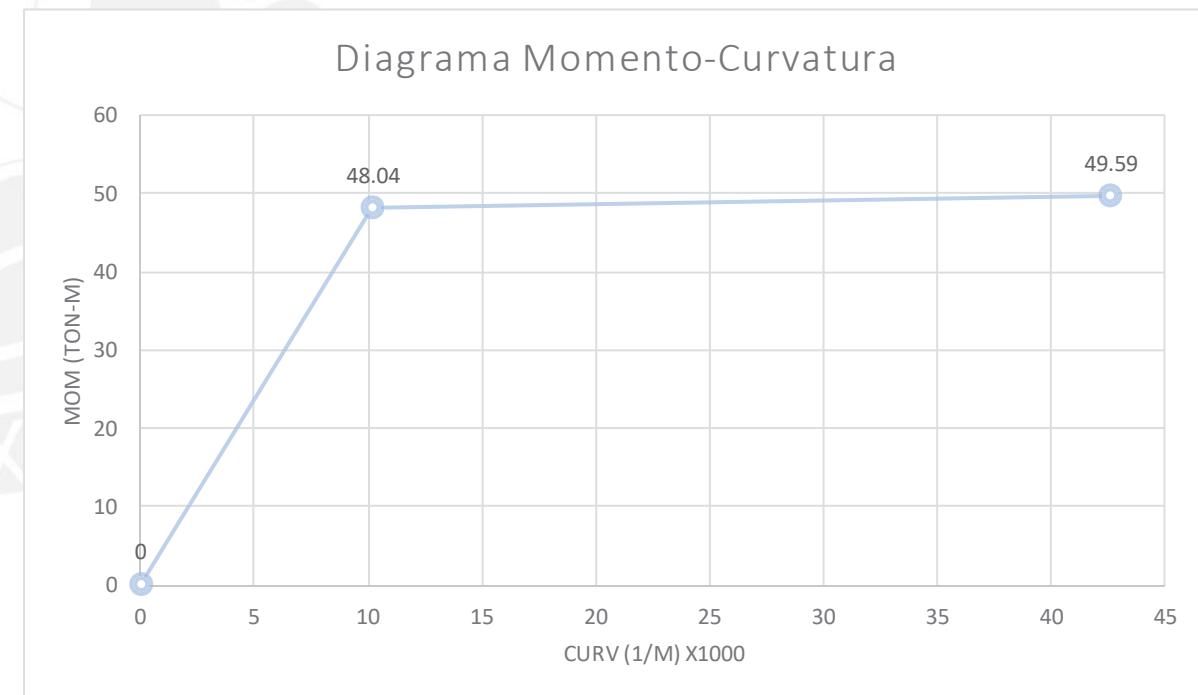
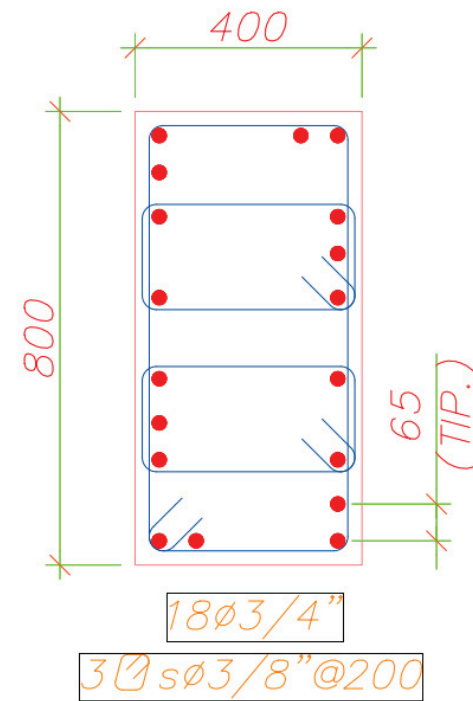
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	15.3303553		
ec	0.00155754		
k1	0.57660849	F1 (kg)	-58846.50
es1	-0.0012	F2 (kg)	0.00
es2	-0.0016	F3 (kg)	0.00
es3	-0.0016	F4 (kg)	0.00
es4	-0.0016	F5 (kg)	0.00
es5	-0.0016	F6 (kg)	107352.00
es6	0.0021	P (kg)	100000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2302.29	Cc (kg)	148505.50
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3115.07	K2	0.362550189
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3115.07	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3115.07	Momento (kg-cm)	4803888.988
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3115.07	Momento (ton-m)	48.03888988
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	10.15982629

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	49.59
Curvatura (1/m) x1000	42.55

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
10.160	48.04
42.550	49.59

Curvatura Inelástica	32.39
Ocupación Inmediata	9.72
Resguardo de la vida	19.43
Prevención del Colapso	25.91

Ductilidad de Curvatura
4.19





### Columna A - Rigidez Corta - P=150 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	80
Profundidad (cm)	40
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	0
Peralte 3era Capa (cm)	0
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	36
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	25.56
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	25.56
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	51.12

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

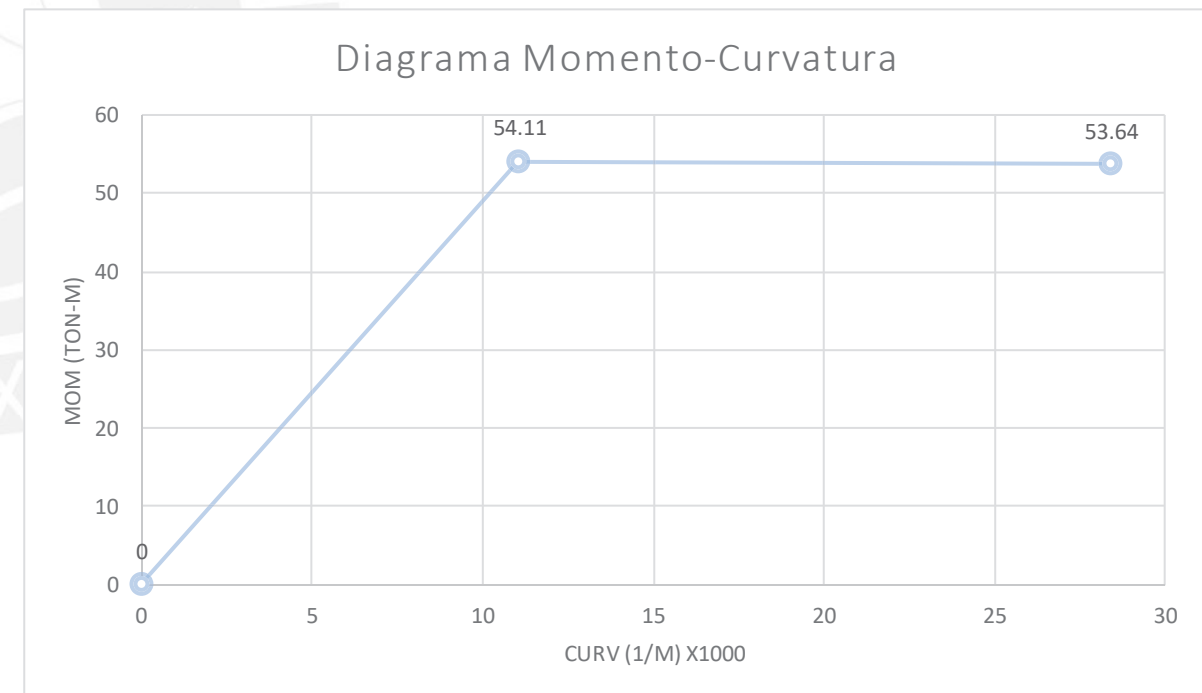
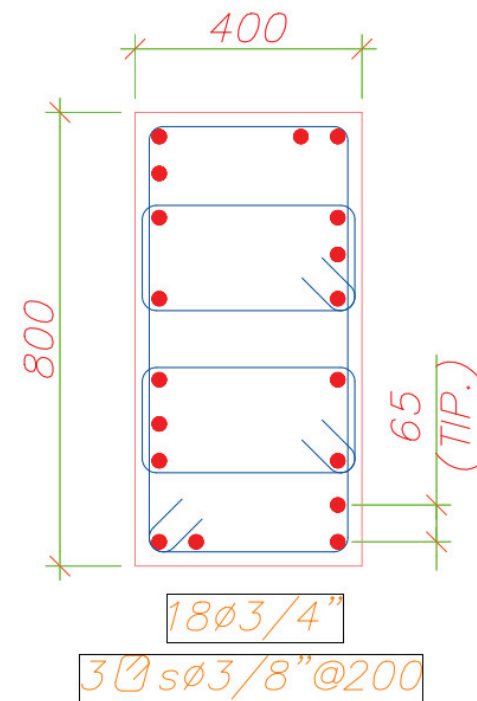
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	16.9876755		
ec	0.00187637		
k1	0.64478761	F1 (kg)	-73334.16
es1	-0.0014	F2 (kg)	0.00
es2	-0.0019	F3 (kg)	0.00
es3	-0.0019	F4 (kg)	0.00
es4	-0.0019	F5 (kg)	0.00
es5	-0.0019	F6 (kg)	107352.00
es6	0.0021	P (kg)	150000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2869.10	Cc (kg)	184017.84
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3752.74	K2	0.371252335
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3752.74	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3752.74	Momento (kg-cm)	5410787.45
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3752.74	Momento (ton-m)	54.1078745
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	11.04546683

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	53.64
Curvatura (1/m) x1000	28.37

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
11.045	54.11
28.370	53.64

Curvatura Inelástica	17.32
Ocupación Inmediata	5.20
Resguardo de la vida	10.39
Prevención del Colapso	13.86

Ductilidad de Curvatura
2.57



### Columna A - Rigidez Corta - P=200 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	80
Profundidad (cm)	40
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	0
Peralte 3era Capa (cm)	0
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	36
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	25.56
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	25.56
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	51.12

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

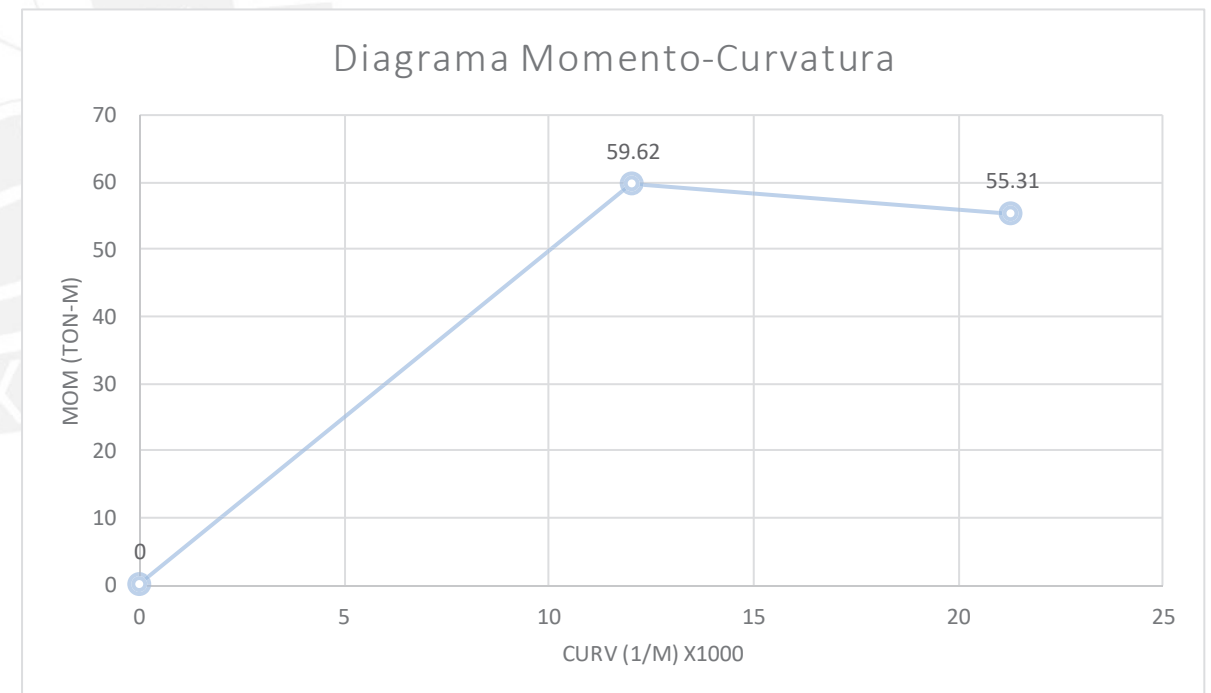
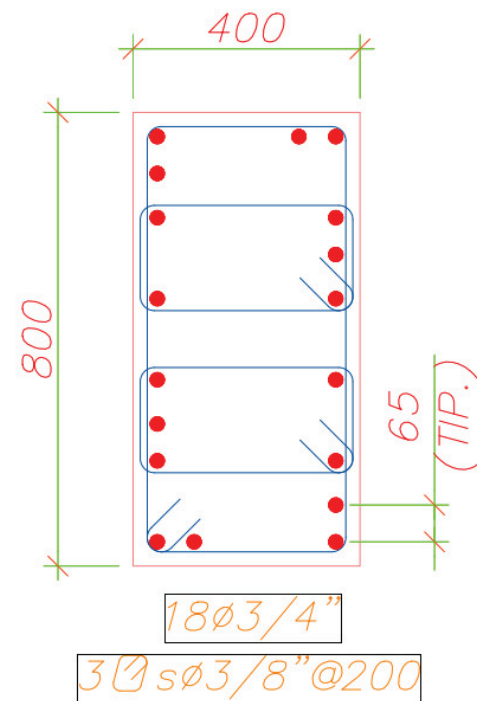
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	18.5321981		
ec	0.00222796		
k1	0.7003299	F1 (kg)	-89310.64
es1	-0.0017	F2 (kg)	0.00
es2	-0.0022	F3 (kg)	0.00
es3	-0.0022	F4 (kg)	0.00
es4	-0.0022	F5 (kg)	0.00
es5	-0.0022	F6 (kg)	107352.00
es6	0.0021	P (kg)	200000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3494.16	Cc (kg)	218041.36
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00	K2	0.382554372
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00	Momento (kg-cm)	5961609.204
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00	Momento (ton-m)	59.61609204
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	12.02211939

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	55.31
Curvatura (1/m) x1000	21.28

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
12.022	59.62
21.280	55.31

Curvatura Inelástica	9.26
Ocupación Inmediata	2.78
Resguardo de la vida	5.55
Prevención del Colapso	7.41

Ductilidad de Curvatura
1.77



### Columna A - Rigidez Mayor - P=0 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	40
Profundidad (cm)	80
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	18.4
Peralte 3era Capa (cm)	32.8
Peralte 4ta Capa (cm)	47.2
Peralte 5ta Capa (cm)	61.6
Peralte 6ta Capa (cm)	76
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	11.36
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	8.52
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	8.52
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	11.36
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	51.12

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

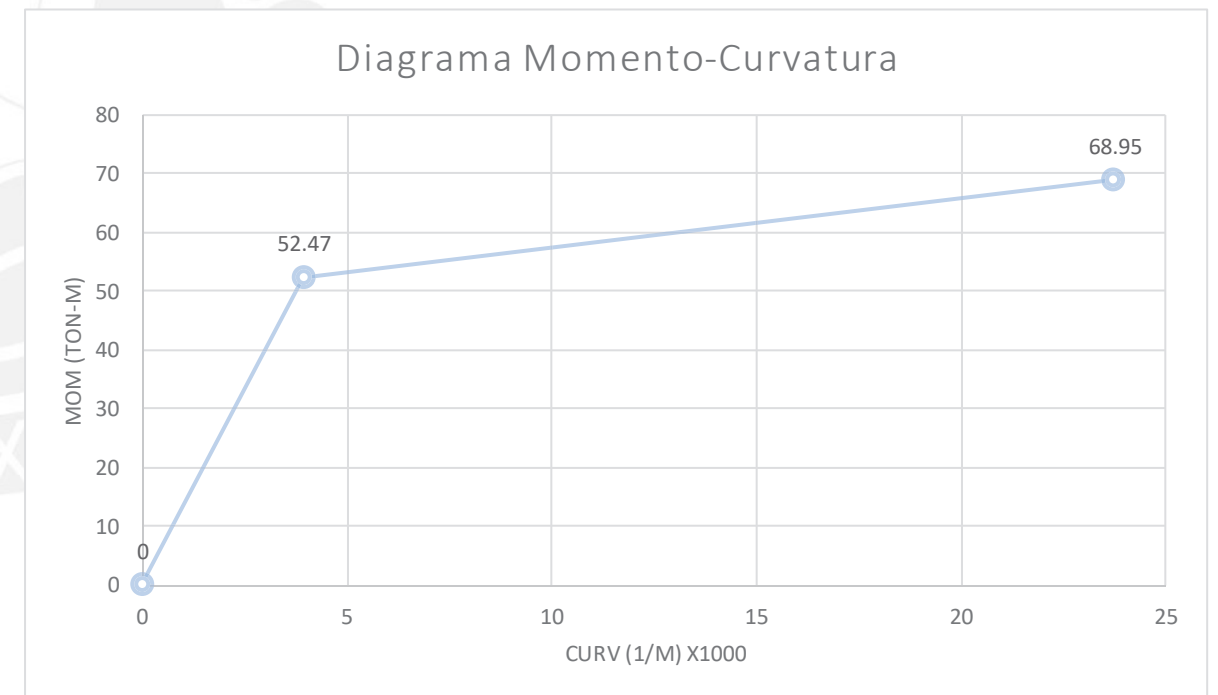
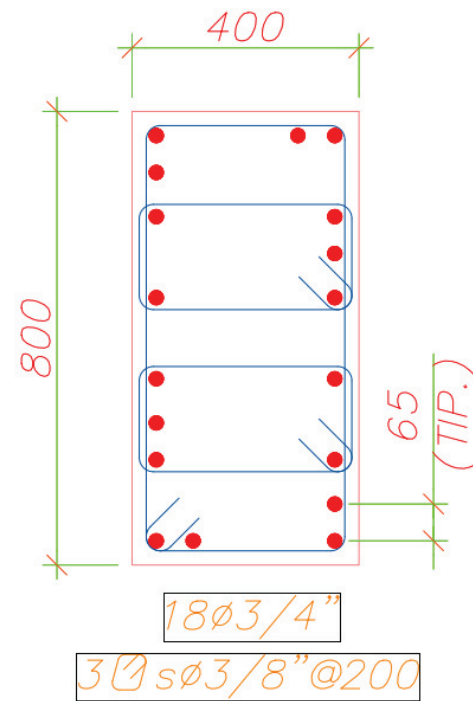
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	22.4011398		
ec	0.00087768		
k1	0.37464481	F1 (kg)	-16380.11
es1	-0.0007	F2 (kg)	-2671.27
es2	-0.0002	F3 (kg)	4628.37
es3	0.0004	F4 (kg)	11037.58
es4	0.0010	F5 (kg)	26170.18
es5	0.0015	F6 (kg)	47712.00
es6	0.0021	P (kg)	0.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1441.91	Cc (kg)	70496.75
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-313.53	K2	0.347611929
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	814.85	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	1943.24	Momento (kg-cm)	5247356.307
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	3071.62	Momento (ton-m)	52.47356307
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	3.917993766

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	68.95
Curvatura (1/m) x1000	23.72

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
3.918	52.47
23.720	68.95

Curvatura Inelástica	19.80
Ocupación Inmediata	5.94
Resguardo de la vida	11.88
Prevención del Colapso	15.84

Ductilidad de Curvatura
6.05



### Columna A - Rigidez Mayor - P=50 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	40
Profundidad (cm)	80
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	18.4
Peralte 3era Capa (cm)	32.8
Peralte 4ta Capa (cm)	47.2
Peralte 5ta Capa (cm)	61.6
Peralte 6ta Capa (cm)	76
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	11.36
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	8.52
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	8.52
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	11.36
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	51.12

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	200000
ey	0.0021
emax	0.2

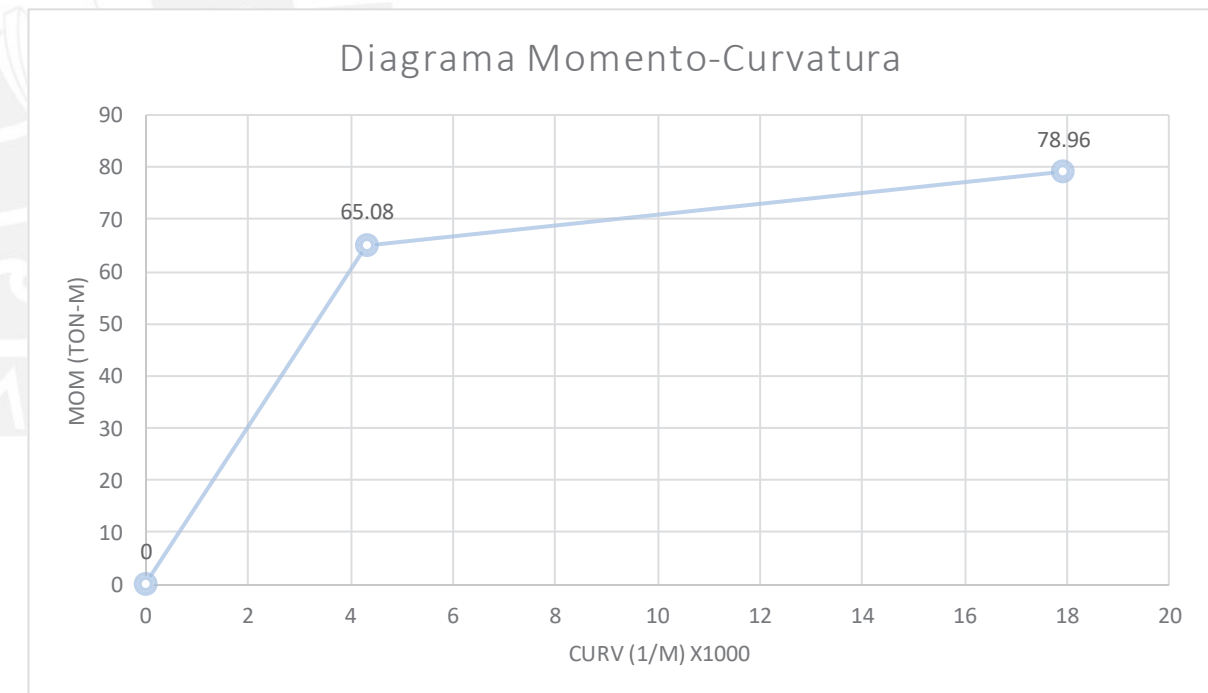
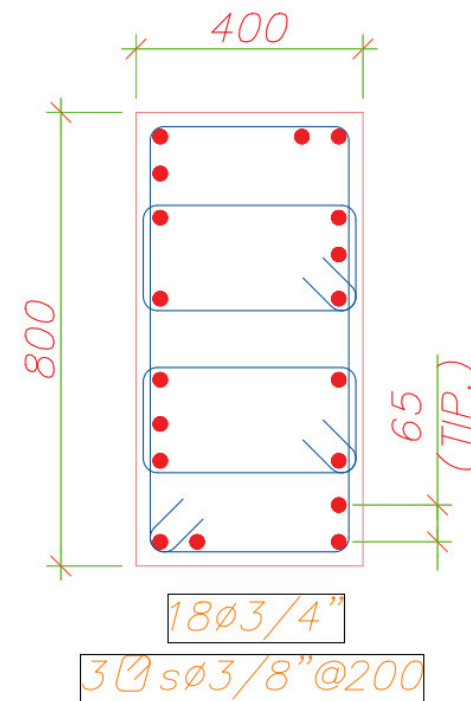
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	27.08894		
ec	0.00116307		
k1	0.46880602	F1 (kg)	-22522.91
es1	-0.0010	F2 (kg)	-6356.95
es2	-0.0004	F3 (kg)	2785.53
es3	0.0002	F4 (kg)	9809.02
es4	0.0009	F5 (kg)	25248.76
es5	0.0015	F6 (kg)	47712.00
es6	0.0021	P (kg)	50000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1982.65	Cc (kg)	106675.45
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-746.12	K2	0.35337126
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	490.41	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	1726.94	Momento (kg-cm)	6507581.537
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	2963.47	Momento (ton-m)	65.07581537
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	4.29350744

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	78.96
Curvatura (1/m) x1000	17.9

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
4.294	65.08
17.900	78.96

Curvatura Inelástica	13.61
Ocupación Inmediata	4.08
Resguardo de la vida	8.16
Prevención del Colapso	10.89

Ductilidad de Curvatura
4.17



### Columna A - Rigidez Mayor - P=100 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	40
Profundidad (cm)	80
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	18.4
Peralte 3era Capa (cm)	32.8
Peralte 4ta Capa (cm)	47.2
Peralte 5ta Capa (cm)	61.6
Peralte 6ta Capa (cm)	76
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	11.36
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	8.52
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	8.52
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	11.36
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	51.12

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

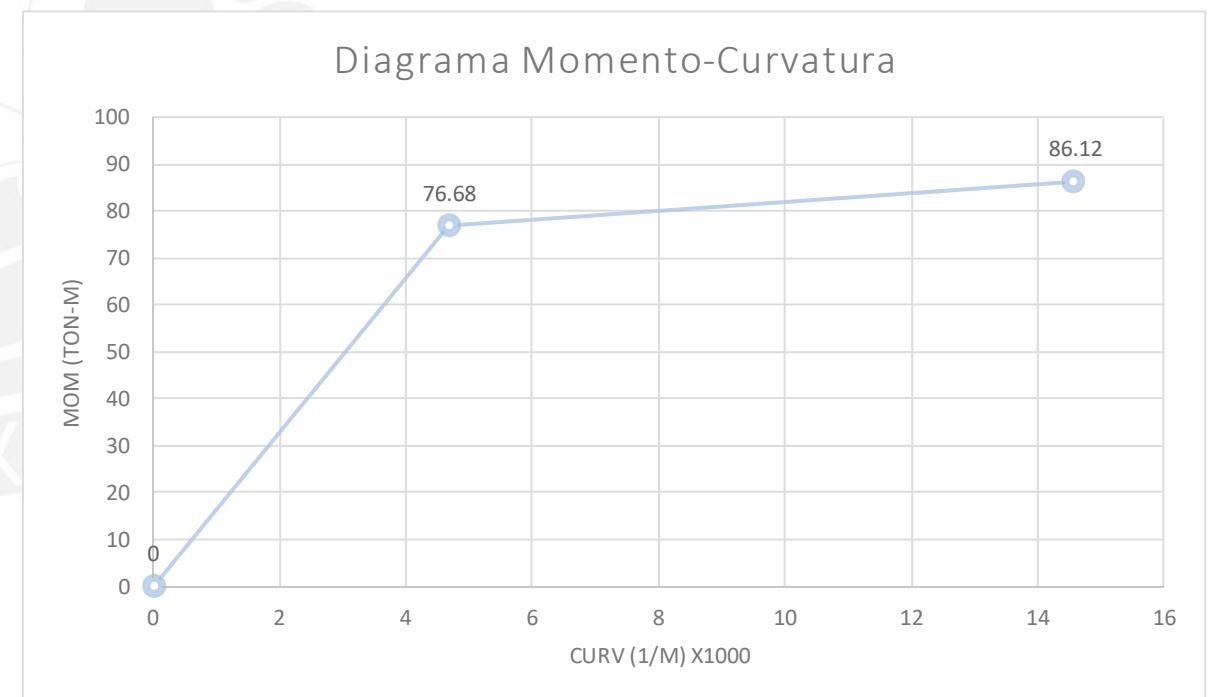
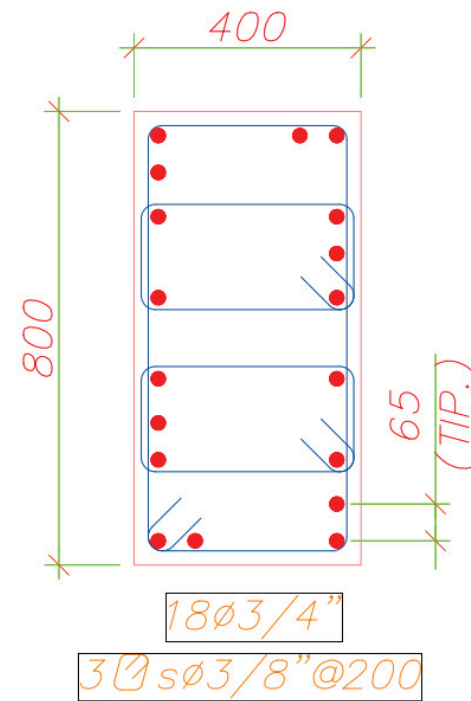
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	30.9999654		
ec	0.00144666		
k1	0.54892892	F1 (kg)	-28627.14
es1	-0.0013	F2 (kg)	-10019.48
es2	-0.0006	F3 (kg)	954.26
es3	0.0001	F4 (kg)	8588.17
es4	0.0008	F5 (kg)	24333.13
es5	0.0014	F6 (kg)	47712.00
es6	0.0021	P (kg)	100000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2519.99	Cc (kg)	142940.93
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1176.00	K2	0.359809597
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	168.00	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	1512.00	Momento (kg-cm)	7668451.689
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	2856.00	Momento (ton-m)	76.68451689
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	4.66663078

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	86.12
Curvatura (1/m) x1000	14.57

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
4.667	76.68
14.570	86.12

Curvatura Inelástica	9.90
Ocupación Inmediata	2.97
Resguardo de la vida	5.94
Prevención del Colapso	7.92

Ductilidad de Curvatura
3.12



### Columna A - Rigidez Mayor - P=150 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	40
Profundidad (cm)	80
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	18.4
Peralte 3era Capa (cm)	32.8
Peralte 4ta Capa (cm)	47.2
Peralte 5ta Capa (cm)	61.6
Peralte 6ta Capa (cm)	76
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	11.36
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	8.52
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	8.52
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	11.36
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	51.12

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

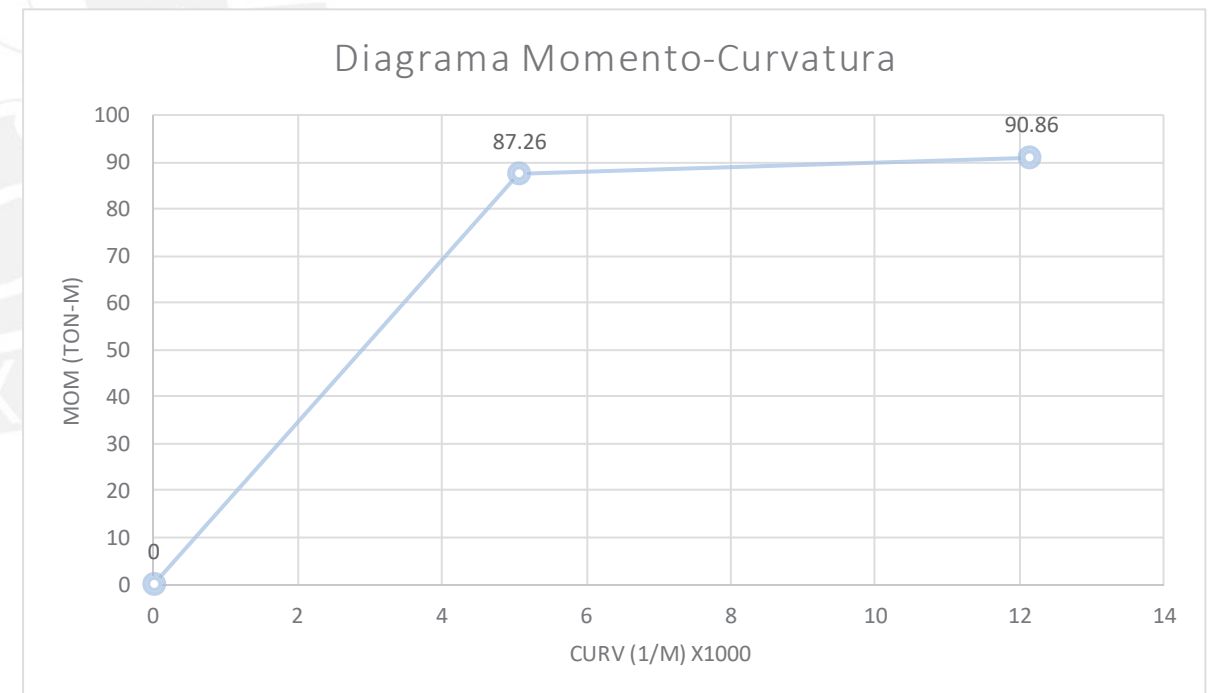
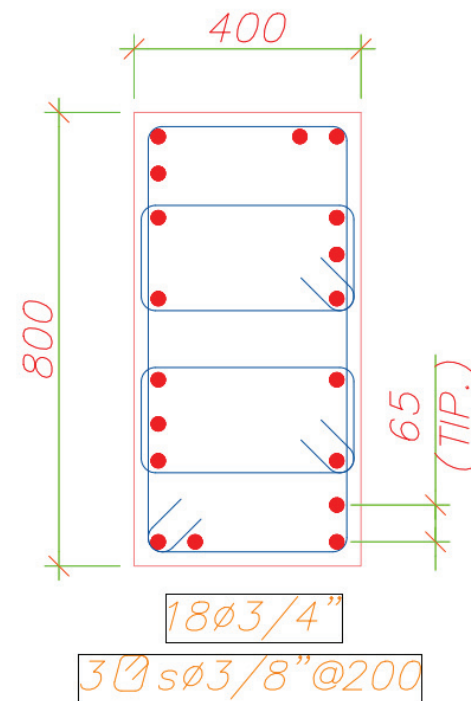
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	34.4407504		
ec	0.0017403		
k1	0.61776306	F1 (kg)	-34947.43
es1	-0.0015	F2 (kg)	-13811.66
es2	-0.0008	F3 (kg)	-941.83
es3	-0.0001	F4 (kg)	7324.11
es4	0.0006	F5 (kg)	23385.09
es5	0.0014	F6 (kg)	47712.00
es6	0.0021	P (kg)	150000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3076.36	Cc (kg)	178720.28
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1621.09	K2	0.367379167
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-165.82	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	1289.46	Momento (kg-cm)	8726200.662
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	2744.73	Momento (ton-m)	87.26200662
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	5.053026747

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	90.86
Curvatura (1/m) x1000	12.14

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
5.053	87.26
12.140	90.86

Curvatura Inelástica	7.09
Ocupación Inmediata	2.13
Resguardo de la vida	4.25
Prevención del Colapso	5.67

Ductilidad de Curvatura
2.40





### Columna A - Rigidez Mayor - P=200 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	40
Profundidad (cm)	80
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	18.4
Peralte 3era Capa (cm)	32.8
Peralte 4ta Capa (cm)	47.2
Peralte 5ta Capa (cm)	61.6
Peralte 6ta Capa (cm)	76
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	11.36
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	8.52
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	8.52
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	11.36
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	51.12

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	37.5988511		
ec	0.00205613		
k1	0.67575843	F1 (kg)	-41745.32
es1	-0.0018	F2 (kg)	-17890.39
es2	-0.0010	F3 (kg)	-2981.20
es3	-0.0003	F4 (kg)	5964.54
es4	0.0005	F5 (kg)	22365.40
es5	0.0013	F6 (kg)	47712.00
es6	0.0021	P (kg)	200000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3674.76	Cc (kg)	213425.02
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2099.81	K2	0.376778887
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-524.86	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	1050.09	Momento (kg-cm)	9667923.389
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	2625.05	Momento (ton-m)	96.67923389
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	5.468586382

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	92.95
Curvatura (1/m) x1000	10.42

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
5.469	96.68
10.420	92.95

Curvatura Inelástica	4.95
Ocupación Inmediata	1.49
Resguardo de la vida	2.97
Prevención del Colapso	3.96

Ductilidad de Curvatura
1.91

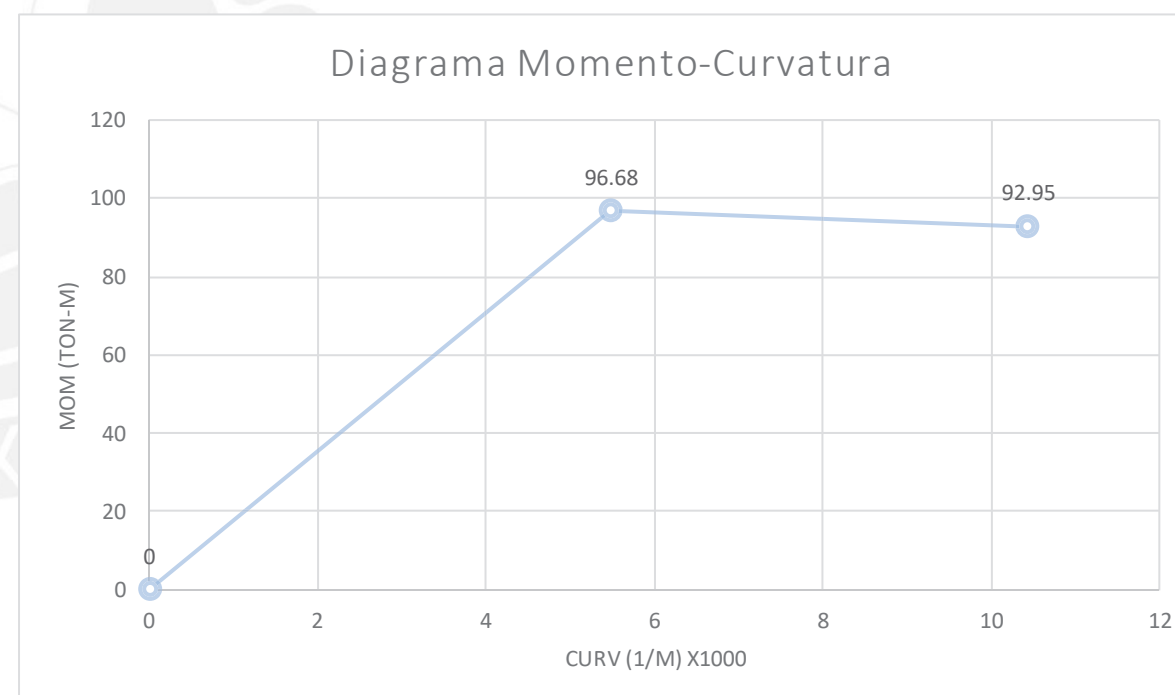
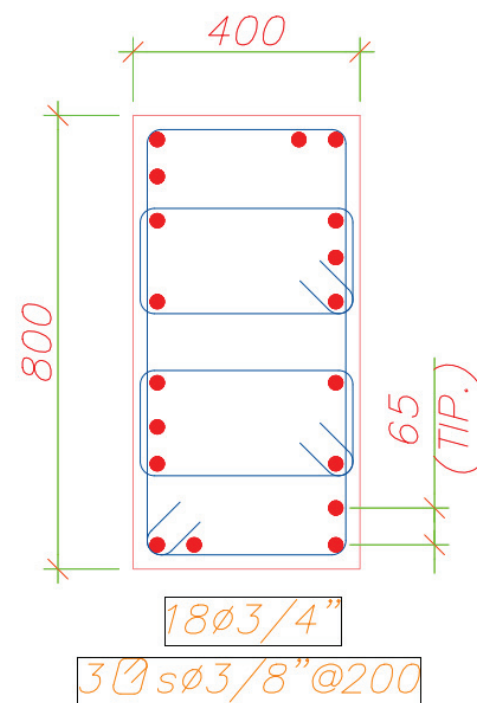




Diagrama de Interacción Columna A – Rigidez Menor

Datos de Entrada	
Características de la sección	
Ancho (cm)	80
Profundidad (cm)	40
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	36
Peralte 3era Capa (cm)	0
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	0
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	25.56
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	25.56
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	51.12
Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

Falla Balanceada	
Compatibilidad	
c (cm)	23.61
es1	-0.0033
es2	0.0021
es3	-0.0040
es4	-0.0040
es5	-0.0040
es6	0.0021
Relaciones Constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
F1 (kg)	-107352.00
F2 (kg)	107352.00
F3 (kg)	0.00
F4 (kg)	0.00
F5 (kg)	0.00
F6 (kg)	0.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	251173.77
Equilibrio	
Pb (kg)	251173.77
Pb (ton)	251.17
Mb (kg-cm)	5455056.53
Mb (ton-m)	54.5505653

Flexión Pura	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	5.32029239
es1	-0.0010
es2	0.0231
es3	-0.0040
es4	-0.0040
es5	-0.0040
es6	-0.0040
Relaciones Constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1985.29
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
F1 (kg)	-50744.09
F2 (kg)	107352.00
F3 (kg)	0.00
F4 (kg)	0.00
F5 (kg)	0.00
F6 (kg)	0.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	56607.91
Equilibrio	
Suma de Fuerzas (kg)	0.00
P (kg)	0
M (kg-cm)	3509128.93
M(ton-m)	35.0912893
Curvatura (1/m) x1000	75.1838378

Puntos Complementarios	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	25.880172
es1	-0.0034
es2	0.0016
es3	-0.0040
es4	-0.0040
es5	-0.0040
es6	-0.0040
Relaciones constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	3128.21
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
F1 (kg)	-107352.00
F2 (kg)	79957.06
F3 (kg)	0.00
F4 (kg)	0.00
F5 (kg)	0.00
F6 (kg)	0.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	275365.03
Equilibrio	
P (ton) a escoger	302.76
P (kg) calculado	302759.97
P (ton)	302.75997
M (kg-cm)	4894113.55
M (ton-m)	48.9411355

Puntos Complementarios	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	9.39849624
es1	-0.0023
es2	0.0113
es3	-0.0040
es4	-0.0040
es5	-0.0040
es6	-0.0040
Relaciones constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
F1 (kg)	-107352.00
F2 (kg)	107352.00
F3 (kg)	0.00
F4 (kg)	0.00
F5 (kg)	0.00
F6 (kg)	0.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	100000.00
Equilibrio	
P (ton) a escoger	100
P (kg) calculado	100000.00
P (ton)	100
M (kg-cm)	4959155.97
M (ton-m)	49.5915597

Puntos Complementarios	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	18.79699248
es1	-0.0031
es2	0.0037
es3	-0.0040
es4	-0.0040
es5	-0.0040
es6	-0.0040
Relaciones constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
F1 (kg)	-107352.00
F2 (kg)	107352.00
F3 (kg)	0.00
F4 (kg)	0.00
F5 (kg)	0.00
F6 (kg)	0.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	200000.00
Equilibrio	
P (ton) a escoger	200
P (kg) calculado	200000.00
P (ton)	200
M (kg-cm)	5530831.867
M (ton-m)	55.30831867

Puntos Notables	
Compresión Pura	
Po (ton)	776.78
M (ton-m)	0

Carga Axial (ton)	Momento Flector (ton-m)
621.42	0.00
302.76	48.94
251.17	54.55
200.00	55.31
100.00	49.59
0.00	35.09

Límite de la norma	
P	M
621.423264	0
621.423264	12

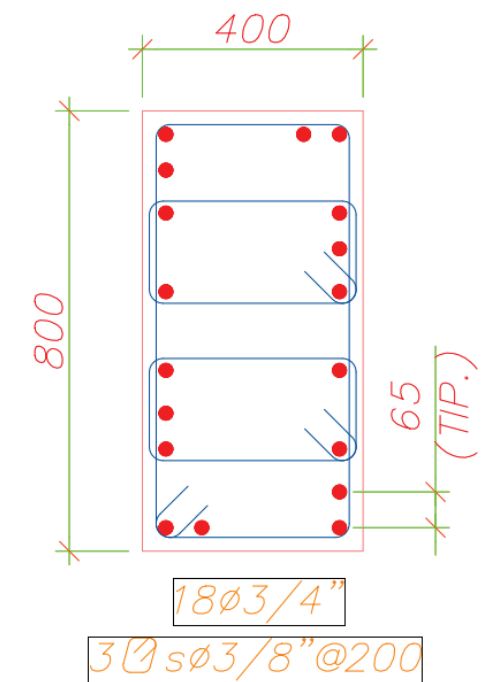
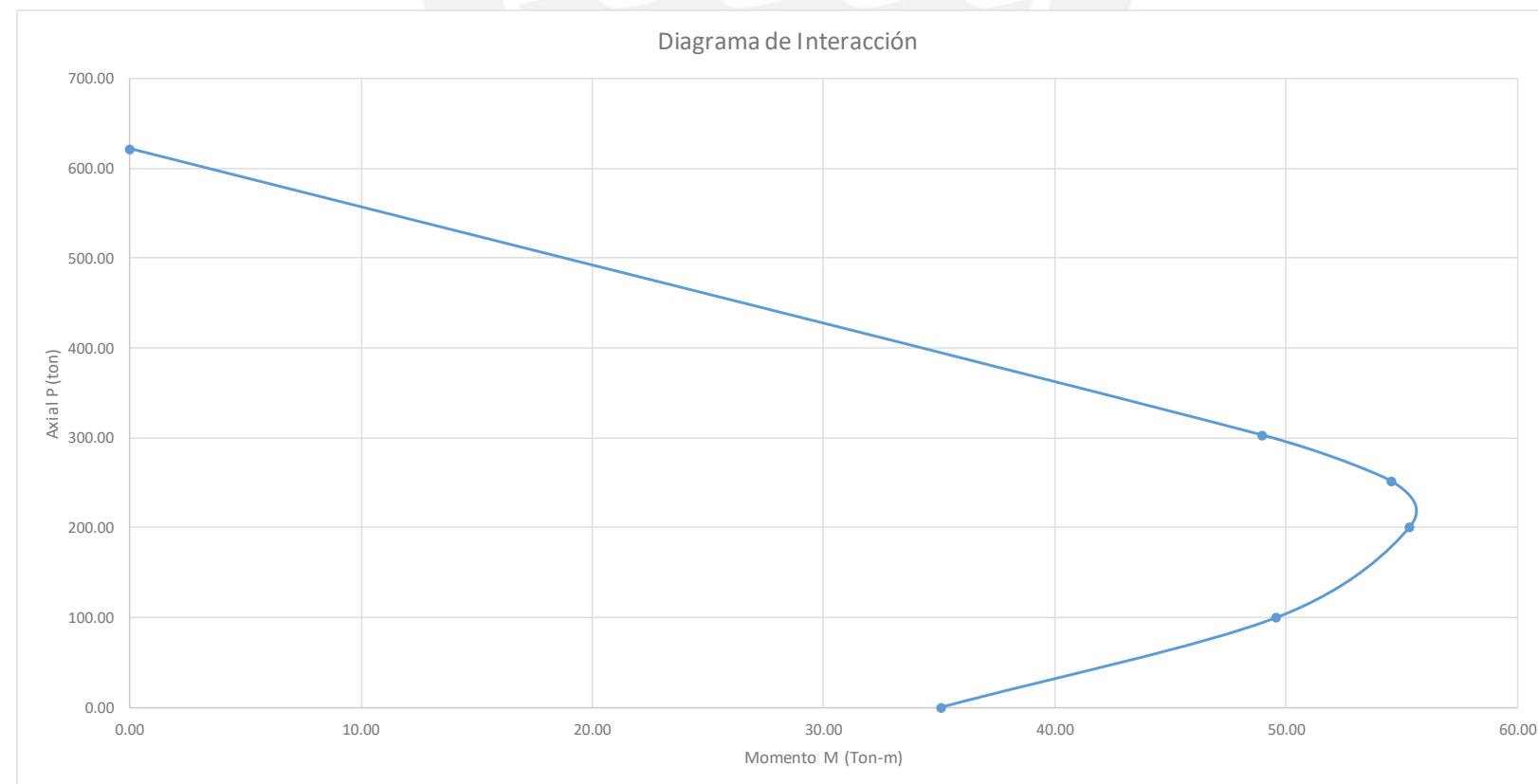


Diagrama de Interacción Columna A – Rigidez Mayor

Datos de Entrada	
Características de la sección	
Ancho (cm)	40
Profundidad (cm)	80
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	18.4
Peralte 3era Capa (cm)	32.8
Peralte 4ta Capa (cm)	47.2
Peralte 5ta Capa (cm)	61.6
Peralte 6ta Capa (cm)	76
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	11.36
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	8.52
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	8.52
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	11.36
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	51.12
Modelo del Concreto	
f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e <sub>0</sub>	0.002
e <sub>50</sub>	0.00325
e <sub>20</sub>	0.004
Modelo del Acero	
f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
f <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
E <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
e <sub>y</sub>	0.0021
emax	0.2

Falla Balanceada	
Compatibilidad	
c (cm)	49.84
es1	-0.0037
es2	-0.0025
es3	-0.0014
es4	-0.0002
es5	0.0009
es6	0.0021
Relaciones Constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2734.74
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-423.16
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	1888.42
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
F1 (kg)	-47712.00
F2 (kg)	-35784.00
F3 (kg)	-15533.31
F4 (kg)	-2403.54
F5 (kg)	16089.35
F6 (kg)	47712.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	265127.87
Equilibrio	
Pb (kg)	302759.36
Pb (ton)	302.76
Mb (kg-cm)	8561985.29
Mb (ton-m)	85.6198529

Flexión Pura	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	16.8627298
es1	-0.0031
es2	0.0004
es3	0.0038
es4	0.0072
es5	0.0106
es6	0.0140
Relaciones Constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	729.31
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
F1 (kg)	-47712.00
F2 (kg)	6213.72
F3 (kg)	23856.00
F4 (kg)	23856.00
F5 (kg)	35784.00
F6 (kg)	47712.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	89709.72
Equilibrio	
Suma de Fuerzas (kg)	0.00
P (kg)	0
M (kg-cm)	6896043.17
M (ton-m)	68.9604317
Curvatura (1/m) x1000	23.7209517

Puntos Complementarios	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	70.6322634
es1	-0.0038
es2	-0.0030
es3	-0.0021
es4	-0.0013
es5	-0.0005
es6	0.0003
Relaciones constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2654.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1023.02
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	607.96
F1 (kg)	-47712.00
F2 (kg)	-35784.00
F3 (kg)	-23856.00
F4 (kg)	-15074.73
F5 (kg)	-8716.12
F6 (kg)	6906.47
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	375763.64
Equilibrio	
P (ton) a escoger	500
P (kg) calculado	500000.01
P (ton)	500.000011
M (kg-cm)	4199571.83
M (ton-m)	41.9957183

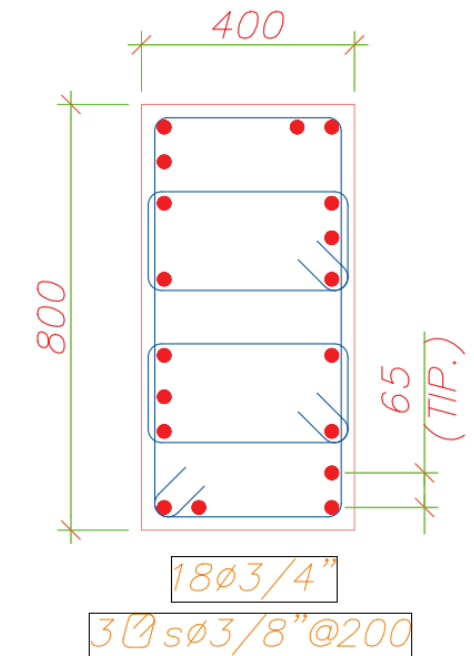
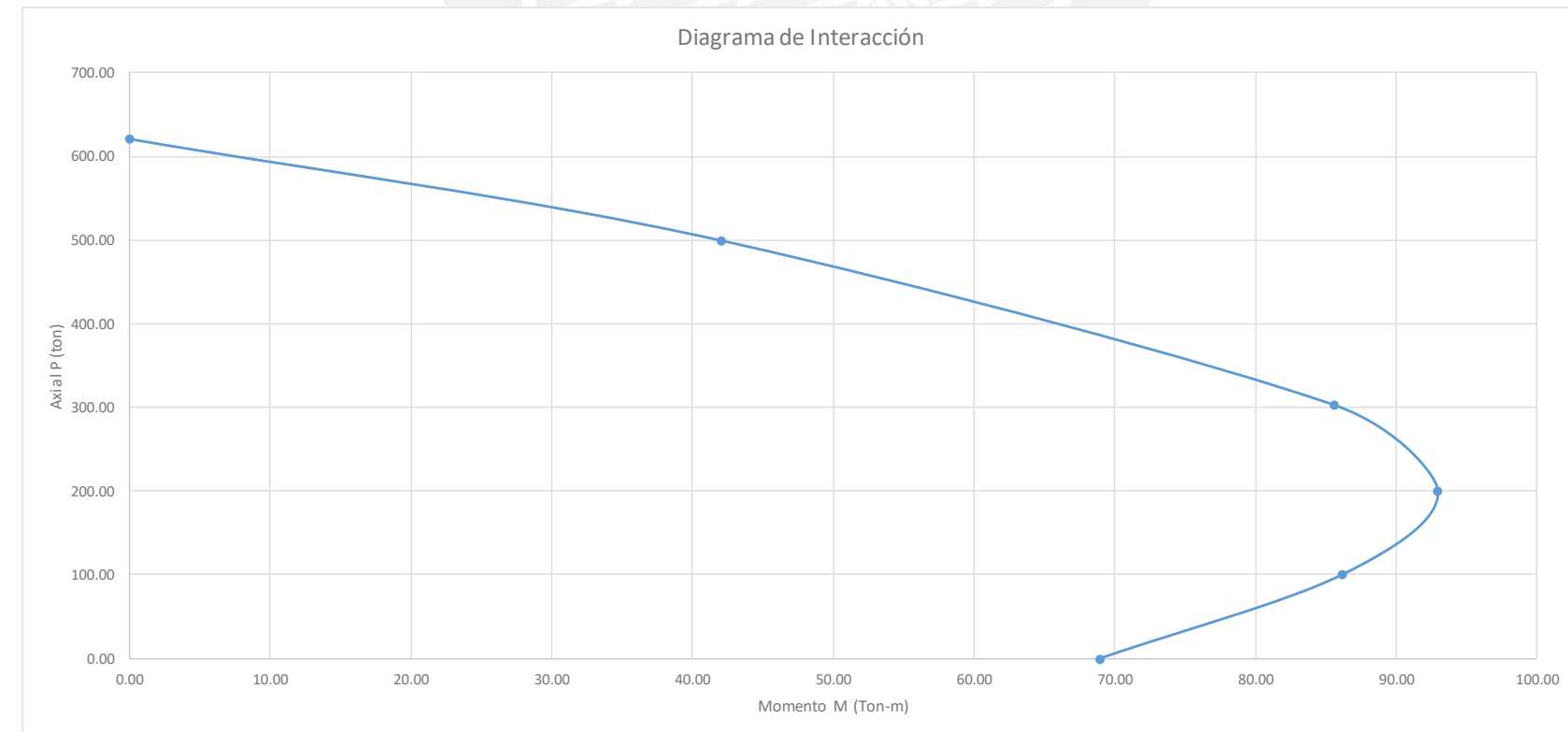
Puntos Complementarios	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	27.45
es1	-0.0034
es2	-0.0013
es3	0.0008
es4	0.0029
es5	0.0050
es6	0.0071
Relaciones constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2637.52
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	1559.20
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
F1 (kg)	-47712.00
F2 (kg)	-22471.69
F3 (kg)	8856.25
F4 (kg)	23856.00
F5 (kg)	35784.00
F6 (kg)	47712.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	146034.00
Equilibrio	
P (ton) a escoger	100
P (kg) calculado	100009.45
P (ton)	100.009446
M (kg-cm)	8612255.97
M (ton-m)	86.1225597
Curvatura (1/m) x1000	14.571949

Puntos Complementarios	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	38.37483772
es1	-0.0036
es2	-0.0021
es3	-0.0006
es4	0.0009
es5	0.0024
es6	0.0039
Relaciones constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4164.15
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1162.19
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	1839.78
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
F1 (kg)	-47712.00
F2 (kg)	-35478.58
F3 (kg)	-6601.22
F4 (kg)	10449.96
F5 (kg)	35784.00
F6 (kg)	47712.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	204154.14
Equilibrio	
P (ton) a escoger	200
P (kg) calculado	199999.98
P (ton)	199.9999823
M (kg-cm)	9294736.829
M (ton-m)	92.94736829
Curvatura (1/m) x	10.42349685

Puntos Notables	
Compresión Pura	
Po (ton)	776.78
M (ton-m)	0

Carga Axial (ton)	Momento Flector (ton-m)
621.42	0.00
500.00	42.00
302.76	85.62
200.00	92.95
100.01	86.12
0.00	68.96

Límite de la norma	
P	M
621.423264	0
621.423264	23



### Columna B - Rigidez Menor - P=0 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	100
Profundidad (cm)	40
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	0
Peralte 3era Capa (cm)	0
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	36
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	36.86
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	36.86
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	51.12

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

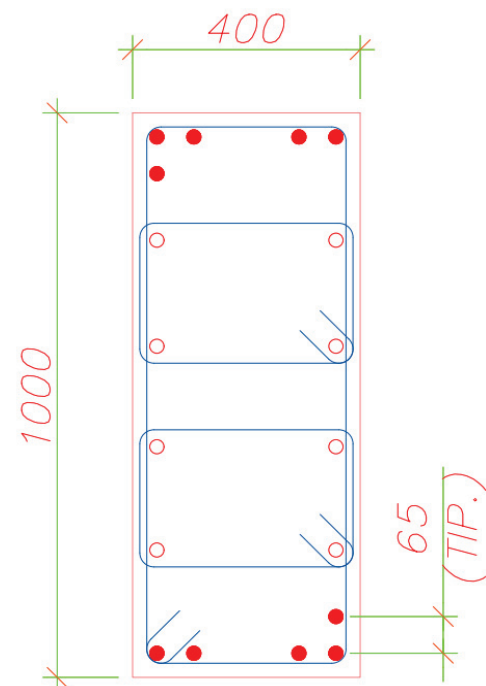
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	11.7891064		
ec	0.00102256		
k1	0.42414469	F1 (kg)	-49805.97
es1	-0.0007	F2 (kg)	0.00
es2	-0.0010	F3 (kg)	0.00
es3	-0.0010	F4 (kg)	0.00
es4	-0.0010	F5 (kg)	0.00
es5	-0.0010	F6 (kg)	154812.00
es6	0.0021	P (kg)	0.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1351.22	Cc (kg)	105006.03
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2045.12	K2	0.350453272
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2045.12	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2045.12	Momento (kg-cm)	4940172.46
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2045.12	Momento (ton-m)	49.4017246
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	8.673781475

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	50.42
Curvatura (1/m) x1000	72.41

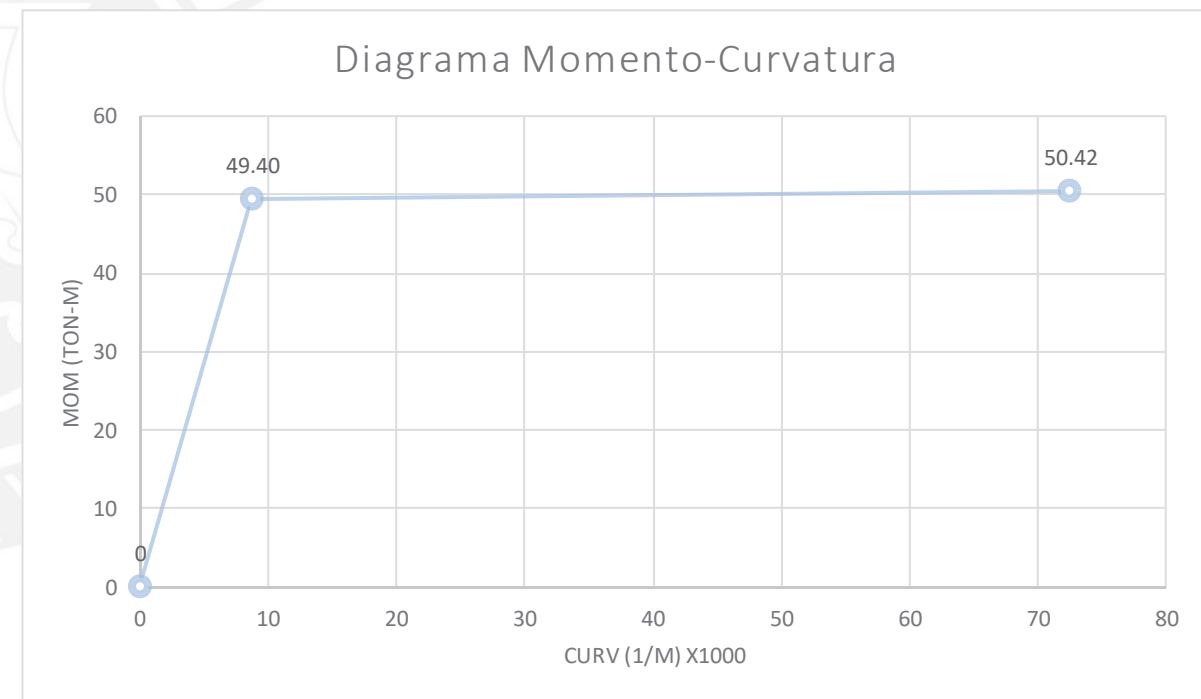
Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
8.674	49.40
72.410	50.42

Curvatura Inelástica	63.74
Ocupación Inmediata	19.12
Resguardo de la vida	38.24
Prevención del Colapso	50.99

Ductilidad de Curvatura	
8.35	



• 10Ø1" + 8Ø3/4"  
 3 Ø3/8" @ 200



### Columna B - Rigidez Menor - P=75 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	100
Profundidad (cm)	40
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	0
Peralte 3era Capa (cm)	0
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	36
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	36.86
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	36.86
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	51.12

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

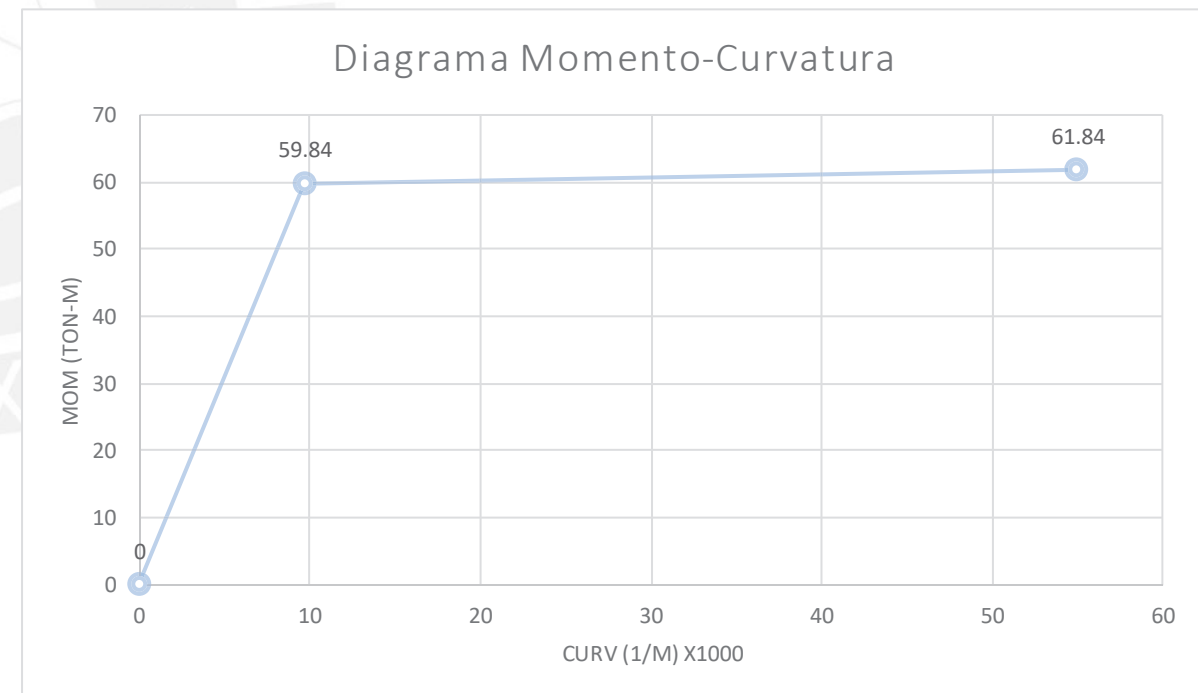
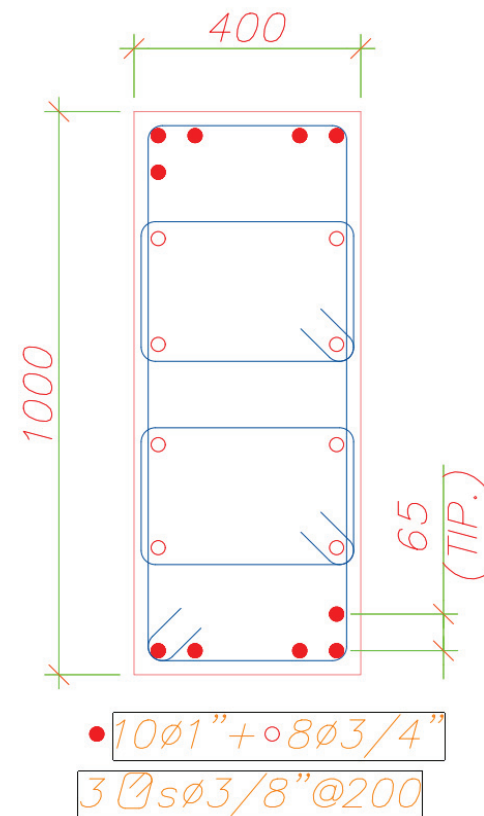
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	14.1977347		
ec	0.00136753		
k1	0.52792003	F1 (kg)	-72411.36
es1	-0.0010	F2 (kg)	0.00
es2	-0.0014	F3 (kg)	0.00
es3	-0.0014	F4 (kg)	0.00
es4	-0.0014	F5 (kg)	0.00
es5	-0.0014	F6 (kg)	154812.00
es6	0.0021	P (kg)	75000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1964.50	Cc (kg)	157400.64
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2735.06	K2	0.357933771
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2735.06	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2735.06	Momento (kg-cm)	5983700.323
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2735.06	Momento (ton-m)	59.83700323
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	9.632026634

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	61.84
Curvatura (1/m) x1000	54.92

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
9.632	59.84
54.920	61.84

Curvatura Inelástica	45.29
Ocupación Inmediata	13.59
Resguardo de la vida	27.17
Prevención del Colapso	36.23

Ductilidad de Curvatura
5.70



### Columna B - Rigidez Menor - P = 150 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	100
Profundidad (cm)	40
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	0
Peralte 3era Capa (cm)	0
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	36
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	36.86
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	36.86
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	51.12

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

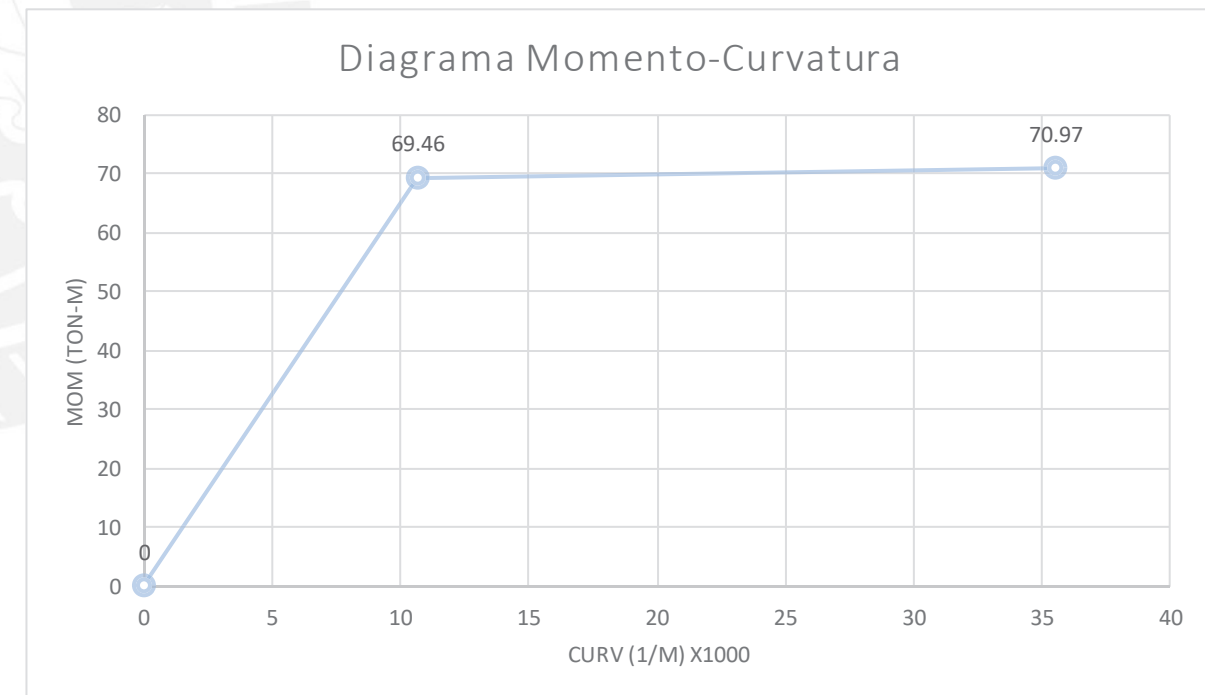
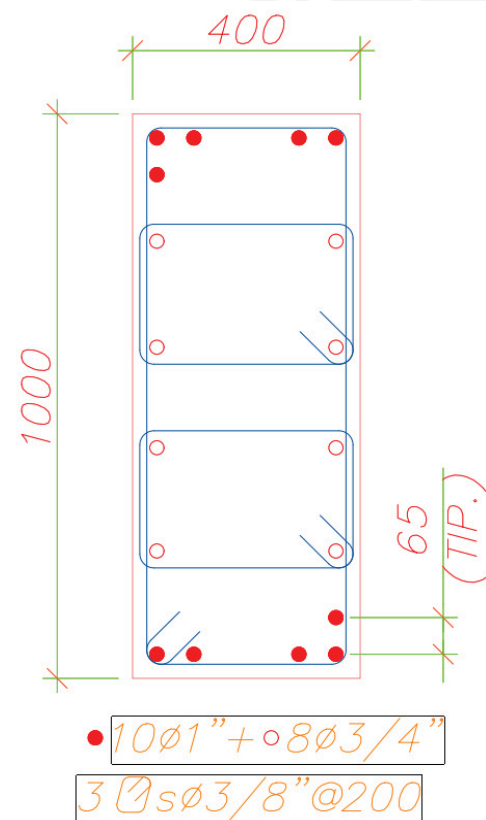
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	16.221579		
ec	0.00172235		
k1	0.61396703	F1 (kg)	-95662.19
es1	-0.0013	F2 (kg)	0.00
es2	-0.0017	F3 (kg)	0.00
es3	-0.0017	F4 (kg)	0.00
es4	-0.0017	F5 (kg)	0.00
es5	-0.0017	F6 (kg)	154812.00
es6	0.0021	P (kg)	150000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2595.28	Cc (kg)	209149.81
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3444.70	K2	0.366886543
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3444.70	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3444.70	Momento (kg-cm)	6945832.53
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3444.70	Momento (ton-m)	69.4583253
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	10.61763223

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	70.97
Curvatura (1/m) x1000	35.47

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
10.618	69.46
35.470	70.97

Curvatura Inelástica	24.85
Ocupación Inmediata	7.46
Resguardo de la vida	14.91
Prevención del Colapso	19.88

Ductilidad de Curvatura	
3.34	





### Columna B - Rigidez Menor - P = 250 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	100
Profundidad (cm)	40
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	0
Peralte 3era Capa (cm)	0
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	36
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	36.86
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	36.86
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	51.12

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

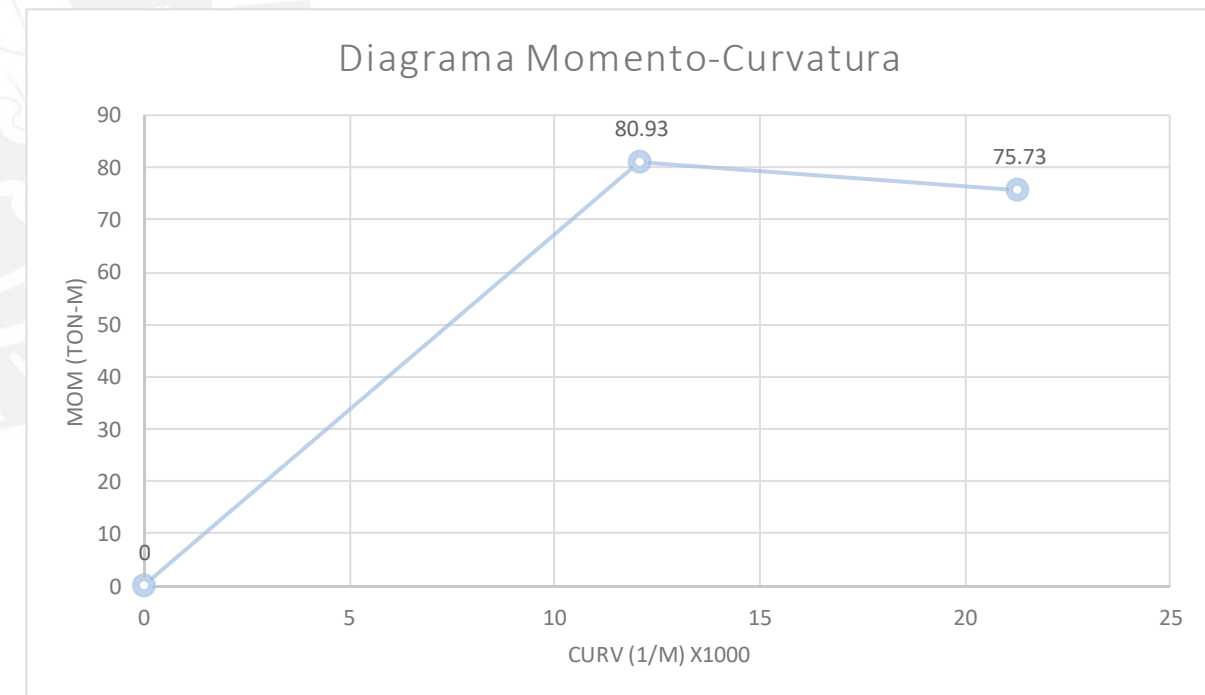
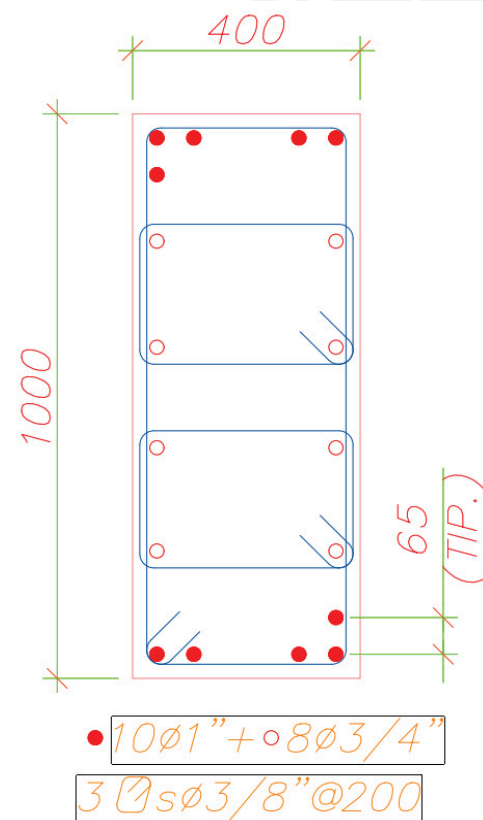
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	18.6121		
ec	0.00224785		
k1	0.702856	F1 (kg)	-130097.85
es1	-0.0018	F2 (kg)	0.00
es2	-0.0022	F3 (kg)	0.00
es3	-0.0022	F4 (kg)	0.00
es4	-0.0022	F5 (kg)	0.00
es5	-0.0022	F6 (kg)	154812.00
es6	0.0021	P (kg)	250000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3529.51	Cc (kg)	274714.15
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00	K2	0.383256971
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00	Momento (kg-cm)	8093244.931
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00	Momento (ton-m)	80.93244931
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	12.07736411

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	75.73
Curvatura (1/m) x1000	21.28

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
12.077	80.93
21.280	75.73

Curvatura Inelástica	9.20
Ocupación Inmediata	2.76
Resguardo de la vida	5.52
Prevención del Colapso	7.36

Ductilidad de Curvatura	
1.76	



### Columna B - Rigidez Menor - P = 300 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	100
Profundidad (cm)	40
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	0
Peralte 3era Capa (cm)	0
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	36
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	36.86
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	36.86
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	51.12

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

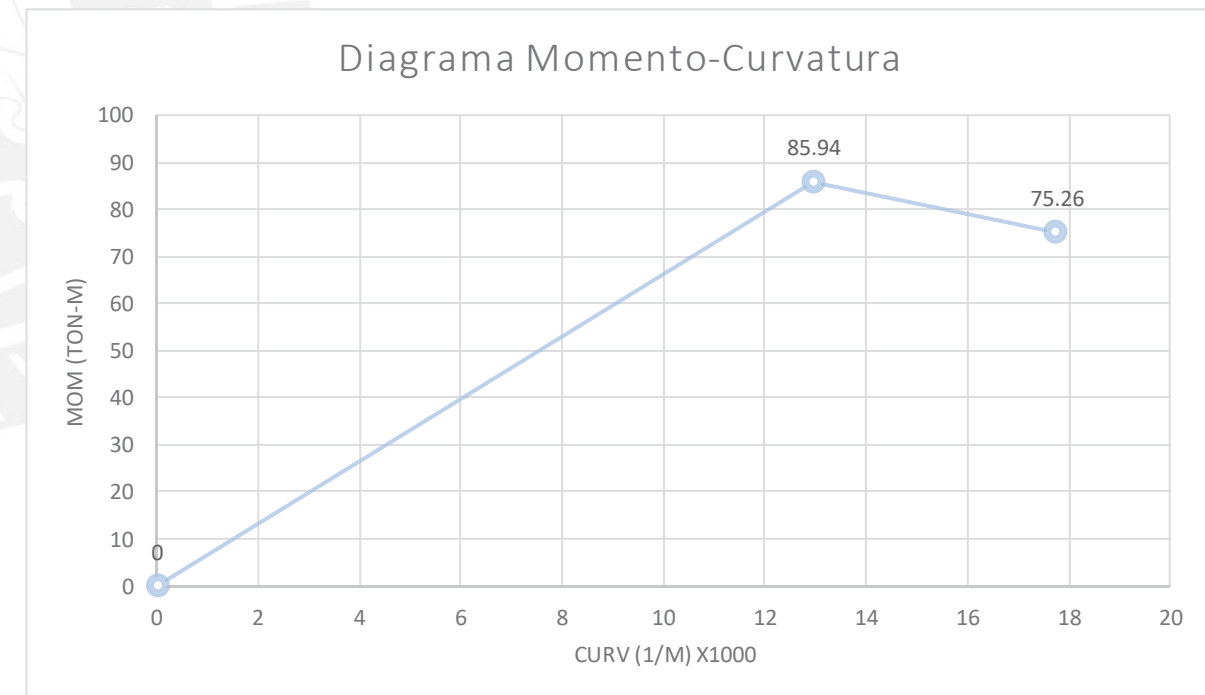
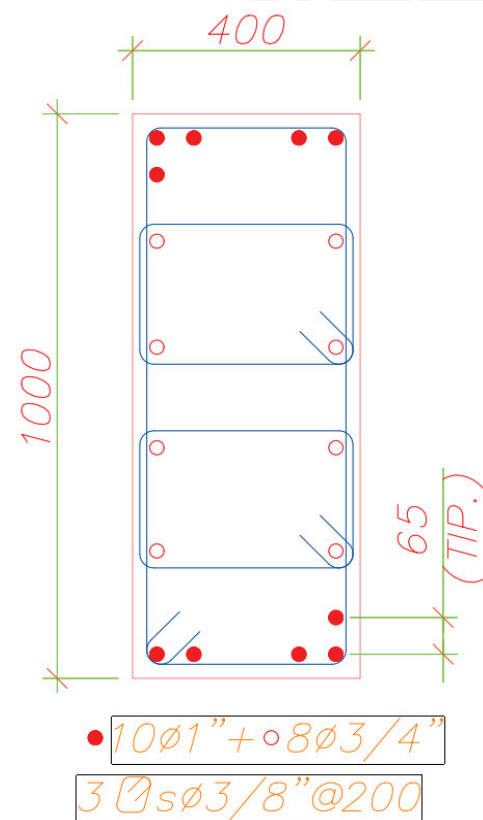
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	19.7646072		
ec	0.00255649		
k1	0.73360849	F1 (kg)	-150322.84
es1	-0.0020	F2 (kg)	0.00
es2	-0.0026	F3 (kg)	0.00
es3	-0.0026	F4 (kg)	0.00
es4	-0.0026	F5 (kg)	0.00
es5	-0.0026	F6 (kg)	154812.00
es6	0.0021	P (kg)	300000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4078.21	Cc (kg)	304489.16
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00	K2	0.395200827
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00	Momento (kg-cm)	8593579.134
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00	Momento (ton-m)	85.93579134
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	12.93470401

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	75.26
Curvatura (1/m) x1000	17.73

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
12.935	85.94
17.730	75.26

Curvatura Inelástica	4.80
Ocupación Inmediata	1.44
Resguardo de la vida	2.88
Prevención del Colapso	3.84

Ductilidad de Curvatura	
1.37	





### Columna B - Rigidez Mayor - P = 0 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	40
Profundidad (cm)	100
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	22.4
Peralte 3era Capa (cm)	40.8
Peralte 4ta Capa (cm)	59.2
Peralte 5ta Capa (cm)	77.6
Peralte 6ta Capa (cm)	96
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	25.5
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	25.5
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	73.72

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

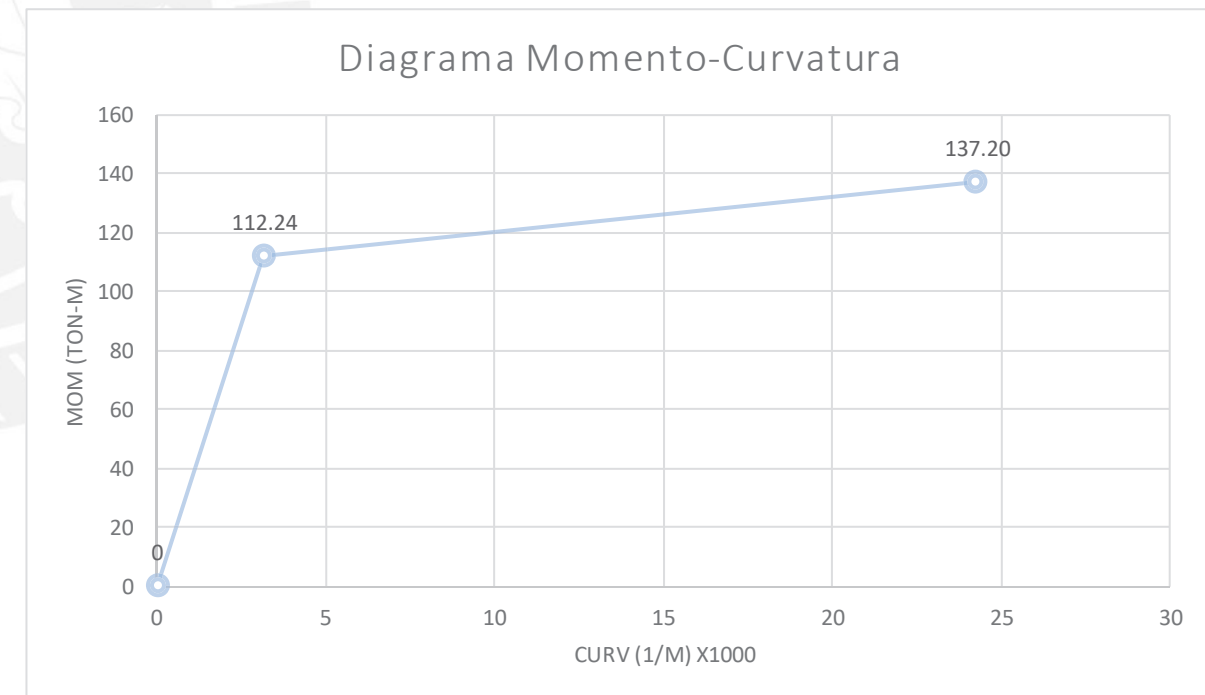
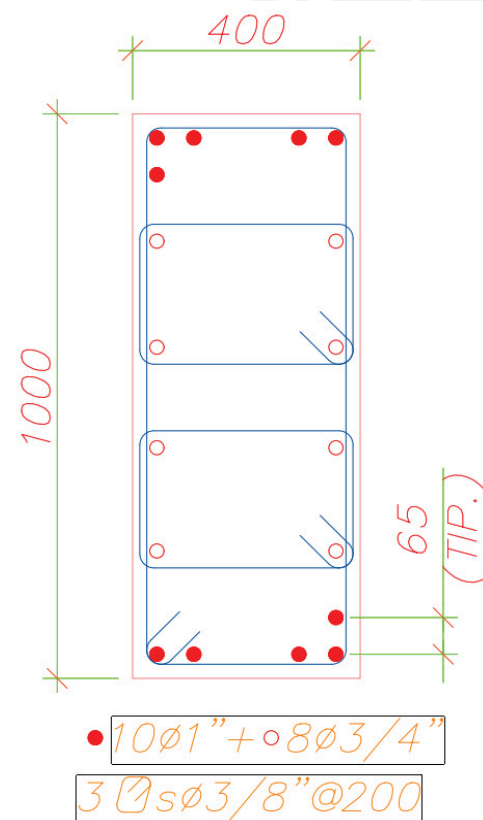
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	29.302171		
ec	0.00092259		
k1	0.39036298	F1 (kg)	-40628.95
es1	-0.0008	F2 (kg)	-2468.72
es2	-0.0002	F3 (kg)	4112.46
es3	0.0004	F4 (kg)	10693.64
es4	0.0009	F5 (kg)	17274.82
es5	0.0015	F6 (kg)	107100.00
es6	0.0021	P (kg)	0.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1593.29	Cc (kg)	96083.26
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-434.63	K2	0.348475348
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	724.02	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	1882.68	Momento (kg-cm)	11224048.66
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	3041.34	Momento (ton-m)	112.2404866
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	3.148528269

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	137.198
Curvatura (1/m) x1000	24.235

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
3.149	112.24
24.235	137.20

Curvatura Inelástica	21.09
Ocupación Inmediata	6.33
Resguardo de la vida	12.65
Prevención del Colapso	16.87

Ductilidad de Curvatura
7.70



### Columna B - Rigidez Mayor - P = 75 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	40
Profundidad (cm)	100
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	22.4
Peralte 3era Capa (cm)	40.8
Peralte 4ta Capa (cm)	59.2
Peralte 5ta Capa (cm)	77.6
Peralte 6ta Capa (cm)	96
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	25.5
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	25.5
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	73.72

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

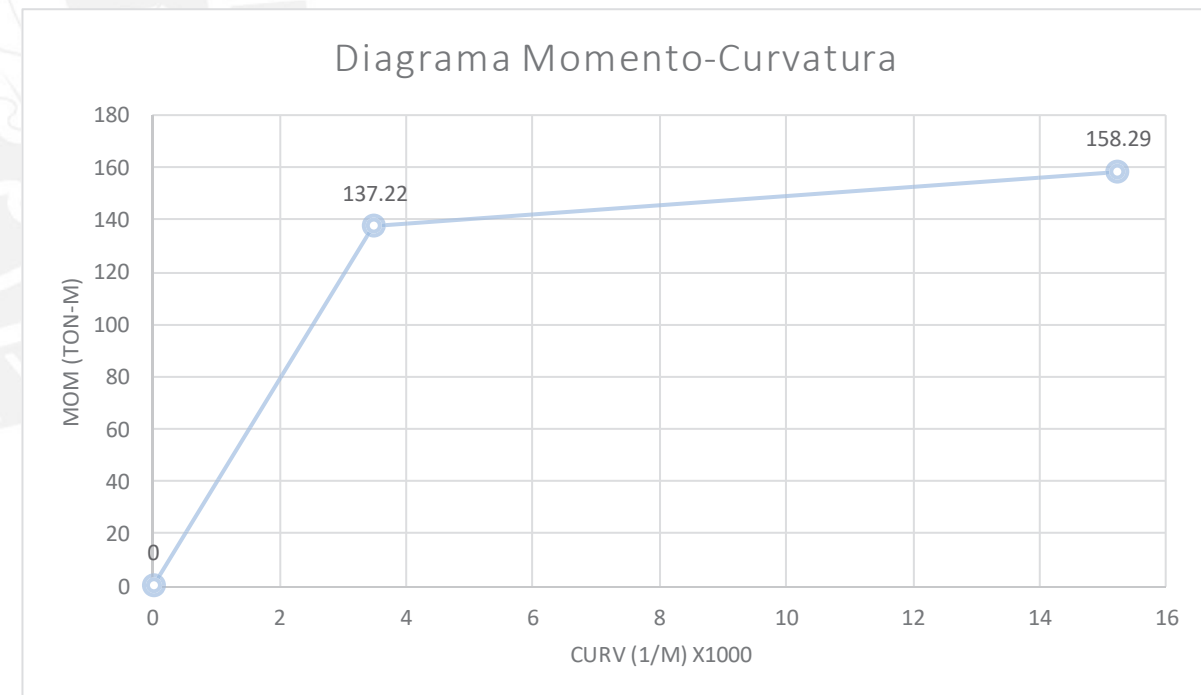
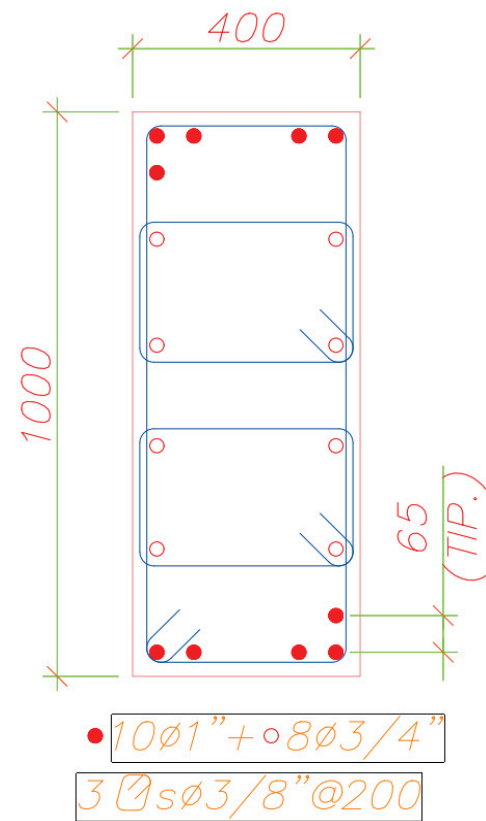
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	35.7492496		
ec	0.00124602		
k1	0.49362847	F1 (kg)	-56436.55
es1	-0.0011	F2 (kg)	-5285.57
es2	-0.0005	F3 (kg)	1999.82
es3	0.0002	F4 (kg)	9285.21
es4	0.0008	F5 (kg)	16570.61
es5	0.0015	F6 (kg)	107100.00
es6	0.0021	P (kg)	75000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2213.20	Cc (kg)	148233.52
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-930.56	K2	0.355174953
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	352.08	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	1634.72	Momento (kg-cm)	13722457.18
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	2917.36	Momento (ton-m)	137.2245718
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	3.48543377

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	158.293
Curvatura (1/m) x1000	15.209

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
3.485	137.22
15.209	158.29

Curvatura Inelástica	11.72
Ocupación Inmediata	3.52
Resguardo de la vida	7.03
Prevención del Colapso	9.38

Ductilidad de Curvatura
4.36



### Columna B - Rigidez Mayor - P = 150 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	40
Profundidad (cm)	100
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	22.4
Peralte 3era Capa (cm)	40.8
Peralte 4ta Capa (cm)	59.2
Peralte 5ta Capa (cm)	77.6
Peralte 6ta Capa (cm)	96
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	25.5
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	25.5
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	73.72

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

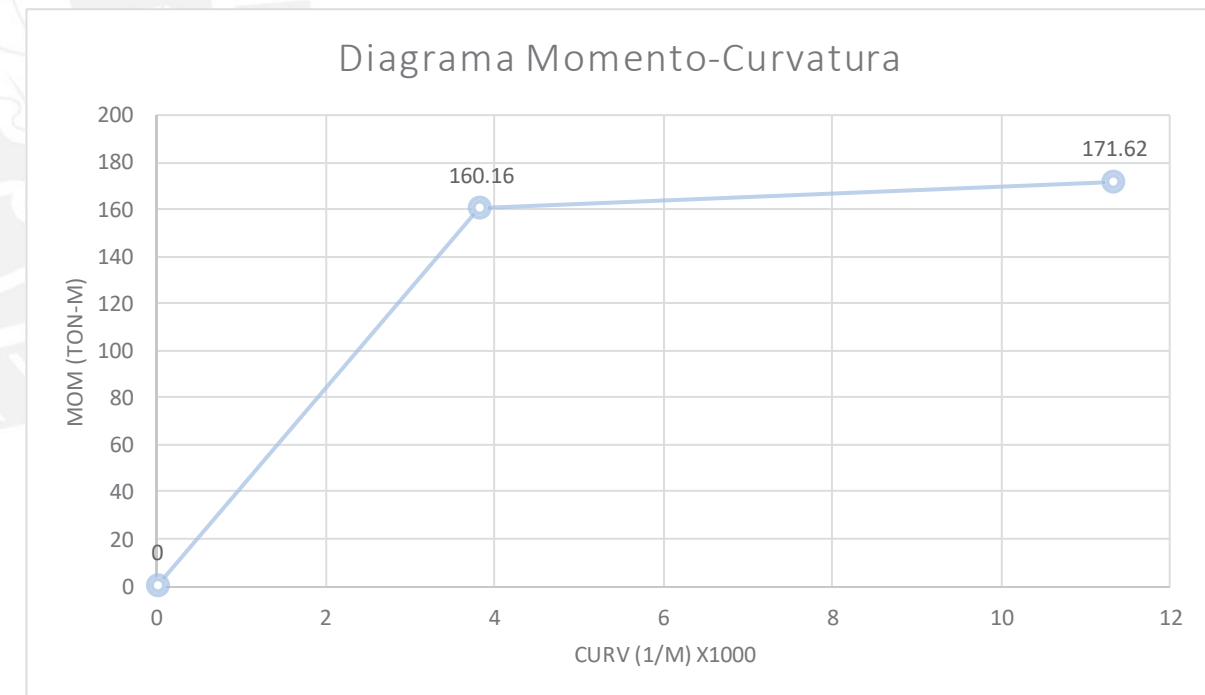
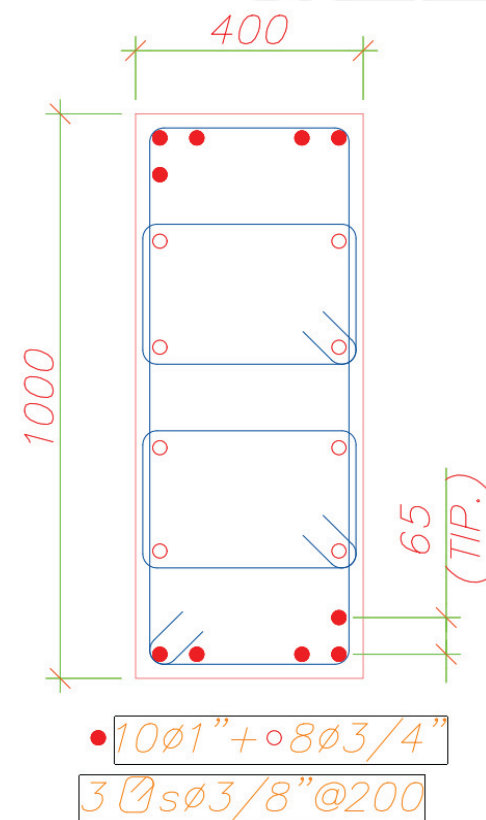
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	41.0947394		
ec	0.00157178		
k1	0.58001547	F1 (kg)	-72358.21
es1	-0.0014	F2 (kg)	-8122.75
es2	-0.0007	F3 (kg)	-128.06
es3	0.0000	F4 (kg)	7866.63
es4	0.0007	F5 (kg)	15861.31
es5	0.0014	F6 (kg)	107100.00
es6	0.0021	P (kg)	150000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2837.58	Cc (kg)	200218.91
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1430.06	K2	0.362912168
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-22.55	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	1384.97	Momento (kg-cm)	16015513.66
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	2792.48	Momento (ton-m)	160.1551366
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	3.824770116

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	171.616
Curvatura (1/m) x1000	11.315

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
3.825	160.16
11.315	171.62

Curvatura Inelástica	7.49
Ocupación Inmediata	2.25
Resguardo de la vida	4.49
Prevención del Colapso	5.99

Ductilidad de Curvatura
2.96



### Columna B - Rigidez Mayor - P = 250 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	40
Profundidad (cm)	100
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	22.4
Peralte 3era Capa (cm)	40.8
Peralte 4ta Capa (cm)	59.2
Peralte 5ta Capa (cm)	77.6
Peralte 6ta Capa (cm)	96
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	25.5
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	25.5
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	73.72

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

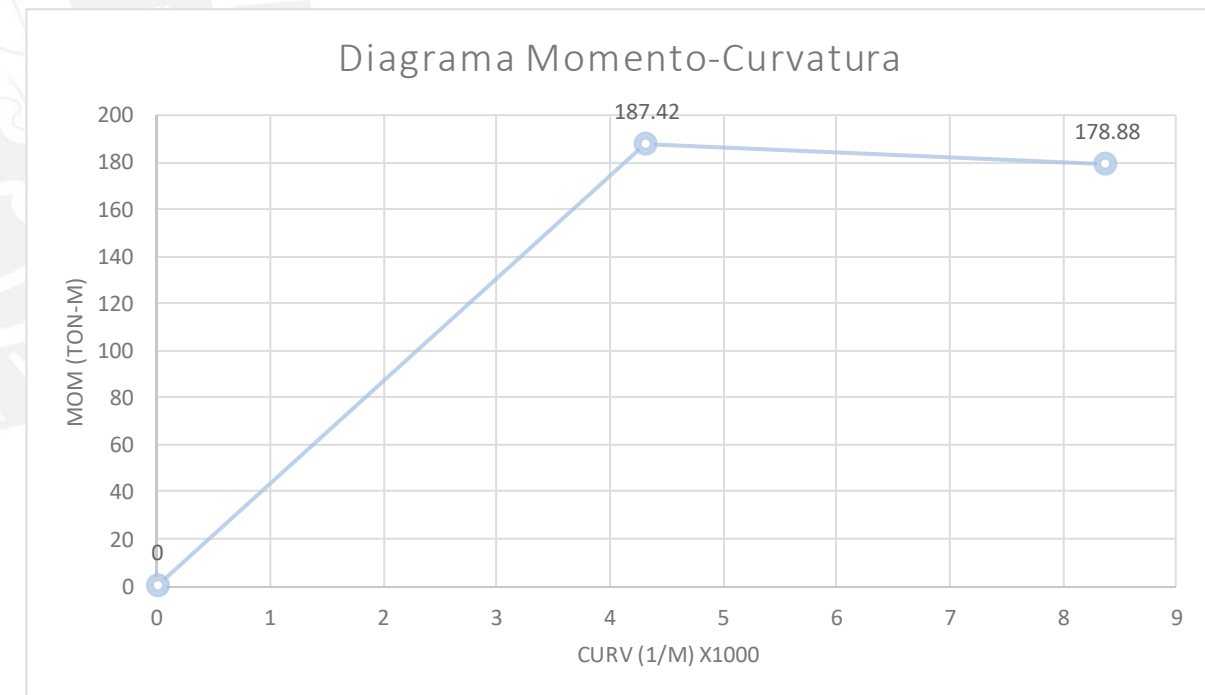
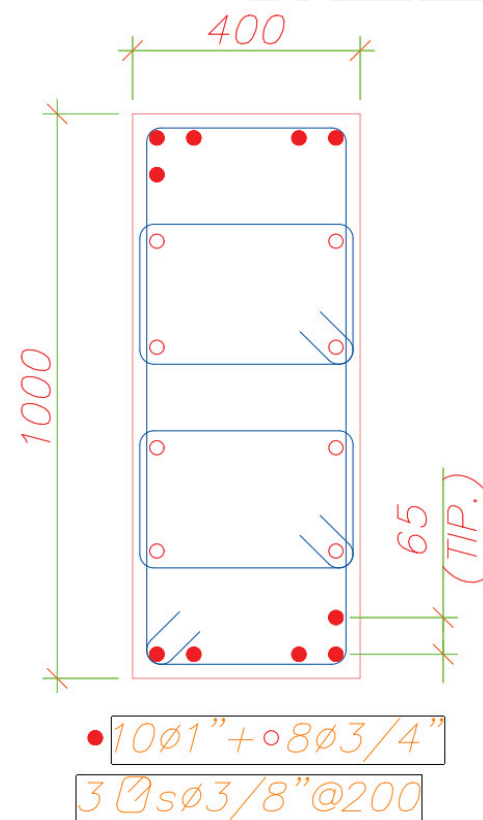
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	47.283221		
ec	0.0020382		
k1	0.67291247	F1 (kg)	-95154.75
es1	-0.0019	F2 (kg)	-12185.00
es2	-0.0011	F3 (kg)	-3174.75
es3	-0.0003	F4 (kg)	5835.50
es4	0.0005	F5 (kg)	14845.75
es5	0.0013	F6 (kg)	107100.00
es6	0.0021	P (kg)	250000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3731.56	Cc (kg)	267266.74
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2145.25	K2	0.376205408
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-558.94	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	1027.38	Momento (kg-cm)	18741803.49
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	2613.69	Momento (ton-m)	187.4180349
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	4.310629816

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	178.88
Curvatura (1/m) x1000	8.371

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
4.311	187.42
8.371	178.88

Curvatura Inelástica	4.06
Ocupación Inmediata	1.22
Resguardo de la vida	2.44
Prevención del Colapso	3.25

Ductilidad de Curvatura
1.94



### Columna B - Rigidez Mayor - P = 350 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	40
Profundidad (cm)	100
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	22.4
Peralte 3era Capa (cm)	40.8
Peralte 4ta Capa (cm)	59.2
Peralte 5ta Capa (cm)	77.6
Peralte 6ta Capa (cm)	96
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	25.5
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	25.5
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	73.72

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	54.3675149		
ec	0.00274237		
k1	0.74446901	F1 (kg)	-107100.00
es1	-0.0025	F2 (kg)	-18317.84
es2	-0.0016	F3 (kg)	-7774.38
es3	-0.0007	F4 (kg)	2769.08
es4	0.0002	F5 (kg)	13312.54
es5	0.0012	F6 (kg)	107100.00
es6	0.0021	P (kg)	350000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00	Cc (kg)	339989.41
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3224.97	K2	0.403485933
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1368.73	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	487.51	Momento (kg-cm)	20364481.68
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	2343.76	Momento (ton-m)	203.6448168
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	5.044138

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	178.88
Curvatura (1/m) x1000	8.371

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
5.044	203.64
8.371	178.88

Curvatura Inelástica	3.33
Ocupación Inmediata	1.00
Resguardo de la vida	2.00
Prevención del Colapso	2.66

Ductilidad de Curvatura
1.66

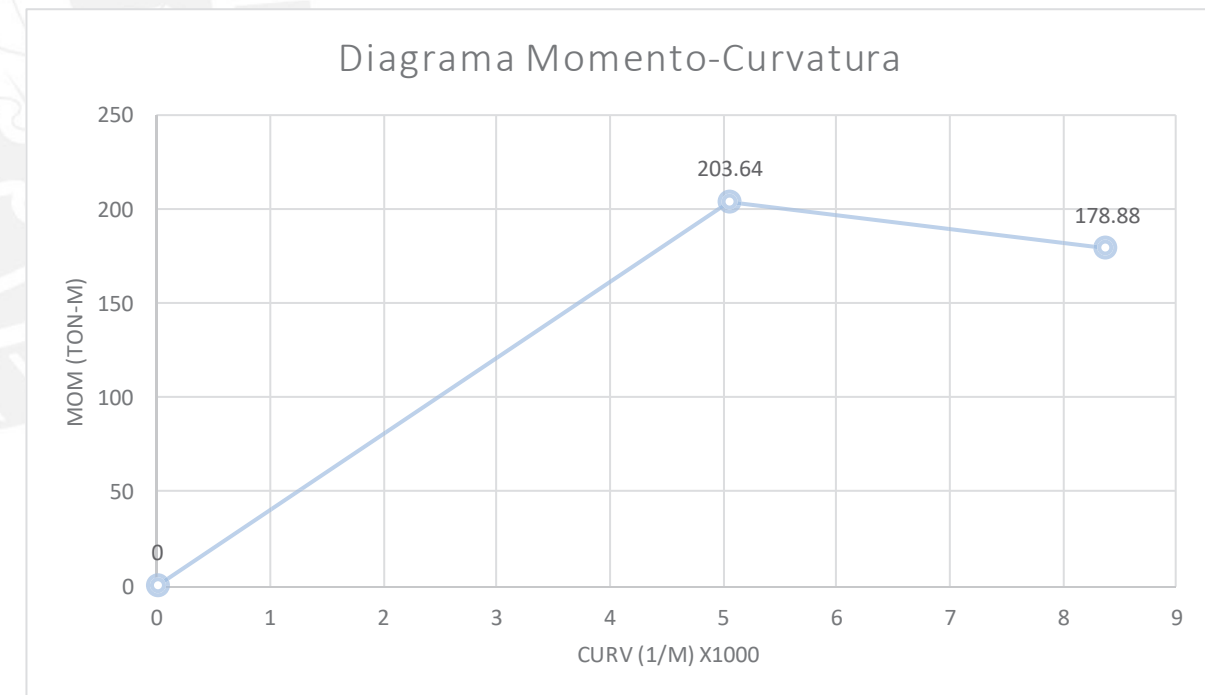
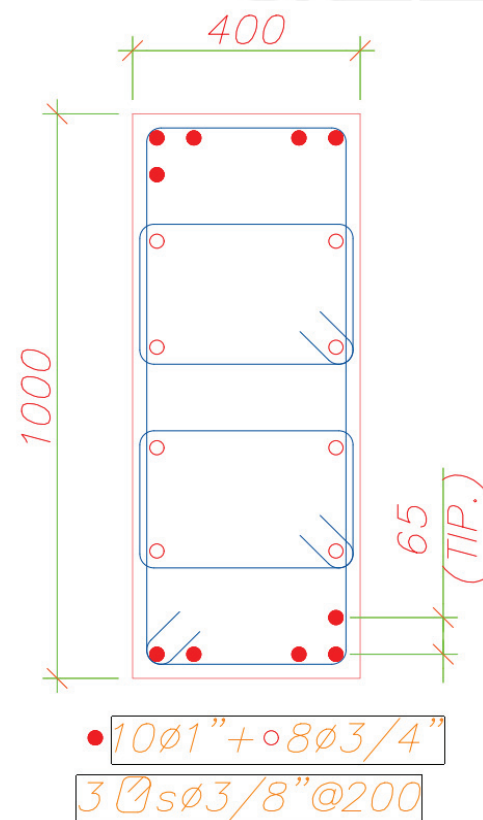


Diagrama de Interacción Columna B – Rigidez Menor

Datos de Entrada	
Características de la sección	
Ancho (cm)	100
Profundidad (cm)	40
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	36
Peralte 3era Capa (cm)	0
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	0
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	36.86
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	36.86
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	73.72
Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

Falla Balanceada	
Compatibilidad	
c (cm)	23.61
es1	-0.0033
es2	0.0021
es3	-0.0040
es4	-0.0040
es5	-0.0040
es6	0.0021
Relaciones Constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
F1 (kg)	-154812.00
F2 (kg)	154812.00
F3 (kg)	0.00
F4 (kg)	0.00
F5 (kg)	0.00
F6 (kg)	0.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	313967.21
Equilibrio	
Pb (kg)	313967.21
Pb (ton)	313.97
Mb (kg-cm)	7478724.66
Mb (ton-m)	74.7872466

Flexión Pura	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	5.52379272
es1	-0.0011
es2	0.0221
es3	-0.0040
es4	-0.0040
es5	-0.0040
es6	-0.0040
Relaciones Constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2206.88
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
F1 (kg)	-81345.56
F2 (kg)	154812.00
F3 (kg)	0.00
F4 (kg)	0.00
F5 (kg)	0.00
F6 (kg)	0.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	73466.44
Equilibrio	
Suma de Fuerzas (kg)	0.00
P (kg)	0
M (kg-cm)	5042273.26
M(ton-m)	50.4227326
Curvatura (1/m) x1000	72.4140134

Puntos Complementarios	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	25.3097208
es1	-0.0034
es2	0.0017
es3	-0.0040
es4	-0.0040
es5	-0.0040
es6	-0.0040
Relaciones constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	3379.03
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
F1 (kg)	-154812.00
F2 (kg)	124550.94
F3 (kg)	0.00
F4 (kg)	0.00
F5 (kg)	0.00
F6 (kg)	0.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	336619.29
Equilibrio	
P (ton) a escoger	366.88
P (kg) calculado	366880.35
P (ton)	366.880346
M (kg-cm)	6886271.78
M (ton-m)	68.8627178

Puntos Complementarios	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	11.2781955
es1	-0.0026
es2	0.0088
es3	-0.0040
es4	-0.0040
es5	-0.0040
es6	-0.0040
Relaciones constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
F1 (kg)	-154812.00
F2 (kg)	154812.00
F3 (kg)	0.00
F4 (kg)	0.00
F5 (kg)	0.00
F6 (kg)	0.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	150000.00
Equilibrio	
P (ton) a escoger	150
P (kg) calculado	150000.00
P (ton)	150
M (kg-cm)	7096989.54
M (ton-m)	70.9698954

Puntos Complementarios	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	18.79699248
es1	-0.0031
es2	0.0037
es3	-0.0040
es4	-0.0040
es5	-0.0040
es6	-0.0040
Relaciones constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
F1 (kg)	-154812.00
F2 (kg)	154812.00
F3 (kg)	0.00
F4 (kg)	0.00
F5 (kg)	0.00
F6 (kg)	0.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	250000.00
Equilibrio	
P (ton) a escoger	250
P (kg) calculado	250000.00
P (ton)	250
M (kg-cm)	7573443.834
M (ton-m)	75.73443834

Puntos Notables	
1er Punto: Compresión Pura	
Po (ton)	1010.46
M (ton-m)	0

Carga Axial (ton)	Momento Flector (ton-m)
808.37	0.00
366.88	68.86
313.97	74.79
250.00	75.73
150.00	70.97
0.00	50.42

Límite de la norma	
P	M
808.371984	0
808.371984	16

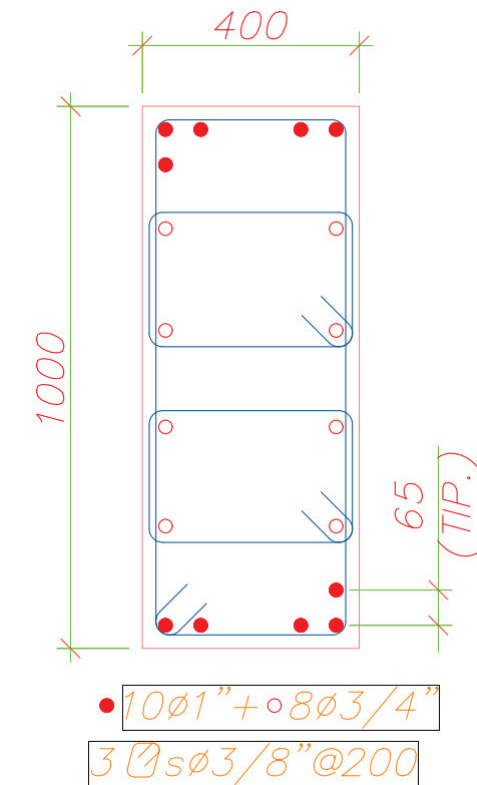
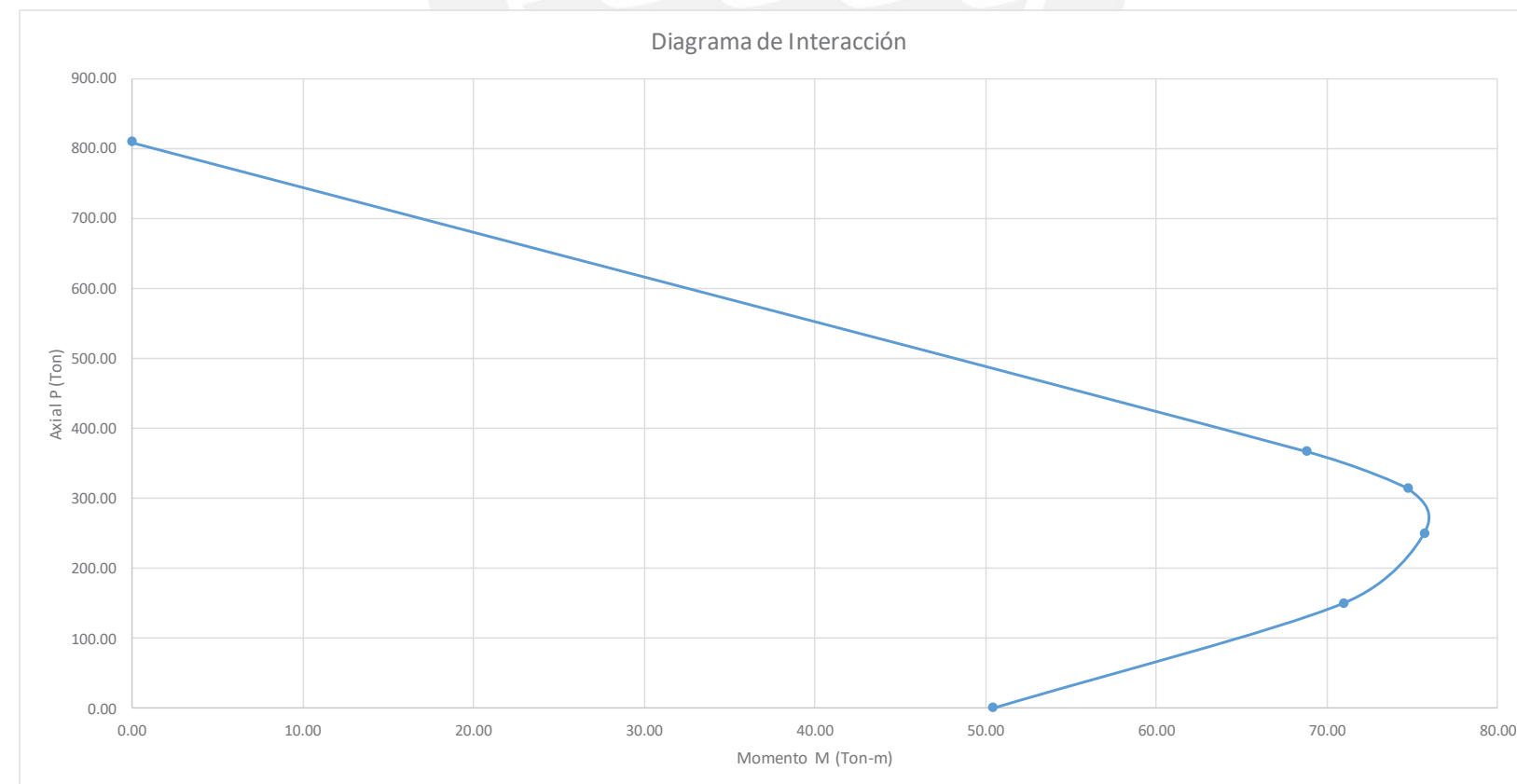




Diagrama de Interacción Columna B – Rigidez Mayor

Datos de Entrada	
Características de la sección	
Ancho (cm)	40
Profundidad (cm)	100
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	22.4
Peralte 3era Capa (cm)	40.8
Peralte 4ta Capa (cm)	59.2
Peralte 5ta Capa (cm)	77.6
Peralte 6ta Capa (cm)	96
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	25.5
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	25.5
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	73.72
Modelo del Concreto	
f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e <sub>0</sub>	0.002
e <sub>50</sub>	0.00325
e <sub>20</sub>	0.004
Modelo del Acero	
f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
f <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
E <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
e <sub>y</sub>	0.0021
emax	0.2

Falla Balanceada	
Compatibilidad	
c (cm)	62.95
es1	-0.0037
es2	-0.0026
es3	-0.0014
es4	-0.0002
es5	0.0009
es6	0.0021
Relaciones Constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2815.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-476.67
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	1861.67
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
F1 (kg)	-107100.00
F2 (kg)	-23856.00
F3 (kg)	-15989.20
F4 (kg)	-2707.47
F5 (kg)	10574.27
F6 (kg)	107100.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	334898.36
Equilibrio	
P <sub>b</sub> (kg)	366876.76
P <sub>b</sub> (ton)	366.88
M <sub>b</sub> (kg-cm)	16990824
M <sub>b</sub> (ton-m)	169.90824
Curvatura (1/m) x1000	6.35416667

Flexión Pura	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	16.5040013
es1	-0.0030
es2	0.0014
es3	0.0059
es4	0.0103
es5	0.0148
es6	0.0193
Relaciones Constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	2857.97
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
F1 (kg)	-107100.00
F2 (kg)	16233.29
F3 (kg)	23856.00
F4 (kg)	23856.00
F5 (kg)	23856.00
F6 (kg)	107100.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	87801.29
Equilibrio	
Suma de Fuerzas (kg)	0.00
P (kg)	0
M (kg-cm)	13719581.6
M (ton-m)	137.195816
Curvatura (1/m) x1000	24.2365469

Puntos Complementarios	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	90.9652406
es1	-0.0038
es2	-0.0030
es3	-0.0022
es4	-0.0014
es5	-0.0006
es6	0.0002
Relaciones constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2793.62
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1175.42
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	442.79
F1 (kg)	-107100.00
F2 (kg)	-23856.00
F3 (kg)	-23856.00
F4 (kg)	-15867.74
F5 (kg)	-6676.36
F6 (kg)	11291.03
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	483935.08
Equilibrio	
P (ton) a escoger	650
P (kg) calculado	650000.15
P (ton)	650.000149
M (kg-cm)	7890142.22
M (ton-m)	78.9014222

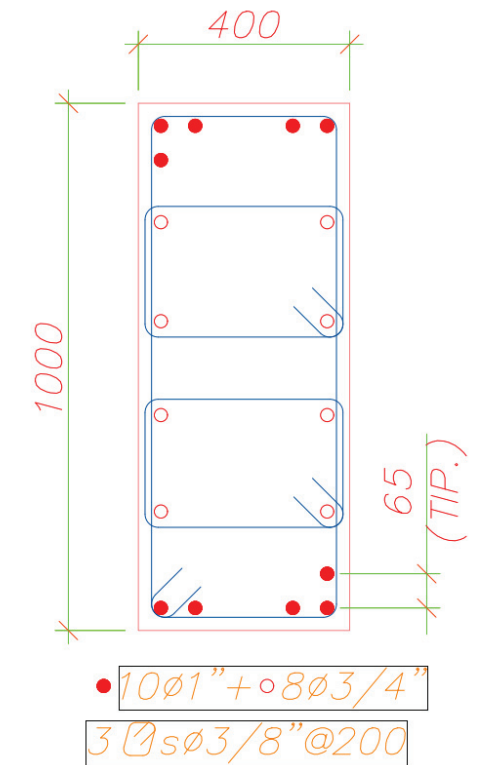
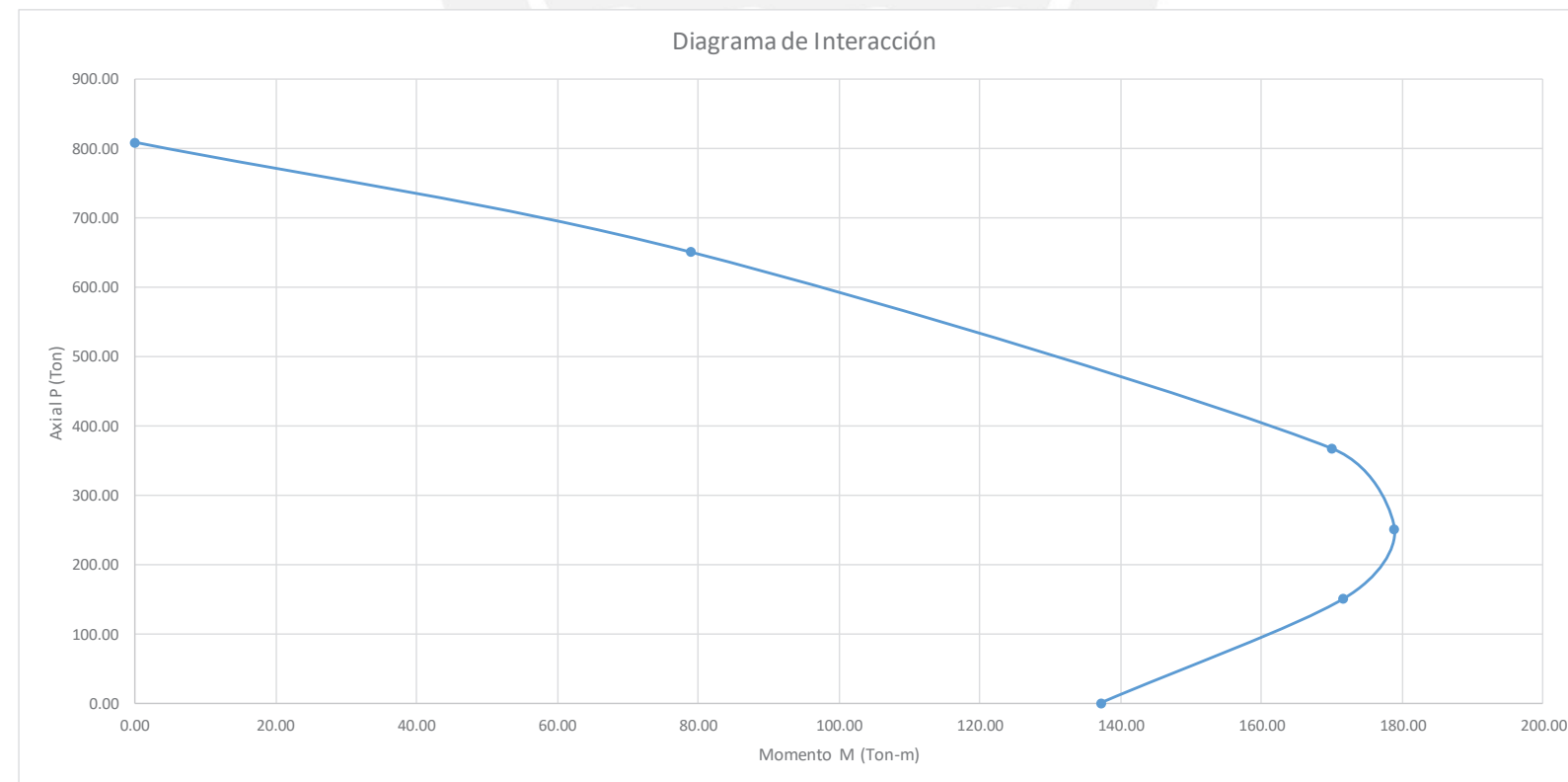
Puntos Complementarios	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	47.7844268
es1	-0.0037
es2	-0.0021
es3	-0.0006
es4	0.0010
es5	0.0025
es6	0.0040
Relaciones constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1169.32
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	1911.18
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
F1 (kg)	-107100.00
F2 (kg)	-23856.00
F3 (kg)	-6641.75
F4 (kg)	10855.50
F5 (kg)	23856.00
F6 (kg)	107100.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	254213.15
Equilibrio	
P (ton) a escoger	250
P (kg) calculado	249999.41
P (ton)	249.999407
M (kg-cm)	17888051.3
M (ton-m)	178.880513
Curvatura (1/m) x	8.37092809

Puntos Complementarios	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	35.35120884
es1	-0.0035
es2	-0.0015
es3	0.0006
es4	0.0027
es5	0.0048
es6	0.0069
Relaciones constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2930.87
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	1233.06
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
F1 (kg)	-107100.00
F2 (kg)	-16647.32
F3 (kg)	7003.81
F4 (kg)	23856.00
F5 (kg)	23856.00
F6 (kg)	107100.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	188068.43
Equilibrio	
P (ton) a escoger	150
P (kg) calculado	149999.94
P (ton)	149.9999445
M (kg-cm)	17161590.42
M (ton-m)	171.6159042
Curvatura (1/m) x	11.31503032

Puntos Notables	
1er Punto: Compresión Pura	
Po (ton)	1010.46
M (ton-m)	0

Carga Axial (ton)	Momento Flector (ton-m)
808.37	0.00
650.00	78.90
366.88	169.91
250.00	178.88
150.00	171.62
0.00	137.20

Limite de la norma	
P	M
808.371984	0
808.371984	40





### Columna C - P = 0 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	50
Profundidad (cm)	50
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	25
Peralte 3era Capa (cm)	46
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	0
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	14.2
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	14.2
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	34.08

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

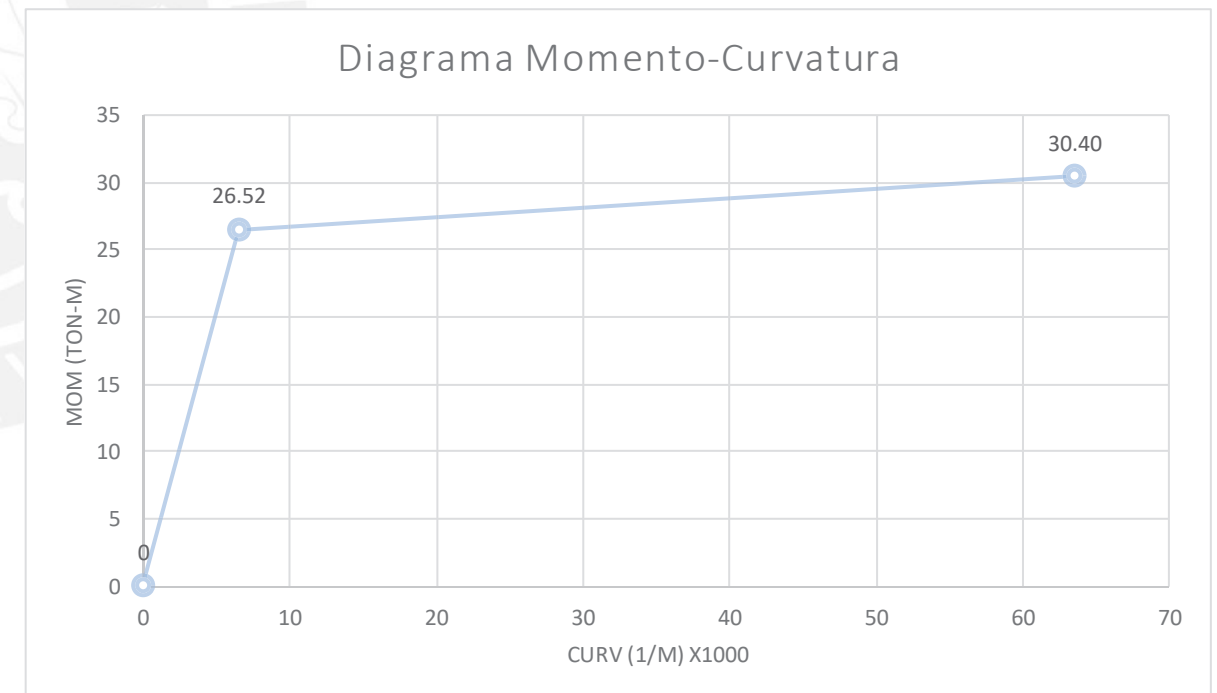
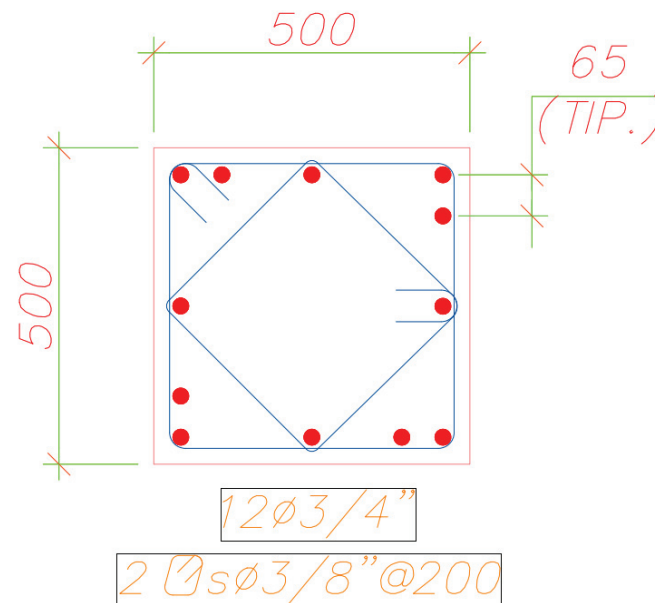
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	13.305751		
ec	0.00085465		
k1	0.36645543	F1 (kg)	-16975.31
es1	-0.0006	F2 (kg)	8532.94
es2	0.0008	F3 (kg)	59640.00
es3	0.0021	F4 (kg)	0.00
es4	-0.0009	F5 (kg)	0.00
es5	-0.0009	F6 (kg)	0.00
es6	0.0021	P (kg)	0.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1195.44	Cc (kg)	51197.63
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	1502.28	K2	0.347175083
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1709.30	Momento (kg-cm)	2652358.6
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1709.30	Momento (ton-m)	26.523586
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	6.423147993

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	30.395
Curvatura (1/m) x1000	63.421

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
6.423	26.52
63.421	30.40

Curvatura Inelástica	57.00
Ocupación Inmediata	17.10
Resguardo de la vida	34.20
Prevención del Colapso	45.60

Ductilidad de Curvatura
9.87



### Columna C - P = 50 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	50
Profundidad (cm)	50
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	25
Peralte 3era Capa (cm)	46
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	0
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	14.2
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	14.2
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	34.08

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

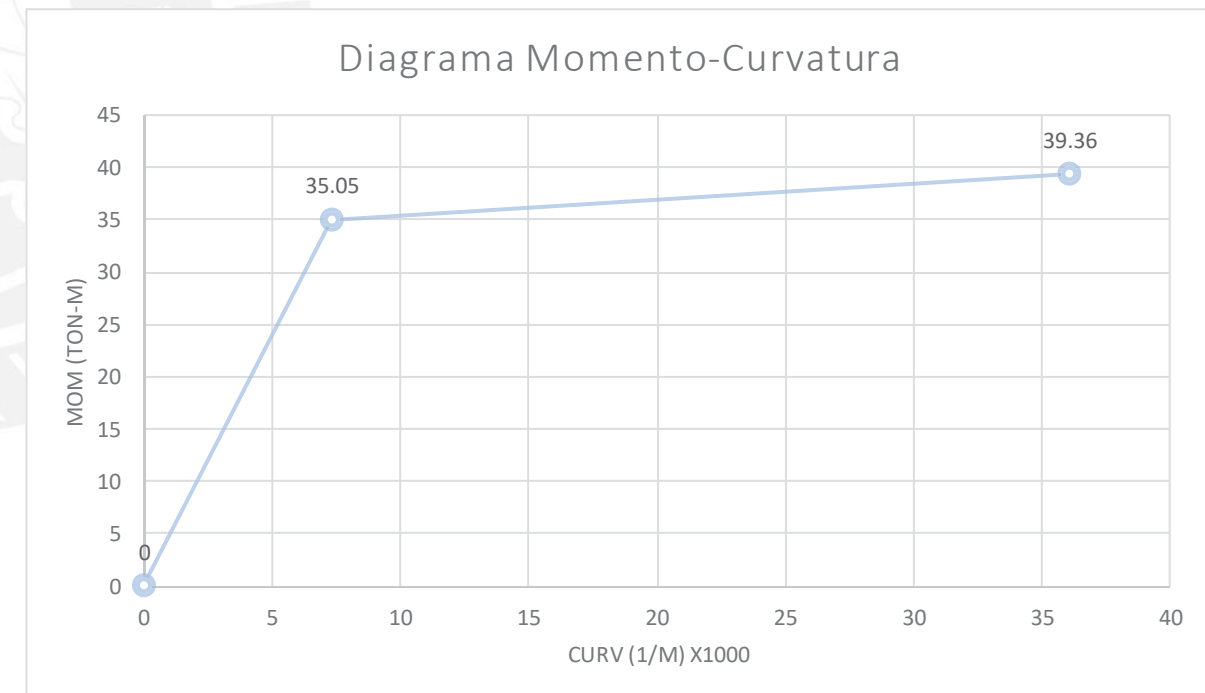
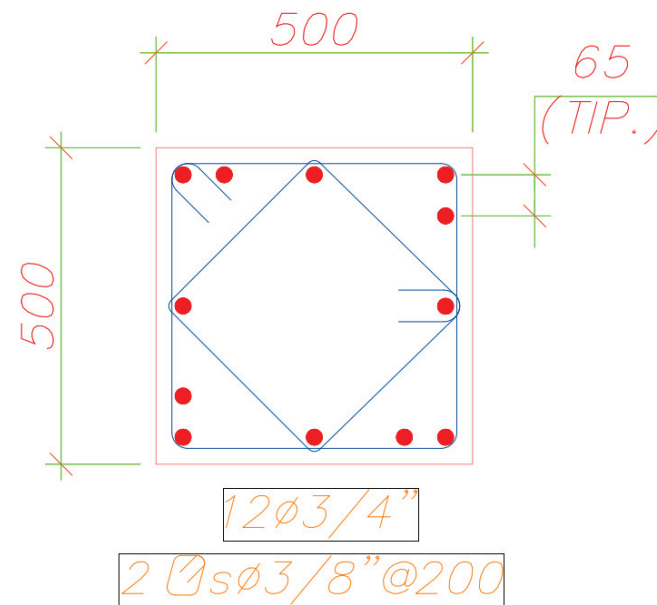
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	17.1455566		
ec	0.00124784		
k1	0.49416067	F1 (kg)	-27170.89
es1	-0.0010	F2 (kg)	6493.82
es2	0.0006	F3 (kg)	59640.00
es3	0.0021	F4 (kg)	0.00
es4	-0.0012	F5 (kg)	0.00
es5	-0.0012	F6 (kg)	0.00
es6	0.0021	P (kg)	50000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1913.44	Cc (kg)	88962.93
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	1143.28	K2	0.355215267
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2495.68	Momento (kg-cm)	3505285.393
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2495.68	Momento (ton-m)	35.05285393
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	7.277908549

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	39.357
Curvatura (1/m) x1000	36.016

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
7.278	35.05
36.016	39.36

Curvatura Inelástica	28.74
Ocupación Inmediata	8.62
Resguardo de la vida	17.24
Prevención del Colapso	22.99

Ductilidad de Curvatura	
4.95	



### Columna C - P = 100 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	50
Profundidad (cm)	50
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	25
Peralte 3era Capa (cm)	46
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	0
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	14.2
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	14.2
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	34.08

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

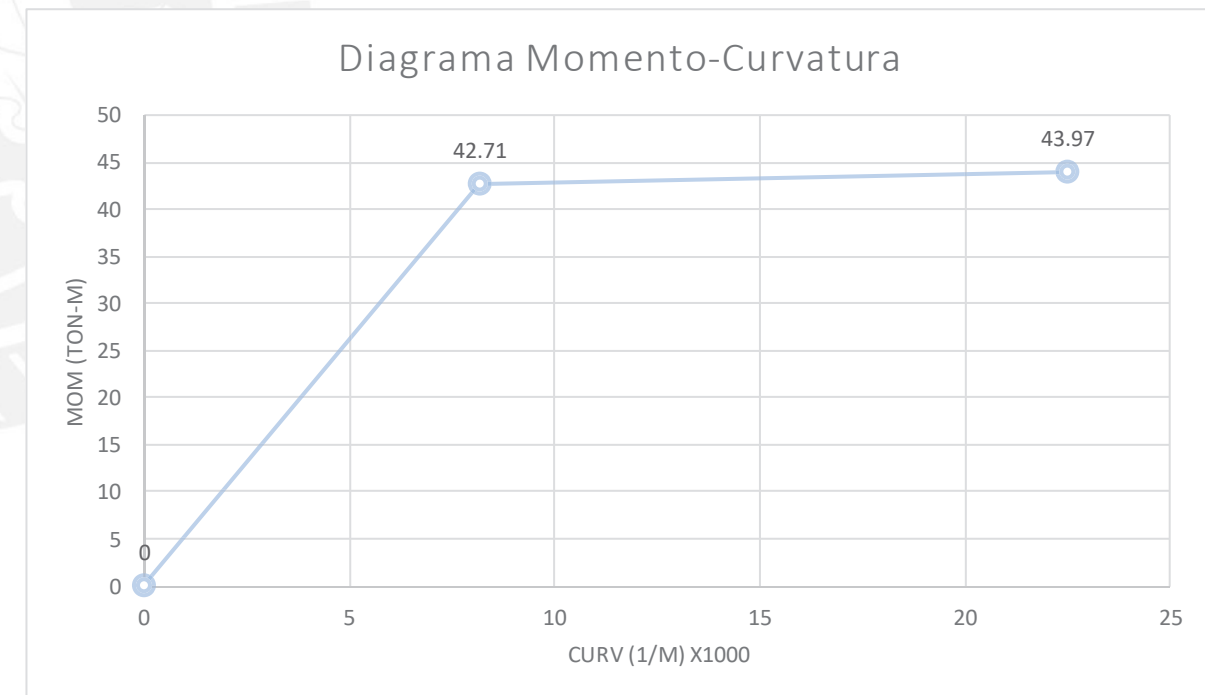
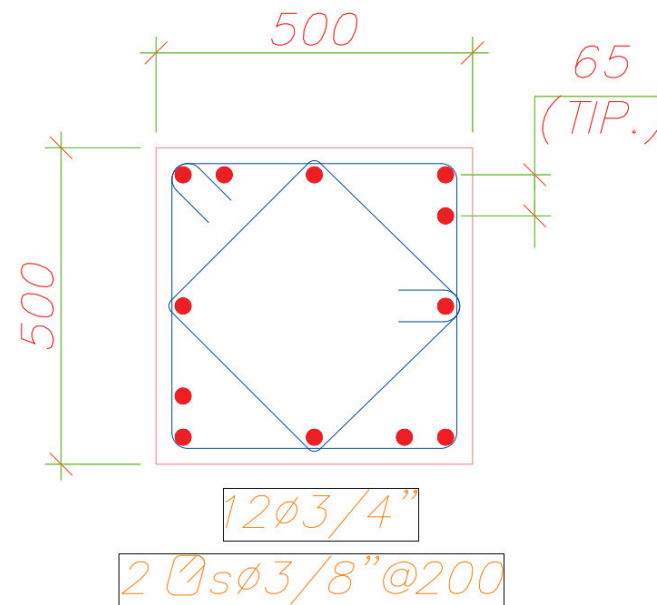
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	20.202576		
ec	0.00164456		
k1	0.59689852	F1 (kg)	-37458.07
es1	-0.0013	F2 (kg)	4436.39
es2	0.0004	F3 (kg)	59640.00
es3	0.0021	F4 (kg)	0.00
es4	-0.0016	F5 (kg)	0.00
es5	-0.0016	F6 (kg)	0.00
es6	0.0021	P (kg)	100000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2637.89	Cc (kg)	126618.32
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	781.05	K2	0.364798962
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3289.12	Momento (kg-cm)	4271355.736
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3289.12	Momento (ton-m)	42.71355736
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	8.14034765

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	43.972
Curvatura (1/m) x1000	22.459

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
8.140	42.71
22.459	43.97

Curvatura Inelástica	14.32
Ocupación Inmediata	4.30
Resguardo de la vida	8.59
Prevención del Colapso	11.45

Ductilidad de Curvatura
2.76



### Columna C - P = 150 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	50
Profundidad (cm)	50
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	25
Peralte 3era Capa (cm)	46
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	0
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	14.2
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	14.2
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	34.08

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004

Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

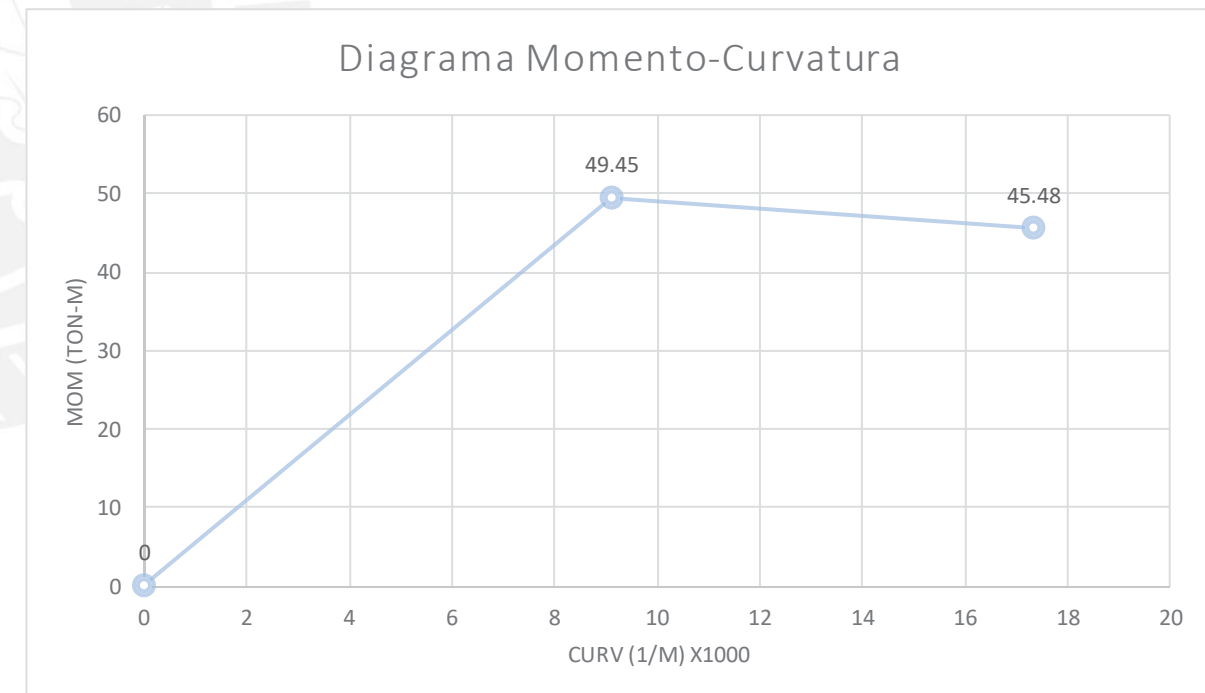
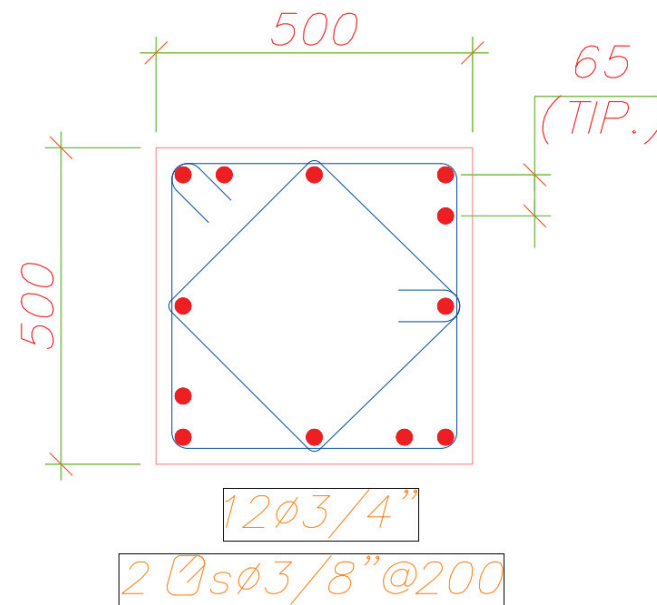
Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	22.8777452		
ec	0.00207779		
k1	0.67912789	F1 (kg)	-48692.00
es1	-0.0017	F2 (kg)	2189.60
es2	0.0002	F3 (kg)	59640.00
es3	0.0021	F4 (kg)	0.00
es4	-0.0021	F5 (kg)	0.00
es5	-0.0021	F6 (kg)	0.00
es6	0.0021	P (kg)	150000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3429.01	Cc (kg)	163137.61
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	385.49	K2	0.377479256
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4155.59	Momento (kg-cm)	4944576.198
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4155.59	Momento (ton-m)	49.44576198
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	9.082159223

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	45.479
Curvatura (1/m) x1000	17.301

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
9.082	49.45
17.301	45.48

Curvatura Inelástica	8.22
Ocupación Inmediata	2.47
Resguardo de la vida	4.93
Prevención del Colapso	6.58

Ductilidad de Curvatura
1.90



### Columna C - P = 200 Tn

Características de la sección	
Ancho (cm)	50
Profundidad (cm)	50
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	25
Peralte 3era Capa (cm)	46
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	0
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	14.2
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	14.2
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	34.08

Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

Momento y Curvatura de Fluencia			
c (cm) a iterar	25.6533219		
ec	0.0026477		
k1	0.73965728	F1 (kg)	-59640.00
es1	-0.0022	F2 (kg)	-766.00
es2	-0.0001	F3 (kg)	59640.00
es3	0.0021	F4 (kg)	0.00
es4	-0.0026	F5 (kg)	0.00
es5	-0.0026	F6 (kg)	0.00
es6	0.0021	P (kg)	200000.00
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00	Cc (kg)	199234.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-134.86	K2	0.399151496
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Sumatoria de Fuerzas (kg)	0.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00	Momento (kg-cm)	5445661.082
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00	Momento (ton-m)	54.45661082
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	Curvatura (1/m) x1000	10.3210951

Momento y Curvatura Nominales	
M(ton-m)	44.897
Curvatura (1/m) x1000	13.74

Curvatura (1/m) x1000	M(ton-m)
0	0
10.321	54.46
13.740	44.90

Curvatura Inelástica	3.42
Ocupación Inmediata	1.03
Resguardo de la vida	2.05
Prevención del Colapso	2.74

Ductilidad de Curvatura	
1.33	

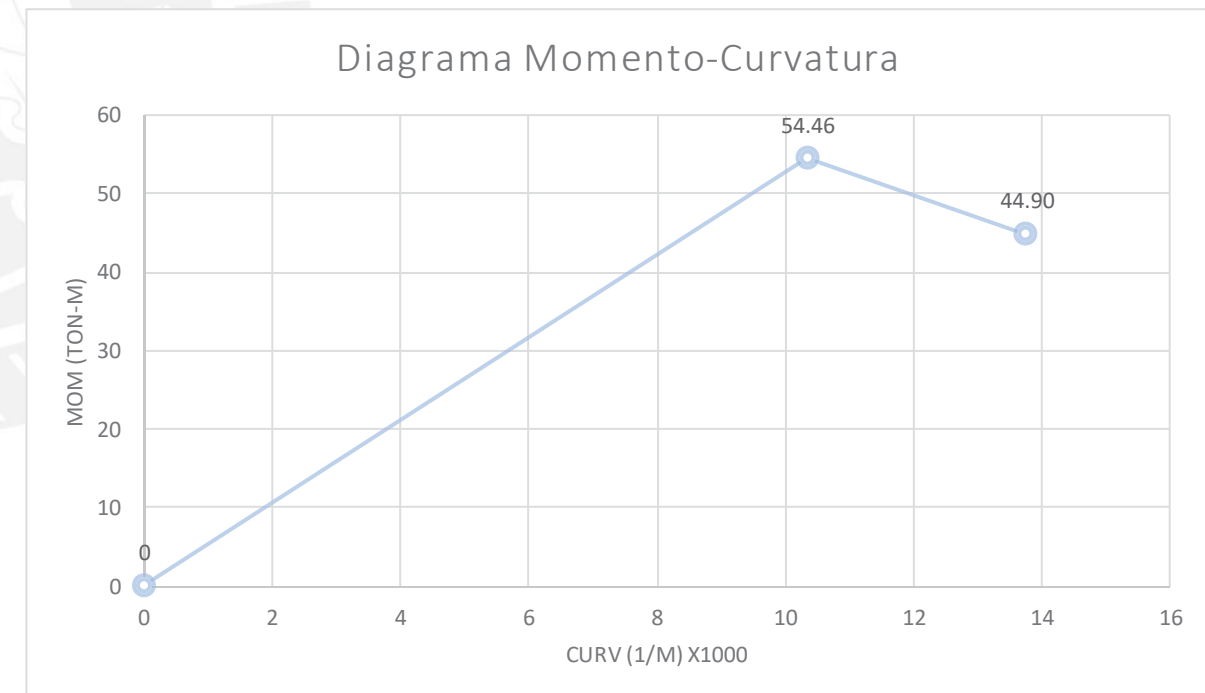
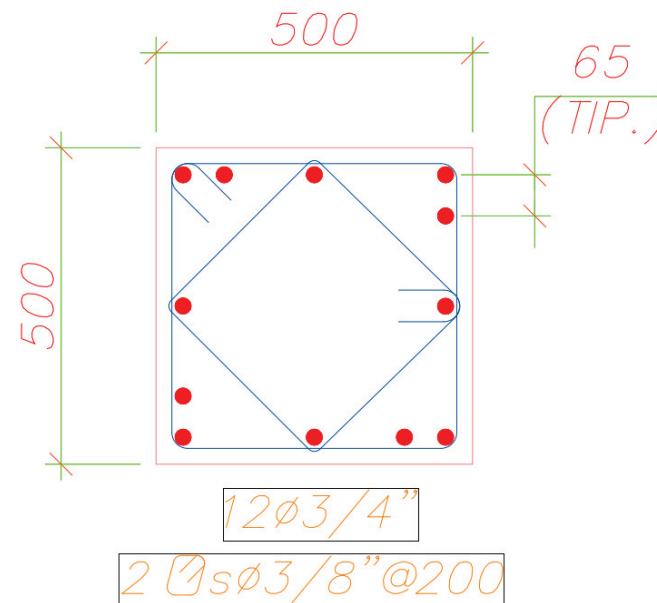


Diagrama de Interacción Columna C

Datos de Entrada	
Características de la sección	
Ancho (cm)	50
Profundidad (cm)	50
Peralte 1era Capa (cm)	4
Peralte 2da Capa (cm)	25
Peralte 3era Capa (cm)	46
Peralte 4ta Capa (cm)	0
Peralte 5ta Capa (cm)	0
Peralte 6ta Capa (cm)	0
Cantidad de Acero Capa 1 (cm <sup>2</sup> )	14.2
Cantidad de Acero Capa 2 (cm <sup>2</sup> )	5.68
Cantidad de Acero Capa 3 (cm <sup>2</sup> )	14.2
Cantidad de Acero Capa 4 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 5 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad de Acero Capa 6 (cm <sup>2</sup> )	0
Cantidad Total de Acero (cm <sup>2</sup> )	34.08
Modelo del Concreto	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Z	400
e0	0.002
e50	0.00325
e20	0.004
Modelo del Acero	
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
fu (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
ey	0.0021
emax	0.2

Falla Balanceada	
Compatibilidad	
c (cm)	30.16
es1	-0.0035
es2	-0.0007
es3	0.0021
es4	-0.0040
es5	-0.0040
es6	0.0021
Relaciones Constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-1369.57
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
F1 (kg)	-59640.00
F2 (kg)	-7779.13
F3 (kg)	59640.00
F4 (kg)	0.00
F5 (kg)	0.00
F6 (kg)	0.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	200590.16
Equilibrio	
Pb (kg)	208369.29
Pb (ton)	208.37
Mb (kg-cm)	4454533.32
Mb (ton-m)	44.5453332

3er Punto: Flexión Pura	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	6.307
es1	-0.0015
es2	0.0119
es3	0.0252
es4	-0.0040
es5	-0.0040
es6	-0.0040
Relaciones Constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-2926.27
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
F1 (kg)	-41553.07
F2 (kg)	23856.00
F3 (kg)	59640.00
F4 (kg)	0.00
F5 (kg)	0.00
F6 (kg)	0.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	41941.55
Equilibrio	
Suma de Fuerzas (kg)	1.38
P (kg)	0
M (kg-cm)	3039590.2
M(ton-m)	30.395902
Curvatura (1/m) x1000	63.4215951

Puntos Complementarios	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	42.3409333
es1	-0.0036
es2	-0.0016
es3	0.0003
es4	-0.0040
es5	-0.0040
es6	-0.0040
Relaciones constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	-3276.44
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	691.35
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
F1 (kg)	-59640.00
F2 (kg)	-18610.17
F3 (kg)	9817.21
F4 (kg)	0.00
F5 (kg)	0.00
F6 (kg)	0.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	281567.21
Equilibrio	
P (ton) a escoger	350
P (kg) calculado	350000.16
P (ton)	350.000164
M (kg-cm)	2458439.47
M (ton-m)	24.5843947

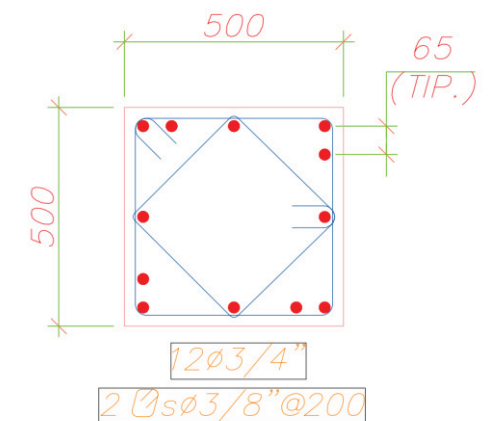
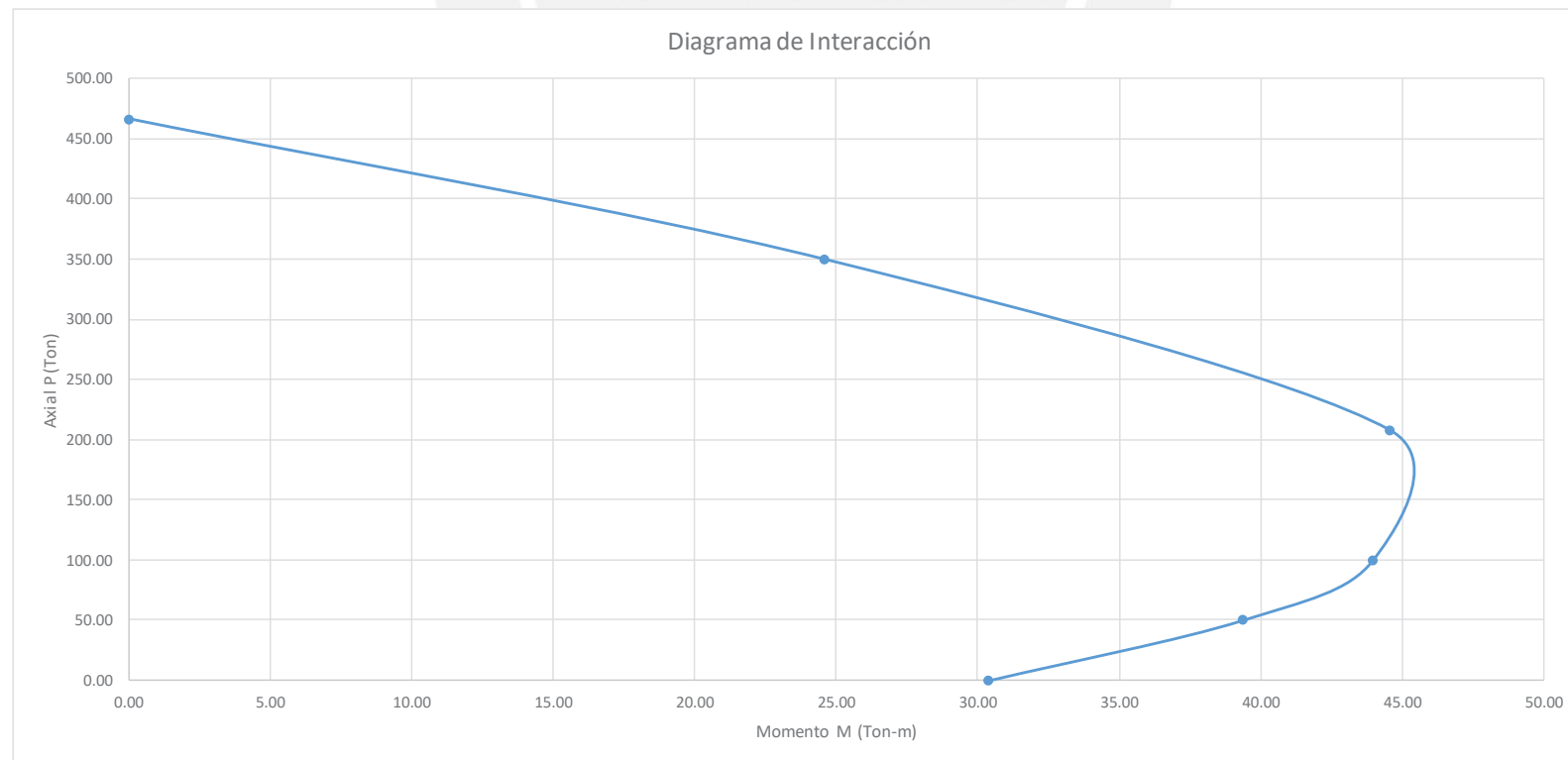
Puntos Complementarios	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	11.1061654
es1	-0.0026
es2	0.0050
es3	0.0126
es4	-0.0040
es5	-0.0040
es6	-0.0040
Relaciones constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
F1 (kg)	-59640.00
F2 (kg)	23856.00
F3 (kg)	59640.00
F4 (kg)	0.00
F5 (kg)	0.00
F6 (kg)	0.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	73856.00
Equilibrio	
P (ton) a escoger	50
P (kg) calculado	50000.00
P (ton)	50
M (kg-cm)	3935755.1
M (ton-m)	39.357551
Curvatura (1/m) x	36.0160312

Puntos Complementarios	
Compatibilidad	
c (cm) (a iterar)	17.81
es1	-0.0031
es2	0.0016
es3	0.0063
es4	-0.0040
es5	-0.0040
es6	-0.0040
Relaciones constitutivas	
fs1 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	3229.65
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs5 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
fs6 (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200.00
F1 (kg)	-59640.00
F2 (kg)	18344.39
F3 (kg)	59640.00
F4 (kg)	0.00
F5 (kg)	0.00
F6 (kg)	0.00
k1	0.63333
k2	0.50658
Cc (kg)	118436.50
Equilibrio	
P (ton) a escoger	100
P (kg) calculado	100092.11
P (ton)	100.0921092
M (kg-cm)	4397238.138
M (ton-m)	43.97238138
Curvatura (1/m) x	22.45929253

Puntos Notables	
1er Punto: Compresión Pura	
Po (ton)	583.30
M (ton-m)	0

Carga Axial (ton)	Momento Flector (ton-m)
466.64	0.00
350.00	24.58
208.37	44.55
100.09	43.97
50.00	39.36
0.00	30.40

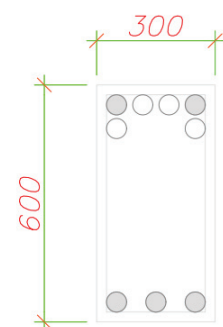
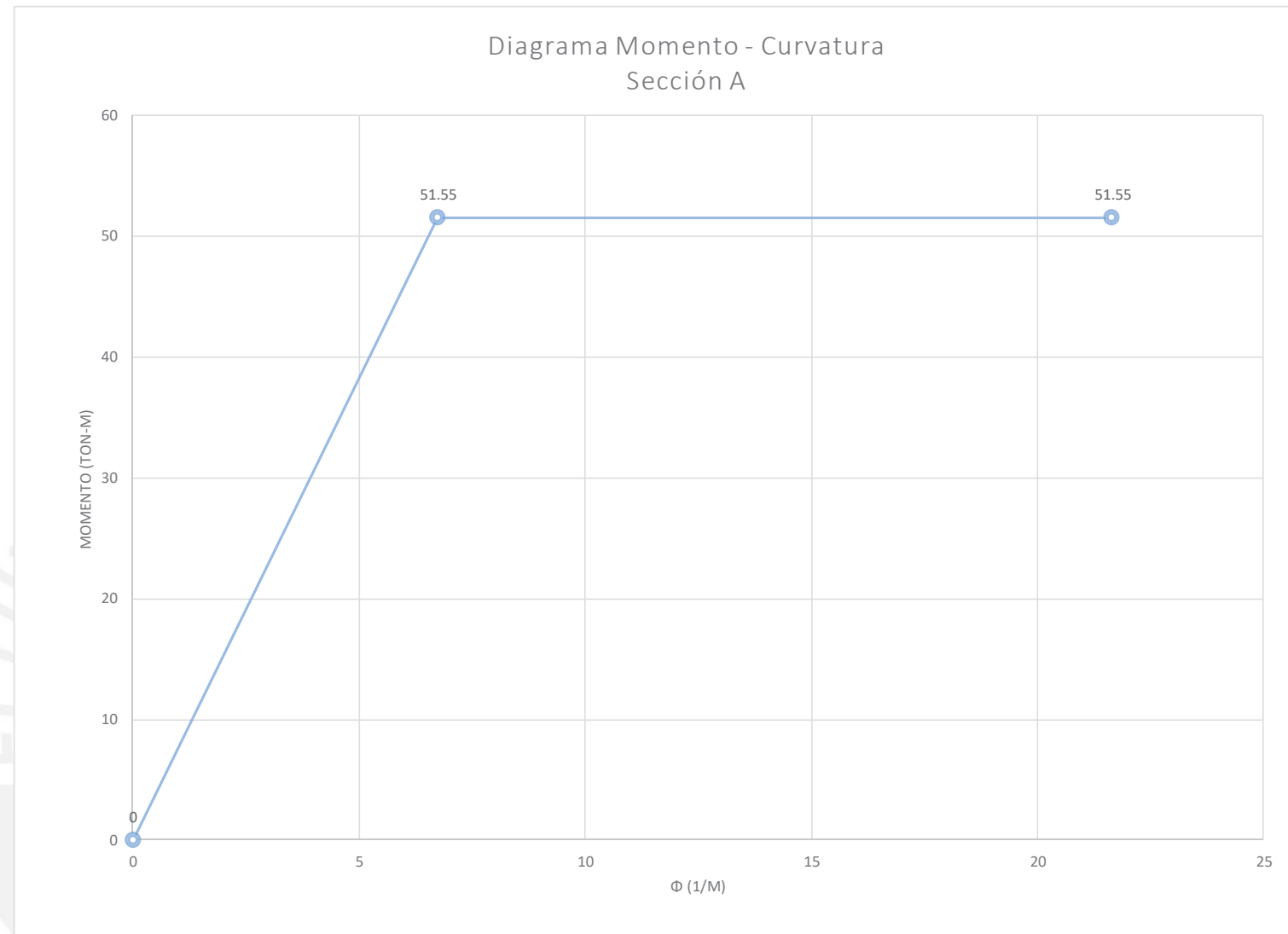
Límite de la norma	
P	M
466.642176	0
466.642176	11.5





Sección A		Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
Cálculo de Mn y $\phi_{max}$		Cálculo de My y $\phi_y$	
b (cm)	30	b (cm)	30
d (cm)	55	d (cm)	55
d4 (cm)	0	d4 (cm)	0
d3 (cm)	0	d3 (cm)	0
d2 (cm)	0	d2 (cm)	0
d' (cm)	5	d' (cm)	5
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
es4	0	es4	0
es3	0	es3	0
es2	0	es2	0
$\epsilon's$	-0.002917995	$\epsilon's$	-0.00126474
$\epsilon_0$	0.002	$\epsilon_0$	0.002
$\epsilon_{50}$	0.00325	$\epsilon_{50}$	0.00325
$\epsilon_{20}$	0.004	$\epsilon_{cu}$	0.004
Z	400	Z	400
As (cm <sup>2</sup> )	26.08	As (cm <sup>2</sup> )	26.08
As4 (cm <sup>2</sup> )	0	As4 (cm <sup>2</sup> )	0
As3 (cm <sup>2</sup> )	0	As3 (cm <sup>2</sup> )	0
As2 (cm <sup>2</sup> )	0	As2 (cm <sup>2</sup> )	0
A's (cm <sup>2</sup> )	8.52	A's (cm <sup>2</sup> )	8.52
k1	0.633333333	$\epsilon_y$	0.0021
k2	0.506578947	$\epsilon_c$	0.00160121
Cc (kg)	-73752	k1	0.58694889
f's (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200	f's	-2529.47282
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
F4 (kg)	0	F4 (kg)	0
F3 (kg)	0	F3 (kg)	0
F2 (kg)	0	F2 (kg)	0
C1 (kg)	-35784	C1 (kg)	-21551.1084
T (kg)	109536	k2	0.363667624
Diferencia (kg)	-1.45519E-11	Cc (kg)	-87984.8908
c (cm)	-	T (kg)	109536
c (cm)	18.48421053	Diferencia (k)	0.000794339
$\phi_{max}$ (1/cm)	0.000216401	c (cm)	23.79398942
$\mu\phi$	3.21571863	$\phi_y$ (1/cm)	6.72947E-05
Mn (kg-cm)	5154967.519	My (kg-cm)	5155382.084

Tramo Parabólico



4 $\phi$ 1" + 5 $\phi$ 3/4"

A

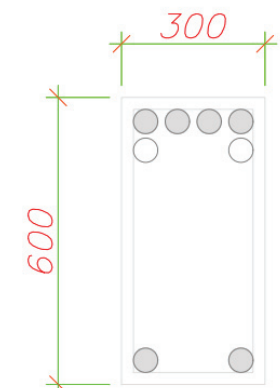
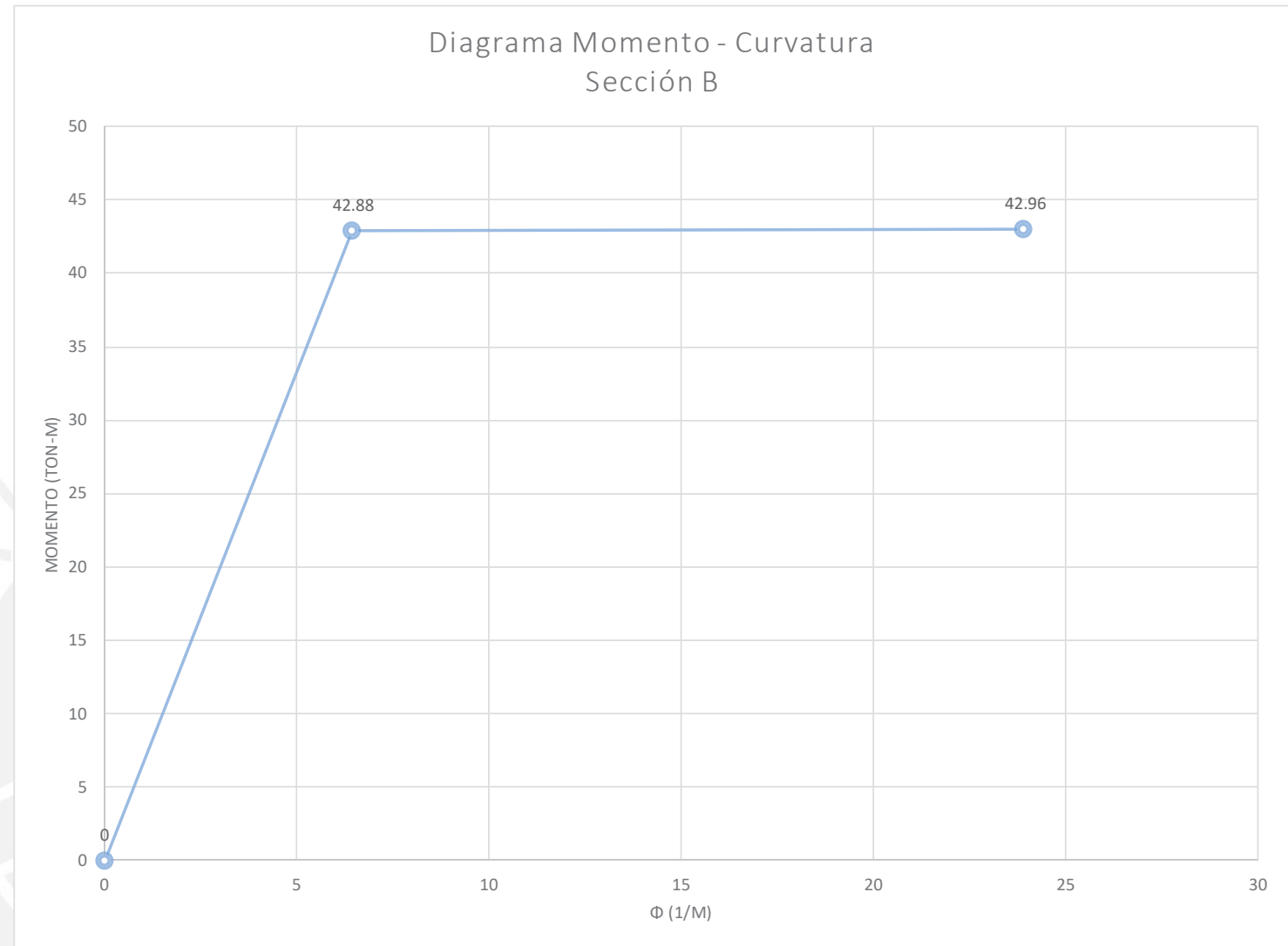
$\phi$ (1/m)	M (ton-m)
0	0
6.73	51.55
21.64	51.55

Ductilidad de Curvatura	Sobrerresistencia
3.216	1.000
Curvatura Inelástica	14.91
Ocupación Inmediata	4.473
Resguardo de la Vida	8.946
Prevención del Colapso	11.928



Sección B		Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
Cálculo de Mn y φ <sub>max</sub>		Cálculo de My y φ <sub>y</sub>	
b (cm)	30	b (cm)	30
d (cm)	55	d (cm)	55
d4 (cm)	0	d4 (cm)	0
d3 (cm)	0	d3 (cm)	0
d2 (cm)	0	d2 (cm)	0
d' (cm)	5	d' (cm)	5
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
ε <sub>s4</sub>	0	ε <sub>s4</sub>	0
ε <sub>s3</sub>	0	ε <sub>s3</sub>	0
ε <sub>s2</sub>	0	ε <sub>s2</sub>	0
ε' <sub>s</sub>	-0.002803526	ε' <sub>s</sub>	-0.00112652
ε <sub>0</sub>	0.002	ε <sub>0</sub>	0.002
ε <sub>50</sub>	0.00325	ε <sub>50</sub>	0.00325
ε <sub>20</sub>	0.004	ε <sub>cu</sub>	0.004
Z	400	Z	400
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	21.56	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	21.56
A <sub>s4</sub> (cm <sup>2</sup> )	0	A <sub>s4</sub> (cm <sup>2</sup> )	0
A <sub>s3</sub> (cm <sup>2</sup> )	0	A <sub>s3</sub> (cm <sup>2</sup> )	0
A <sub>s2</sub> (cm <sup>2</sup> )	0	A <sub>s2</sub> (cm <sup>2</sup> )	0
A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.68	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.68
k <sub>1</sub>	0.633333333	ε <sub>y</sub>	0.0021
k <sub>2</sub>	0.506578947	ε <sub>c</sub>	0.00144918
C <sub>c</sub> (kg)	-66696	k <sub>1</sub>	0.54957865
f' <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200	f' <sub>s</sub>	-2253.04662
f <sub>s4</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	0	f <sub>s4</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	0
f <sub>s3</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	0	f <sub>s3</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	0
f <sub>s2</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	0	f <sub>s2</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	0
F <sub>4</sub> (kg)	0	F <sub>4</sub> (kg)	0
F <sub>3</sub> (kg)	0	F <sub>3</sub> (kg)	0
F <sub>2</sub> (kg)	0	F <sub>2</sub> (kg)	0
C <sub>1</sub> (kg)	-23856	C <sub>1</sub> (kg)	-12797.3048
T (kg)	90552	k <sub>2</sub>	0.3598702
Diferencia (kg)	0	C <sub>c</sub> (kg)	-77754.6958
c (cm)	-	T (kg)	90552
c (cm)	16.71578947	Diferencia (kg)	-0.00061321
φ <sub>max</sub> (1/cm)	0.000239295	c (cm)	22.4572319
μφ	3.708243939	φ <sub>y</sub> (1/cm)	6.453E-05
M <sub>n</sub> (kg-cm)	4296307.14	My (kg-cm)	4287984.24

Tramo Parabólico



2Ø1'' + 6Ø3/4''

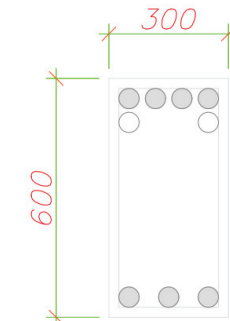
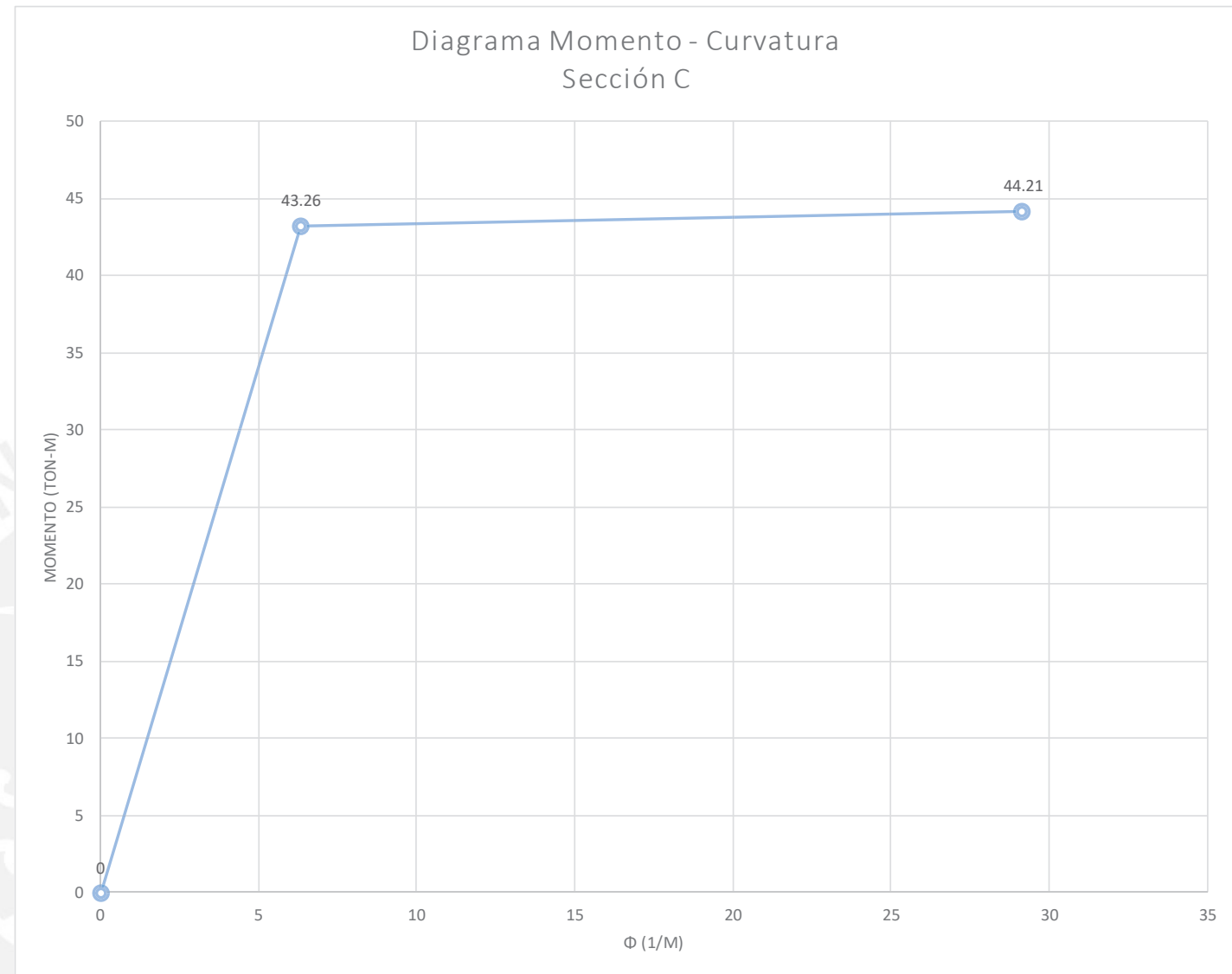
B

φ (1/m)	M (ton-m)
0	0
6.45	42.88
23.93	42.96

Ductilidad de Curvatura	Sobrerresistencia
3.708	1.002
Curvatura Inelástica	17.48
Ocupación Inmediata	5.243
Resguardo de la Vida	10.486
Prevención del Colapso	13.981

Sección C		Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
Cálculo de Mn y $\phi_{max}$		Cálculo de My y $\phi_y$	
b (cm)	30	b (cm)	30
d (cm)	55	d (cm)	55
d4 (cm)	0	d4 (cm)	0
d3 (cm)	0	d3 (cm)	0
d2 (cm)	0	d2 (cm)	0
d' (cm)	5	d' (cm)	5
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
es4	0	es4	0
es3	0	es3	0
es2	0	es2	0
e's	-0.002542945	e's	-0.00105745
e0	0.002	e0	0.002
e50	0.00325	e50	0.00325
e20	0.004	ecu	0.004
Z	400	Z	400
As (cm <sup>2</sup> )	21.56	As (cm <sup>2</sup> )	21.56
As4 (cm <sup>2</sup> )	0	As4 (cm <sup>2</sup> )	0
As3 (cm <sup>2</sup> )	0	As3 (cm <sup>2</sup> )	0
As2 (cm <sup>2</sup> )	0	As2 (cm <sup>2</sup> )	0
A's (cm <sup>2</sup> )	8.52	A's (cm <sup>2</sup> )	8.52
k1	0.633333333	ey	0.0021
k2	0.506578947	ec	0.00137319
Cc (kg)	-54768	k1	0.52945745
f's (kg/cm <sup>2</sup> )	-4200	f's	-2114.89103
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
F4 (kg)	0	F4 (kg)	0
F3 (kg)	0	F3 (kg)	0
F2 (kg)	0	F2 (kg)	0
C1 (kg)	-35784	C1 (kg)	-18018.8716
T (kg)	90552	k2	0.35806582
Diferencia (kg)	0	Cc (kg)	-72533.1283
c (cm)	-	T (kg)	90552
c (cm)	13.72631579	Diferencia (k	6.7978E-05
$\phi_{max}$ (1/cm)	0.000291411	c (cm)	21.7452694
$\mu\phi$	4.614664631	$\phi_y$ (1/cm)	6.3149E-05
Mn (kg-cm)	4420612.76	My (kg-cm)	4325505.47

Tramo Parabólico



2 $\phi$ 1" + 7 $\phi$ 3/4"

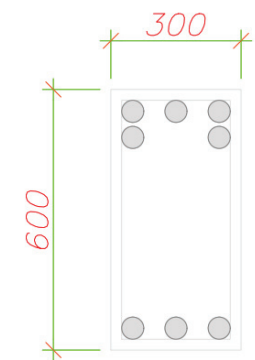
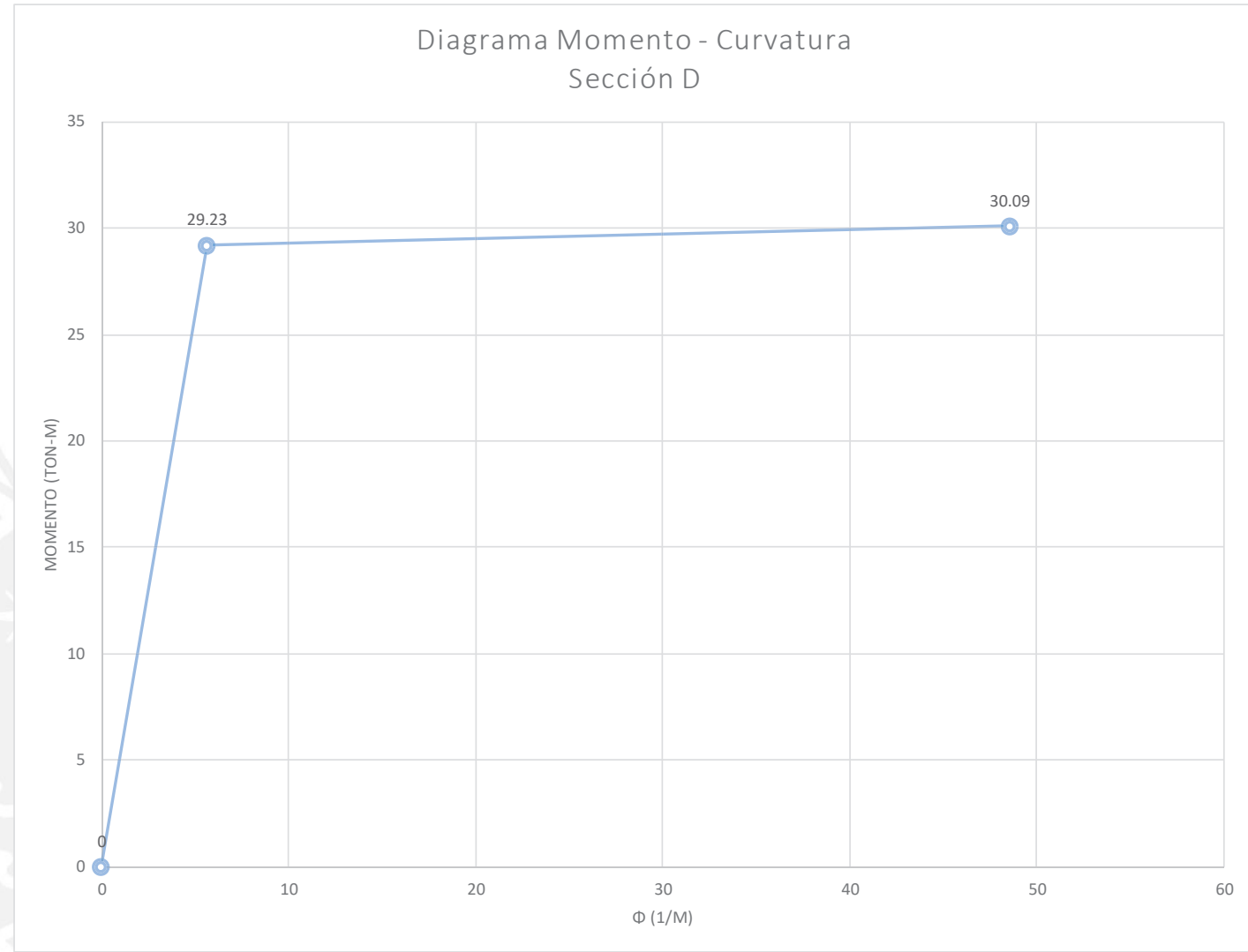
C

$\phi$ (1/m)	M (ton-m)
0	0
6.31	43.26
29.14	44.21

Ductilidad de Curvatura	Sobrerresistencia
4.615	1.022
Curvatura Inelástica	22.83
Ocupación Inmediata	6.848
Resguardo de la Vida	13.696
Prevención del Colapso	18.261

Sección D		Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
Cálculo de Mn y $\phi_{max}$		Cálculo de My y $\phi_y$	
b (cm)	30	b (cm)	30
d (cm)	55	d (cm)	55
d4 (cm)	0	d4 (cm)	0
d3 (cm)	0	d3 (cm)	0
d2 (cm)	0	d2 (cm)	0
d' (cm)	5	d' (cm)	5
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
es4	0	es4	0
es3	0	es3	0
es2	0	es2	0
e's	-0.001571561	e's	-0.00072712
e0	0.002	e0	0.002
e50	0.00325	e50	0.00325
e20	0.004	ecu	0.004
Z	400	Z	400
As (cm <sup>2</sup> )	14.2	As (cm <sup>2</sup> )	14.2
As4 (cm <sup>2</sup> )	0	As4 (cm <sup>2</sup> )	0
As3 (cm <sup>2</sup> )	0	As3 (cm <sup>2</sup> )	0
As2 (cm <sup>2</sup> )	0	As2 (cm <sup>2</sup> )	0
A's (cm <sup>2</sup> )	8.52	A's (cm <sup>2</sup> )	8.52
k1	0.633333333	ey	0.0021
k2	0.506578947	ec	0.001009835
Cc (kg)	-32860.60883	k1	0.419936875
f's (kg/cm <sup>2</sup> )	-3143.121029	f's	-1454.2451
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
F4 (kg)	0	F4 (kg)	0
F3 (kg)	0	F3 (kg)	0
F2 (kg)	0	F2 (kg)	0
C1 (kg)	-26779.39117	C1 (kg)	-12390.1683
T (kg)	59640	k2	0.350197084
Diferencia (kg)	1.65892E-09	Cc (kg)	-47249.8318
c (cm)	-	T (kg)	59640
c (cm)	8.235741562	Diferencia (k)	-5.6054E-05
$\phi_{max}$ (1/cm)	0.000485688	c (cm)	17.85976356
$\mu\phi$	8.589792064	$\phi_y$ (1/cm)	5.65425E-05
Mn (kg-cm)	3009206.833	My (kg-cm)	2922728.057

Tramo Parabólico



8 $\phi$ 3/4"

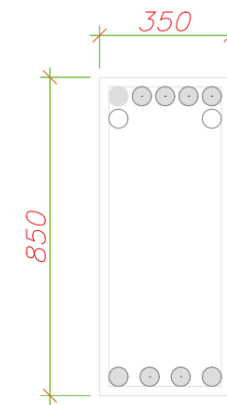
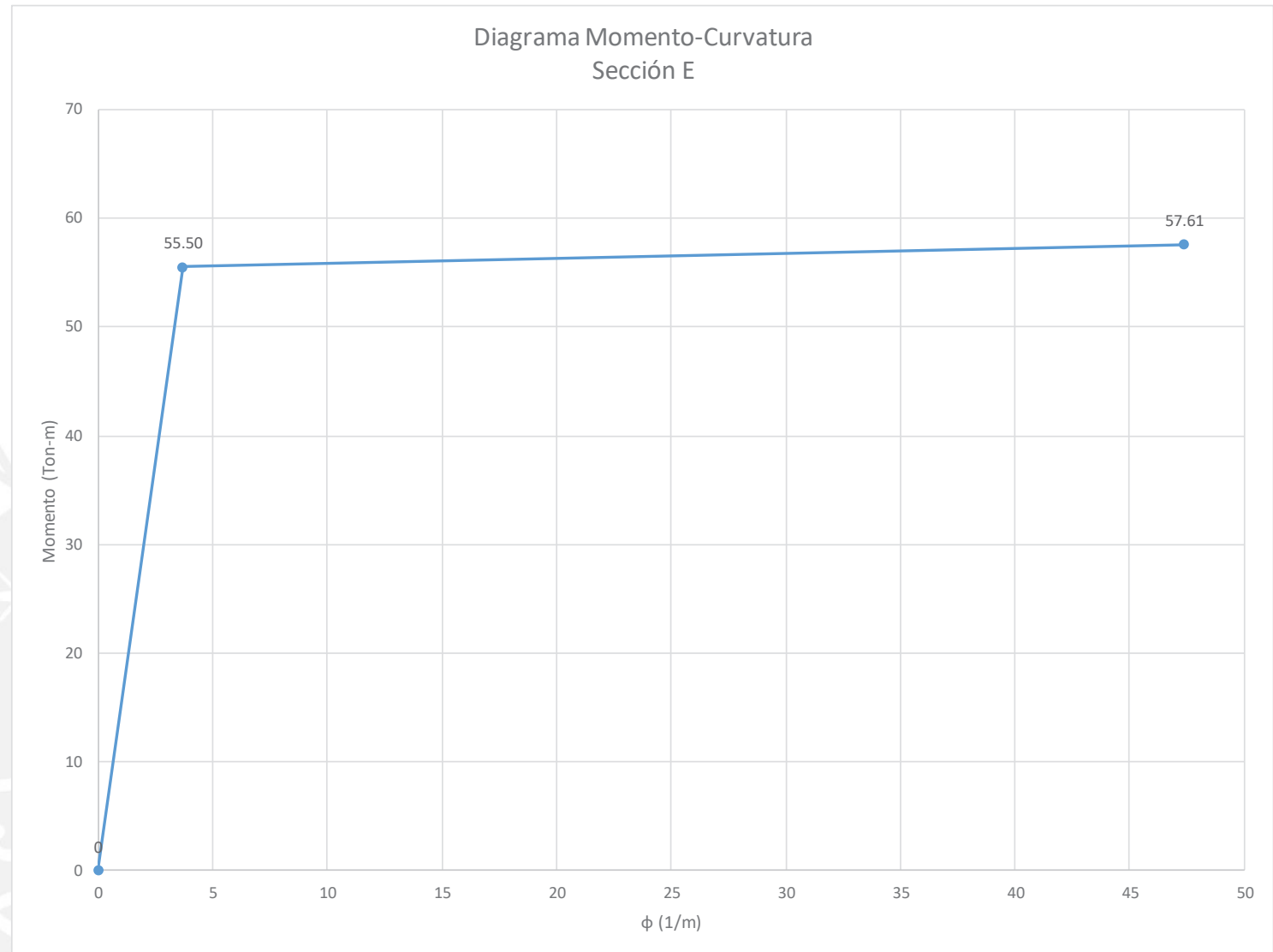


$\phi$ (1/m)	M (ton-m)
0	0
5.65	29.23
48.57	30.09

Ductilidad de Curvatura	Sobrerresistencia
8.590	1.030
Curvatura Inelástica	42.91
Ocupación Inmediata	12.874
Resguardo de la Vida	25.749
Prevención del Colapso	34.332

Sección E		Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
Cálculo de Mn y φmax		Cálculo de My y φy	
b (cm)	35	b (cm)	35
d (cm)	80	d (cm)	80
d4 (cm)	0	d4 (cm)	0
d3 (cm)	0	d3 (cm)	0
d2 (cm)	0	d2 (cm)	0
d' (cm)	5	d' (cm)	5
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
es4	0	es4	0
es3	0	es3	0
es2	0	es2	0
ε's	-0.001633146	ε's	-0.00066221
ε0	0.002	ε0	0.002
ε50	0.00325	ε50	0.00325
ε20	0.004	εcu	0.004
Z	400	Z	400
As (cm <sup>2</sup> )	18.2	As (cm <sup>2</sup> )	18.2
As4 (cm <sup>2</sup> )	0	As4 (cm <sup>2</sup> )	0
As3 (cm <sup>2</sup> )	0	As3 (cm <sup>2</sup> )	0
As2 (cm <sup>2</sup> )	0	As2 (cm <sup>2</sup> )	0
A's (cm <sup>2</sup> )	11.36	A's (cm <sup>2</sup> )	11.36
k1	0.633333333	ey	0.0021
k2	0.506578947	εc	0.000846355
Cc (kg)	-39334.9181	k1	0.363484363
f's (kg/cm <sup>2</sup> )	-3266.292419	f's	-1324.41525
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
F4 (kg)	0	F4 (kg)	0
F3 (kg)	0	F3 (kg)	0
F2 (kg)	0	F2 (kg)	0
C1 (kg)	-37105.08188	C1 (kg)	-15045.3572
T (kg)	76440	k2	0.347018708
Diferencia (kg)	1.31504E-05	Cc (kg)	-61394.6427
c (cm)	-	T (kg)	76440
c (cm)	8.450036112	Diferencia (k	8.82323E-05
φmax (1/cm)	0.000473371	c (cm)	22.98039054
μφ	12.85305512	φy (1/cm)	3.68294E-05
Mn (kg-cm)	5761297.131	My (kg-cm)	5550373.934

Tramo Parabólico



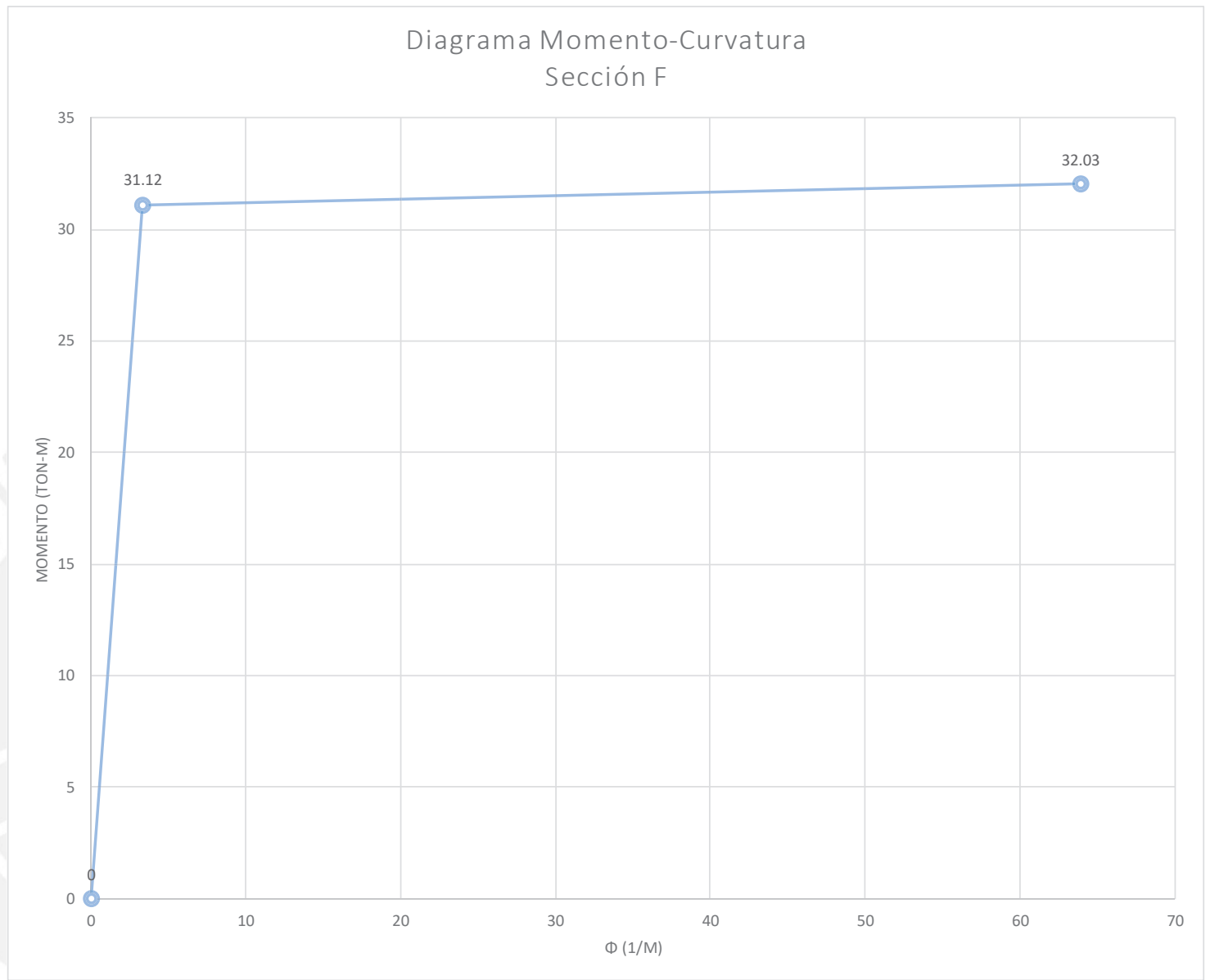
9φ3/4'' + 2φ5/8''

E

φ (1/m)	M (ton-m)
0	0
3.68	55.50
47.34	57.61

Ductilidad de Curvatura	Sobrerresistencia
12.853	1.038
Curvatura Inelástica	43.65
Ocupación Inmediata	13.096
Resguardo de la Vida	26.192
Prevención del Colapso	34.923

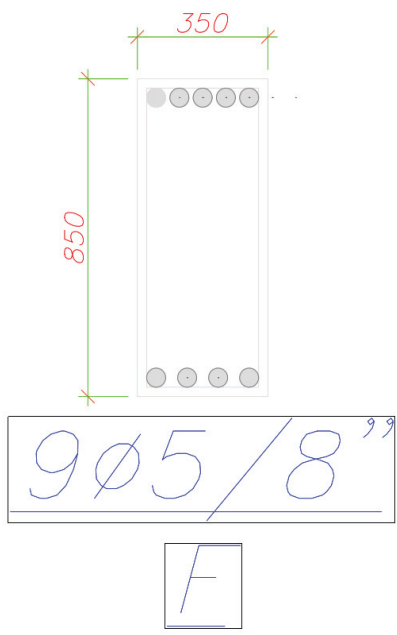
Sección F		Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
Cálculo de Mn y φmax		Cálculo de My y φy	
b (cm)	35	b (cm)	35
d (cm)	80	d (cm)	80
d4 (cm)	0	d4 (cm)	0
d3 (cm)	0	d3 (cm)	0
d2 (cm)	0	d2 (cm)	0
d' (cm)	5	d' (cm)	5
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
es4	0	es4	0
es3	0	es3	0
es2	0	es2	0
ε's	-0.000804232	ε's	-0.00042976
ε0	0.002	ε0	0.002
ε50	0.00325	ε50	0.00325
ε20	0.004	ecu	0.004
Z	400	Z	400
As (cm <sup>2</sup> )	10	As (cm <sup>2</sup> )	10
As4 (cm <sup>2</sup> )	0	As4 (cm <sup>2</sup> )	0
As3 (cm <sup>2</sup> )	0	As3 (cm <sup>2</sup> )	0
As2 (cm <sup>2</sup> )	0	As2 (cm <sup>2</sup> )	0
A's (cm <sup>2</sup> )	8	A's (cm <sup>2</sup> )	8
k1	0.633333333	ey	0.0021
k2	0.506578947	ec	0.000598406
Cc (kg)	-29132.28158	k1	0.26936226
f's (kg/cm <sup>2</sup> )	-1608.464909	f's	-859.511587
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
F4 (kg)	0	F4 (kg)	0
F3 (kg)	0	F3 (kg)	0
F2 (kg)	0	F2 (kg)	0
C1 (kg)	-12867.71927	C1 (kg)	-6876.09269
T (kg)	42000	k2	0.342565272
Diferencia (kg)	-0.000854336	Cc (kg)	-35123.9072
c (cm)	-	T (kg)	42000
c (cm)	6.258277461	Diferencia (k)	0.000153136
φmax (1/cm)	0.000639154	c (cm)	17.74102606
μφ	18.94906746	φy (1/cm)	3.37301E-05
Mn (kg-cm)	3203302.993	My (kg-cm)	3112155.416



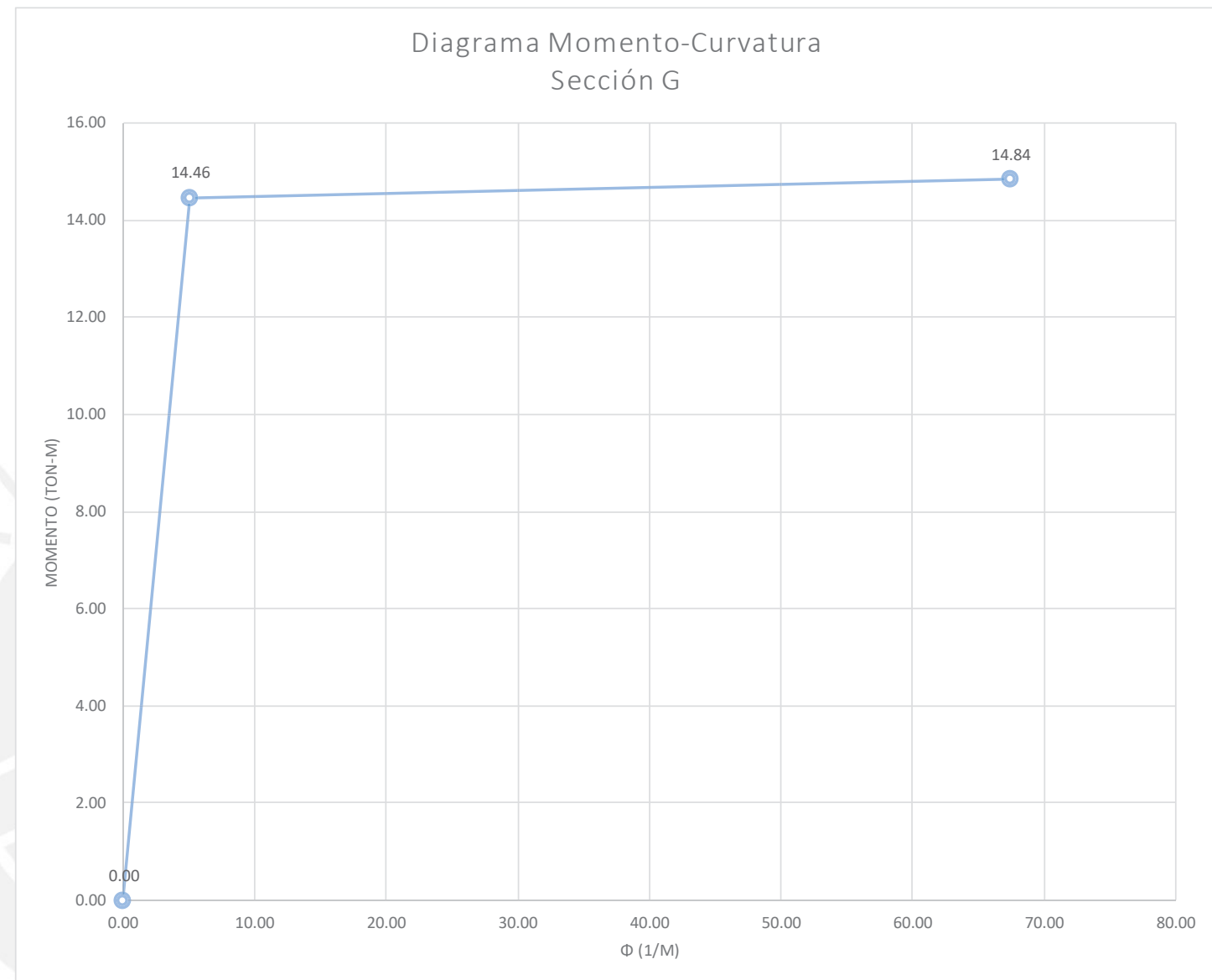
Tramo Parabólico

φ (1/m)	M (ton-m)
0	0
3.37	31.12
63.92	32.03

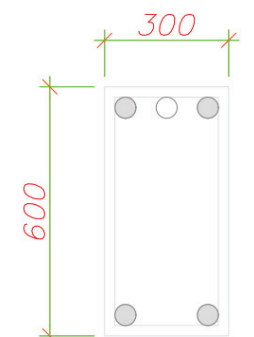
Ductilidad de Curvatura	Sobrerresistencia
18.949	1.029
Curvatura Inelástica	60.54
Ocupación Inmediata	18.163
Resguardo de la Vida	36.325
Prevención del Colapso	48.434



Sección G		Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
Cálculo de Mn y φ <sub>max</sub>		Cálculo de My y φ <sub>y</sub>	
b (cm)	30	b (cm)	30
d (cm)	55	d (cm)	55
d4 (cm)	0	d4 (cm)	0
d3 (cm)	0	d3 (cm)	0
d2 (cm)	0	d2 (cm)	0
d' (cm)	5	d' (cm)	5
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
es4	0	es4	0
es3	0	es3	0
es2	0	es2	0
ε's	-0.000630564	ε's	-0.00042407
ε0	0.002	ε0	0.002
ε50	0.00325	ε50	0.00325
ε20	0.004	εcu	0.004
Z	400	Z	400
As (cm <sup>2</sup> )	6.84	As (cm <sup>2</sup> )	6.84
As4 (cm <sup>2</sup> )	0	As4 (cm <sup>2</sup> )	0
As3 (cm <sup>2</sup> )	0	As3 (cm <sup>2</sup> )	0
As2 (cm <sup>2</sup> )	0	As2 (cm <sup>2</sup> )	0
A's (cm <sup>2</sup> )	4	A's (cm <sup>2</sup> )	4
k1	0.633333333	ε <sub>y</sub>	0.0021
k2	0.506578947	ε <sub>c</sub>	0.000676473
Cc (kg)	-23683.48838	k1	0.300101861
f's (kg/cm <sup>2</sup> )	-1261.127862	f's	-848.13275
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
F4 (kg)	0	F4 (kg)	0
F3 (kg)	0	F3 (kg)	0
F2 (kg)	0	F2 (kg)	0
C1 (kg)	-5044.511449	C1 (kg)	-3392.531
T (kg)	28728	k2	0.343922695
Diferencia (kg)	0.000166299	Cc (kg)	-25335.4689
c (cm)	-	T (kg)	28728
c (cm)	5.935711375	Diferencia (k)	6.82423E-05
φ <sub>max</sub> (1/cm)	0.000673887	c (cm)	13.40046005
μφ	13.34923718	φ <sub>y</sub> (1/cm)	5.04813E-05
Mn (kg-cm)	1483603.409	My (kg-cm)	1446313.204



Tramo Parabólico



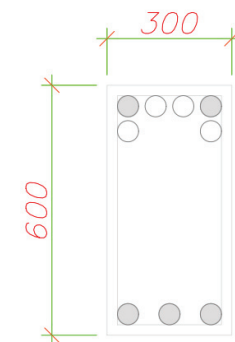
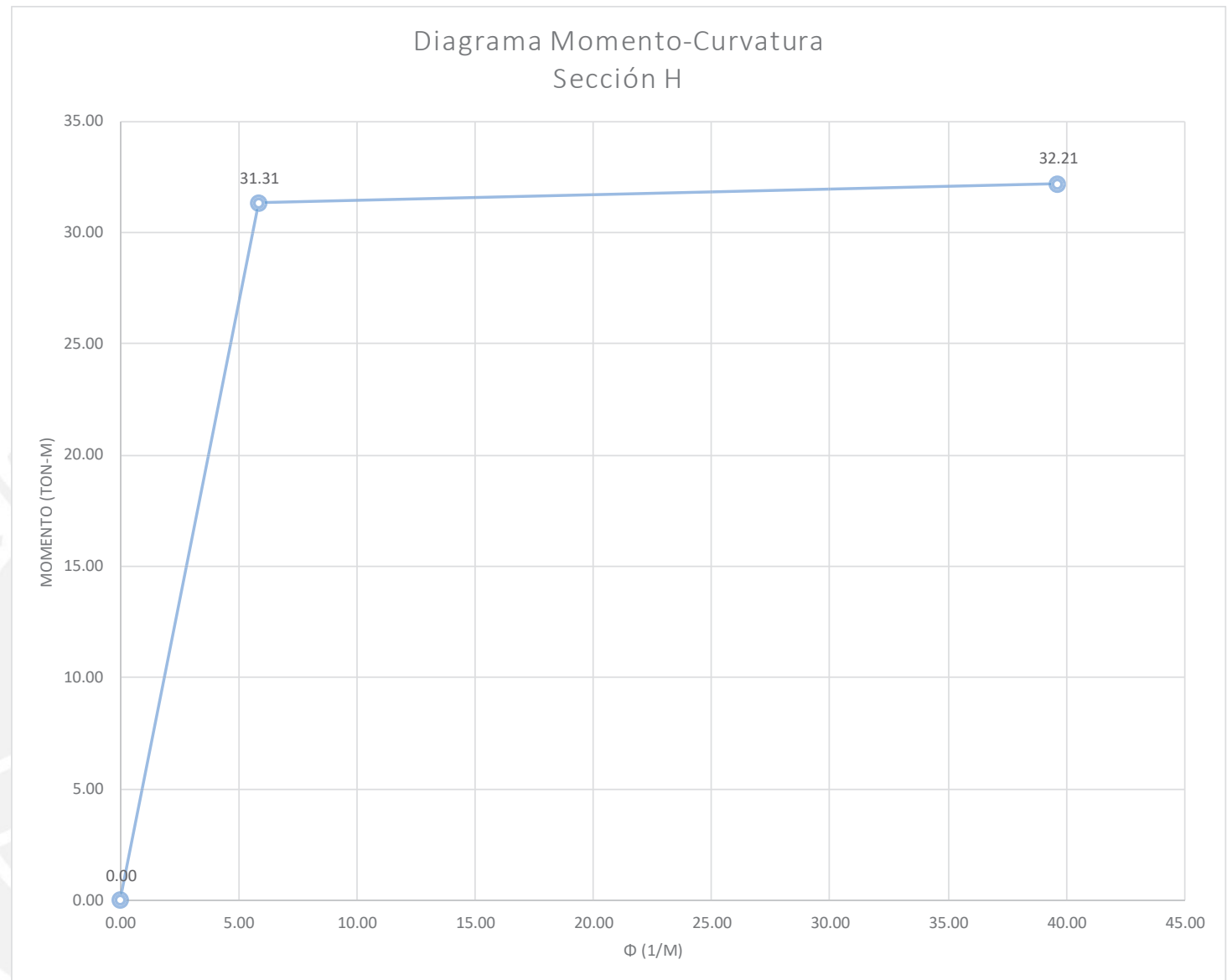
1∅3/4" + 4∅5/8"

G

φ (1/m)	M (ton-m)
0.00	0.00
5.05	14.46
67.39	14.84

Ductilidad de Curvatura	Sobrerresistencia
13.349	1.026
Curvatura Inelástica	62.34
Ocupación Inmediata	18.702
Resguardo de la Vida	37.404
Prevención del Colapso	49.872

Sección H		Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
Cálculo de Mn y φmax		Cálculo de My y φy	
b (cm)	30	b (cm)	30
d (cm)	55	d (cm)	55
d4 (cm)	0	d4 (cm)	0
d3 (cm)	0	d3 (cm)	0
d2 (cm)	0	d2 (cm)	0
d' (cm)	5	d' (cm)	5
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
es4	0	es4	0
es3	0	es3	0
es2	0	es2	0
ε's	-0.002019041	ε's	-0.00082379
ε0	0.002	ε0	0.002
ε50	0.00325	ε50	0.00325
ε20	0.004	ecu	0.004
Z	400	Z	400
As (cm <sup>2</sup> )	15.36	As (cm <sup>2</sup> )	15.36
As4 (cm <sup>2</sup> )	0	As4 (cm <sup>2</sup> )	0
As3 (cm <sup>2</sup> )	0	As3 (cm <sup>2</sup> )	0
As2 (cm <sup>2</sup> )	0	As2 (cm <sup>2</sup> )	0
A's (cm <sup>2</sup> )	6	A's (cm <sup>2</sup> )	6
k1	0.633333333	ey	0.0021
k2	0.506578947	ec	0.001116169
Cc (kg)	-40283.51237	k1	0.454264999
f's (kg/cm <sup>2</sup> )	-4038.081324	f's	-1647.57962
fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs4 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs3 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	fs2 (kg/cm <sup>2</sup> )	0
F4 (kg)	0	F4 (kg)	0
F3 (kg)	0	F3 (kg)	0
F2 (kg)	0	F2 (kg)	0
C1 (kg)	-24228.48794	C1 (kg)	-9885.47774
T (kg)	64512	k2	0.352378641
Diferencia (kg)	-0.000317602	Cc (kg)	-54626.5228
c (cm)	-	T (kg)	64512
c (cm)	10.09611839	Diferencia (k	-0.0005443
φmax (1/cm)	0.000396192	c (cm)	19.08770577
μφ	6.775313772	φy (1/cm)	5.84758E-05
Mn (kg-cm)	3220988.301	My (kg-cm)	3131309.167



4Ø3/4'' + 5Ø5/8''

H

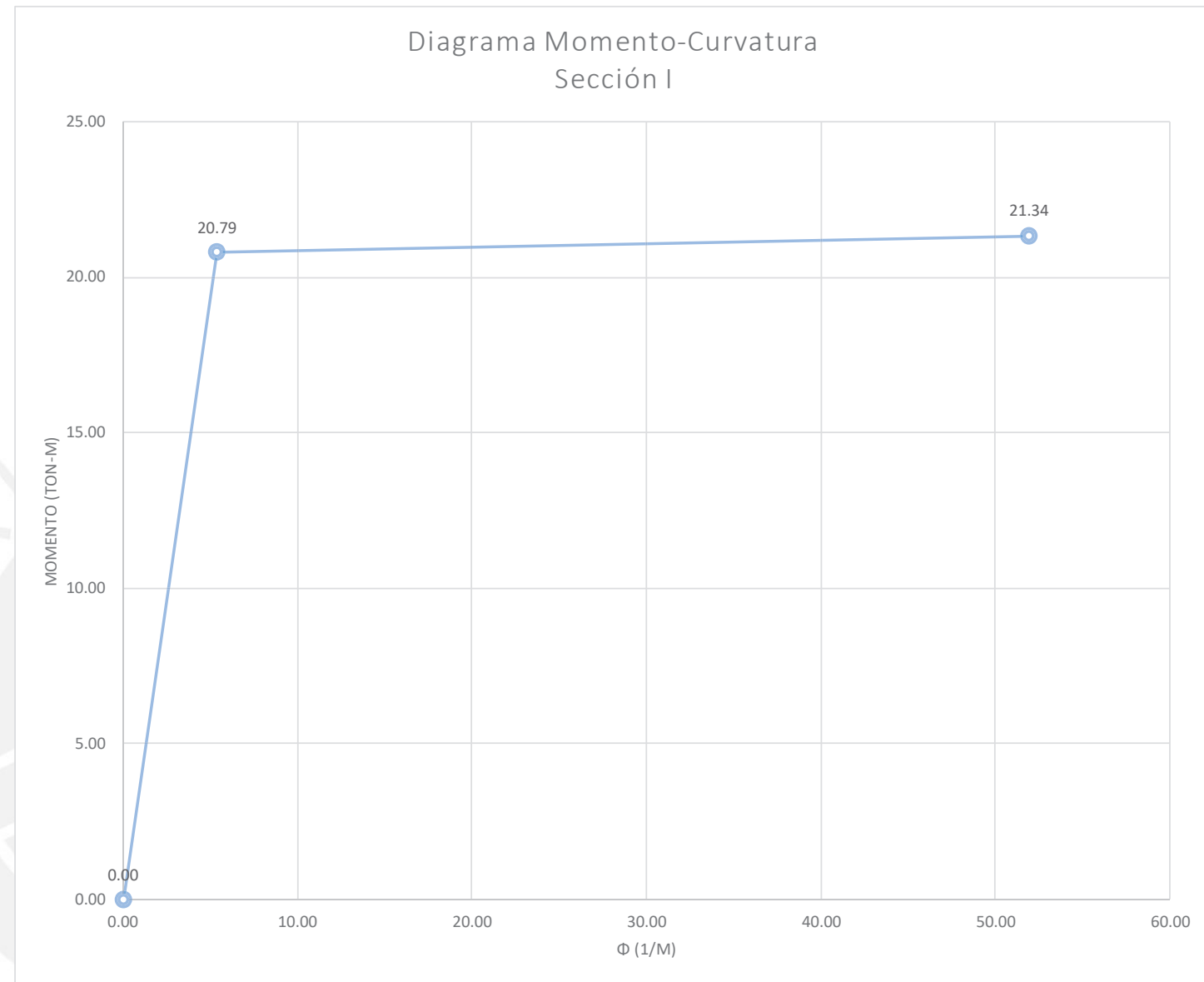
φ (1/m)	M (ton-m)
0.00	0.00
5.85	31.31
39.62	32.21

Ductilidad de Curvatura	Sobrerresistencia
6.775	1.029
Curvatura Inelástica	33.77
Ocupación Inmediata	10.131
Resguardo de la Vida	20.263
Prevención del Colapso	27.017



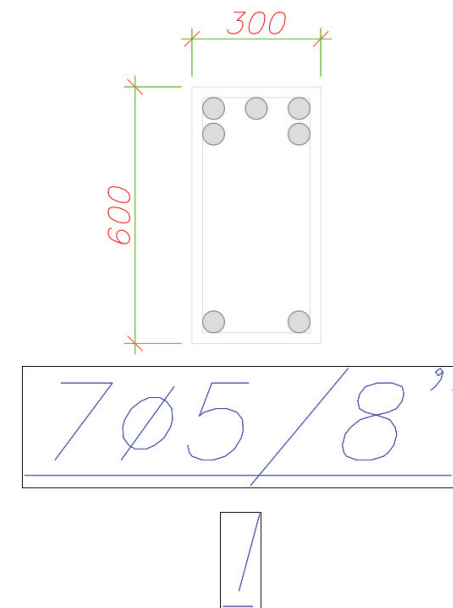
Sección I		Es (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
Cálculo de Mn y φ <sub>max</sub>		Cálculo de My y φ <sub>y</sub>	
b (cm)	30	b (cm)	30
d (cm)	55	d (cm)	55
d4 (cm)	0	d4 (cm)	0
d3 (cm)	0	d3 (cm)	0
d2 (cm)	0	d2 (cm)	0
d' (cm)	5	d' (cm)	5
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
ε <sub>s4</sub>	0	ε <sub>s4</sub>	0
ε <sub>s3</sub>	0	ε <sub>s3</sub>	0
ε <sub>s2</sub>	0	ε <sub>s2</sub>	0
ε' <sub>s</sub>	-0.001405431	ε' <sub>s</sub>	-0.00059323
ε <sub>0</sub>	0.002	ε <sub>0</sub>	0.002
ε <sub>50</sub>	0.00325	ε <sub>50</sub>	0.00325
ε <sub>20</sub>	0.004	ε <sub>cu</sub>	0.004
Z	400	Z	400
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	10	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	10
A <sub>s4</sub> (cm <sup>2</sup> )	0	A <sub>s4</sub> (cm <sup>2</sup> )	0
A <sub>s3</sub> (cm <sup>2</sup> )	0	A <sub>s3</sub> (cm <sup>2</sup> )	0
A <sub>s2</sub> (cm <sup>2</sup> )	0	A <sub>s2</sub> (cm <sup>2</sup> )	0
A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	4	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	4
k <sub>1</sub>	0.633333333	ε <sub>y</sub>	0.0021
k <sub>2</sub>	0.506578947	ε <sub>c</sub>	0.00086255
C <sub>c</sub> (kg)	-30756.55266	k <sub>1</sub>	0.36927668
f' <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	-2810.861876	f' <sub>s</sub>	-1186.45994
f <sub>s4</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	0	f <sub>s4</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	0
f <sub>s3</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	0	f <sub>s3</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	0
f <sub>s2</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	0	f <sub>s2</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	0
F <sub>4</sub> (kg)	0	F <sub>4</sub> (kg)	0
F <sub>3</sub> (kg)	0	F <sub>3</sub> (kg)	0
F <sub>2</sub> (kg)	0	F <sub>2</sub> (kg)	0
C <sub>1</sub> (kg)	-11243.4475	C <sub>1</sub> (kg)	-4745.83974
T (kg)	42000	k <sub>2</sub>	0.3473246
Diferencia (kg)	-0.000167558	C <sub>c</sub> (kg)	-37254.1596
c (cm)	-	T (kg)	42000
c (cm)	7.708409189	Diferencia (kg)	0.00061879
φ <sub>max</sub> (1/cm)	0.000518914	c (cm)	16.0133552
μφ	9.633670697	φ <sub>y</sub> (1/cm)	5.3865E-05
M <sub>n</sub> (kg-cm)	2133680.952	M <sub>y</sub> (kg-cm)	2079069.41

Tramo Parabólico



φ (1/m)	M (ton-m)
0.00	0.00
5.39	20.79
51.89	21.34

Ductilidad de Curvatura	Sobrerresistencia
9.634	1.026
Curvatura Inelástica	46.50
Ocupación Inmediata	13.951
Resguardo de la Vida	27.903
Prevención del Colapso	37.204



## ESPECIFICACIONES GENERALES

### CONCRETO CICLOPEO

CIMENTOS CORRIDOS Y RELLENOS : CONCRETO CICLOPEO 1:10 (CEMENTO-HORMIGÓN) MAS 30% DE PIEDRA GRANDE DE TAMAÑO MAX 6".  
 SOBRECIMIENTO : CONCRETO CICLOPEO 1:8 (CEMENTO-HORMIGÓN) MAS 25% DE PIEDRA MEDIANA DE TAMAÑO MAX 3".

### CONCRETO ARMADO

CONCRETO : VER CUADRO N°1  
 ACERO DE REFUERZO :  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

### CONCRETO POSTENSADO : CABLE NO ADHERIDO

$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$   
 $f'_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2$

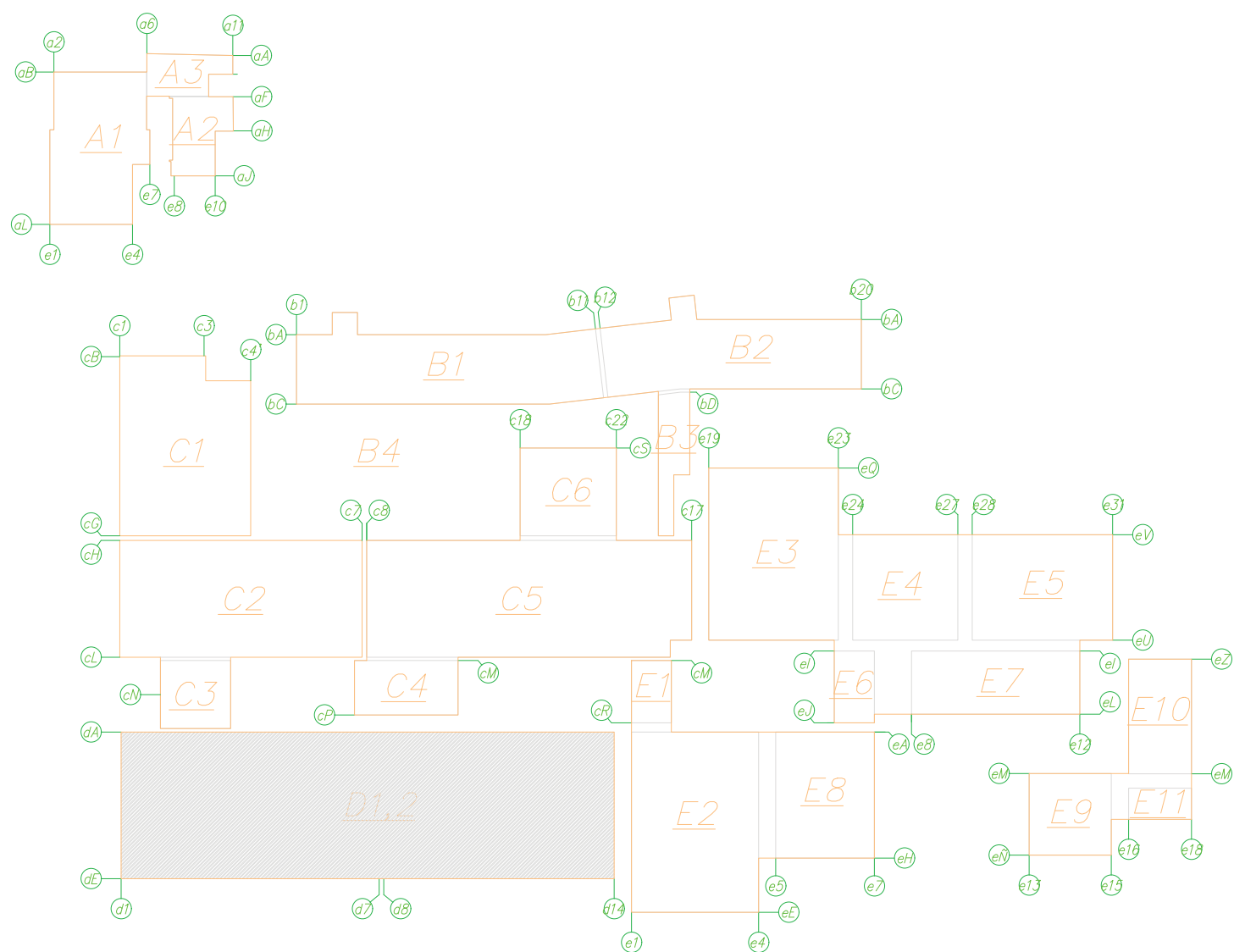
ACERO DE REFUERZO :  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$   
 ACERO POSTENSADO :  $f_{pu} = 18,900 \text{ kg/cm}^2$   
 EL CONTRATISTA DETERMINARÁ LOS REFUERZOS ADICIONALES EN LA ZONA DE ANCLAJE DE LOS CABLES  
 LOS PLANOS DE FABRICACIÓN INCLUIRAN LOS DETALLES DEL TENSADO INDICADOS EN LAS ESPECIFICACIONES

### RECUBRIMIENTOS

LOSA MACIZA (EN CONTACTO CON AGUA) : 30 mm  
 RESTO DE LOSAS : 25 mm  
 ZAPATAS : 75 mm  
 COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS : 40 mm  
 MUROS (CARAS SECAS) : 30 mm  
 MUROS Y LOSA CISTERNA (CARAS HUMEDAS) : 50 mm

### TERRENO

CAPACIDAD PORTANTE :  $3.71 \text{ kg/cm}^2$  (VER ESTUDIO DE SUELOS)

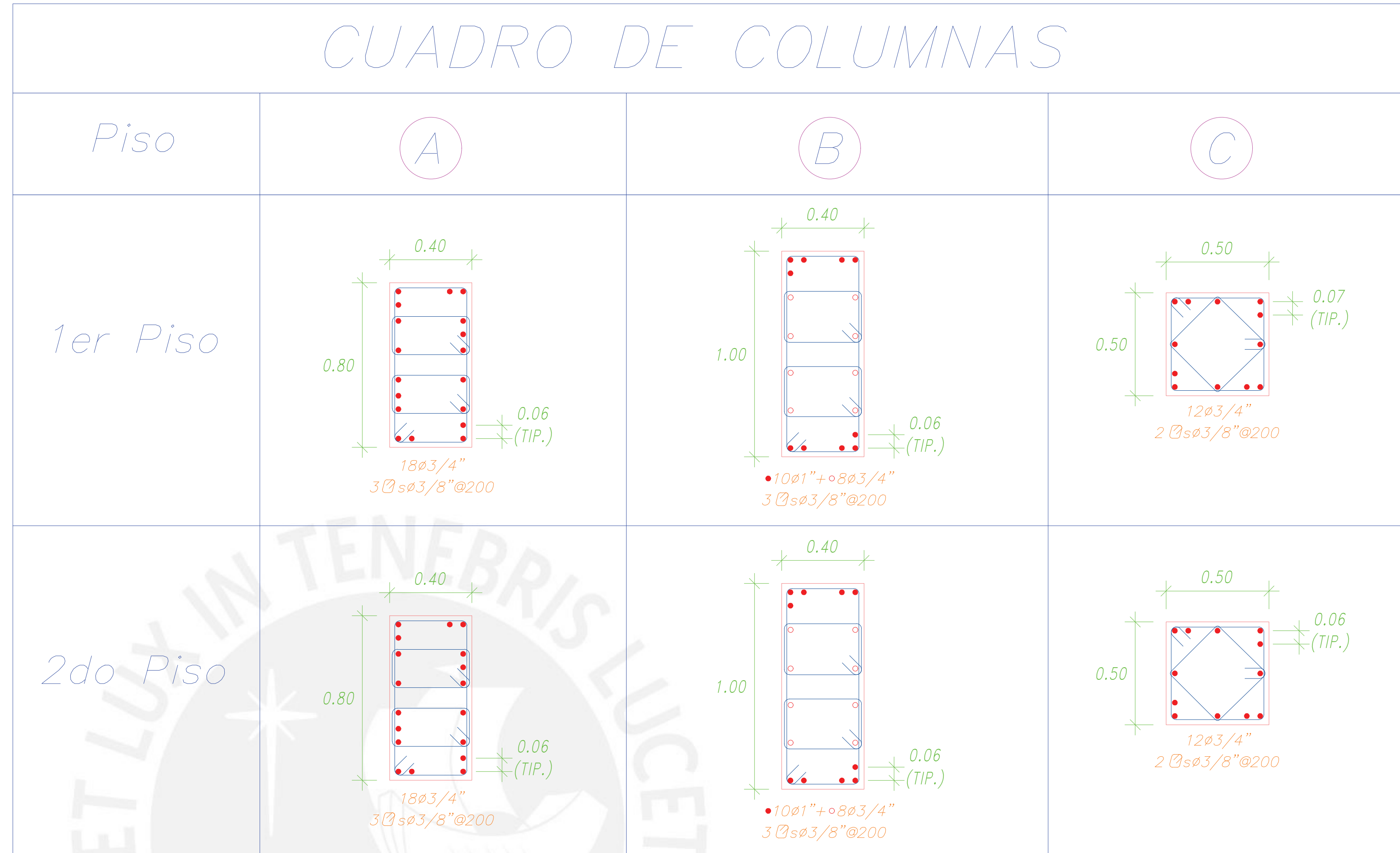


BLOQUES

## CLASES DE CONCRETO

CLASE	RESISTENCIA A LA ROTURA POR COMPRESION A LOS 28 DIAS EN CILINDROS ESTANDAR ASTM $f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO (Pulg.)	CANTIDAD MINIMA DE CEMENTO (Sacos/m <sup>3</sup> )	SLUMP	USO
A	210	2	6	4"	CIMENTACIÓN
B	210	1	6 1/2	4"	COLUMNAS, PLACAS Y MUROS
C	210	3/4	7	4"	VIGAS, NERVIOS, LOSAS Y ESCALERAS

## CUADRO DE COLUMNAS



ESC:1/10

### PROPIEDADES DE AISLADORES (BLOQUE-D)

$\phi$ DIAMETRO (mm)	$H_{TOTAL}$ (mm)	$Q_d$ (Ton)	$K_d$ (Ton/m)	$K_e$ (Ton/m)	$D_o$ (mm)	$D_{10}$ (mm)	$D_M$ (mm)	$D_{10}$ (mm)	$F_y$ (Ton)	$K_y$ (ton/m)	$K_{eff}$ (DBE) (Ton/m)	Amortg (DBE) (%)	$K_{eff}$ (MCE) (Ton/m)	Amortg (MCE) (%)
750	400	11.58	89.4	894.5	184	238	345	446	12.87	155864	152.7	24.3 %	123.3	16.7 %

100 años PUCP

ESTRUCTURAS

PLANO : ESPECIFICACIONES GENERALES Y CUADRO DE COLUMNAS

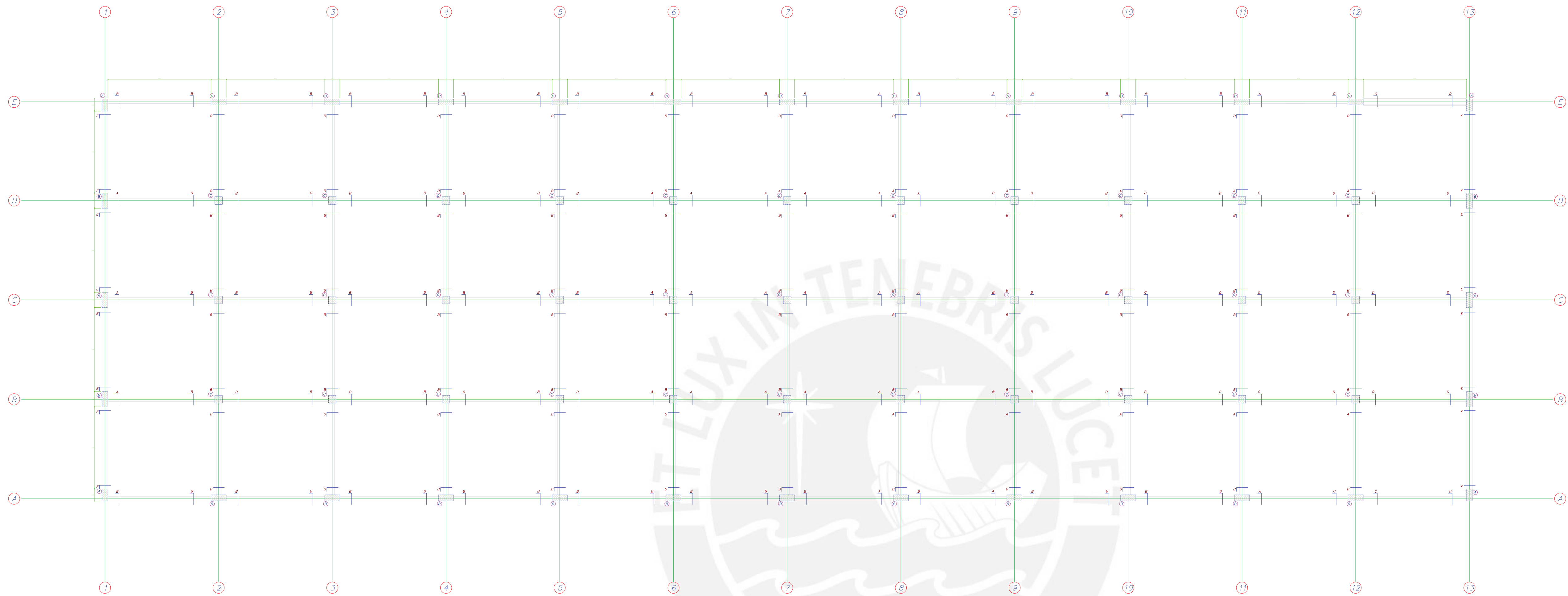
REVISOR : MARTÍN RODRÍGUEZ DEL ROSARIO GAMERO 2011.01.53

PROYECTOR : CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA

PROYECTO : HOSPITAL REGIONAL DE WASHINGTÓN - MÓDULO AISLADOS

LAMINA : E-01

FECHA : Septiembre 2017 ESCALA : Indicado

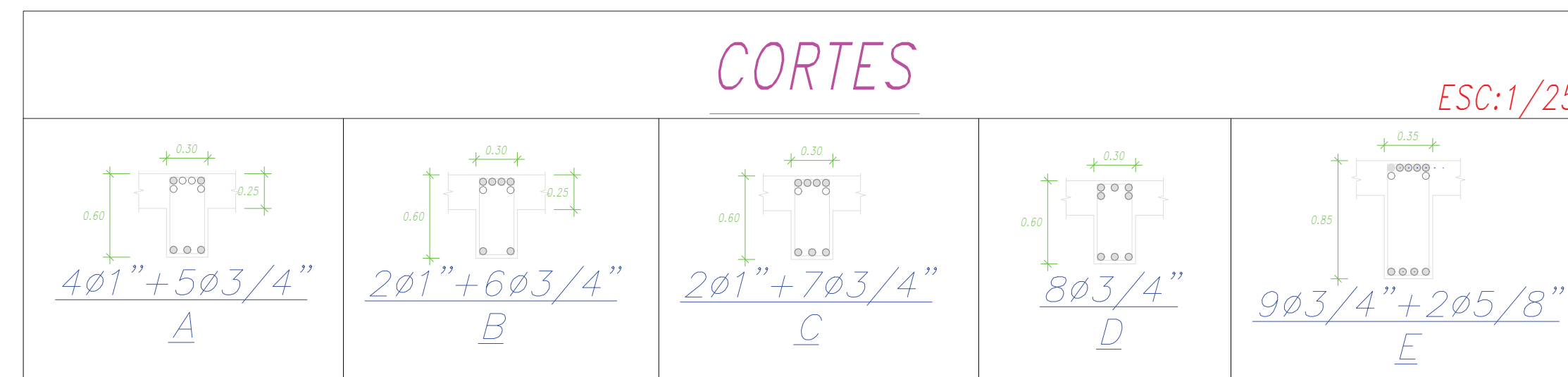


PLANTA DEL PRIMER PISO (SECCIONES)  
 Nivel: +4.025m

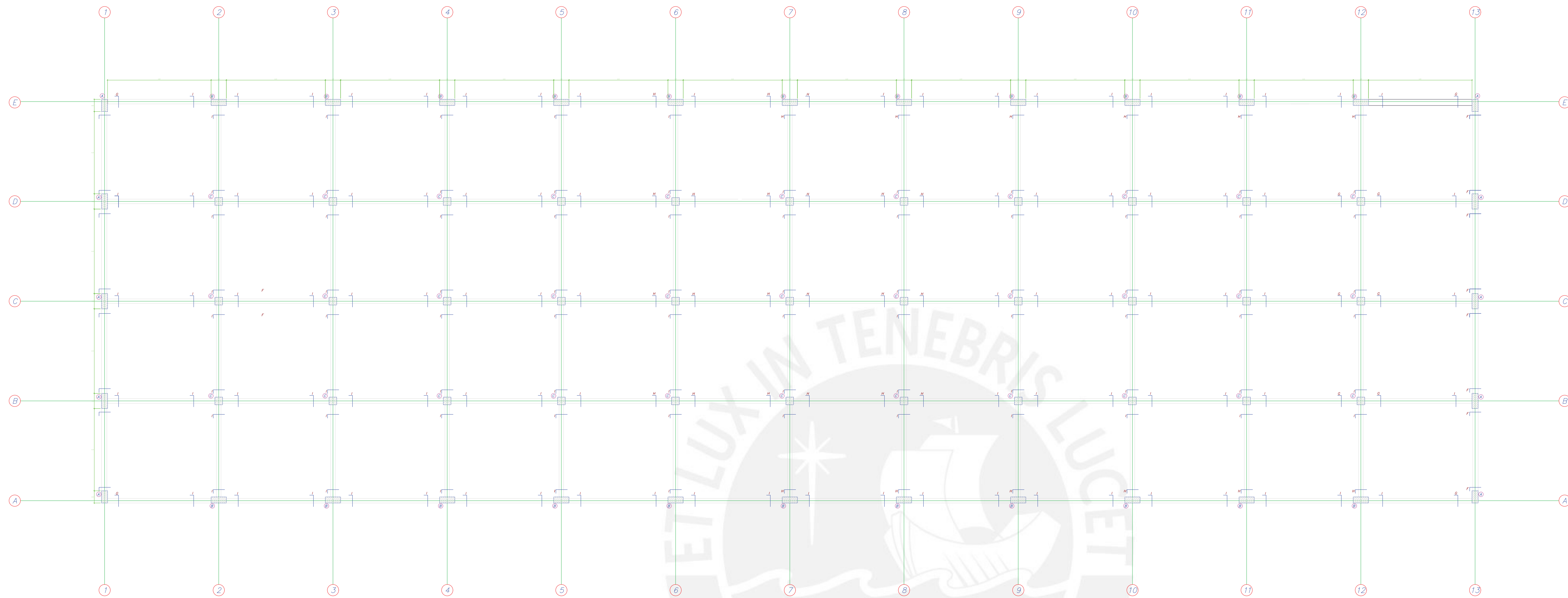
ESC:1/100

CORTES

ESC:1/25



**ESTRUCTURAS**
  
 PLANTA DEL 1ER. PISO Y SECCIONES DE VIGAS
   
 DISEÑO: MARTÍN RODRÍGUEZ DEL ROSARIO GAMERO 2011.01.31
   
 REVISOR: CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA
   
 PROYECTO: HOSPITAL REGIONAL DE WOODUEGUA - MÓDULOS AISLADOS
   
 LÁMINA: E-02
   
 FECHA: Septiembre 2017 ESCALA: Indicada



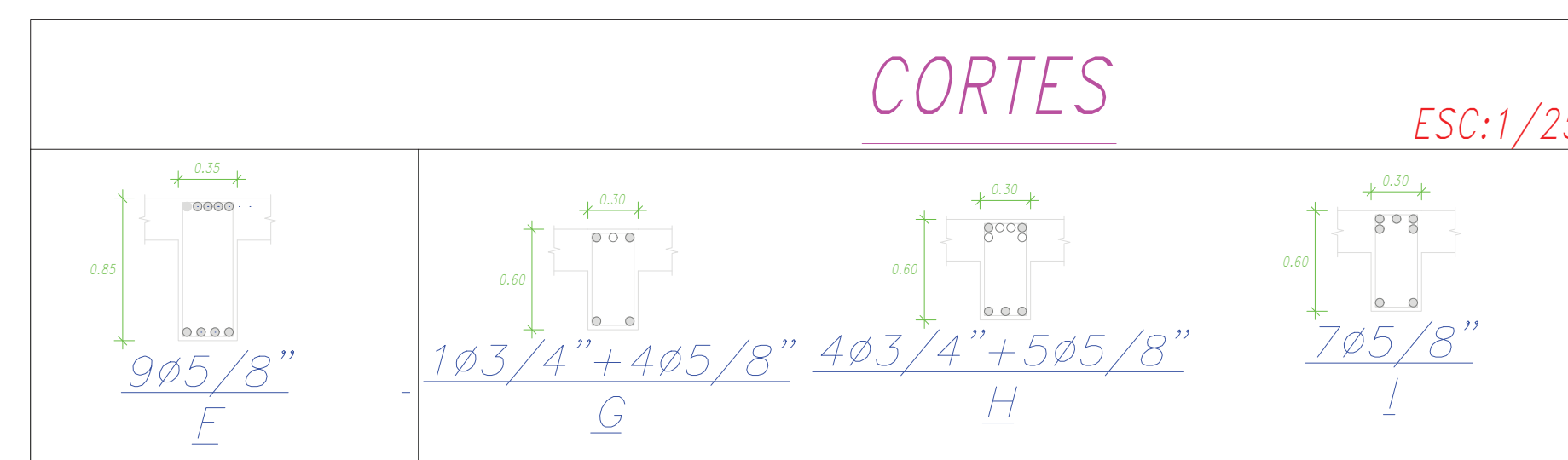
PLANTA DEL SEGUNDO PISO (SECCIONES)

Nivel: +8.50m

ESC:1/100

CORTES

ESC:1/25



  
**ESTRUCTURAS**  
 PLANO :  
 PLANTA DEL 2DO PISO Y SECCIONES DE VIGAS  
 DISEÑO:  
 MARTIN RODRIGO DEL ROSARIO GAMERO  
 20110153  
 ASESOR:  
 CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA  
 PROYECTO:  
 HOSPITAL REGIONAL DE MOQUEGUA - MÓDULOS AISLADOS  
 LAMINA :  
**E-03**  
 FECHA : Septiembre 2017 ESCALA : Indicada