

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“ DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL EDIFICIO 4J DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR EL BACHILLER:
LUIS EMILIO MERINO ZELADA**

ASESORES:

**DR. ROBERTO MOSQUEIRA RAMÍREZ
DR. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO**

**CAJAMARCA PERÚ
2014**

DEDICATORIA

A mis padres Francisco y Yolanda por brindarme su amor y apoyo incondicional en cada momento de mi vida.

A mis hermanos Francisco, Edgar, Sabina y Segundo por su paciencia, y amor fraternal.

A Rosa María por el apoyo, confianza y el gran amor que me ha demostrado siempre.

A la señora María Ángela Pérez Urteaga. Que Dios la tenga en su Santa Gloria y desde el cielo nos guíe y nos ayude a ser cada día mejores personas.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco el apoyo y orientación de mis asesores, el Dr. Roberto Mosqueira Ramírez y el Dr. Miguel Mosqueira Moreno, que con sus conocimientos y experiencia me guiaron en la elaboración de la presente Tesis.

Agradezco a amigos y familiares que me apoyan y confían en mí.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene la finalidad de predecir el comportamiento del edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca ante la ocurrencia de eventos de naturaleza sísmica, usando el procedimiento propuesto por la APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC), en su documento ATC-40 emitido el año 1996. El procedimiento usado es el Análisis Estático No Lineal (AENL), que es el procedimiento más usado de los tres propuestos por el mismo documento.

Para determinar el desempeño sismorresistente del edificio 4J se realizó el modelamiento de la estructura del edificio usando el programa SAP 2000, usando la información de los planos estructurales del mismo; al modelamiento se le aplicó las cargas tanto gravitacionales como sísmicas para poder realizar la simulación de la forma en que la estructura incursiona en el rango elástico, lo cual se logra con la determinación de la curva de capacidad. Finalmente el nivel de desempeño de la estructura se obtiene hallando el punto de desempeño que se obtiene superponiendo las gráficas del espectro de demanda y el espectro de capacidad (este espectro es la representación de la curva de capacidad en coordenadas Aceleración versus Desplazamiento).

Palabras Clave: Curva de capacidad, espectro de capacidad, espectro de demanda, punto de desempeño.

SUMMARY

The present research aims to predict the behavior of the building 4J of National University of Cajamarca to the occurrence of seismic events, using the procedure proposed by the APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC), in ATC-40 document issued the year 1996. The procedure used is the Nonlinear Static Analysis, this procedure is the most used of the three proposed by the same document.

Determining the seismic performance of the building was performed 4J modeling building structure using the program SAP 2000, using the information of the structural drawings thereof; the modeling is applied gravitational loads so as to perform seismic simulation the way in which the structure penetrates in the elastic range, which is achieved by determining the capacity curve. Finally the performance level of the structure is obtained by finding the performance point that is obtained by superimposing the graphic spectrum demand and capacity spectrum (the spectrum is the representation of the capacity curve acceleration versus displacement coordinates).

Keywords: Capacity curve, capacity spectrum, demand spectrum, performance point.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS.....	ii
RESUMEN.....	iii
SUMMARY	iv
CAPÍTULO I.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.2.1 Objetivo General.....	2
1.2.2 Objetivos Específicos.....	2
1.3 ALCANCES	2
CAPÍTULO II	3
2.1 ANTECEDENTES	3
2.2 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS	5
2.2.1 Capacidad.....	5
2.2.2 Curva de Capacidad	5
2.2.3 Demanda.....	5
2.2.4 Deriva de Entrepiso.....	5
2.2.5 Desempeño Estructural	5
2.2.6 Diagrama Momento Giro	6
2.2.7 Edificaciones Esenciales.....	6
2.2.8 Espectro de Capacidad	6
2.2.9 Espectro de Demanda	6
2.2.10 Nivel de Desempeño.....	7
2.2.11 Nudo de Control de Desplazamiento.....	7
2.2.12 Punto de Desempeño	7
2.2.13 Rótula Plástica	7
2.2.14 Relación Momento Curvatura	7
2.2.15 Procedimiento de Cálculo del Diagrama de Momento Curvatura de Rótulas Plásticas	8
2.3 BASES TEÓRICAS.....	9
2.3.1 Niveles de Desempeño Sísmico	9
2.3.2 Análisis Estático No Lineal.....	16
2.3.3 Evaluación del Desempeño Sísmico de la Estructura	30

2.3.4	Estimación del Punto de desempeño.....	31
CAPÍTULO III		36
3.1	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	36
3.1.1	Propiedades y Especificaciones Técnicas del Concreto.....	36
3.1.2	Propiedades y Especificaciones Técnicas del Acero.....	37
3.2	DIAGRAMAS DE MOMENTO GIRO	37
3.2.1	Diagramas Momento Giro para Vigas.....	38
3.2.2	Diagramas Momento Giro para Columnas.....	49
3.3	OBTENCIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA	50
a)	Factor de Zona (Z).....	51
b)	Factor de Suelo (S).....	51
c)	Factor de Amplificación Sísmica (C)	51
d)	Factor de Uso e Importancia (U).....	51
e)	Coeficiente de reducción de Solicitaciones Sísmicas (R).....	52
f)	Determinación de la Aceleración Espectral.....	53
3.4	CURVAS DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA	55
3.4.1	Curva de Capacidad para el Sismo en Dirección del Eje X.....	56
3.4.2	Curva de Capacidad para el Sismo en Dirección del Eje Y.....	59
3.5	DETERMINACIÓN DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO SÍSMICO.....	62
3.5.1	Puntos de Desempeño de la Estructura para Sismo en X.....	63
3.5.2	Puntos de Desempeño de la Estructura para Sismo en Y.....	64
3.6	NIVELES DE DESEMPEÑO ALCANZADOS POR LA ESTRUCTURA	64
3.6.1	Niveles de Desempeño Para los Sismos Aplicados en la Dirección X	64
3.6.2	Niveles de Desempeño Para los Sismos Aplicados en la Dirección Y	67
3.7	DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y DERIVAS	69
3.7.1	Desplazamientos y derivas para sismos dirección X.....	69
3.7.2	Desplazamientos y derivas para sismos dirección Y.....	72
3.8	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	75
3.8.1	Niveles de Desempeño alcanzado	75
3.8.2	Derivas de Entrepiso de la Estructura.....	76
CAPÍTULO IV.....		77
4.1	CONCLUSIONES.....	77
4.2	RECOMENDACIONES.....	78

BIBLIOGRAFÍA.....	79
ANEXO 01: METRADO DE CARGAS	83
ANEXO 02: PROCEDIMIENTO REALIZADO EN EL PROGRAMA SAP2000.....	94
ANEXO 03: CÁLCULO NUMÉRICO DE RÓTULA PLÁSTICA	112
ANEXO 04: CÁLCULO NUMÉRICO DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE UN PÓRTICO.....	143
ANEXO 05: METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO POR DESEMPEÑO EN CONCRETO ARMADO	162
ANEXO 06: PLANOS.....	164

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Tabla 2.1. Características de los estados de daño asociados a cada nivel de desempeño. Fuente: SEAOC	11
Tabla 2.2. Características de los estados de daño asociados a cada nivel de desempeño. Fuente: ATC-40	15
Tabla 2.3. Características Probabilísticas de Ocurrencia de los Sismos de Diseño	18
Tabla 2.4. Aceleración máxima en roca para los sismos de diseño en la costa oeste de América del Sur.....	18
Tabla 2.5. Equivalencia de la Norma Peruana con la propuesta de la UBC	20
Tabla 2.6. Niveles recomendados de desempeño esperado para edificaciones.....	21
Tabla 2.7. Descripción de los Daños Asociados a cada Nivel de Desempeño.....	30
Tabla 2.8. Descripción de los Daños Asociados a cada Nivel de Desempeño.....	31

CAPÍTULO III: PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Tabla 3.1. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-101 y V-201	38
Tabla 3.2. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-101, V-201, V-102 y V-202	39
Tabla 3.3. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-102 y V-202	40
Tabla 3.4. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-103 y V 203	41
Tabla 3.5. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-103 y V-203	42
Tabla 3.6. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-103 y V-203	43
Tabla 3.7. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-301, V-302 y V-303.....	45
Tabla 3.8. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-104, V-204, V-105 y V-205	46

Tabla 3.9. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-104, V-204, V-105 y V-205 (centro de luz).....	47
Tabla 3.10. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-304 y V-305	48
Tabla 3.11. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro de columna 1.	49
Tabla 3.12. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro de columna 2.	50
Tabla 3.13. Categoría de las edificaciones. Fuente: Norma Técnica E-030.....	52
Tabla 3.14. Coeficiente de reducción (R). Fuente: Norma Técnica E-030.	53
Tabla 3.15. Valores de la aceleración espectral y de los coeficientes de amplificación.	54
Tabla 3.16. Valores de los representativos de la curva de capacidad	56
Tabla 3.17. Límites de los rangos elástico y plástico según la curva de capacidad.	58
Tabla 3.18. Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño	59
Tabla 3.19. Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño	59
Tabla 3.20. Valores de los representativos de la curva de capacidad	60
Tabla 3.21. Límites de los rangos elástico y plástico según la curva de capacidad.	61
Tabla 3.22. Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño	62
Tabla 3.23. Niveles de Desempeño Alcanzados por Edificaciones Esenciales para los sismos indicados	62
Tabla 3.24. Coeficientes sísmicos para cada sismo	63
Tabla 3.25. Puntos de desempeño (dirección X) para los sismos indicados.....	63
Tabla 3.26. Puntos de desempeño (dirección Y) para los sismos indicados.....	64
Tabla 3.27. Desplazamiento de los puntos de desempeño alcanzados para cada sismo.....	64
Tabla 3.28. Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño (Sismo en X).....	65
Tabla 3.29. Comparación entre los niveles alcanzados para sismos en X y los niveles según la SEAOC	66

Tabla 3.30. Desplazamiento de los puntos de desempeño alcanzados para cada sismo.....	67
Tabla 3.31. Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño (Sismo en Y).....	67
Tabla 3.32. Comparación entre los niveles alcanzados para sismos en Y y los niveles según la SEAOC	69
Tabla 3.33. Deriva para sismo calculado según norma E-030 en dirección X.....	69
Tabla 3.34. Deriva para sismo ocasional en dirección X	70
Tabla 3.35. Deriva para sismo raro en dirección X.....	71
Tabla 3.36. Deriva para sismo muy raro en dirección X	71
Tabla 3.37. Deriva para sismo calculado según norma E-030 en dirección X.....	72
Tabla 3.38. Deriva para sismo ocasional en dirección Y	73
Tabla 3.39. Deriva para sismo raro en dirección Y	73
Tabla 3.40. Deriva para sismo muy raro en dirección Y	74

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Figura 2.1. Esquema del proceso del Análisis Estático No Lineal.....	17
Figura 2.2. Espectro de la Uniform Building Code (UBC)	18
Figura 2.3. Espectro Elástico de la Norma Peruana	19
Figura 2.4. Espectro de la UBC para sismo raro	19
Figura 2.5. Patrones de Carga Lateral.....	21
Figura 2.6. Desplazamientos de entrepiso y nudo de control	22
Figura 2.7. Acción de Cargas de Gravedad sobre la estructura.....	22
Figura 2.8. Representación del Análisis Incremental de Cargas Laterales y de la Curva de Capacidad.....	23
Figura 2.9. Criterio de la rigidez tangente horizontal.....	24
Figura 2.10. Criterio de las Rigideces Tangentes	24
Figura 2.11. Criterio de las Áreas Iguales.....	25
Figura 2.12. Criterio de las Áreas Iguales Bajo la Curva	25
Figura 2.13. Representación del Punto de Fluencia Efectiva.....	26
Figura 2.14. Secuencia para la obtención del Espectro de Capacidad	27
Figura 2.15. Espectro de Demanda.....	28
Figura 2.16. Secuencia para la obtención del Espectro de Demanda.....	29
Figura 2.17. Sectorización de la Curva de Capacidad.	31
Figura 2.18. Punto de Desempeño en el Rango Elástico.....	32
Figura 2.19. Estimación Incorrecta del Punto de Desempeño en el Rango Plástico	32
Figura 2.20. Reducción del Espectro de Demanda Elástico	34
Figura 2.21. Intersección del Espectro de Capacidad y el EDAV.....	35

CAPÍTULO III: PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Figura 3.1. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-101 y V-201	38
Figura 3.2. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-101 y V-201	39

Figura 3.3. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-101, V-201, V-102 y V-202	39
Figura 3.4. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-101, V-201, V-102 y V-202	40
Figura 3.5. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-102 y V-202	40
Figura 3.6. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-102 y V-202	41
Figura 3.7. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-103 y V-203	41
Figura 3.8. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-103 y V-203	42
Figura 3.9. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-103 y V-203 (adyacentes al eje 2).....	42
Figura 3.10. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-103 y V-203 (adyacentes al eje 2).....	43
Figura 3.11. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-103 y V-203 (centro de luz).....	43
Figura 3.12. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-103 y V-203 (centro de luz).....	44
Figura 3.13. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-301, V-302 y V-303	44
Figura 3.14. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-301, V-302 y V-303	45
Figura 3.15. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-104, V-204, V-105 y V-205	46
Figura 3.16. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-104, V-204, V-105 y V-205	46
Figura 3.17. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-104, V-204, V-105 y V-205 (centro de luz).....	47
Figura 3.18. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-104, V-204, V-105 y V-205 (centro de luz).....	47
Figura 3.19. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-304 y V-305	48
Figura 3.20. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-304 y V-305.....	48
Figura 3.21. Diagrama momento giro de las rótulas en columna 1.....	49
Figura 3.22. Diagrama momento giro de las rótulas en columna 2.....	50

Figura 3.23. Espectro de respuesta calculado.....	55
Figura 3.24. Curva de Capacidad (Sismo en X).	57
Figura 3.25. Sectorización de la Curva de Capacidad para el Sismo en X.	58
Figura 3.26. Curva de Capacidad (Sismo en Y).	60
Figura 3.27. Sectorización de la Curva de Capacidad para el Sismo en Y.	61
Figura 3.28. Desplazamientos laterales y derivas de entre piso para el espectro de respuesta según E-030 (Dirección X).....	70
Figura 3.29. Desplazamientos laterales y derivas de entre piso sismo ocasional (Dirección X)	70
Figura 3.30. Desplazamientos laterales y derivas de entre piso sismo raro (Dirección X)	71
Figura 3.31. Desplazamientos laterales y derivas de entre piso sismo muy raro (Dirección X)	72
Figura 3.32. Desplazamientos laterales y derivas de entre piso para el espectro de respuesta según E-030 (Dirección Y).....	72
Figura 3.33. Desplazamientos laterales y derivas de entre piso para sismo ocasional (Dirección Y)	73
Figura 3.34. Desplazamientos laterales y derivas de entre piso para sismo raro (Dirección Y)	74
Figura 3.35. Desplazamientos laterales y derivas de entre piso para sismo muy raro (Dirección Y)	74

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

La necesidad de conocer el comportamiento estructural de las edificaciones frente a la ocurrencia de eventos sísmicos ha sido el motivo del desarrollo de diferentes métodos para la predicción de los daños que se generarían en los elementos estructurales, elementos no estructurales, el riesgo que estos daños representarían para los ocupantes y el funcionamiento post terremoto de la estructura. Todos estos métodos de evaluación de la performance estructural conforman la filosofía del Diseño Sísmico Basado en Desempeño. Los procedimientos de evaluación propuestos por esta filosofía de diseño son aplicables tanto al diseño de nuevas estructuras como también a estructuras ya existentes.

La presente investigación se realizó con el fin de analizar el edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca y verificar el desempeño de la misma, esto se logró evaluando la manera en que la estructura va incursionando en el rango plástico, al aplicar separadamente cuatro niveles diferentes de amenaza sísmica.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo General

- Determinar el desempeño sismorresistente del edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Determinar los desplazamientos asociados a las sollicitaciones sísmicas que se filtre en el modelo estructural.
- Verificar si los desplazamientos de entrepiso obtenidos se encuentran dentro de los límites permisibles propuestos por la Norma E-030.

1.3 ALCANCES

El presente trabajo de investigación determinará el desempeño sismorresistente del edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca. Al ser esta estructura una edificación existente se recopiló información acerca del edificio (planos de arquitectura, planos estructurales) para realizar el modelo usando el programa SAP2000 versión 15. En el modelo estructural se definieron las propiedades geométricas de los elementos estructurales y también las propiedades de los materiales.

El análisis se realizó usando el procedimiento propuesto por la APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC 40-Tomo I, 1996) y los criterios de evaluación de desempeño sísmico propuesto por la SEAOC (Structural Engineers Association of California).

El análisis realizado solo consideró los elementos estructurales y no los elementos no estructurales.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES

En los últimos 70 años, los conceptos de resistencia y desempeño se han considerado como sinónimos, sin embargo, con las enseñanzas aprendidas de los sismos ocurridos durante los últimos 25 años, se ha generado un importante cambio sobre la concepción de que al incrementar la resistencia se aumenta la seguridad y se reduce el daño. Por lo tanto, algunos códigos de diseño sismo resistente han sido actualizados haciendo énfasis en cambiar la concepción de resistencia por desempeño. (Priestley, 2000)

El Método de Capacidad Espectral fue originalmente introducido en 1975 como un procedimiento para la evaluación rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificios (Freeman, 1975). Este método ha pasado por varios procesos de desarrollo y mejoras (Freeman 1978, Freeman 1987, Mahaney 1993, Freeman 1992, Gupta y Kunnath 2000). Sin embargo, el procedimiento fundamental está basado en un concepto simple, a saber, la comparación de la capacidad de la estructura frente a la demanda sísmica. Gráficamente, esto puede ser descrito por la superposición de una curva que representa la capacidad de la estructura, conocida como espectro de capacidad, con otra curva representando la demanda sísmica, el espectro de

respuesta. El punto donde las curvas se intersectan es conocido como el punto de desempeño y sus coordenadas representan una estimación aproximada de la respuesta inelástica de la estructura a la demanda sísmica especificada.

En cuanto a estudios realizados usando este tipo de análisis tenemos:

- En el 2001 se realizó un estudio del desempeño sismorresistente de los colegios modernos, se analizaron edificios escolares construidos antes y después de la norma peruana sismorresistente de 1997. Los resultados que se obtuvieron muestran que los colegios diseñados y construidos de acuerdo con los requerimientos del código 1997 mostraron un excelente comportamiento durante el terremoto de Ático MW=8.4 en el 2001 y además se espera que tenga un comportamiento aceptable durante sismos mayores. En cuanto a los edificios escolares tradicionales, diseñados antes de 1997, los resultados muestran que son estructuras vulnerables. (Muñoz, 2001)
- En el 2010 se realizó el estudio del “Desempeño Sismorresistente del Edificio 2B de la Universidad Nacional de Cajamarca”. Los resultados obtenidos muestran que la estructura alcanza el Nivel Operacional para Sismo Frecuente, Nivel Funcional para Sismo Ocasional, Nivel de Resguardo de vida para Sismo Raro y Nivel de Colapso para Sismo Muy Raro. (Bardales, 2010)
- En el 2013 se realizó el estudio del “Nivel de Desempeño Sísmico del Edificio “A” de la Universidad Privada del Norte – Sede Cajamarca”. Los resultados muestran que el nivel de desempeño para la demanda sísmica calculada según la norma E-030 (espectro de diseño), es excelente; alcanza una deriva de 0.15% ($D_t=2.2\text{cm}$), y permanecería en el rango operacional con un comportamiento elástico. Además su punto de desempeño se encuentra por debajo al de sismos frecuentes. (Chunque, 2013)

2.2 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

2.2.1 Capacidad

La fuerza final esperada (en la flexión, cortante, o la carga axial) de un componente estructural excluyendo los factores de reducción de uso común en el diseño de los elementos de hormigón. La capacidad usualmente se refiere a la fuerza en el punto de rendimiento del elemento o la curva de la capacidad de estructura. (ATC, 1996)

2.2.2 Curva de Capacidad

Es la representación de la capacidad dada por la relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento lateral del techo. La curva de capacidad es generalmente construida para representar la respuesta del primer modo basándose en la suposición de que éste sea el que predomina en la respuesta. (López, De Del Ruíz. 2008)

2.2.3 Demanda

Es la cantidad de fuerza o deformación impuesta en un elemento o componente. (FEMA 356, 2000)

2.2.4 Deriva de Entrepiso

Desplazamiento horizontal relativo de entrepisos, calculado como la diferencia de desplazamientos horizontales de dos niveles consecutivos de una edificación divididos por la altura de los entrepisos. (ATC-40,1996)

2.2.5 Desempeño Estructural

Es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico. Pueden definirse múltiples niveles de desempeño de la edificación para cada uno de los niveles de movimientos especificados. Su selección debe estar basada en las características de ocupación de la edificación, la importancia de la función de sus

instalaciones, las consideraciones económicas relacionadas con los costos de reparación de daño y de interrupción de servicios, la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural. (SEAO, 1995).

2.2.6 Diagrama Momento Giro

Es una representación de los valores obtenidos de la relación Momento Curvatura de un elemento, en la que el giro está representado por la multiplicación del valor de la curvatura por la longitud (L_p) de la rótula plástica. (ATC-40, 1996)

2.2.7 Edificaciones Esenciales

Son aquellas edificaciones cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua, centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos. (Norma Técnica E-030)

2.2.8 Espectro de Capacidad

Es la gráfica de la aceleración espectral (S_A) frente a la relación de desplazamiento espectral (S_D) basado en la curva de capacidad. (FEMA 274, 1997).

2.2.9 Espectro de Demanda

Es el espectro de respuesta reducido utilizado para representar el movimiento del suelo en un sismo en el método de espectro de capacidad. (ATC 40, 1996).

2.2.10 Nivel de Desempeño

Estado limite los daños o condición descrita por el daño físico dentro del edificio, la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes debido a los daños del edificio, y del servicio post-terremoto del edificio.

El nivel de desempeño de un edificio es la combinación del nivel de desempeño estructural y el nivel de desempeño no estructural. (ATC-40, 1996).

2.2.11 Nudo de Control de Desplazamiento

Es el nudo ubicado en el centro de masa del techo de una edificación usado en el Análisis Estático no Lineal (AENL) para medir los efectos de originados por los movimientos sísmicos en la estructura. (FEMA 356, 2000)

2.2.12 Punto de Desempeño

Es la intersección del espectro de capacidad con el apropiado espectro de demanda en el método del espectro de capacidad (el desplazamiento del punto de desempeño es equivalente al desplazamiento tope en el método de coeficiente) (ATC 40, 1996).

2.2.13 Rótula Plástica

Una rótula plástica es la zona de daño equivalente en la cual se concentra toda la deformación inelástica. A la rótula plástica le corresponde una longitud L_P correspondiente a una aproximación de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento. (Paulay y Priestley, 1992).

2.2.14 Relación Momento Curvatura

La relación momento-curvatura es de gran importancia en el diseño de estructuras ante cargas estáticas y dinámicas, ya que de forma rápida se visualiza que tan dúctil y resistente es un miembro. Además, el área bajo la curva representa la energía interna, la parte bajo la región elástica es la energía de deformación acumulada en el miembro, mientras que el área

bajo la región de postfluencia corresponde a la energía disipada en las deformaciones plásticas del mismo.

De la relación momento-curvatura se obtiene la máxima capacidad a flexión del elemento M_u , la curvatura última ϕ_u , así como también sus respectivos momento y curvatura de fluencia, de tal forma que estas cantidades pueden compararse con las demandas que se tienen en el diseño. (Hernández, 2009)

2.2.15 Procedimiento de Cálculo del Diagrama de Momento Curvatura de Rótulas Plásticas

Para obtener el diagrama momento curvatura que define una rótula plástica se deberá seguir el siguiente procedimiento:

- i. Seleccionar un valor de deformación máxima del concreto, ϵ_c , para obtener un punto del diagrama momento curvatura.
- ii. Asumir una ubicación del eje neutro "C", y en base a esta ubicación trazar el perfil de deformación a lo largo de la profundidad de la sección. Se supone que la deformación varía linealmente. Por medio de la compatibilidad de deformaciones se determina las deformaciones en cada fila de acero ϵ_s , y en cualquier punto del concreto.
- iii. Con las deformaciones obtenidas, se obtienen los correspondientes esfuerzos del acero y el concreto en base a los modelos de los respectivos materiales.
- iv. En función de los esfuerzos se calculan las fuerzas que actúan sobre la sección de acero y concreto multiplicando a cada esfuerzo por su respectiva área.
- v. La suma vectorial de las fuerzas representa la carga axial neta que gravita sobre la sección. Se ve que exista equilibrio de fuerzas, considerando la carga axial dada. Si no hay equilibrio se repite

desde el paso ii) aumentando o disminuyendo la profundidad del eje neutro según sea el caso. El cálculo es iterativo hasta tener el equilibrio.

- vi. Por último se obtiene el momento flector interno que corresponde a la última posición del eje neutro, multiplicando cada fuerza por su brazo respectivo. La curvatura se calcula como la razón de la deformación del concreto sobre la profundidad del eje neutro. (Aguar, 2003)

2.3 BASES TEÓRICAS

2.3.1 Niveles de Desempeño Sísmico

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto. El nivel de desempeño es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como la de los elementos no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de los elementos estructurales o no estructurales, etc.). (Safina, 2002)

2.3.1.1 Niveles de desempeño según la SEAOC (propuesta del Comité VISION 2000)

La propuesta del comité VISION 2000 define cuatro niveles de desempeño identificados a través de los siguientes calificadores:

a) Operacional

Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

b) Funcional

Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños ligeros en elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la edificación que debería permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente después del sismo, aunque los daños en elementos no estructurales y contenido, puede interrumpir parcialmente algunas funciones.

En general, se requieren algunas reparaciones menores necesarias para el reinicio de las actividades que se puedan llevar a cabo en la estructura.

c) Seguridad o Supervivencia

Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación, degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema, interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.

d) Cerca al Colapso

Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. Se produce la interrupción de servicios y vías de escape. La edificación es completamente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones puede resultar no factible técnica y/o económicamente.

A continuación se muestra la tabla 2.1 que resume los niveles de desempeño de la propuesta del Comité VISION 2000

ESTADO DE DAÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO	CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES
Despreciable	Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo
Ligero	Funcional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Cerca al Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.

Tabla 2.1. Características de los estados de daño asociados a cada nivel de desempeño. (Fuente: SEAOC)

2.3.1.2 Niveles de Desempeño Según la Propuesta de la ATC-40 (Applied Technology Council)

Los niveles de desempeño determinados por el ATC-40 para las estructuras, corresponden a una composición de los niveles usados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos independientemente.

A. Niveles para los elementos estructurales

Se precisan tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. Estos niveles se identifican por la abreviación, SP-n (SP son las siglas de "Structural Performance" y n es un número que varía entre 1 y 6). A continuación se describen estos 6 niveles de desempeño.

- a. **Ocupación inmediata, SP-1:** los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.
- b. **Daño controlado, SP-2:** corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.
- c. **Seguridad, SP-3:** los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.

- d. Seguridad limitada, SP-4:** corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.

- e. Estabilidad estructural, SP-5:** este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total.

Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continua funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles replicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.

- f. No considerado, SP-6:** éste no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

B. Niveles para los elementos no estructurales

Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida.

Estos niveles se representan con la abreviación NP-n. NP son las siglas de "Nonstructural Performance" y n es una letra que toma valores de A, B, C, D y E.

- a. Operacional NP-A:** los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.

- b. Ocupación inmediata NP-B:** a pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.
- c. Seguridad NP-C:** pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.
- d. Amenaza reducida NP-D:** se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.
- e. No considerado NP-E:** no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.

C. Niveles para las estructuras

En la Tabla 2.2 se muestran las combinaciones (propuestas en el ATC-40) de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales.

Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio. No obstante, entre ellas es posible distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura, los cuales han sido resaltados en la tabla 2.2 y se describen a continuación.

Niveles Para Elementos No Estructurales	Niveles de Desempeño Para Elementos Estructurales					
	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
NP-A	Operacional 1-A	2-A	No Recomendado	No Recomendado	No Recomendado	No Recomendado
NP-B	Ocupación Inmediata 1-B	2-B	3-B	No Recomendado	No Recomendado	No Recomendado
NP-C	1-C	2-C	Seguridad de Vida 3-C	4-C	5-C	6-C
NP-D	No Recomendado	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	No Recomendado	No Recomendado	No Recomendado	4-E	Prevención del Colapso 5-E	No se Puede Rehabilitar

Tabla 2.2. Características de los estados de daño asociados a cada nivel de desempeño.
(Fuente: ATC-40, Tomo I)

- a. **Operacional 1-A:** los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo.

Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.

- b. **Ocupación inmediata 1-B:** corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

- c. **Seguridad de vida 3-C:** la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.

d. Estabilidad estructural 5-E: el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continuas garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

2.3.2 Análisis Estático No Lineal

Se basa en el análisis estático considerando la respuesta no lineal de los materiales. Existen muchos métodos para efectuar este tipo de análisis como por ejemplo los propuestos por el ATC 40 y FEMA 356. Estos métodos tienen en común que las características no lineales (Fuerza-Deformación) de la estructura son representadas por la curva de capacidad.

El máximo desplazamiento que probablemente puede ser experimentado durante un sismo dado, es determinado usando espectros de respuesta inelásticos. La gran ventaja de este método con respecto al análisis lineal es que directamente tiene en cuenta los efectos de la respuesta no lineal del material (mientras que en el análisis lineal esto se debe tener en cuenta en forma aproximada) y, por lo tanto, el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos serán más representativos de los esperados durante un sismo.

Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad. El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monótonica hasta que se produce el colapso efectivo de la estructura. El análisis estático no lineal es una técnica simple y

eficiente para estudiar la capacidad, resistencia deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales.

Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, fluencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad (Figura 2.1).

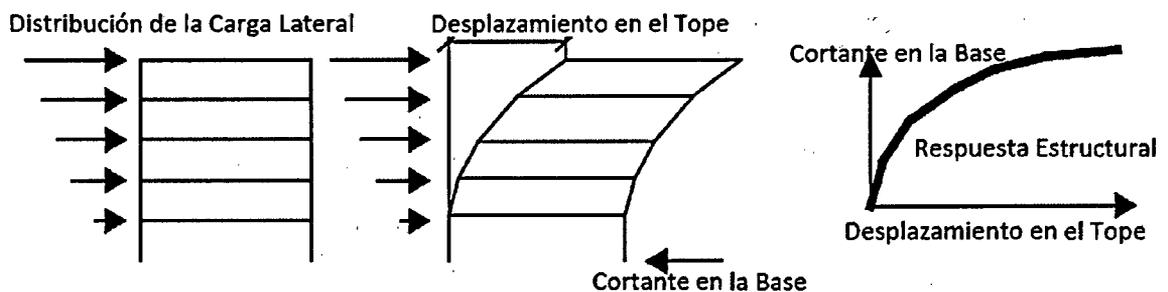


Figura 2.1. Esquema del proceso del Análisis Estático No Lineal

2.3.2.1 Sismos de Diseño

Se establecen cuatro niveles de severidad en las sollicitaciones sísmicas, cada uno de los cuales se define por un sismo de diseño. Los sismos de diseño son: sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro. Dado que los sismos son tratados como sucesos aleatorios, la cuantificación de sus efectos en las estructuras sólo puede hacerse en términos de probabilidad y riesgo. De esta manera los sismos de diseño se definen en función de los periodos medios de retorno de tales eventos o en función de la probabilidad de excedencia durante un determinado tiempo de exposición, que para edificaciones se suele considerar de unos 50 años. (Muñoz, 1999)

La tabla 2.3 muestra los periodos de retorno medio y las probabilidades de excedencia en 50 años de exposición para los sismos de diseño sugeridos por el SEAOC.

<i>Sismo de Diseño</i>	<i>Probabilidad de excedencia en 50 años (%)</i>	<i>Periodo de Retorno (Años)</i>
<i>Frecuente</i>	69	43
<i>Ocasional</i>	50	72
<i>Raro</i>	10	475
<i>Muy Raro</i>	5	970

Tabla 2.3. Características Probabilísticas de Ocurrencia de los Sismos de Diseño (Fuente: Muñoz, 1999)

2.3.2.2.1 Peligro Sísmico

En la tabla 2.4 se muestra la probabilidad de excedencia, el periodo de retorno y los valores de aceleración máxima en la roca asociados a los cuatro niveles de peligro sísmico sugeridos para la costa oeste de América del sur.

<i>Sismo de Diseño</i>	<i>Aceleración Esperada (g)</i>
<i>Frecuente</i>	0.20
<i>Ocasional</i>	0.25
<i>Raro</i>	0.40
<i>Muy Raro</i>	0.50

Tabla 2.4. Aceleración máxima en roca para los sismos de diseño en la costa oeste de América del Sur (Fuente: Muñoz, 1999)

Para construir los espectros de demanda se usaron espectros de aceleración cuya forma se tomó de la propuesta de la Uniform Building Code UBC (figura 2.2), la misma que corresponde a terremotos de subducción.

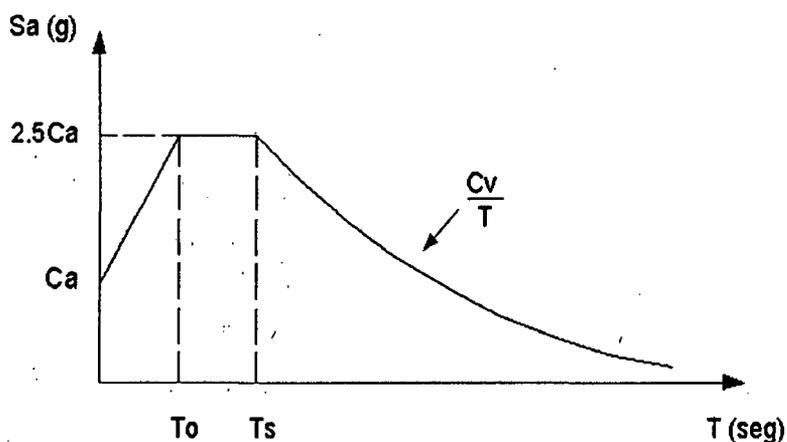


Figura 2.2. Espectro de la Uniform Building Code (UBC)

En este espectro esquemático del UBC, los términos independientes son C_a y C_v y los periodos singulares (T_0 y T_s) satisfacen las siguientes relaciones:

$$T_s = \frac{C_v}{2.5 C_a}$$

$$T_0 = 0.2 T_s$$

El espectro de la Norma Peruana (SENCICO, 2003) corresponde a un evento de 500 años de periodo de retorno (que corresponde a sismo raro) con una aceleración pico de 0.4g para la costa peruana con suelo bueno. El factor de amplificación de la Norma Peruana es de 2.5 y el fin de la plataforma corresponde a 0.4 seg de periodo. La figura 2.3 muestra el espectro elástico de la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente para dichas condiciones.

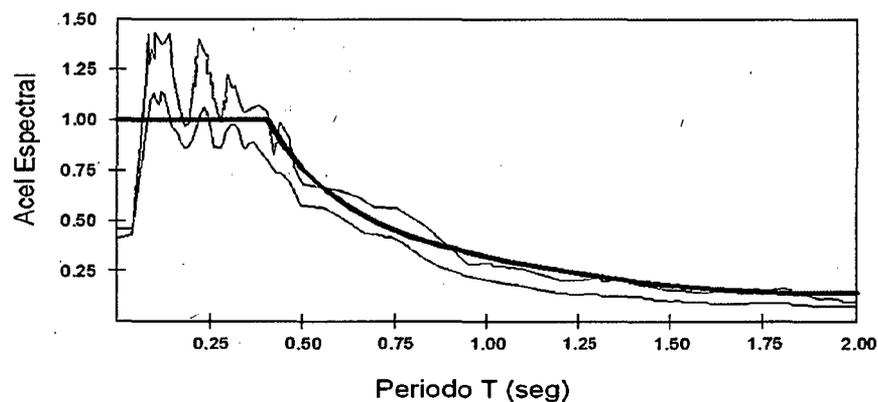


Figura 2.3. Espectro Elástico de la Norma Peruana

Para relacionar este espectro con el esquema del UBC se determinó que los valores C_a y C_v son 0.4 correspondientes a un Sismo Raro. La figura 2.4 muestra el espectro obtenido empleando el esquema UBC.

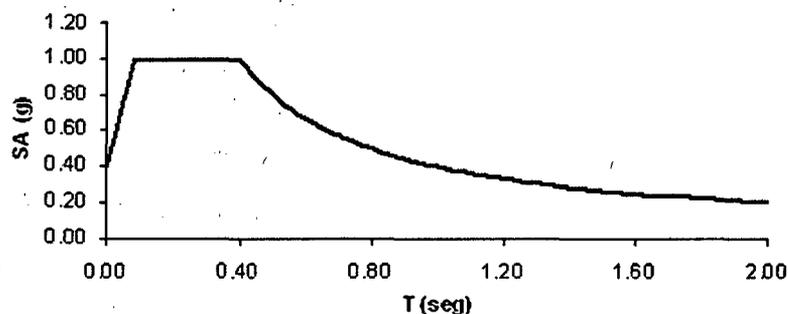


Figura 2.4. Espectro de la UBC para sismo raro

Como se puede observar ambos espectros son coincidentes salvo en la zona de periodos muy cortos en la cual el espectro de la Norma Peruana E-030 no refleja tendencia hacia la aceleración pico del suelo. La tabla 2.5 presenta los valores de C_a y C_v encontrados para cada uno de los sismos.

<i>Sismo de Diseño</i>	<i>Aceleración Esperada (g)</i>	C_a	C_v
<i>Frecuente</i>	0.20	0.20	0.20
<i>Ocasional</i>	0.25	0.25	0.25
<i>Raro</i>	0.40	0.40	0.40
<i>Muy Raro</i>	0.50	0.50	0.50

Tabla 2.5. Equivalencia de la Norma Peruana con la propuesta de la UBC (Fuente: Muñoz, 1999)

2.3.2.2 Desempeño esperado de la edificación

El desempeño esperado de la edificación describe un comportamiento sísmico que puede considerarse satisfactorio para una edificación sometida a movimientos sísmicos de diferentes intensidades. Es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico. Pueden definirse múltiples niveles de desempeño esperado, seleccionando diferentes niveles de desempeño de la edificación para cada uno de los movimientos especificados. Su selección debe estar basada en las características de ocupación de la edificación, la importancia de la función de sus instalaciones, las consideraciones económicas relacionadas con los costos de reparación de daño y de interrupción de servicios, la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural. (SEAOC, 1995)

El desempeño esperado está íntimamente ligado a los niveles de amenaza sísmica ya anteriormente definidos. La tabla 2.6 reproduce los niveles recomendados de desempeño esperado para edificaciones, conforme a su clasificación de acuerdo al uso y ocupación en instalaciones de seguridad crítica, instalaciones esenciales/riesgosas e instalaciones básicas.

1: Instalaciones Básicas 2: Instalaciones Esenciales 3: Instalaciones de Seguridad Crítica 0: Desempeño Inaceptable		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Operacional	Funcional	Seguridad de Vida	Cerca al Colapso
Nivel del Movimiento Sísmico	Frecuente (T=43 años)	1	0	0	0
	Ocasional (T=72 años)	2	1	0	0
	Raro (T=475 años)	3	2	1	0
	Muy Raro (T=970 años)	-	3	2	1

Tabla 2.6. Niveles recomendados de desempeño esperado para edificaciones
(Fuente: SEAOC, 1995)

2.3.2.3 Curva de Capacidad

Durante el Análisis Estático No Lineal, la cortante en la base va incrementando progresivamente manteniendo constante el patrón de fuerzas sísmicas distribuido en la altura del edificio. Para conseguir una representación realista de esfuerzos sísmicos, se emplea una distribución de las fuerzas sísmicas similares, las cuales siguen la forma del modo fundamental de vibración o una distribución más sencilla, como puede ser triangular invertida, parabólica o uniforme como muestra la figura 2.5.

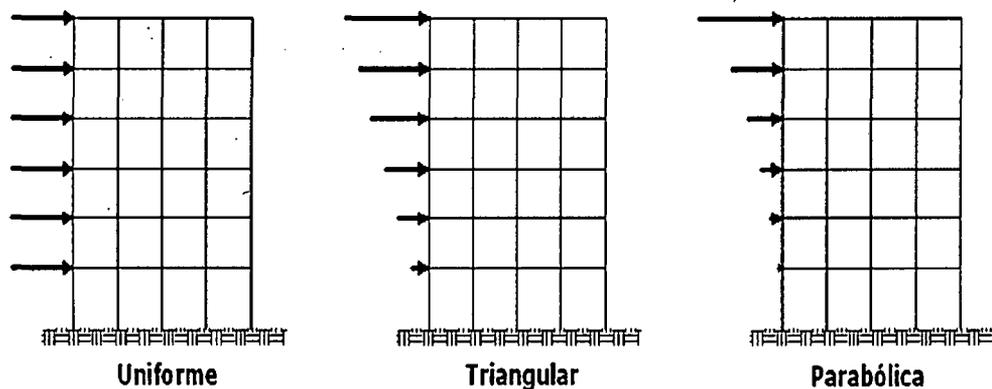


Figura 2.5. Patrones de Carga Lateral

Cuando se trata de un patrón de desplazamientos estos corresponden a un juego de desplazamientos predeterminados que se van incrementando paulatinamente. Generalmente se usan los desplazamientos provenientes de los modos significativos de vibración (Bonett, 2003). Obsérvese la figura siguiente.

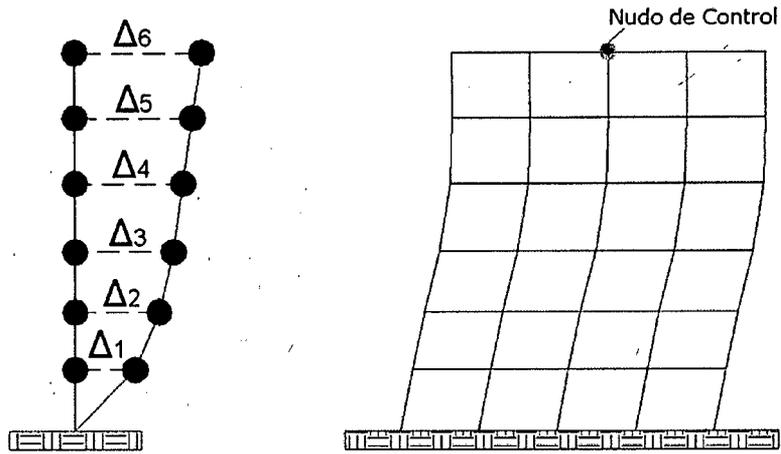


Figura 2.6. Desplazamientos de entrepiso y nudo de control

El proceso de análisis incremental se controla por un nudo determinado (generalmente en el techo, como muestra la figura 2.6), se debe indicar un valor de desplazamiento máximo hasta el cual incrementar el desplazamiento y comenzar dicho análisis partiendo del estado de esfuerzos y deformaciones provenientes de las cargas de gravedad, tal como trata de representar la figura 2.7.

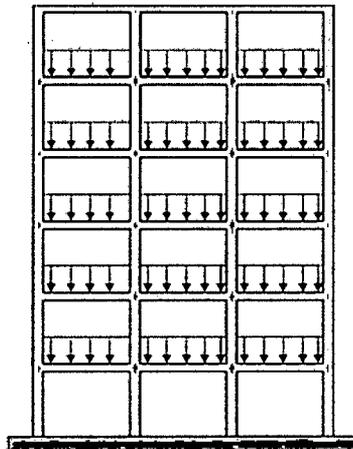


Figura 2.7. Acción de Cargas de Gravedad sobre la estructura

Durante el proceso de acciones incrementales, el desplazamiento (D_t) en el techo va creciendo y se van registrando los valores de la fuerza cortante (V) en la base de la edificación hasta alcanzar el desplazamiento lateral máximo especificado.

Como resultado del análisis incremental se obtiene la curva Fuerza-Desplazamiento (V-Dt), denominada Curva de Capacidad, la cual se representa en la figura 2.8 con algunos puntos relevantes de la misma.

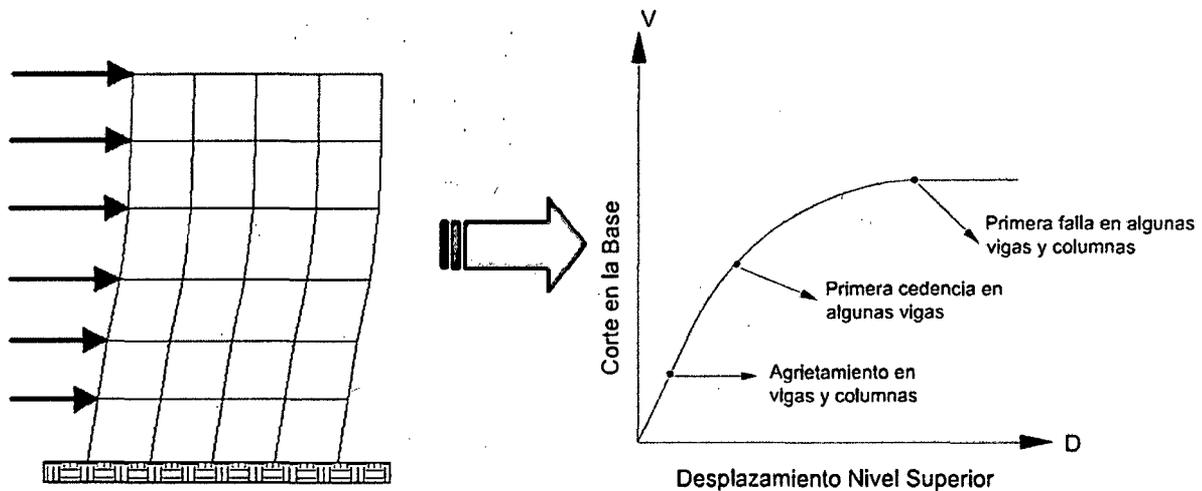


Figura 2.8. Representación del Análisis Incremental de Cargas Laterales y de la Curva de Capacidad

2.3.2.4 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad

Existen varios criterios para encontrar el modelo bilineal de la curva de capacidad resistente con el que se determina el punto en el cual la estructura deja de trabajar en el rango elástico e inicia su trabajo en el rango no lineal. A este punto se denomina punto de fluencia de la estructura.

En forma muy conservadora se puede indicar que el punto de fluencia de la estructura se alcanza cuando alguna sección de la misma ingresa al rango no lineal, para efecto basta que en el análisis se determine cuando alguna sección alcanzó el punto de fluencia. Los criterios que se explican a continuación se usan para hallar la representación bilineal de la curva de capacidad.

a. **Criterio 01: Criterio de la rigidez tangente horizontal**

En este criterio se traza la tangente a la curva de capacidad resistente en el rango elástico, luego se traza una horizontal en el punto de cortante basal V_u , como lo indica la figura, con la intersección de ambas retas se determina la representación bilineal de la curva de capacidad. La intersección de ambas rectas es el punto de Fluencia Efectiva.

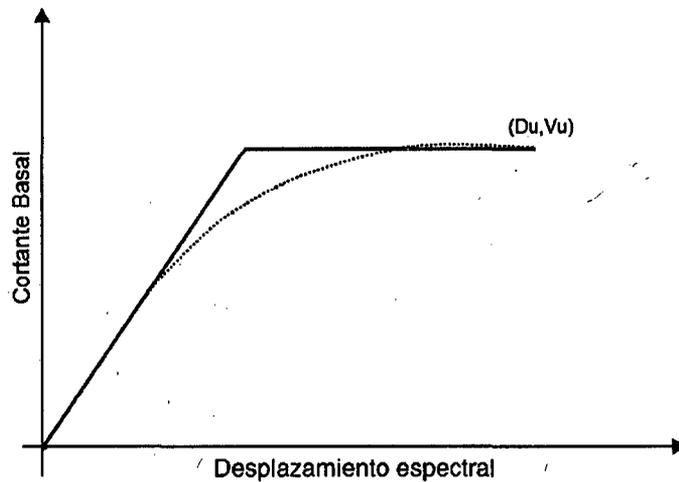


Figura 2.9. Criterio de la rigidez tangente horizontal

b. Criterio 02: Criterio de las Rigideces Tangentes

En este caso se trazan dos tangentes a la curva de capacidad resistente, una en el rango elástico y la otra en el rango plástico. La intersección de ambas rectas es el punto de Fluencia Efectiva.

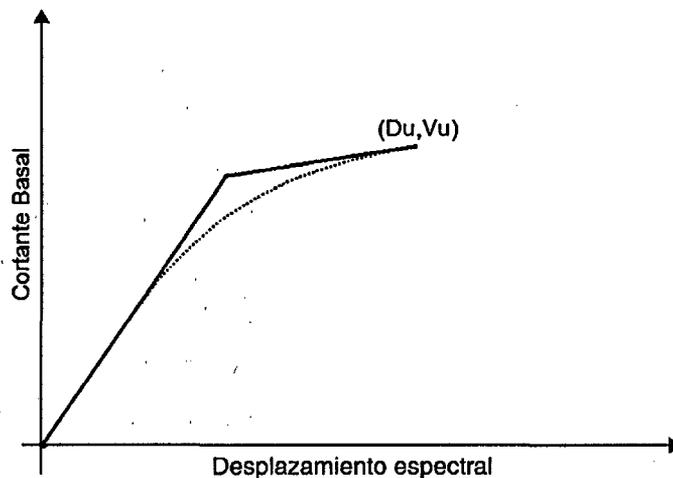


Figura 2.10. Criterio de las Rigideces Tangentes

c. Criterio 03: Criterio de las Áreas Iguales

Este criterio corresponde al que se obtiene al igualar las áreas externa e interna de la curva de capacidad resistente. Este criterio es más elaborado con relación a los dos anteriores en el sentido en que se debe realizar más operaciones. El punto de fluencia se determina en forma iterativa hasta que el área exterior se considere aproximadamente igual al

área interior. La intersección de ambas rectas es el punto de Fluencia Efectiva.

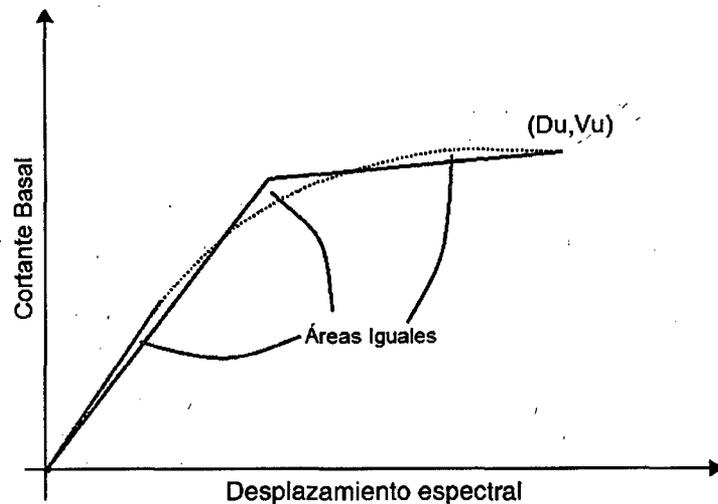


Figura 2.11. Criterio de las Áreas Iguales

Existe otra alternativa de encontrar el modelo bilineal con este criterio y consiste en igualar el área bajo la curva de capacidad resistente con el área bajo del modelo bilineal, como se ilustra en la figura 2.12.

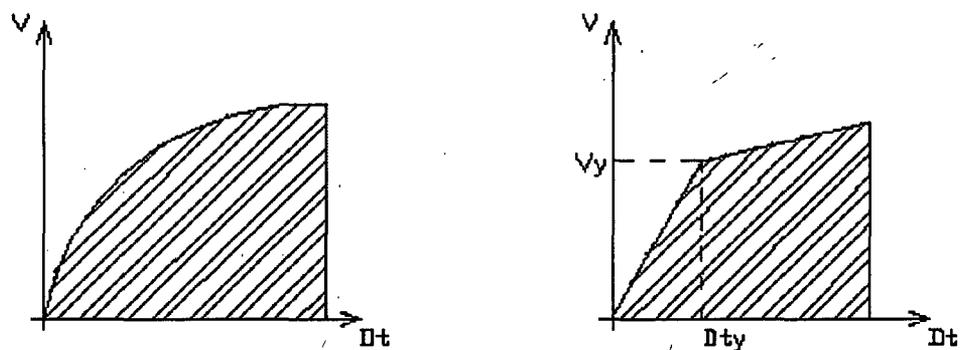


Figura 2.12. Criterio de las Áreas Iguales Bajo la Curva

2.3.2.5 Fluencia Efectiva

La fluencia efectiva es el punto en el que se genera un cambio importante de la rigidez de la estructura. El punto de fluencia efectiva representa el límite entre el rango elástico de la estructura y la incursión en el rango plástico de la misma. En la figura 2.13 el rango elástico está a la izquierda del punto de fluencia efectiva, mientras que el rango plástico está a la derecha.

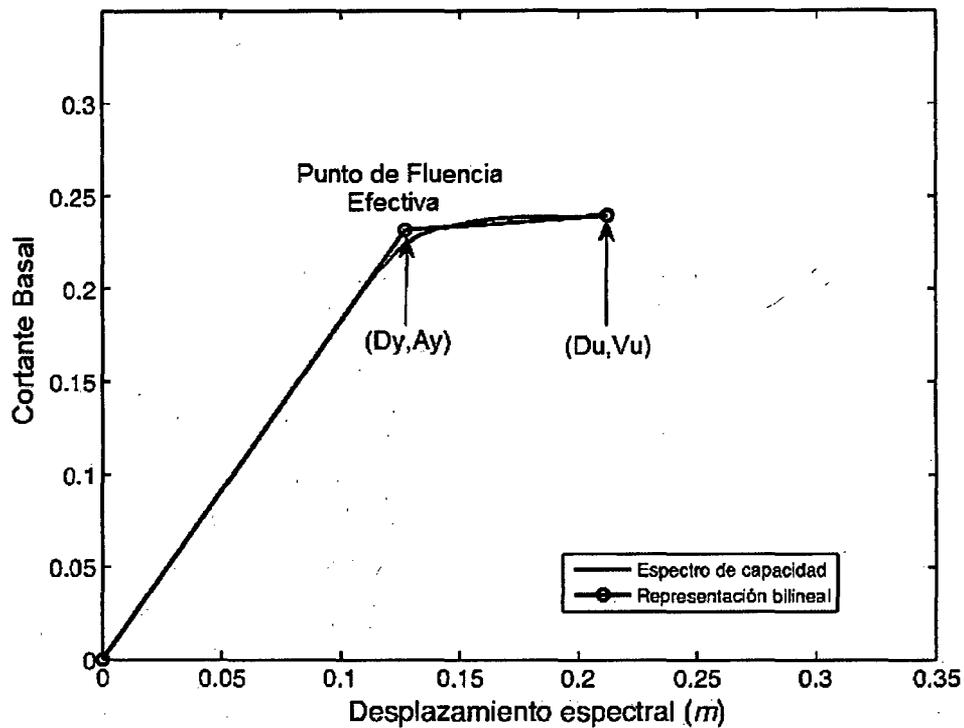


Figura 2.13. Representación del Punto de Fluencia Efectiva

2.3.2.6 Espectro de Capacidad

A través de un Análisis Estático No Lineal incremental de un modelo representativo de la estructura se obtiene una curva de capacidad, la cual generalmente se representa como el cortante basal (V), obtenido para varios incrementos del estado de carga lateral, respecto al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación (D). Esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas de pendiente decreciente, asociados a la progresiva degradación de la rigidez lateral, la cedencia en elementos y en general al daño.

Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (siglas del inglés "Acceleration-Displacement Response Spectra" que significa Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento, debido a que el espectro relaciona aceleración versus desplazamiento) donde se representa la aceleración espectral (S_A), respecto del desplazamiento espectral (S_D), denominado espectro de capacidad. Para esta conversión, cada punto (V , D) de la curva de capacidad, corresponde a un punto (S_{Ai} , S_{Di}) del espectro de capacidad, según las siguientes fórmulas:

$$S_{Di} = \frac{\Delta n_i}{(\beta_1 \times \varphi_{1,n})}$$

$$S_{Ai} = \frac{V_i}{\alpha_1}$$

Donde:

α_1 : masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración.

β_1 : factor de participación asociado al modo fundamental.

$\varphi_{1,n}$: amplitud en el nivel n, de la forma de vibración del modo fundamental.

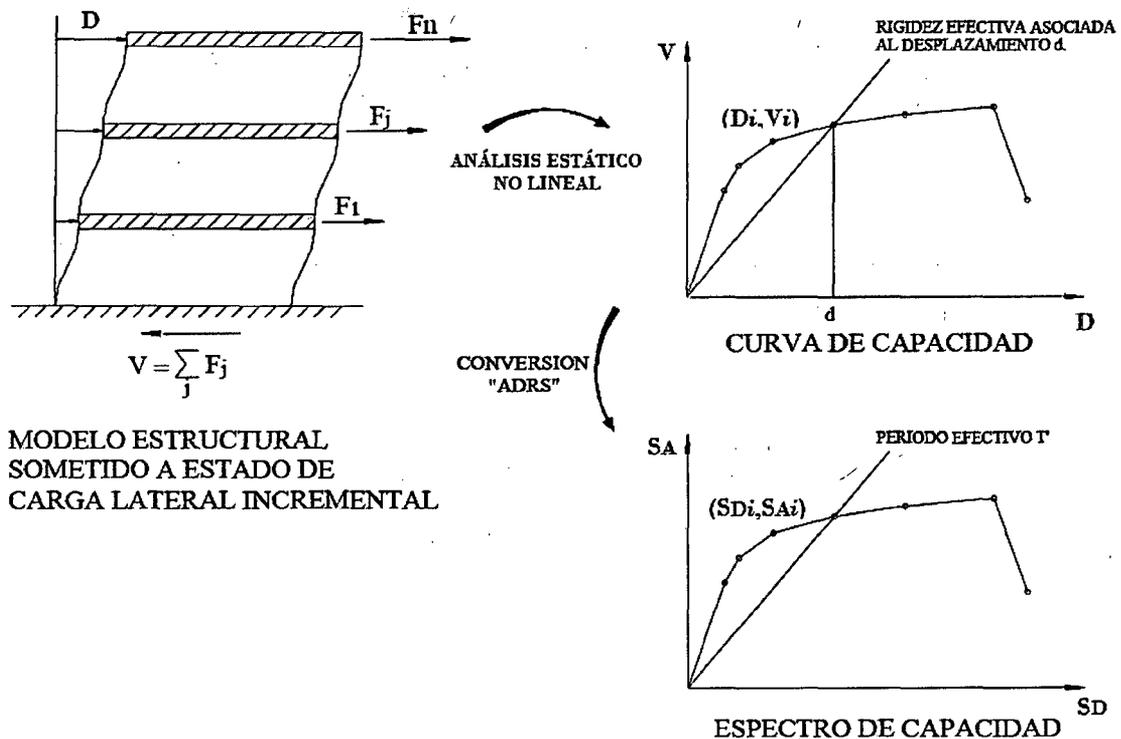


Figura 2.14. Secuencia para la obtención del Espectro de Capacidad (Adaptado de la ATC-40)

En esta representación, cada línea trazada desde el punto origen hasta la curva, tiene una pendiente ω^2 , donde ω es la frecuencia circular asociada a la respuesta efectiva de la estructura cuando la misma es deformada hasta dicho desplazamiento espectral. De manera que el periodo efectivo de la estructura T asociado a dicho desplazamiento espectral puede determinarse como:

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

2.3.2.7 Espectro de Demanda

Los espectros de demanda, relacionan el desplazamiento espectral S_D , con la aceleración espectral S_A , y se los obtiene a partir de formas espectrales que relacionan la aceleración espectral con el período.

Se define el espectro de amenaza uniforme como la curva que une las aceleraciones espectrales asociadas independientemente a cada período estructural con una probabilidad de excedencia dada en un tiempo determinado y para un cierto factor de amortiguamiento con respecto al crítico. Es decir que es la curva que une las aceleraciones espectrales asociadas al mismo período de retorno, trabajando cada período estructural independientemente.

El espectro de demanda es la base con la cual el ATC-40 o cualquier otro modelo de reducción del espectro elástico, obtiene el desplazamiento lateral máximo de una estructura trabajando con el espectro de capacidad y con el espectro de demanda.

Los espectros de demanda muestran simultáneamente los espectros clásicos de aceleración y desplazamiento en un solo gráfico, donde los ejes horizontal y vertical corresponden a valores del desplazamiento espectral (S_D) y de la aceleración espectral (S_A) respectivamente. Los periodos están representados por líneas inclinadas. (Ver Figura 2.15)

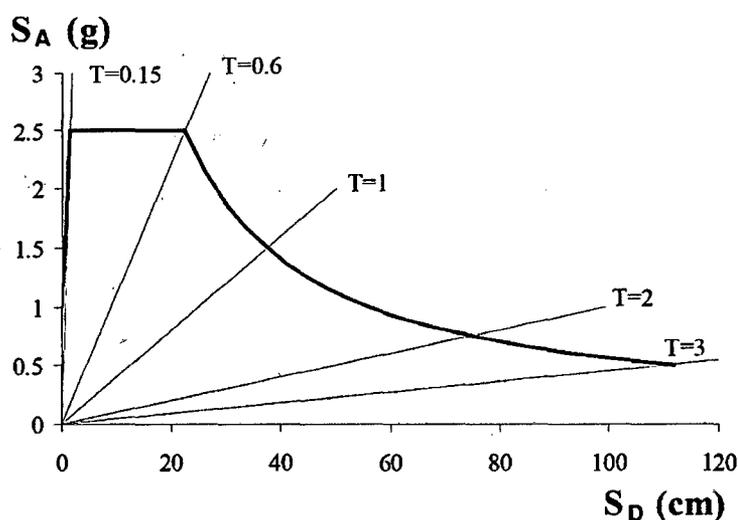


Figura 2.15. Espectro de Demanda

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando un espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5% el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es decir, de aceleración espectral (SA como una fracción de la aceleración de la gravedad) respecto el desplazamiento espectral (SD). Para dicha conversión cada punto (SAi, Ti) del espectro de respuesta donde Ti es el período en segundos, corresponde a un punto (SAi, SDi) del espectro de demanda, según la siguiente fórmula:

$$S_{Di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{Ai} \times g$$

De manera que el espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto el correspondiente desplazamiento máximo para un periodo y nivel de amortiguamiento dado. Estos valores máximos se corresponden con los valores pseudoespectrales siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento.

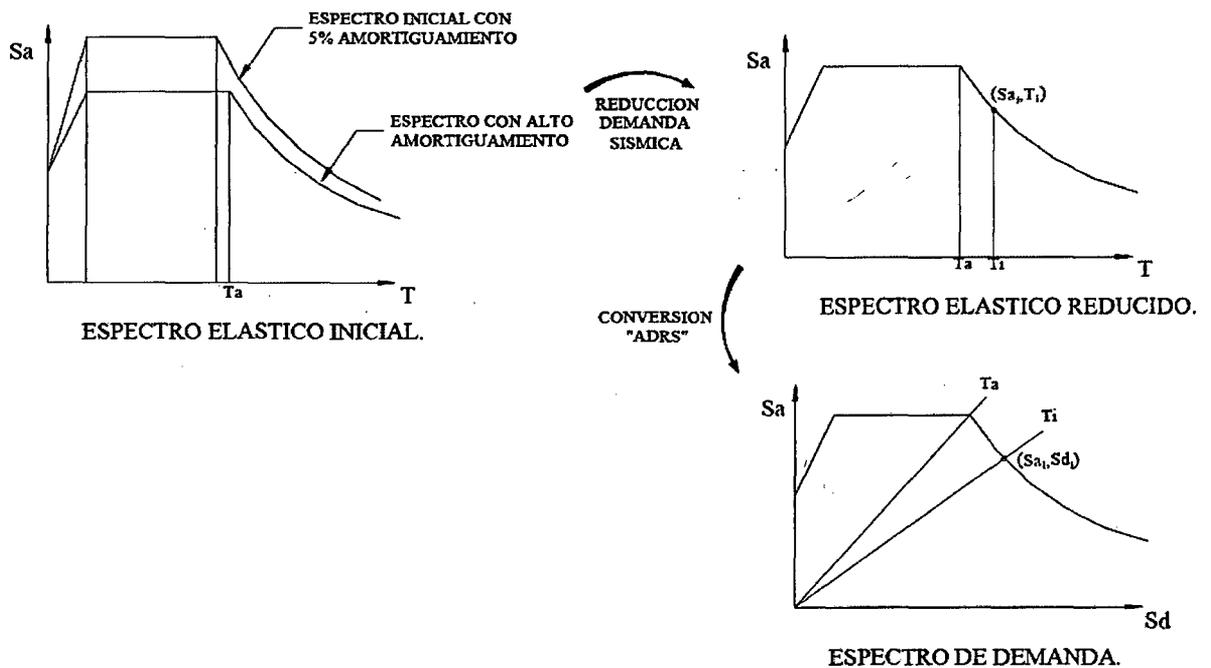


Figura 2.16. Secuencia para la obtención del Espectro de Demanda (Adaptado de ATC-40)

2.3.3 Evaluación del Desempeño Sísmico de la Estructura

El comité Visión 2000 del SEAOC propone cinco niveles de desempeño, que se describen en función del comportamiento del sistema estructural y de las instalaciones y elementos no estructurales en general. La tabla 2.7 resume la propuesta del comité Visión 2000 (SEAOC, 1995).

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCIÓN
Completamente Operacional (CO)	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicio.
Funcional (F)	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño leve y moderado en elementos arquitectónicos. Los sistemas de evacuación y seguridad funcionan con normalidad
Resguardo de la Vida (RV)	Daño moderado en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema, resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Cerca al Colapso (CC)	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos.
Colapso (C)	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Tabla 2.7. Descripción de los Daños Asociados a cada Nivel de Desempeño

(Fuente: SEAOC, 1995)

Desde el punto de vista estructural, los niveles de desempeño corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura. Para sectorizar la curva de capacidad debe encontrarse la fluencia efectiva para definir el tramo elástico e inelástico de la estructura. El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro sectores definidos por fracciones de Δp a las cuales se asocia un nivel de desempeño. Este criterio de evaluación, propuesto por el comité VISION 2000 del SEAOC propone que para cada nivel de desempeño le corresponde un rango de desplazamiento en el techo de la estructura. Estos se detallan en la tabla 2.8.

NIVEL DE DESEMPEÑO	RANGO DE DESPLAZAMIENTO
Operacional	0 - ΔFE
Funcional	ΔFE - $\Delta FE + 0.30\Delta p$
Seguridad de Vida	$\Delta FE + 0.30\Delta p$ - $\Delta FE + 0.60\Delta p$
Cerca al Colapso	$\Delta FE + 0.60\Delta p$ - $\Delta FE + 0.80\Delta p$
Colapso	$\Delta FE + 0.80\Delta p$ - $\Delta FE + \Delta p$

ΔFE : Desplazamiento correspondiente al punto de Fluencia Efectiva. Es el desplazamiento en el rango elástico de la estructura.
 Δp : Rango Plástico

Tabla 2.8. Descripción de los Daños Asociados a cada Nivel de Desempeño (Fuente: elaboración propia)

La figura 17 muestra la propuesta del Comité VISION 2000 del SEAOC al respecto.

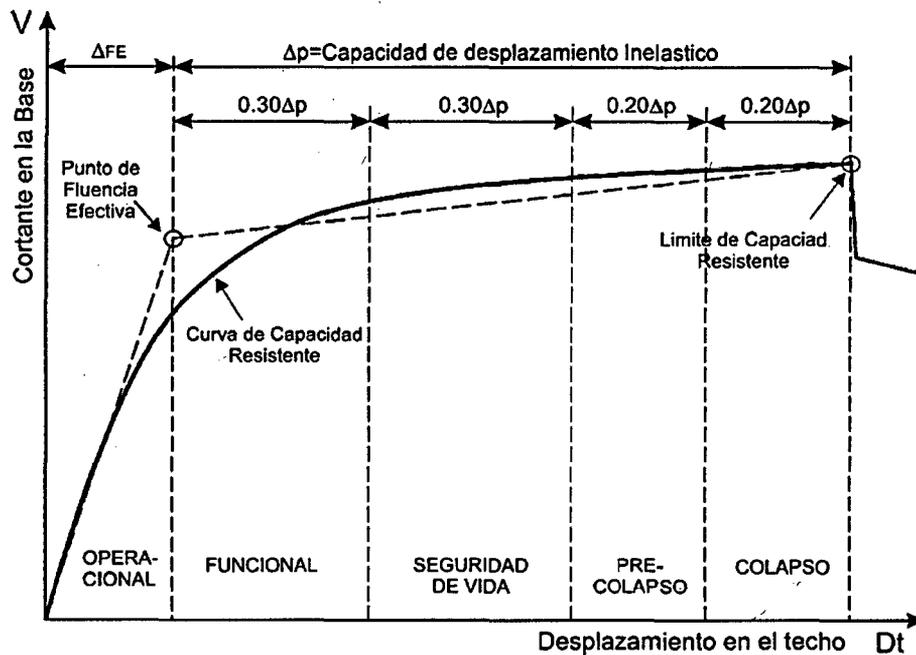


Figura 2.17. Sectorización de la Curva de Capacidad. (Fuente: SEAOC, 1995)

2.3.4 Estimación del Punto de desempeño

2.2.4.1 Respuesta elástica de estructuras

El espectro de capacidad muestra los pares de valores fuerza cortante y desplazamiento de la estructura, mientras el espectro de demanda es un espectro elástico para estructuras de distintos periodos e igual amortiguamiento.

Si la intersección de ambos espectros ocurre en la zona elástica del espectro de capacidad, como se aprecia en la figura 2.18, esta intersección constituye el punto de demanda buscado.

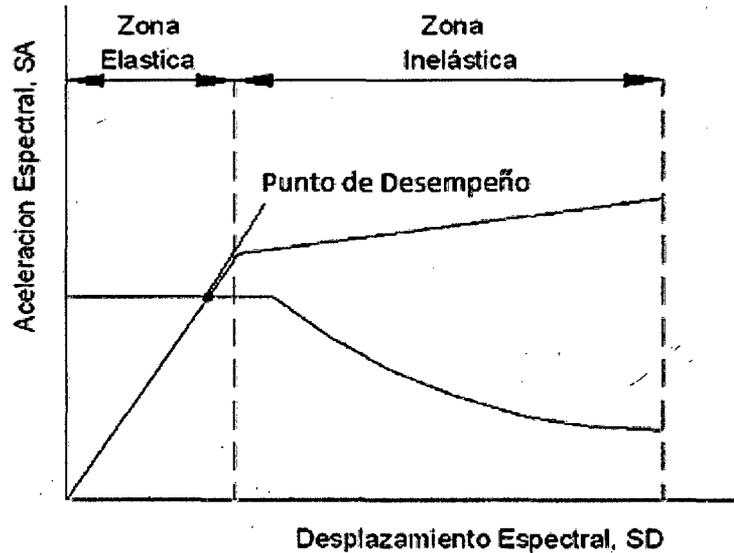


Figura 2.18. Punto de Desempeño en el Rango Elástico

2.2.4.2 Respuesta inelástica de estructuras

Si la intersección del espectro de demanda y capacidad ocurre en la zona inelástica del espectro de capacidad, como se observa en la figura 2.19, este punto de intersección no corresponde al punto de demanda porque el espectro es elástico y el comportamiento supuesto es no lineal.

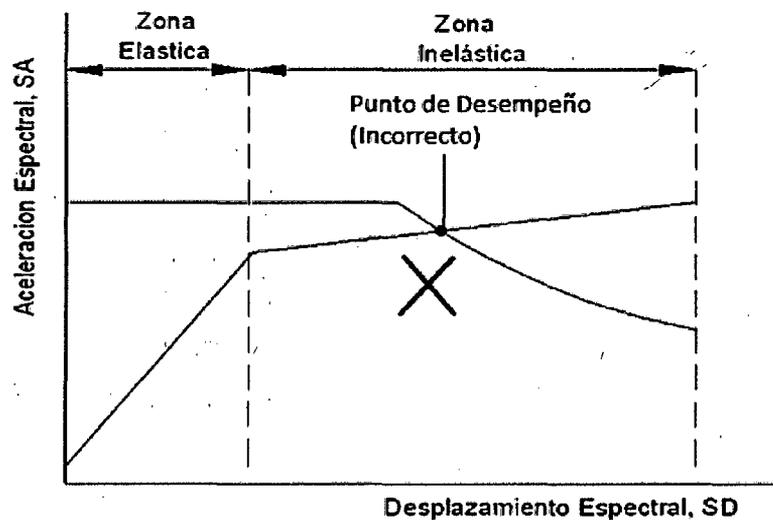


Figura 2.19. Estimación Incorrecta del Punto de Desempeño en el Rango Plástico

Por tanto es necesario considerar que la demanda elástica será sucesivamente ajustada para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado. Así, para cada punto del tramo inelástico de la curva de capacidad se puede obtener un amortiguamiento equivalente.

$$\beta_{EQ} = k\beta_0 + \beta_{Elastico} = \frac{63.7 (S_{AY}S_{Di} - S_{DY}S_{Ai})}{S_{Ai} \times S_{Di}} + 5$$

Donde:

S_{Di} , S_{Ai} : son las coordenadas del punto escogido del espectro de capacidad.

S_{DY} , S_{AY} : son las coordenadas del punto de fluencia efectiva.

k : es el factor de reducción del amortiguamiento.

$\beta_{Elástico}$: es el amortiguamiento elástico (asumido 5%).

El nuevo espectro de demanda se reduce debido a que el amortiguamiento equivalente es mayor que el originalmente empleado. Para obtener el espectro reducido se usan factores de reducción para las zonas de aceleraciones y velocidades del espectro (SR_A y SR_V respectivamente) cuyos valores dependen directamente del nivel de amortiguamiento equivalente.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \times \ln(\beta_{EQ})}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \times \ln(\beta_{EQ})}{1.65}$$

El factor SR_A corresponde a la zona de aceleraciones (parte plana del espectro de demanda) y el factor SR_V a la zona de velocidades, como se indica en la Figura 2.20. Estos factores se multiplican a las aceleraciones espectrales del espectro elástico original, a fin de obtener las aceleraciones espectrales inelásticas.

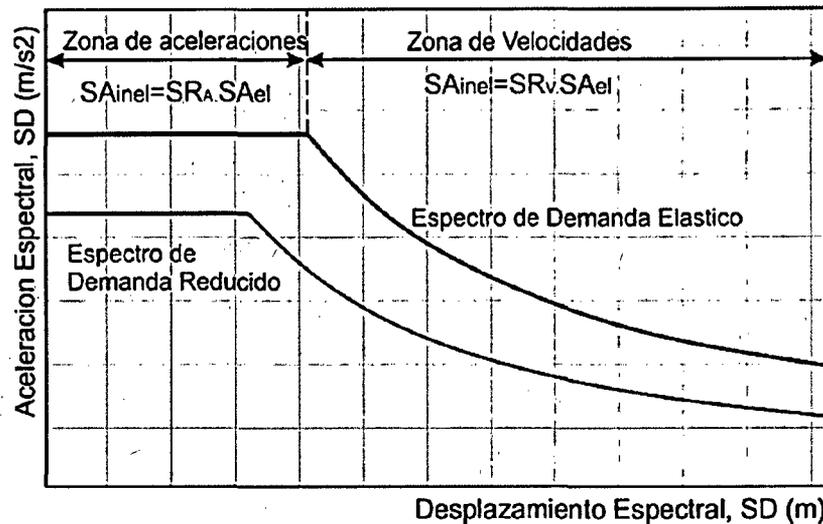


Figura 2.20. Reducción del Espectro de Demanda Elástico (Fernández, 2006)

Para graficar el espectro reducido se debe considerar que el período que marca el fin de la plataforma de aceleración constante, denominado T'_p no corresponde al período T_p del espectro original y debe calcularse mediante la expresión:

$$T'_p = T_p \left(\frac{SR_v}{SR_a} \right)$$

Cuando la respuesta máxima de la estructura se da en régimen inelástico, el punto de demanda debe encontrarse en la intersección del Espectro de Capacidad con un Espectro de Demanda reducido apropiadamente de acuerdo al nivel de incursión inelástica.

Como inicialmente no se conoce el punto de demanda, entonces no se puede calcular el amortiguamiento efectivo y tampoco se puede establecer el espectro reducido. Por tanto el cálculo del Punto de Demanda debe hacerse como el siguiente procedimiento.

Para cada punto de la curva de capacidad se obtiene un amortiguamiento efectivo y así un correspondiente valor del espectro reducido. Uniendo las ordenadas espectrales reducidas se obtiene una curva conocida como Espectro de Amortiguamiento Variable (EDAV).

Finalmente de la intersección del EDAV con el espectro de capacidad, se obtiene el punto de demanda como se muestra en la figura 2.21.

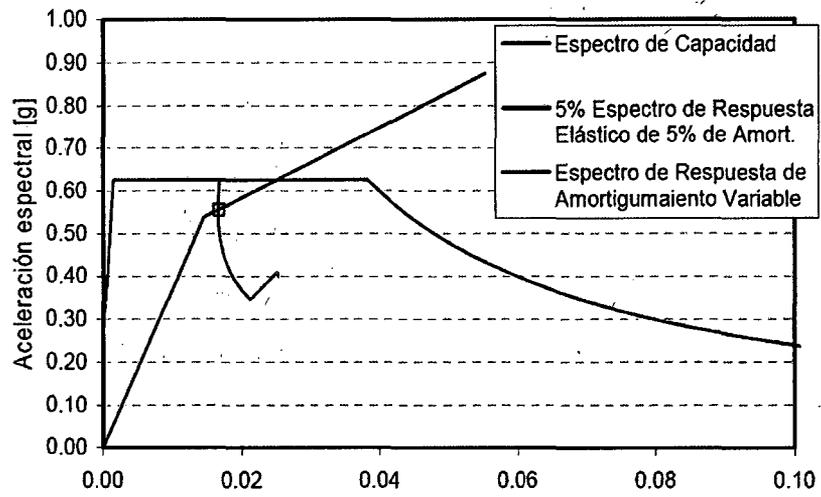


Figura 2.21. Intersección del Espectro de Capacidad y el EDAV (L. Cocco, L. Suárez, M. Ruíz, 2010)

CAPÍTULO III

PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

3.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

El análisis estático no lineal que se realizará para la estructura del edificio 4J de la Universidad de Cajamarca considerará todas las características de la misma, como las características y propiedades de los materiales, propiedades geométricas del edificio y de cada uno de sus elementos estructurales y las cargas a las que está expuesta. Todas estas características y propiedades se incluyeron en el modelamiento de la estructura realizado en el programa SAP 2000.

Para el modelamiento de la estructura se consideraron las siguientes propiedades obtenidas de las especificaciones técnicas de los planos estructurales:

3.1.1 Propiedades y Especificaciones Técnicas del Concreto

Resistencia a la compresión de vigas:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a la compresión de columnas:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad:

$$E = 15000\sqrt{f'_c}$$

$$E = 217370.651 \text{ kg/cm}^2,$$

$$E = 2173706.51 \text{ Tn/m}^2$$

Peso unitario:

$$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma = 2.4 \text{ Tn/m}^3$$

Recubrimiento de columnas y vigas

$$Rec. = 4 \text{ cm.}$$

3.1.2 Propiedades y Especificaciones Técnicas del Acero

Esfuerzo de fluencia:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Peso unitario:

$$\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$$

Módulo de elasticidad

$$E = 2 \times 10^7 \text{ Tn/m}^2$$

3.2 DIAGRAMAS DE MOMENTO GIRO

Los diagramas momento giro se obtuvieron a partir de los datos de las relaciones momento curvatura obtenidos con la aplicación de la función Section Designer del programa SAP 2000, para lo cual se modeló las secciones correspondientes a la ubicación de las rótulas plásticas ubicadas

en vigas principales, en vigas secundarias y en columnas. Para obtener el giro correspondiente en cada punto representativo del diagrama Momento Giro, y como ya se definió anteriormente, se multiplico cada valor de la curvatura por la longitud de cada rótula plástica (L_p), que está dada por la siguiente fórmula (Paulay y Priestley, 1992)

$$L_p = 0.5 \times h$$

Donde:

L_p : Longitud de rótula plástica

h : Peralte del elemento

3.2.1 Diagramas Momento Giro para Vigas

A continuación se presentan las relaciones momento curvatura y los diagramas de momento giro de vigas principales y secundarias que se usarán para modelar las rótulas plásticas en el programa SAP 2000.

a) Diagrama Momento Giro para las rótulas ubicadas en los extremos de las vigas V-101 y 201

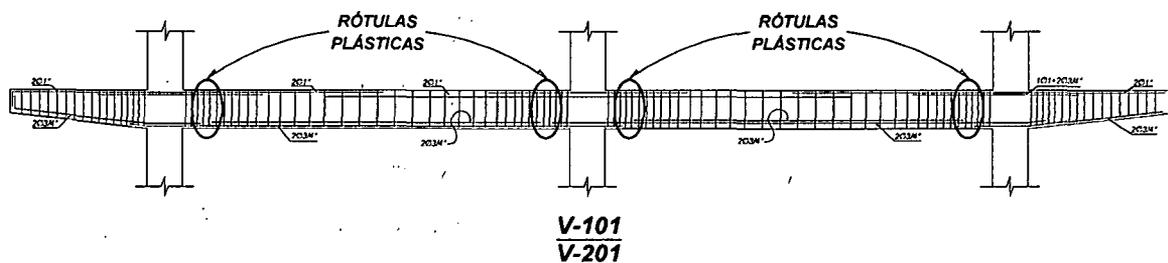


Figura 3.1. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-101 y V-201

SECCIÓN (V 101- V 201 EXTREMOS)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	L_p	GIRO	M/M_y	θ/θ_y
	-E	-0.480	-0.330	0.325	-0.107	-0.036	-41.250
	-D	-0.640	-0.190	0.325	-0.062	-0.047	-23.750
	-C	-20.320	-0.160	0.325	-0.052	-1.506	-20.000
	-B	-13.490	-0.008	0.325	-0.003	-1.000	-1.000
	A	0.000	0.000	0.325	0.000	0.000	0.000
	B	13.490	0.008	0.325	0.003	1.000	1.000
	C	20.320	0.160	0.325	0.052	1.506	20.000
	D	0.640	0.190	0.325	0.062	0.047	23.750
	E	0.480	0.330	0.325	0.107	0.036	41.250

Tabla 3.1. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-101 y V-201

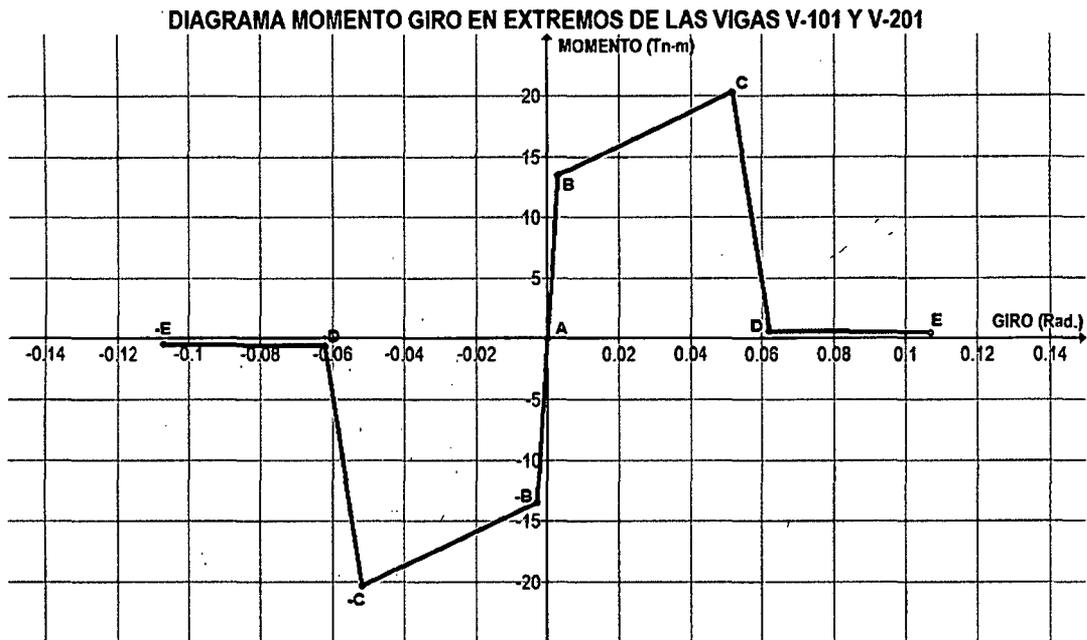


Figura 3.2. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-101 y V-201

b) Diagrama Momento Giro para las rótulas ubicadas en el centro de luz de las vigas V-101, V-201, V-102 y V-202

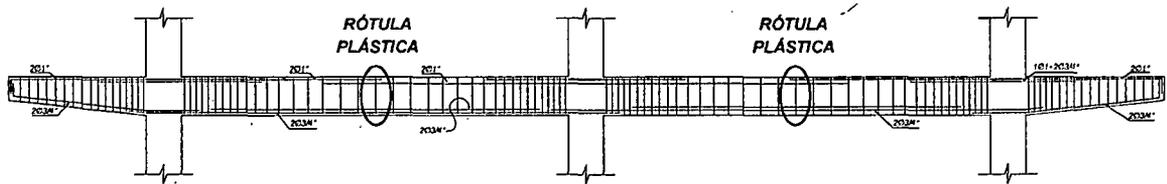


Figura 3.3. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-101, V-201, V-102 y V-202

SECCIÓN (V 101, V 201, V 102, V 202, CENTRO DE LUZ LIBRE)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	L _p	GIRO	M/M _y	θ/θ _y
	-E	-0.470	-0.330	0.325	-0.107	-0.018	-41.250
	-D	-0.640	-0.190	0.325	-0.062	-0.024	-23.750
	-C	-39.600	-0.160	0.325	-0.052	-1.493	-20.000
	-B	-26.520	-0.008	0.325	-0.003	-1.000	-1.000
	A	0.000	0.000	0.325	0.000	0.000	0.000
	B	26.520	0.008	0.325	0.003	1.000	1.000
	C	39.600	0.160	0.325	0.052	1.493	20.000
	D	0.640	0.190	0.325	0.062	0.024	23.750
	E	0.470	0.330	0.325	0.107	0.018	41.250

Tabla 3.2. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-101, V-201, V-102 y V-202

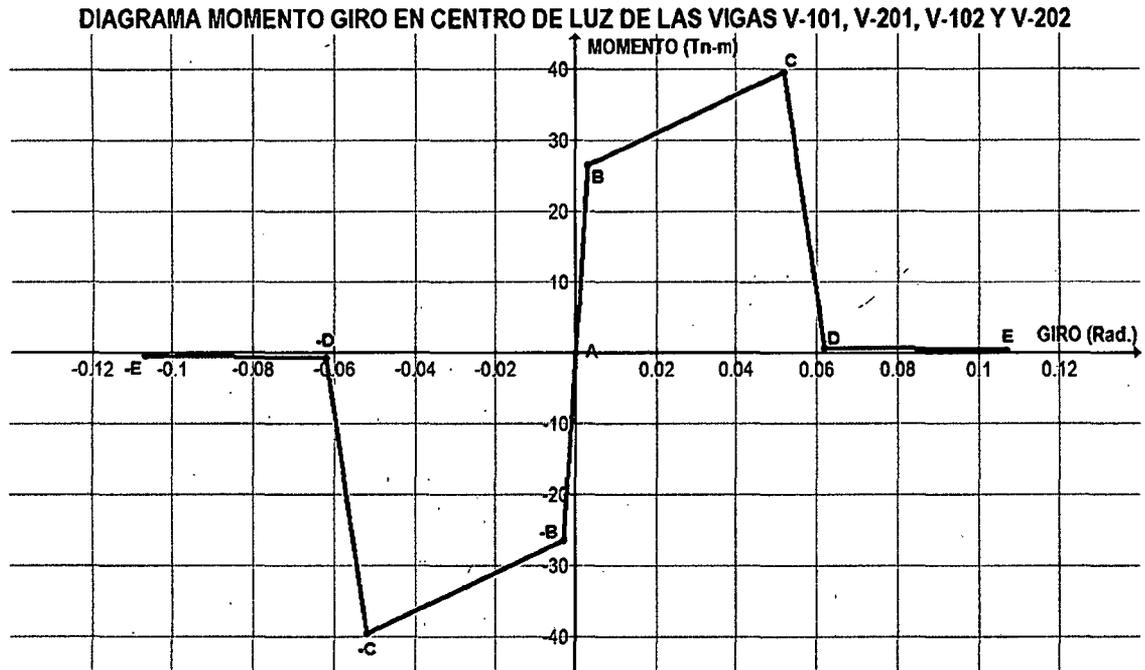


Figura 3.4. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-101, V-201, V-102 y V-202

c) Diagrama Momento Giro para las rótulas ubicadas en los extremos de las vigas V-102 y V-202

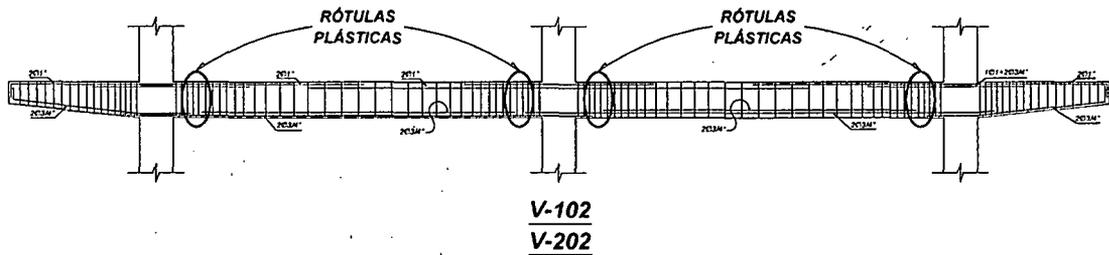


Figura 3.5. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-102 y V-202

SECCIÓN (V 102, V 202, EXTREMOS)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	L_p	GIRO	M/M_y	θ/θ_y
	-E	-0.480	-0.330	0.325	-0.107	-0.035	-41.250
	-D	-0.630	-0.190	0.325	-0.062	-0.047	-23.750
	-C	-20.330	-0.160	0.325	-0.052	-1.501	-20.000
	-B	-13.540	-0.008	0.325	-0.003	-1.000	-1.000
	A	0.000	0.000	0.325	0.000	0.000	0.000
	B	13.540	0.008	0.325	0.003	1.000	1.000
	C	20.330	0.160	0.325	0.052	1.501	20.000
	D	0.630	0.190	0.325	0.062	0.047	23.750
	E	0.480	0.330	0.325	0.107	0.035	41.250

Tabla 3.3. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-102 y V-

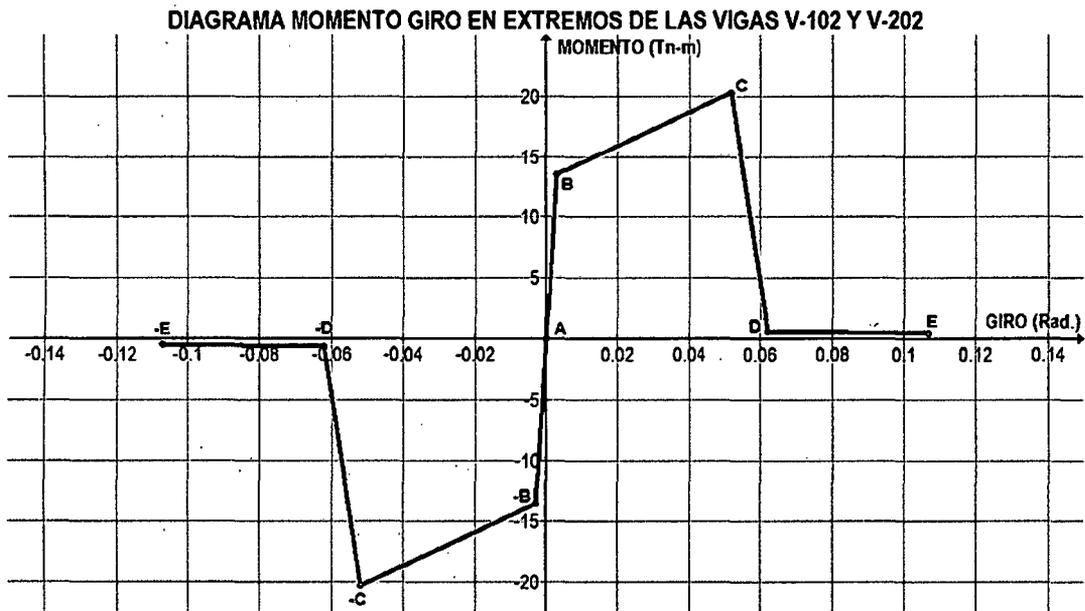


Figura 3.6. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-102 y V-202

d) Diagrama Momento Giro para las rótulas ubicadas en los extremos de las vigas V-103 y V-203

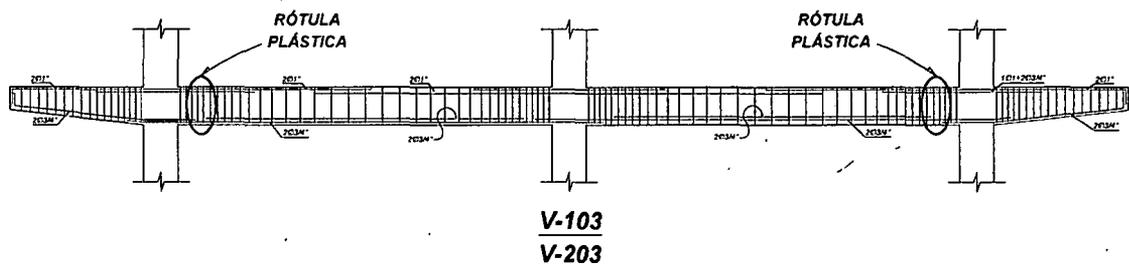


Figura 3.7. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-103 y V-203

SECCIÓN (V 103, V 203, EXTREMOS)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	L _p	GIRO	M/M _y	θ/θ _y
	-E	-0.450	-0.330	0.325	-0.107	-0.019	-41.250
	-D	-0.630	-0.190	0.325	-0.062	-0.026	-23.750
	-C	-35.630	-0.165	0.325	-0.054	-1.495	-20.625
	-B	-23.830	-0.008	0.325	-0.003	-1.000	-1.000
	A	0.000	0.000	0.325	0.000	0.000	0.000
	B	23.830	0.008	0.325	0.003	1.000	1.000
	C	35.630	0.165	0.325	0.054	1.495	20.625
	D	0.630	0.190	0.325	0.062	0.026	23.750
	E	0.450	0.330	0.325	0.107	0.019	41.250

Tabla 3.4. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-103 y V-

203

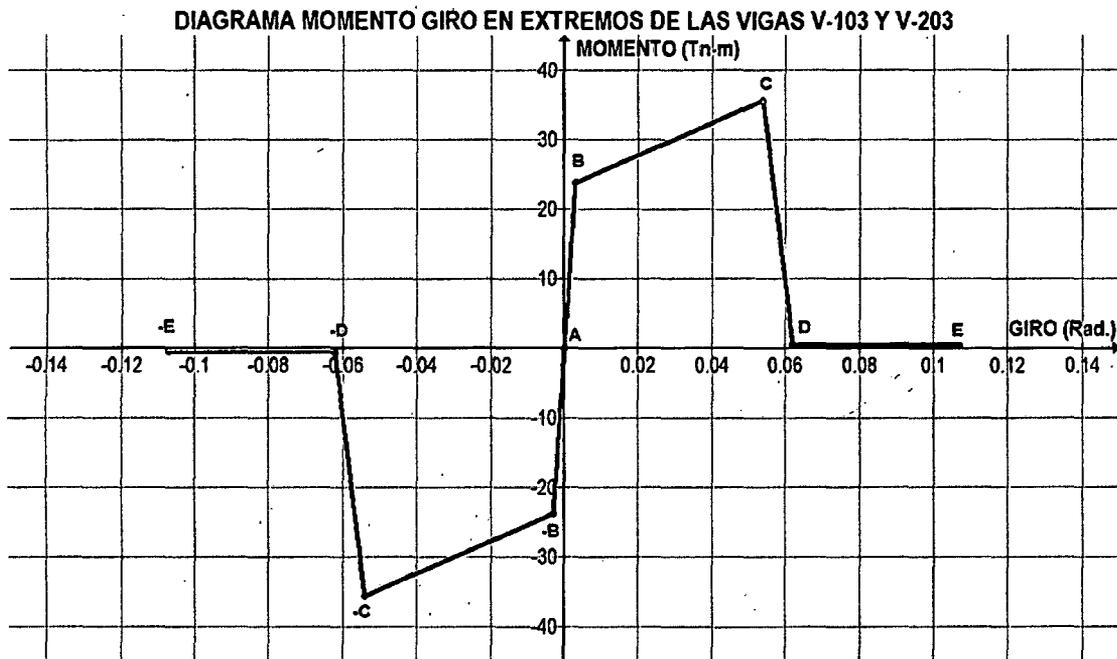


Figura 3.8. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-103 y V-203

e) Diagrama Momento Giro para las rótulas adyacentes al eje medio de las vigas V-103 y V-203

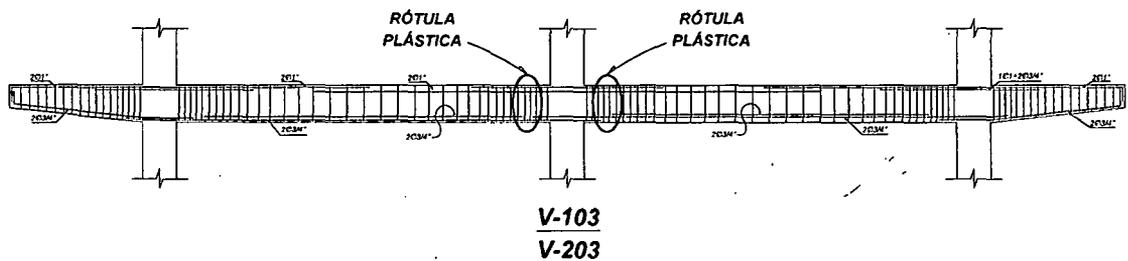


Figura 3.9. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-103 y V-203 (adyacentes al eje 2)

SECCIÓN (V 103, V 203, EJE MEDIO)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	L _p	GIRO	M/M _y	θ/θ _y
	-E	-0.480	-0.330	0.325	-0.107	-0.020	-41.250
	-D	-0.630	-0.190	0.325	-0.062	-0.026	-23.750
	-C	-35.650	-0.160	0.325	-0.052	-1.495	-20.000
	-B	-23.840	-0.008	0.325	-0.003	-1.000	-1.000
	A	0.000	0.000	0.325	0.000	0.000	0.000
	B	23.840	0.008	0.325	0.003	1.000	1.000
	C	35.650	0.160	0.325	0.052	1.495	20.000
	D	0.630	0.190	0.325	0.062	0.026	23.750
	E	0.480	0.330	0.325	0.107	0.020	41.250

Tabla 3.5. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-103 y V-

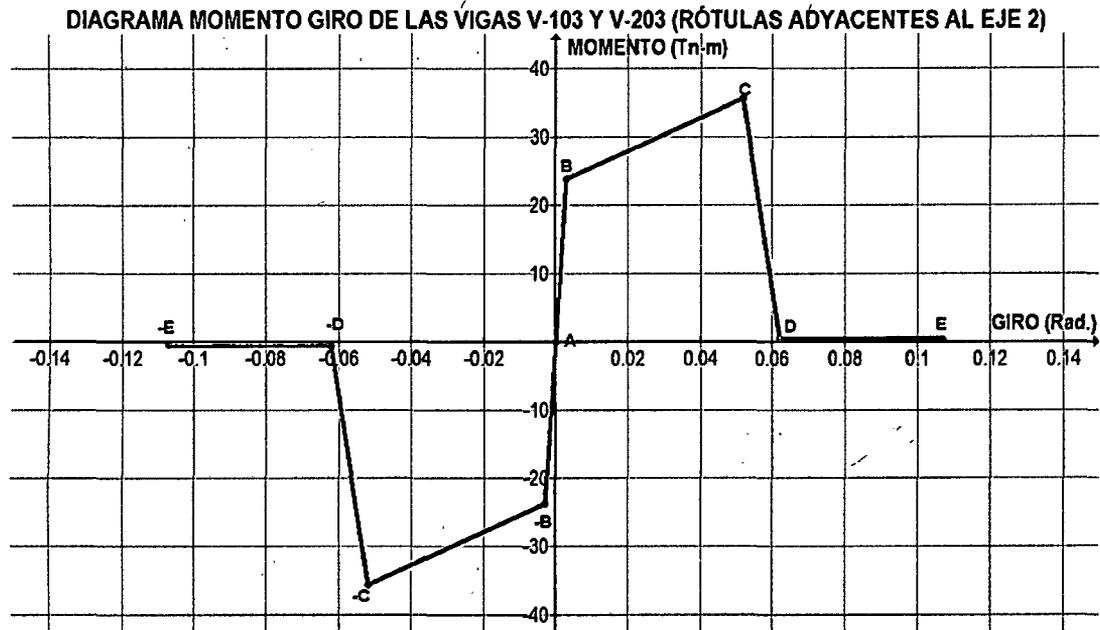


Figura 3.10. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-103 y V-203 (adyacentes al eje 2)

f) Diagrama Momento Giro para las rótulas ubicadas en el centro de luz de las vigas V-103, V-203

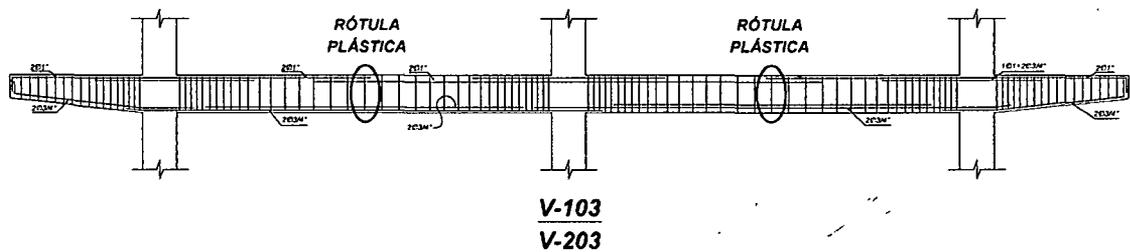


Figura 3.11. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-103 y V-203 (centro de luz)

SECCIÓN (V 103, V 203, CENTRO DE LUZ)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	L _p	GIRO	M/M _y	θ/θ _y
	-E	-0.470	-0.330	0.325	-0.107	-0.016	-41.250
	-D	-0.610	-0.210	0.325	-0.068	-0.020	-26.250
	-C	-43.890	-0.190	0.325	-0.062	-1.457	-23.750
	-B	-30.130	-0.008	0.325	-0.003	-1.000	-1.000
	A	0.000	0.000	0.325	0.000	0.000	0.000
	B	30.130	0.008	0.325	0.003	1.000	1.000
	C	43.890	0.190	0.325	0.062	1.457	23.750
	D	0.610	0.210	0.325	0.068	0.020	26.250
	E	0.470	0.330	0.325	0.107	0.016	41.250

Tabla 3.6. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-103 y V-203

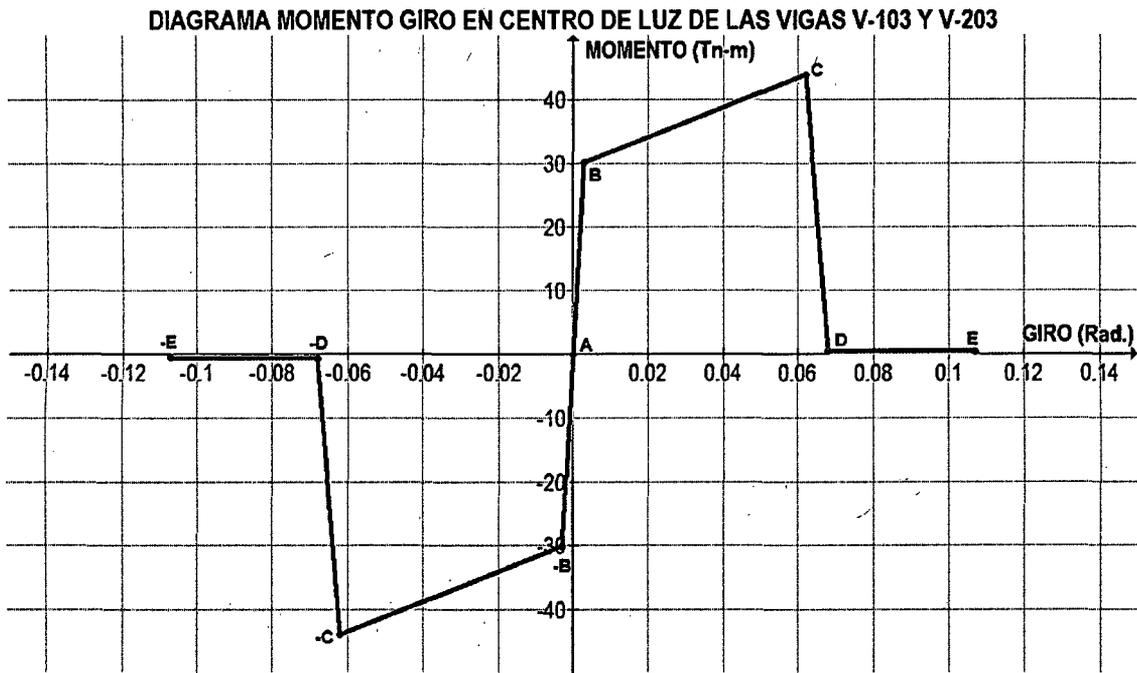


Figura 3.12. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-103 y V-203 (centro de luz)

g) Diagrama Momento Giro para las rótulas ubicadas en vigas V-301, V302 y V-303

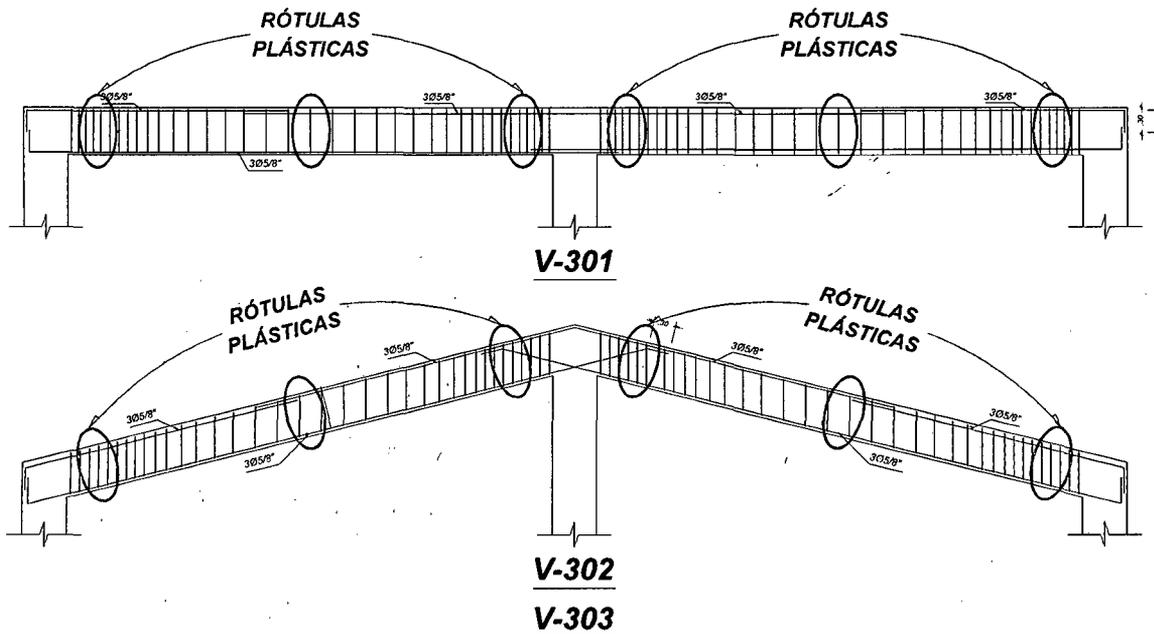


Figura 3.13. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-301, V-302 y V-303

SECCIÓN (V 301, V 302, V 303)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	L_p	GIRO	M/M_y	θ/θ_y
	-E	-0.460	-0.290	0.325	-0.094	-0.032	-36.250
	-D	-0.590	-0.160	0.325	-0.052	-0.041	-20.000
	-C	-20.990	-0.140	0.325	-0.046	-1.465	-17.500
	-B	-14.330	-0.008	0.325	-0.003	-1.000	-1.000
	A	0.000	0.000	0.325	0.000	0.000	0.000
	B	14.330	0.008	0.325	0.003	1.000	1.000
	C	20.990	0.140	0.325	0.046	1.465	17.500
	D	0.590	0.160	0.325	0.052	0.041	20.000
	E	0.460	0.290	0.325	0.094	0.032	36.250

Tabla 3.7. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-301, V-302 y V-303

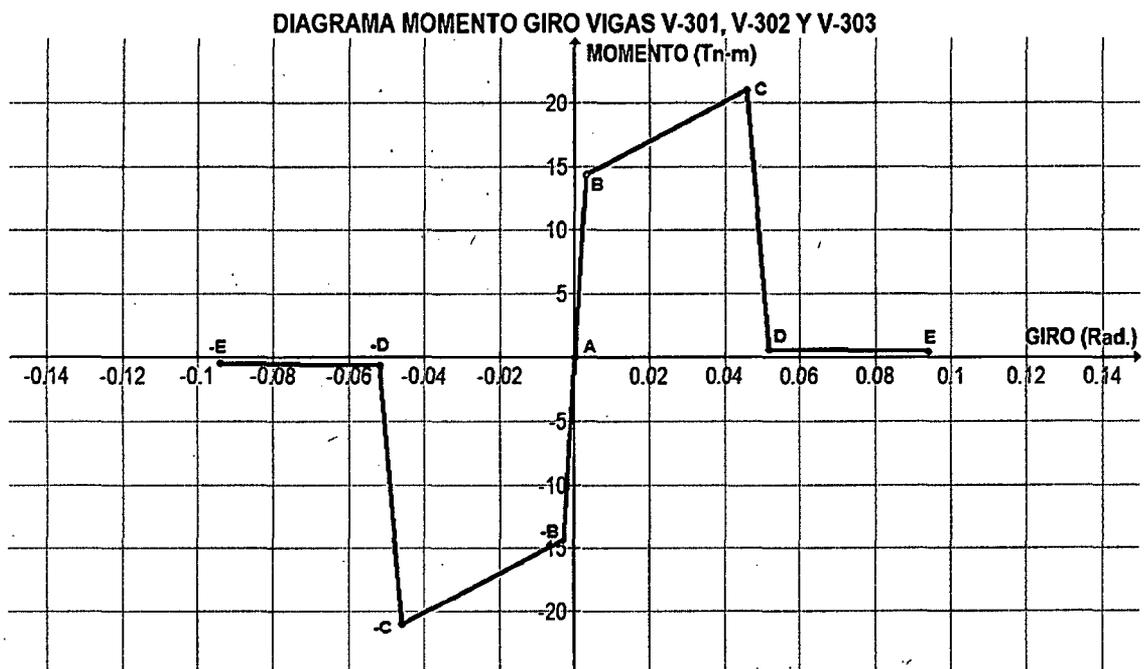


Figura 3.14. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-301, V-302 y V-303

h) Diagrama Momento Giro para las rótulas ubicadas en los extremos de las vigas V-104, V-204, V-105 y V-205

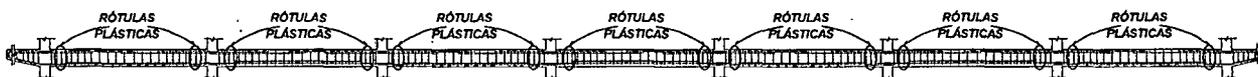


Figura 3.15. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-104, V-204, V-105 y V-205

SECCIÓN (V 104, V 204, V 105, V 205 EXTREMOS)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	L_p	GIRO	M/M _Y	θ/θ_Y
	-E	-0.430	-0.320	0.250	-0.080	-0.045	-40.000
	-D	-0.570	-0.190	0.250	-0.048	-0.059	-23.750
	-C	-14.580	-0.160	0.250	-0.040	-1.512	-20.000
	-B	-9.640	-0.008	0.250	-0.002	-1.000	-1.000
	A	0.000	0.000	0.250	0.000	0.000	0.000
	B	9.640	0.008	0.250	0.002	1.000	1.000
	C	14.580	0.160	0.250	0.040	1.512	20.000
	D	0.570	0.190	0.250	0.048	0.059	23.750
	E	0.430	0.320	0.250	0.080	0.045	40.000

Tabla 3.8. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-104, V-204, V-105 y V-205

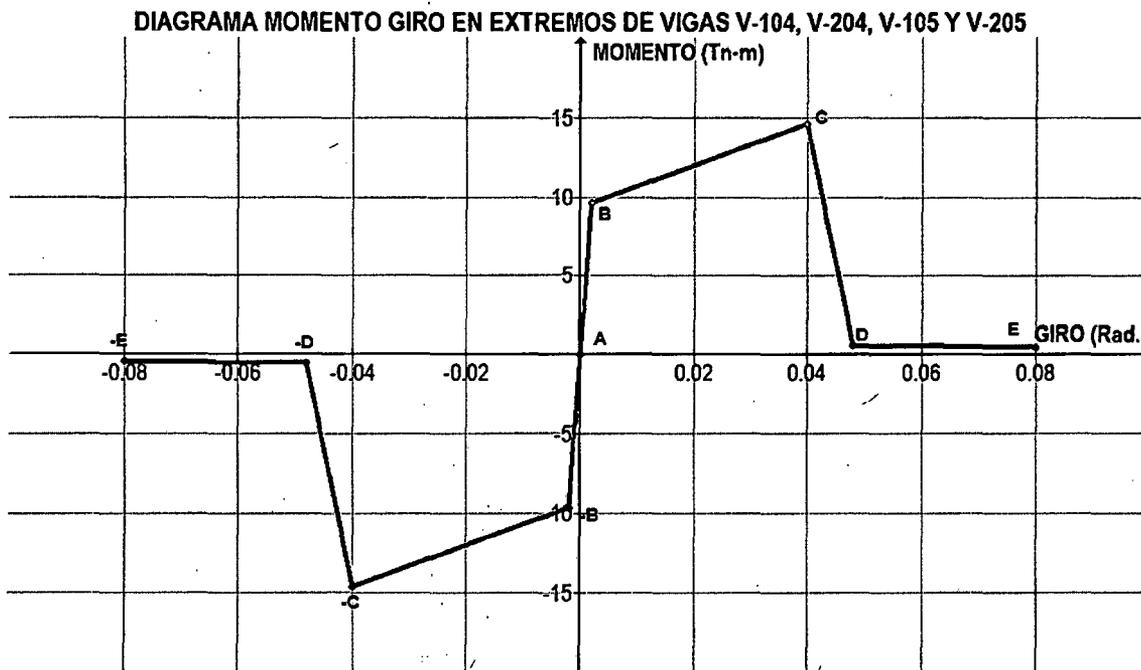


Figura 3.16. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-104, V-204, V-105 y V-205

i) Diagrama Momento Giro para las rótulas ubicadas en el centro de luz las vigas V-104, V-204, V-105 y V-205



Figura 3.17. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-104, V-204, V-105 y V-205 (centro de luz)

SECCIÓN (V 104, V 204, V 105, V 205 EN CENTRO DE LUZ)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	L_p	GIRO	M/M_y	θ/θ_y
	-E	-0.440	-0.320	0.250	-0.080	-0.031	-40.000
	-D	-0.550	-0.190	0.250	-0.048	-0.038	-23.750
	-C	-21.460	-0.160	0.250	-0.040	-1.499	-20.000
	-B	-14.320	-0.008	0.250	-0.002	-1.000	-1.000
	A	0.000	0.000	0.250	0.000	0.000	0.000
	B	14.320	0.008	0.250	0.002	1.000	1.000
	C	21.460	0.160	0.250	0.040	1.499	20.000
	D	0.550	0.190	0.250	0.048	0.038	23.750
	E	0.440	0.320	0.250	0.080	0.031	40.000

Tabla 3.9. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-104, V-204, V-105 y V-205 (centro de luz)

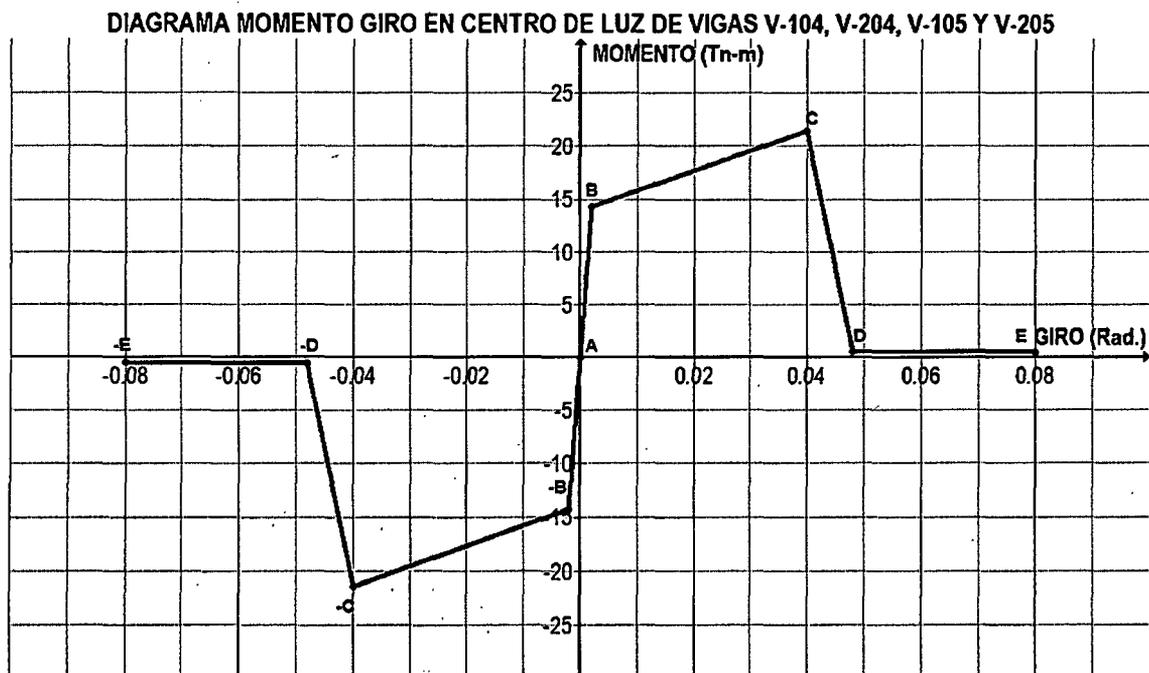


Figura 3.18. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-104, V-204, V-105 y V-205 (centro de luz)

j) Diagrama Momento Giro para las rótulas ubicadas en el centro de luz las vigas V-104, V-204, V-105 y V-205

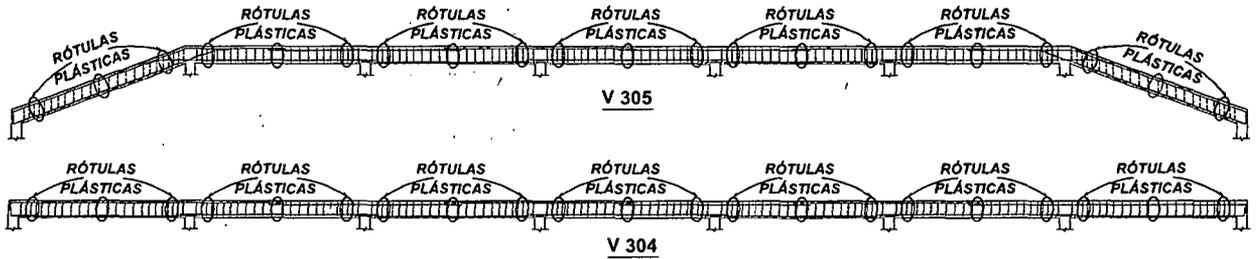


Figura 3.19. Ubicación de las rótulas a analizar en las vigas V-304 y V-305

SECCIÓN (V 304, V 305)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	L_p	GIRO	M/M _y	θ/θ_y
	-E	-0.440	-0.330	0.250	-0.083	-0.046	-41.250
	-D	-0.550	-0.190	0.250	-0.048	-0.057	-23.750
	-C	-14.580	-0.160	0.250	-0.040	-1.511	-20.000
	-B	-9.650	-0.008	0.250	-0.002	-1.000	-1.000
	A	0.000	0.000	0.250	0.000	0.000	0.000
	B	9.650	0.008	0.250	0.002	1.000	1.000
	C	14.580	0.160	0.250	0.040	1.511	20.000
	D	0.550	0.190	0.250	0.048	0.057	23.750
	E	0.440	0.330	0.250	0.083	0.046	41.250

Tabla 3.10. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas V-304 y V-305

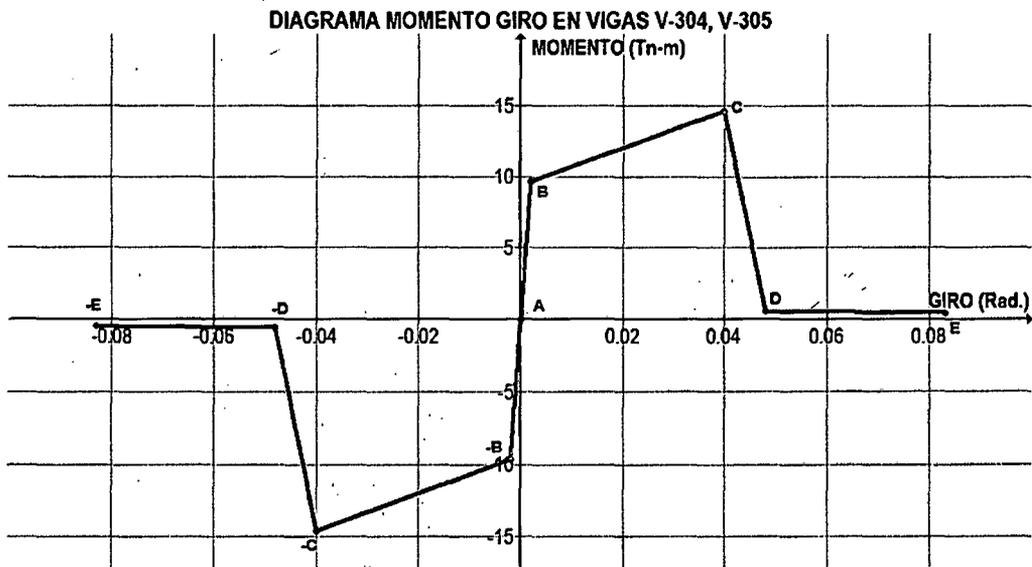


Figura 3.20. Diagrama momento giro de las rótulas en vigas V-304 y V-305

3.2.2 Diagramas Momento Giro para Columnas

A continuación se presentan las relaciones momento curvatura y los diagramas de momento giro de las columnas que se usarán para modelar las rótulas plásticas en el programa SAP 2000.

a) Diagrama Momento Giro para la columna 1

Se agrupó bajo la denominación de columna 1, debido a presentar la misma sección, a las siguientes columnas:

- Columnas del eje 1, eje 2 y eje 3 del primer y segundo nivel.
- Columnas del eje 2 del tercer nivel.

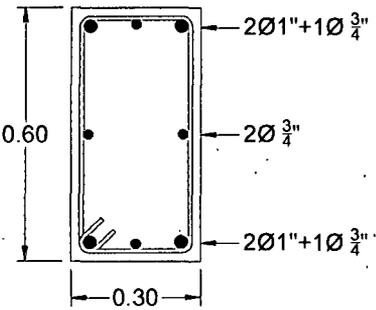
SECCIÓN DE COLUMNA 1	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	L_p	GIRO	M/M_y	θ/θ_y
	-E	-8.910	-0.360	0.150	-0.054	-0.289	-2.077
	-D	-8.740	-0.320	0.150	-0.048	-0.283	-1.846
	-C	-41.780	-0.290	0.150	-0.044	-1.355	-1.673
	-B	-30.830	-0.009	0.150	-0.001	-1.000	-0.052
	A	0.000	0.000	0.150	0.000	0.000	0.000
	B	30.830	0.009	0.150	0.001	1.000	0.052
	C	41.780	0.290	0.150	0.044	1.355	1.673
	D	8.740	0.320	0.150	0.048	0.283	1.846
	E	8.910	0.360	0.150	0.054	0.289	2.077

Tabla 3.11. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro de columna 1.

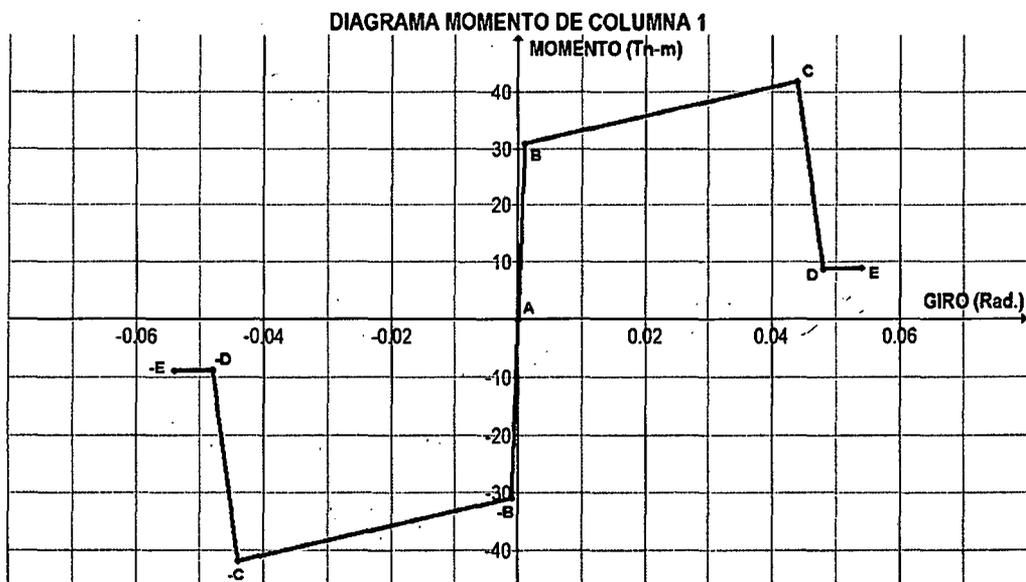


Figura 3.21. Diagrama momento giro de las rótulas en columna 1.

b) Diagrama Momento Giro para la columna 2

Se denominó columna 2 a las ubicadas en los ejes 1 y 3 del tercer nivel.

SECCIÓN COLUMNA 2	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	L_p	GIRO	M/M_y	θ/θ_y
	-E	-14.450	-0.360	0.150	-0.054	-0.503	-2.077
	-D	-28.330	-0.320	0.150	-0.048	-0.986	-1.846
	-C	-28.850	-0.130	0.150	-0.020	-1.004	-0.750
	-B	-28.730	-0.016	0.150	-0.002	-1.000	-0.092
	A	0.000	0.000	0.150	0.000	0.000	0.000
	B	28.730	0.016	0.150	0.002	1.000	0.092
	C	28.850	0.130	0.150	0.020	1.004	0.750
	D	28.330	0.320	0.150	0.048	0.986	1.846
	E	14.450	0.360	0.150	0.054	0.503	2.077

Tabla 3.12. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro de columna 2.

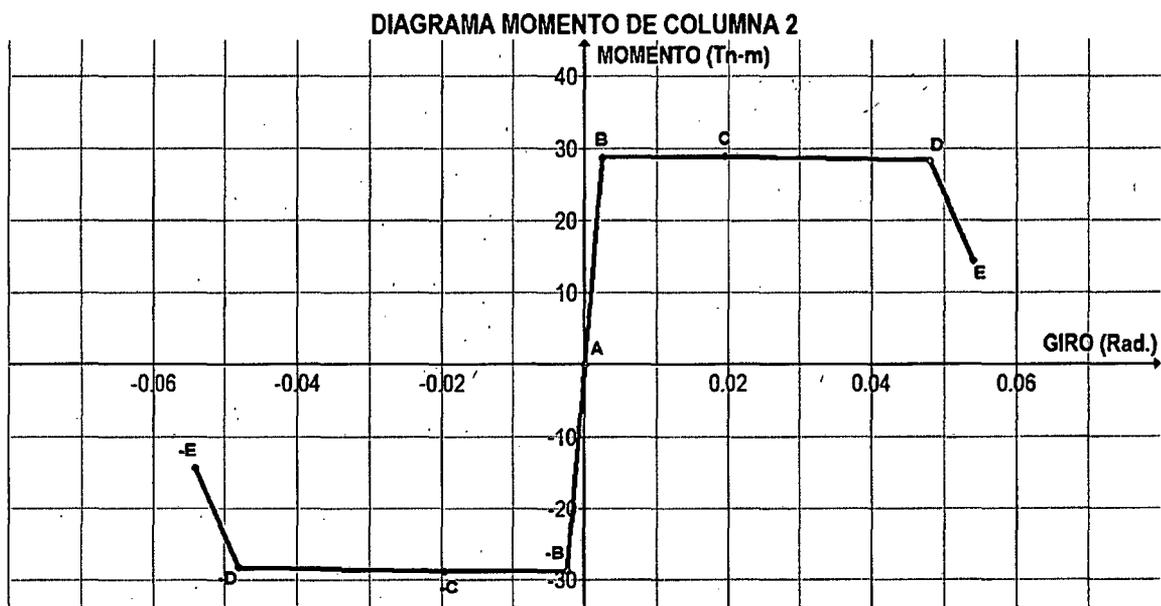


Figura 3.22. Diagrama momento giro de las rótulas en columna 2.

3.3 OBTENCIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

Para la determinación del espectro de respuesta se usaron las fórmulas, factores y coeficientes de sitio de la Norma Técnica E-030 (Norma de Diseño Sismorresistente). A continuación se determina toda la información necesaria para elaborar el espectro de respuesta de la estructura para Cajamarca.

a) Factor de Zona (Z)

Ubicación de la estructura: Cajamarca

Zona: 3

Factor de Zona (Z): 0.4

b) Factor de Suelo (S)

Tipo de perfil del suelo: S₃ (Suelos flexibles o con estratos de gran espesor).

T_P (s): 0.9

Factor de suelo (S): 1.4

c) Factor de Amplificación Sísmica (C)

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo. El factor de amplificación sísmica será determinado usando la siguiente fórmula y aplicando los factores necesarios que anteriormente fueron hallados.

$$C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right); C \leq 2.5$$

Donde:

T_P: Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.

T: Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico.

C: Factor de amplificación sísmica.

d) Factor de Uso e Importancia (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla 3.13. El coeficiente de uso e importancia (U), definido en la Tabla 3.13 se usará según la clasificación que se haga. (Norma Técnica E-030)

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1.50
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1.30
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1.00
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)

Tabla 3.13. Categoría de las edificaciones. Fuente: Norma Técnica E-030.

De acuerdo con la Norma técnica E-030, la estructura en estudio corresponde a la categoría A.

Categoría: A

Factor de Uso e Importancia (U): 1.50

e) Coeficiente de reducción de Solicitaciones Sísmicas (R)

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección tal como se indica en la Tabla 3.14 que se muestra a continuación.

SISTEMA ESTRUCTURAL	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN (R)
Acero Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9.50
Otras estructuras de acero Arriostres Excéntricos. Arriostres en Cruz.	6.50 6.00
Concreto Armado Pórticos. Dual. De muros estructurales. Muros de ductilidad limitada.	8.00 7.00 6.00 4.00
Albañilería Armada o Confinada.	3.00
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7.00

Tabla 3.14. Coeficiente de reducción (R). Fuente: Norma Técnica E-030.

Como la estructura en estudio es un edificio aporticado, entonces el coeficiente R será:

Coeficiente de reducción de Solicitaciones Sísmicas (R): 8.00

f) Determinación de la Aceleración Espectral

El valor de la aceleración espectral se determinará usando la siguiente fórmula:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

Con la información necesaria, anteriormente determinada, se procedió a calcular los valores de los factores de amplificación sísmica para cada periodo T y luego el valor de la aceleración espectral, para así poder hallar el espectro de aceleraciones que se ingresará en el modelo estructural realizado en el SAP2000 para realizar el análisis estático no lineal.

Los valores de los factores de amplificación sísmica y de las aceleraciones espectrales se muestran en la tabla 3.15, que se muestra a continuación.

T	C	SA	T	C	SA	T	C	SA
0.1	2.50	2.58	3.5	0.64	0.66	6.9	0.33	0.34
0.2	2.50	2.58	3.6	0.63	0.64	7.0	0.32	0.33
0.3	2.50	2.58	3.7	0.61	0.63	7.1	0.32	0.33
0.4	2.50	2.58	3.8	0.59	0.61	7.2	0.31	0.32
0.5	2.50	2.58	3.9	0.58	0.59	7.3	0.31	0.32
0.6	2.50	2.58	4.0	0.56	0.58	7.4	0.30	0.31
0.7	2.50	2.58	4.1	0.55	0.57	7.5	0.30	0.31
0.8	2.50	2.58	4.2	0.54	0.55	7.6	0.30	0.30
0.9	2.50	2.58	4.3	0.52	0.54	7.7	0.29	0.30
1.0	2.25	2.32	4.4	0.51	0.53	7.8	0.29	0.30
1.1	2.05	2.11	4.5	0.50	0.52	7.9	0.28	0.29
1.2	1.88	1.93	4.6	0.49	0.50	8.0	0.28	0.29
1.3	1.73	1.78	4.7	0.48	0.49	8.1	0.28	0.29
1.4	1.61	1.66	4.8	0.47	0.48	8.2	0.27	0.28
1.5	1.50	1.55	4.9	0.46	0.47	8.3	0.27	0.28
1.6	1.41	1.45	5.0	0.45	0.46	8.4	0.27	0.28
1.7	1.32	1.36	5.1	0.44	0.45	8.5	0.26	0.27
1.8	1.25	1.29	5.2	0.43	0.45	8.6	0.26	0.27
1.9	1.18	1.22	5.3	0.42	0.44	8.7	0.26	0.27
2.0	1.13	1.16	5.4	0.42	0.43	8.8	0.26	0.26
2.1	1.07	1.10	5.5	0.41	0.42	8.9	0.25	0.26
2.2	1.02	1.05	5.6	0.40	0.41	9.0	0.25	0.26
2.3	0.98	1.01	5.7	0.39	0.41	9.1	0.25	0.25
2.4	0.94	0.97	5.8	0.39	0.40	9.2	0.24	0.25
2.5	0.90	0.93	5.9	0.38	0.39	9.3	0.24	0.25
2.6	0.87	0.89	6.0	0.38	0.39	9.4	0.24	0.25
2.7	0.83	0.86	6.1	0.37	0.38	9.5	0.24	0.24
2.8	0.80	0.83	6.2	0.36	0.37	9.6	0.23	0.24
2.9	0.78	0.80	6.3	0.36	0.37	9.7	0.23	0.24
3.0	0.75	0.77	6.4	0.35	0.36	9.8	0.23	0.24
3.1	0.73	0.75	6.5	0.35	0.36	9.9	0.23	0.23
3.2	0.70	0.72	6.6	0.34	0.35	10.0	0.23	0.23
3.3	0.68	0.70	6.7	0.34	0.35			
3.4	0.66	0.68	6.8	0.33	0.34			

Tabla 3.15. Valores de la aceleración espectral y de los coeficientes de amplificación.

La siguiente figura muestra el espectro de respuesta que relaciona los valores obtenidos de la aceleración espectral calculados para cada valor del periodo T. (Ver Figura 3.23).

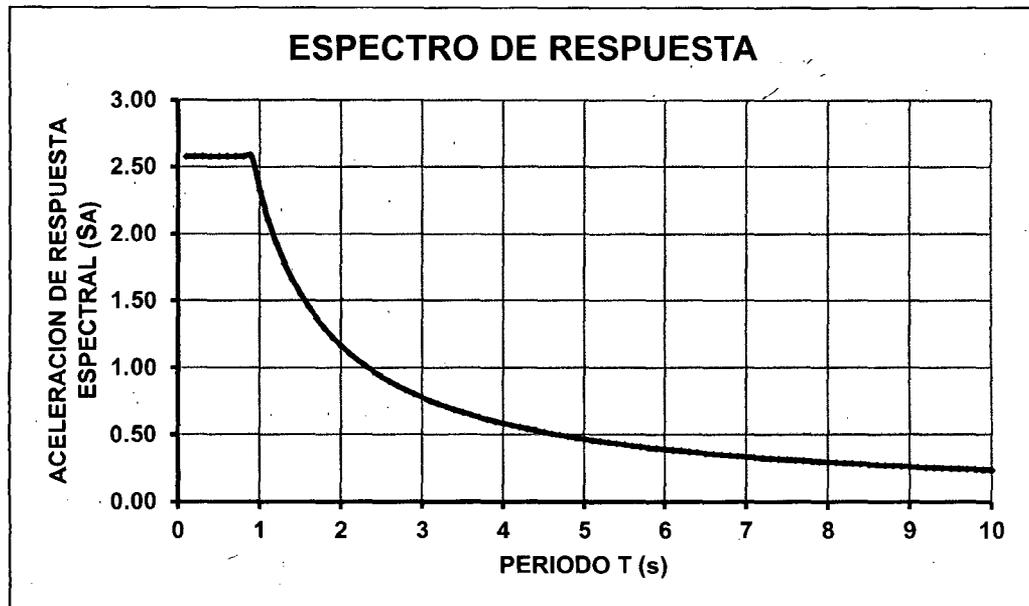


Figura 3.23. Espectro de respuesta calculado.

3.4 CURVAS DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

Se obtuvieron dos curvas de capacidad representativas, una para cada sentido del sismo, ya que se realizó el análisis de la estructura aplicando el sismo tanto en dirección del eje X, como en la dirección del eje Y. Para llevar a cabo el análisis estático no lineal se definieron los siguientes casos o combinaciones de carga:

a) Combinación de Carga Gravitacional

Para esto se usó una de las combinaciones de carga propuestas por la Norma Técnica E-020, que es la combinación que produzca los efectos más desfavorables. Para el caso en estudio el caso más desfavorable es cuando se suma la carga muerta con la carga viva, por lo que esta combinación de carga será la que se usará para realizar el análisis estático no lineal:

$$CCG = CM + CV$$

b) Casos de Carga No Lineal

Estos casos de carga hacen referencia a la acción sísmica representada por el espectro de respuesta calculado en el ítem 3.3. Para nuestro caso

se determinaron dos casos de carga no lineal, uno para la dirección X y otra para la dirección Y.

3.4.1 Curva de Capacidad para el Sismo en Dirección del Eje X

Al someter a la estructura en estudio al análisis incremental de cargas laterales inducidas por el sismo en dirección del eje x se obtuvieron los valores del desplazamiento en el nudo de control ubicado en el punto más alto del techo generados por los correspondientes valores de cortantes basales. A continuación se muestra la tabla 3.16 que contiene dichos valores obtenidos.

PASO	DESPLAZAMIENTO EN EL TECHO (m)	CORTANTE BASAL (Tn)
0	0.000	0.00
1	0.022	136.58
2	0.041	237.76
3	0.061	290.98
4	0.076	307.48
5	0.130	339.62
6	0.181	364.41
7	0.233	385.75
8	0.265	394.91
9	0.268	395.40
10	0.270	395.62
11	0.276	395.34
12	0.277	394.98
13	0.278	394.84
14	0.278	394.83

Tabla 3.16. Valores de los representativos de la curva de capacidad

Como ya se explicó anteriormente al graficar los valores de la tabla 3.16 se obtiene la curva de capacidad estructural que relaciona la cortante basal y el desplazamiento registrado en el techo de la estructura mediante el nudo de control de desplazamientos. La curva de capacidad de la estructura para el sismo aplicado en la dirección X se muestra a continuación en la figura 3.24.

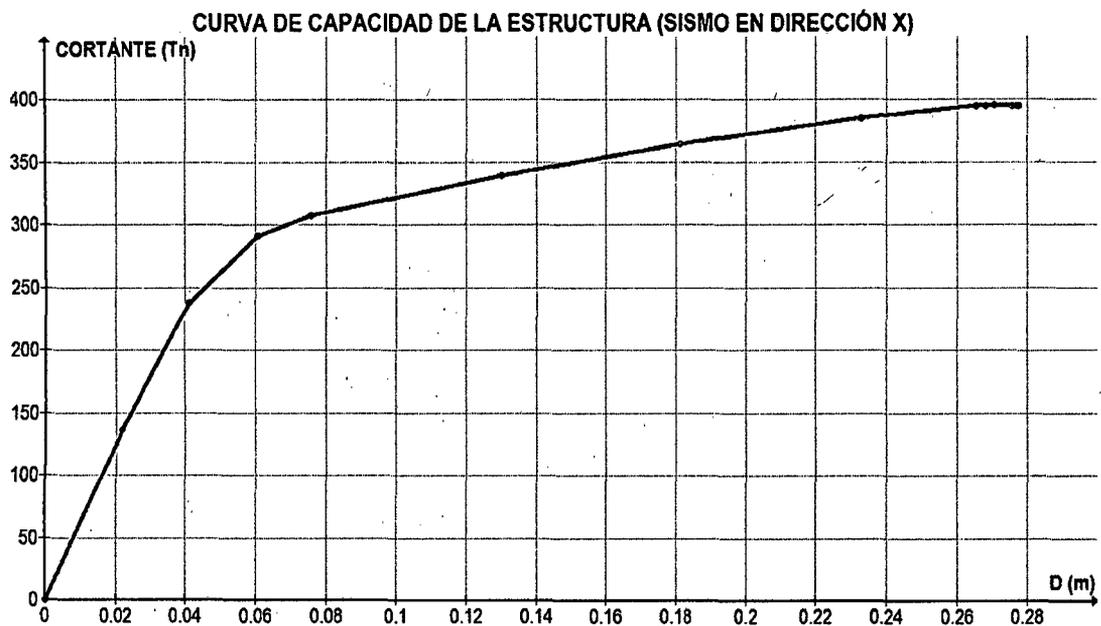


Figura 3.24. Curva de Capacidad (Sismo en X).

3.4.1.1 Sectorización de la Curva de Capacidad

Para determinar los cinco niveles de desempeño propuestos por la SEAOC en su documento VISION 2000 es necesario sectorizar la curva de capacidad para así poder limitar a cada nivel de desempeño, asignándole a cada uno un rango con respecto al desplazamiento del nudo de control, como se muestra en el ítem 2.2.3.

La sectorización de la curva de capacidad es necesaria para poder determinar el nivel de desempeño que desarrolla una estructura frente a un determinado sismo.

El procedimiento a seguir para realizar la sectorización de la curva de capacidad inicia con la obtención de la representación bilineal de la curva de capacidad, para lo que se usó el criterio de las rigideces tangentes, y la determinación del punto de fluencia efectiva que es el punto que separa el rango elástico del rango plástico.

La figura 3.25 muestra la representación bilineal y las coordenadas del punto de fluencia efectiva.

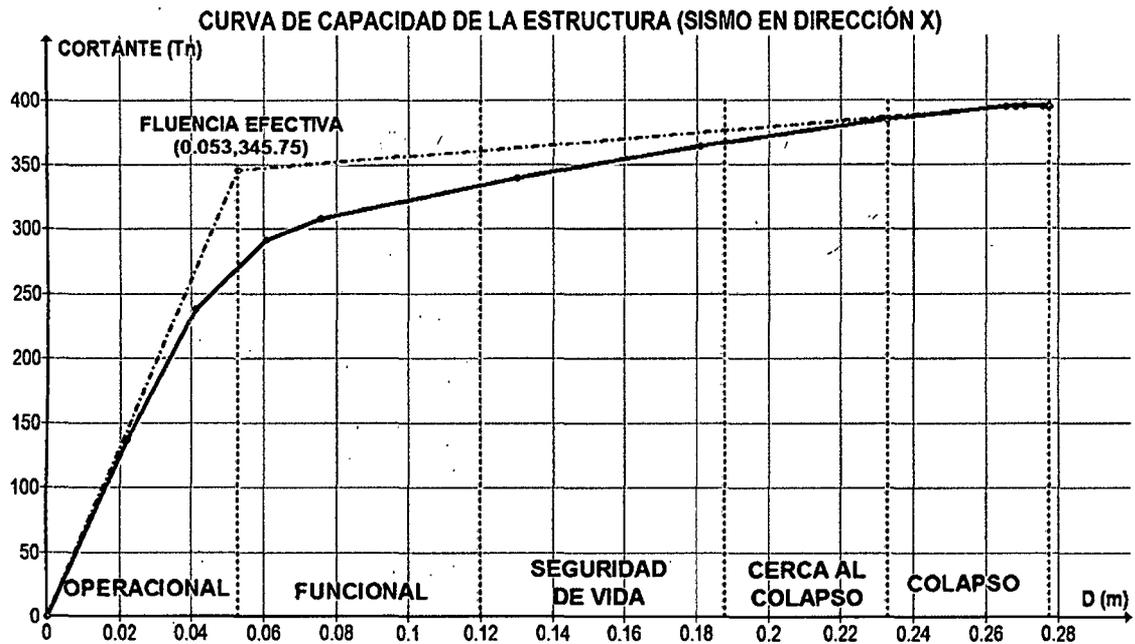


Figura 3.25. Sectorización de la Curva de Capacidad para el Sismo en X.

En la figura se muestra el punto de fluencia efectiva hallado mediante la aplicación del criterio de rigideces tangentes. Las coordenadas del punto de fluencia efectiva son las siguientes.

$$PFE: (0.053 \text{ m.}, 345.75 \text{ Tn.})$$

Por lo tanto los rangos elástico y plástico quedan delimitados de la siguiente manera en la Tabla 3.17:

RANGO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite Inferior	Límite Superior
Rango Elástico	0.00	0.053
Rango Plástico	0.053	0.278

Tabla 3.17. Límites de los rangos elástico y plástico según la curva de capacidad.

La sectorización de la curva de capacidad en el rango plástico se realizará según el criterio propuesto por la SEAOC conforme a lo que indica la tabla 3.18.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite Inferior	Límite Superior
Operacional	0	ΔFE
Funcional	ΔFE	$\Delta FE + 0.30\Delta p$
Seguridad de Vida	$\Delta FE + 0.30\Delta p$	$\Delta FE + 0.60\Delta p$
Cerca del Colapso	$\Delta FE + 0.60\Delta p$	$\Delta FE + 0.80\Delta p$
Colapso	$\Delta FE + 0.80\Delta p$	$\Delta FE + \Delta p$

ΔFE : Desplazamiento correspondiente al punto de Fluencia Efectiva. Es el desplazamiento en el rango elástico de la estructura.
 Δp : Rango Plástico

Tabla 3.18. Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño

Los valores del desplazamiento del nudo de control asociados a cada nivel de desempeño calculado según la tabla 3.18 determinan los valores límites para cada uno de los cinco niveles de desempeño propuestos por la SEAOC. Los resultados del cálculo de los desplazamientos asociados a cada nivel de desempeño se muestran en la tabla 3.19.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite Inferior (m)	Límite Superior (m)
Operacional	0.000	0.053
Funcional	0.053	0.120
Seguridad de Vida	0.120	0.188
Cerca del Colapso	0.188	0.233
Colapso	0.233	0.278

Tabla 3.19. Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño

Los valores obtenidos son importantes para poder determinar en qué nivel de desempeño se encuentra la estructura de acuerdo a punto de desempeño que se evaluará más adelante para cada sismo de diseño.

3.4.2 Curva de Capacidad para el Sismo en Dirección del Eje Y

Al someter a la estructura en estudio al análisis incremental de cargas laterales inducidas por el sismo en dirección del eje Y se obtuvieron los valores del desplazamiento en el nudo de control ubicado en el punto más

alto del techo generados por los correspondientes valores de cortantes basales. A continuación se muestra la tabla 3.20 que contiene dichos valores obtenidos.

PASO	DESPLAZAMIENTO EN EL TECHO (m)	CORTANTE BASAL (Tn)
0	0.000	0.00
1	0.001	28.97
2	0.023	482.92
3	0.040	586.10
4	0.089	702.23
5	0.105	724.51
6	0.106	725.60
7	0.107	725.86
8	0.107	725.81
9	0.107	725.81
10	0.107	725.79
11	0.107	725.74
12	0.107	725.75

Tabla 3.20. Valores de los representativos de la curva de capacidad

La Gráfica 3.26 muestra la curva de capacidad estructural cuando el sismo es aplicado en la dirección Y; la cual fue obtenida con los datos de la Tabla 3.20.

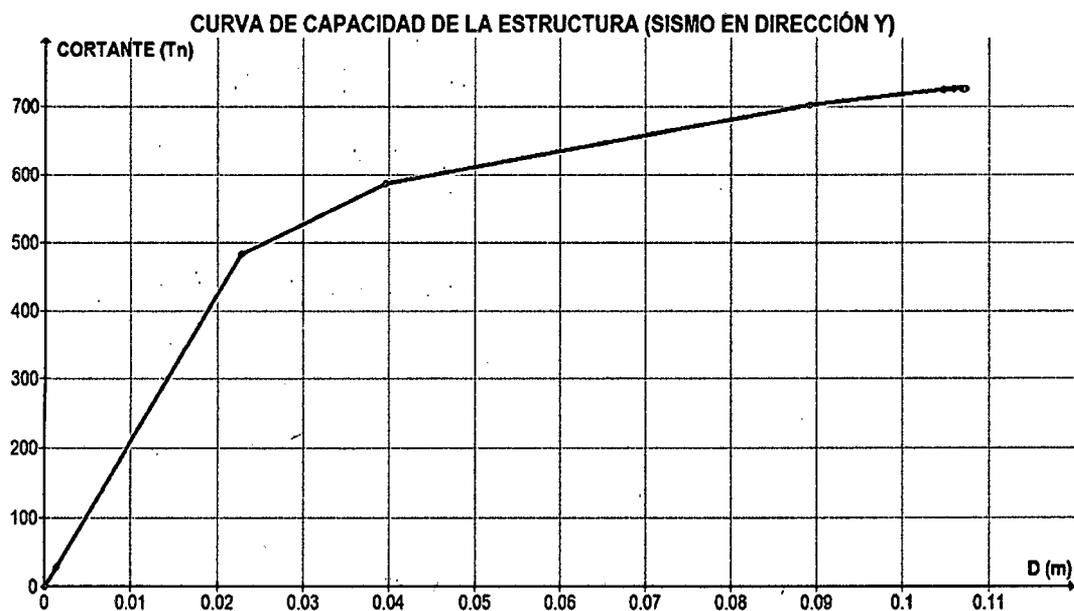


Figura 3.26. Curva de Capacidad (Sismo en Y).

3.4.2.1 Sectorización de la Curva de Capacidad

El procedimiento a seguir para realizar la sectorización de la curva de capacidad estructuras para el sismo aplicado en dirección al eje Y será el mismo que el aplicado en el ítem 3.4.1.1.

La figura 3.27 muestra la sectorización para los cinco niveles de desempeño.

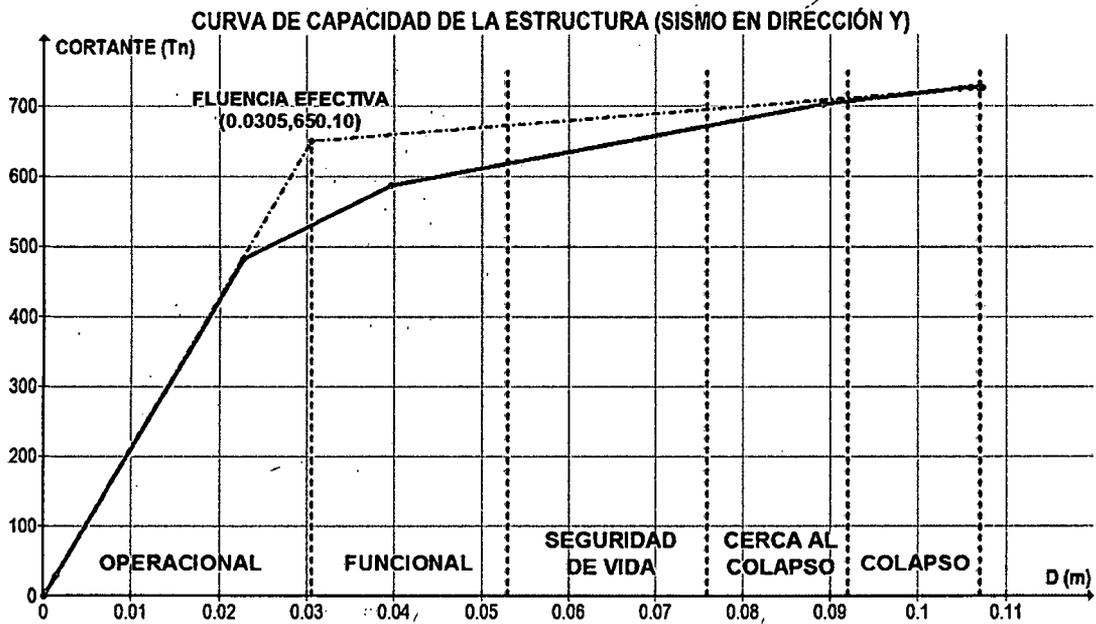


Figura 3.27. Sectorización de la Curva de Capacidad para el Sismo en Y.

En la figura 3.27 se muestra el punto de fluencia efectiva de coordenadas:

$$PFE: (0.0305 \text{ m.}, 650.10 \text{ Tn.})$$

Por lo tanto los rangos elástico y plástico quedan delimitados de la siguiente manera en la Tabla 3.21:

RANGO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite Inferior	Límite Superior
Rango Elástico	0.00	0.0305
Rango Plástico	0.0305	0.107

Tabla 3.21. Límites de los rangos elástico y plástico según la curva de capacidad.

La sectorización de la curva de capacidad se realizará según el criterio propuesto por la SEAOC conforme a lo que indica la tabla 3.18.

Los valores del desplazamiento del nudo de control asociados a cada nivel de desempeño calculado según la tabla 3.18 determinan los valores límites para cada uno de los cinco niveles de desempeño propuestos por la SEAOC. Los resultados del cálculo de los desplazamientos asociados a cada nivel de desempeño se muestran en la tabla 3.22.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite Inferior (m)	Límite Superior (m)
Operacional	0.000	0.0305
Funcional	0.0305	0.053
Seguridad de Vida	0.053	0.076
Cerca del Colapso	0.076	0.092
Colapso	0.092	0.107

Tabla 3.22. Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño

3.5 DETERMINACIÓN DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO SÍSMICO

Como ya se indicó, la estructura en estudio corresponde a la categoría A (Edificación Esencial) de la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E-030, por lo que para determinar sus puntos de desempeño, no será evaluada para los cuatro sismos de diseño que indica la SEAOC en su documento VISION 2000 para estructuras de ésta categoría, sino solo para los sismos ocasional, raro y muy raro como lo indica la tabla 3.23 propuesta por la SEAOC.

1: Instalaciones Básicas 2: Instalaciones Esenciales 3: Instalaciones de Seguridad Crítica 0: Desempeño Inaceptable		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Operacional	Funcional	Seguridad de Vida	Cerca al Colapso
Nivel del Movimiento Sísmico	Frecuente (T=43 años)	1	0	0	0
	Ocasional (T=72 años)	I. Esencial	1	0	0
	Raro (T=475 años)	3	I. Esencial	1	0
	Muy Raro (T=970 años)	-	3	I. Esencial	1

Tabla 3.23. Niveles de Desempeño Alcanzados por Edificaciones Esenciales para los sismos indicados

Se calculó los puntos de desempeño para los sismos ocasional, raro y muy raro, para el caso del sismo aplicado en la dirección X y para el sismo aplicado en la dirección Y. Para esto se usaron los coeficientes sísmicos C_a y C_v indicados a continuación para cada tipo de sismo.

<i>Sismo de Diseño</i>	C_a	C_v
<i>Frecuente</i>	0.20	0.20
<i>Ocasional</i>	0.25	0.25
<i>Raro</i>	0.40	0.40
<i>Muy Raro</i>	0.50	0.50

Tabla 3.24. Coeficientes sísmicos para cada sismo

Cabe indicar que también se realizará el análisis de la estructura para el espectro de respuesta calculado en el ítem 3.3, que es el espectro representativo de Cajamarca para la categoría A (Edificación Esencial), según la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E-030.

3.5.1 Puntos de Desempeño de la Estructura para Sismo en X

En la Tabla 3.25 se muestran los puntos de desempeño estructural para los sismos indicados aplicados en la dirección X, los cuales están representados en dos tipos de coordenadas que son los de desplazamiento del nudo de control Δ versus la cortante basal V y también en coordenadas ADRS, representados como el desplazamiento espectral S_D versus la aceleración espectral S_A . Para nuestro análisis del nivel de desempeño de la estructura usaremos el par correspondiente a (Δ, V) , debido a que la curva de capacidad se encuentra graficada en estas coordenadas y la sectorización de los niveles de desempeño sísmico se realizó en dichas curvas de capacidad.

DIRECCIÓN	SISMO	V (Tn)	Δ (m)	S_A (g)	S_D (m)	T (seg)
X	E-030	100.66	0.016	0.263	0.010	0.393
	Ocasional	215.29	0.037	0.567	0.023	0.407
	Raro	273.82	0.055	0.733	0.036	0.441
	Muy Raro	295.71	0.065	0.795	0.043	0.468

Tabla 3.25. Puntos de desempeño (dirección X) para los sismos indicados

3.5.2 Puntos de Desempeño de la Estructura para Sismo en Y

En la Tabla 3.26 se muestran los puntos de desempeño estructural para los sismos indicados aplicados en la dirección Y, representados en dos tipos de coordenadas como ya se indicó en el ítem anterior.

DIRECCIÓN	SISMO	V (Tn)	Δ (m)	S_A (g)	S_D (m)	T (seg)
Y	E-030	122.15	0.006	0.216	0.007	0.325
	Ocasional	305.58	0.014	0.551	0.018	0.346
	Raro	488.18	0.024	0.890	0.032	0.375
	Muy Raro	502.83	0.026	0.934	0.041	0.401

Tabla 3.26. Puntos de desempeño (dirección Y) para los sismos indicados

3.6 NIVELES DE DESEMPEÑO ALCANZADOS POR LA ESTRUCTURA

Para determinar el nivel de desempeño sísmico alcanzado por la estructura en cada nivel de sismo aplicado, se compara el desplazamiento del punto de desempeño para cada sismo con los rangos calculado en la sectorización para cada nivel de desempeño. Con esta comparación se verá en que rango se encuentra el desplazamiento y por lo tanto el nivel de desempeño será aquel que lo contenga.

3.6.1 Niveles de Desempeño Para los Sismos Aplicados en la Dirección X

Los desplazamientos de los puntos de desempeño para los sismos en dirección X se muestran en la tabla 3.27.

DIRECCIÓN	SISMO	Δ (m)
X	E-030	0.016
	Ocasional	0.037
	Raro	0.055
	Muy Raro	0.065

Tabla 3.27. Desplazamiento de los puntos de desempeño alcanzados para cada sismo

Estos valores se compararán con los valores de la sectorización de la curva de capacidad para el sismo en dirección en X calculados en el ítem 3.4.1.1 mostrados en la tabla 3.28.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESPLAZAMIENTOS LÍMITES DE LA SECTORIZACIÓN	
	Límite Inferior (m)	Límite Superior (m)
Operacional	0.000	0.053
Funcional	0.053	0.120
Seguridad de Vida	0.120	0.188
Cerca del Colapso	0.188	0.233
Colapso	0.233	0.278

Tabla 3.28. Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño (Sismo en X)

a. Nivel de desempeño para el espectro de respuesta calculado según norma E-030

Para este espectro se halló que el desplazamiento del punto de desempeño es de:

$$\Delta = 0.016 \text{ m}$$

De acuerdo a esto, el desplazamiento obtenido se encuentra dentro del rango del **nivel operacional** que varía entre los valores siguientes

$$0 < \Delta = 0.016 \text{ m} < 0.053 \text{ m}$$

b. Nivel de desempeño para el sismo ocasional

Para este sismo se halló que el desplazamiento del punto de desempeño es de:

$$\Delta = 0.037 \text{ m}$$

De acuerdo a esto, el desplazamiento obtenido se encuentra dentro del rango del **nivel operacional** que varía entre los valores siguientes

$$0 < \Delta = 0.037 \text{ m} < 0.053 \text{ m}$$

c. Nivel de desempeño para el sismo raro

Para este sismo se halló que el desplazamiento del punto de desempeño es de:

$$\Delta = 0.065 \text{ m}$$

De acuerdo a esto, el desplazamiento obtenido se encuentra dentro del rango del **Nivel Funcional** que varía entre los valores siguientes

$$0.053\text{m} < \Delta = 0.065 \text{ m} < 0.12\text{m}$$

d. Nivel de desempeño para el sismo muy raro

Para este sismo se halló que el desplazamiento del punto de desempeño es de:

$$\Delta = 0.055 \text{ m}$$

De acuerdo a esto, el desplazamiento obtenido se encuentra dentro del rango del **Nivel Funcional** que varía entre los valores siguientes

$$0.053\text{m} < \Delta = 0.055 \text{ m} < 0.12\text{m}$$

La grafica 3.29 muestra con un aspa el desempeño alcanzado y muestra también como la casilla sombreada de color anaranjado los niveles de desempeño sísmico que debería alcanzar la estructura.

INSTALACIÓN ESENCIAL		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Operacional	Funcional	Seguridad de Vida	Cerca al Colapso
Nivel del Movimiento Sísmico	Frecuente (T=43 años)				
	Ocasional (T=72 años)	X			
	Raro (T=475 años)	E-030	X		
	Muy Raro (T=970 años)		X		

Tabla 3.29. Comparación entre los niveles alcanzados para sismos en X y los niveles según la SEAOC

3.6.2 Niveles de Desempeño Para los Sismos Aplicados en la Dirección Y

Los desplazamiento de los puntos de desempeño para los sismo en dirección Y se muestran en la tabla 3.27.

DIRECCIÓN	SISMO	Δ (m)
Y	E-030	0.006
	Ocasional	0.014
	Raro	0.024
	Muy Raro	0.026

Tabla 3.30. Desplazamiento de los puntos de desempeño alcanzados para cada sismo

Estos valores se compararán con los valores de la sectorización de la curva de capacidad para el sismo en dirección en Y calculados en el ítem 3.4.2.1 mostrados en la tabla 3.31.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESPLAZAMIENTOS LÍMITES DE LA SECTORIZACIÓN	
	Límite Inferior (m)	Límite Superior (m)
Operacional	0.000	0.031
Funcional	0.031	0.053
Seguridad de Vida	0.053	0.076
Cerca del Colapso	0.076	0.092
Colapso	0.092	0.107

Tabla 3.31. Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño (Sismo en Y)

a. Nivel de desempeño para el espectro de respuesta calculado según norma E-030

Para este espectro se halló que el desplazamiento del punto de desempeño es de:

$$\Delta = 0.006 \text{ m}$$

De acuerdo a esto, el desplazamiento obtenido se encuentra dentro del rango del **Nivel Operacional** que varía entre los valores siguientes

$$0 < \Delta = 0.006 \text{ m} < 0.031 \text{ m}$$

b. Nivel de desempeño para el sismo ocasional

Para este sismo se halló que el desplazamiento del punto de desempeño es de:

$$\Delta = 0.014 \text{ m}$$

De acuerdo a esto, el desplazamiento obtenido se encuentra dentro del rango del **Nivel Operacional** que varía entre los valores siguientes

$$0 < \Delta = 0.014 \text{ m} < 0.031 \text{ m}$$

c. Nivel de desempeño para el sismo raro

Para este sismo se halló que el desplazamiento del punto de desempeño es de:

$$\Delta = 0.024 \text{ m}$$

De acuerdo a esto, el desplazamiento obtenido se encuentra dentro del rango del **Nivel Operacional** que varía entre los valores siguientes

$$0 < \Delta = 0.024 \text{ m} < 0.031 \text{ m}$$

d. Nivel de desempeño para el sismo muy raro

Para este sismo se halló que el desplazamiento del punto de desempeño es de:

$$\Delta = 0.026 \text{ m}$$

De acuerdo a esto, el desplazamiento obtenido se encuentra dentro del rango del **Nivel Operacional** que varía entre los valores siguientes

$$0 < \Delta = 0.026 \text{ m} < 0.031 \text{ m}$$

La grafica 3.32 muestra con un aspa el desempeño alcanzado y muestra también como la casilla sombreada de color anaranjado los niveles de desempeño sísmico que debería alcanzar la estructura.

INSTALACIÓN ESENCIAL		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Operacional	Funcional	Seguridad de Vida	Cerca al Colapso
Nivel del Movimiento Sísmico	Frecuente (T=43 años)				
	Ocasional (T=72 años)	X			
	Raro (T=475 años)	X E-030			
	Muy Raro (T=970 años)	X			

Tabla 3.32. Comparación entre los niveles alcanzados para sismos en Y y los niveles según la SEAOC

3.7 DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y DERIVAS

La Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E-030, establece que para estructuras de concreto armado la deriva (desplazamiento de entrepiso dividido entre la altura del entrepiso) no debe exceder el 0.007, o su equivalente en porcentaje, el 0.7 %.

$$\frac{\Delta}{h_e} \leq 0.007$$

A continuación se muestran los resultados obtenidos del análisis estático no lineal para los desplazamientos laterales de la estructura para los sismos en la dirección X y Y.

3.7.1 Desplazamientos y derivas para sismos dirección X

a. Desplazamientos y derivas para el espectro calculado según la norma E-030 en dirección X

A continuación se muestran los valores obtenidos del desplazamiento lateral y sus correspondientes valores calculados de deriva.

PISO	DESPLAZAMIENTO (m.)	ALTURA (m.)	DERIVA	DERIVA (%)
Piso 1	0.006	3.325	0.0018	0.18
Piso 2	0.011	6.575	0.0017	0.17
Piso 3	0.016	12.08	0.0013	0.13

Tabla 3.33. Deriva para el espectro calculado según norma E-030 en dirección X

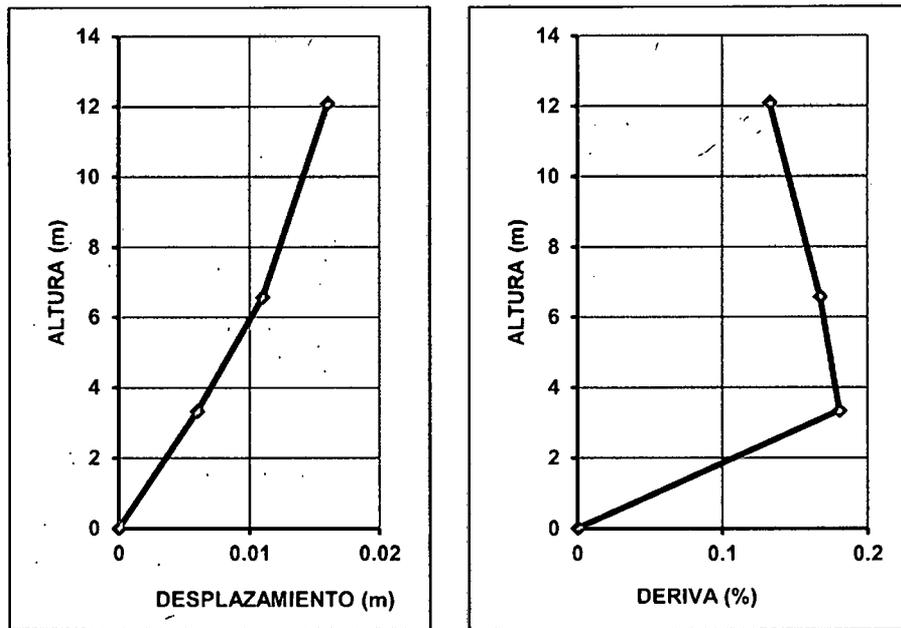


Figura 3.28. Desplazamientos laterales y derivas de entre piso para el espectro de respuesta según E-030 (Dirección X)

b. Desplazamientos y derivas para el sismo ocasional en dirección X

PISO	DESPLAZAMIENTO (m.)	ALTURA (m.)	DERIVA	DERIVA (%)
Piso 1	0.013	3.325	0.0039	0.39
Piso 2	0.025	6.575	0.0038	0.38
Piso 3	0.037	12.08	0.0031	0.31

Tabla 3.34. Deriva para sismo ocasional en dirección X

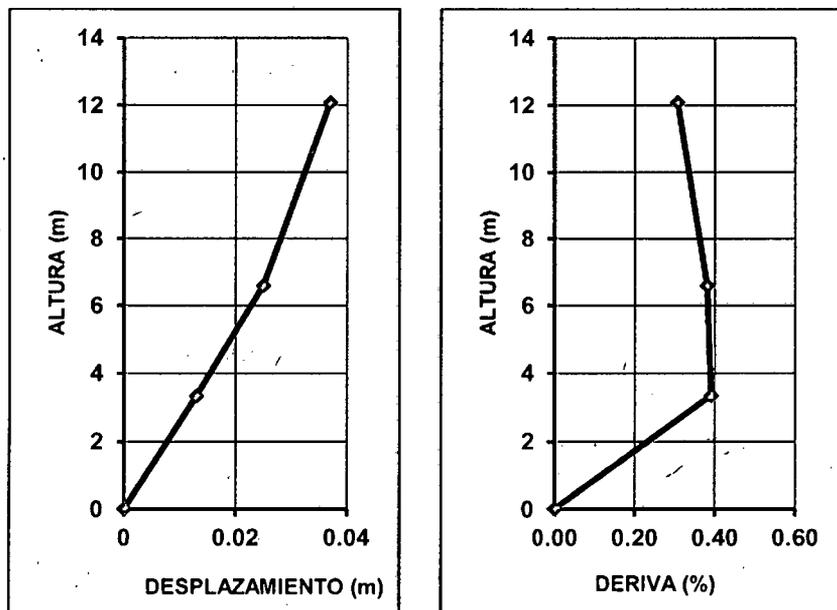


Figura 3.29. Desplazamientos laterales y derivas de entre piso sismo ocasional (Dirección X)

c. Desplazamientos y derivas para el sismo raro en dirección X

PISO	DESPLAZAMIENTO (m.)	ALTURA (m.)	DERIVA	DERIVA (%)
Piso 1	0.02	3.325	0.0060	0.60
Piso 2	0.038	6.575	0.0058	0.58
Piso 3	0.055	12.08	0.0046	0.46

Tabla 3.35. Deriva para sismo raro en dirección X

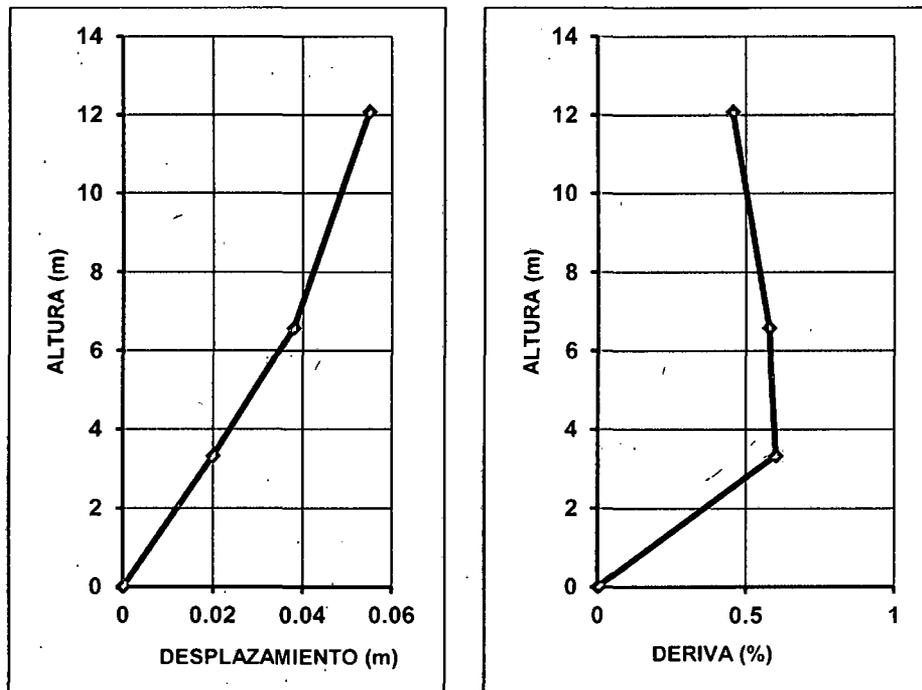


Figura 3.30. Desplazamientos laterales y derivas de entre piso sismo raro (Dirección X)

d. Desplazamientos y derivas para el sismo muy raro en dirección X

PISO	DESPLAZAMIENTO (m.)	ALTURA (m.)	DERIVA	DERIVA (%)
Piso 1	0.024	3.325	0.0072	0.72
Piso 2	0.047	6.575	0.0071	0.71
Piso 3	0.065	12.08	0.0054	0.54

Tabla 3.36. Deriva para sismo muy raro en dirección X

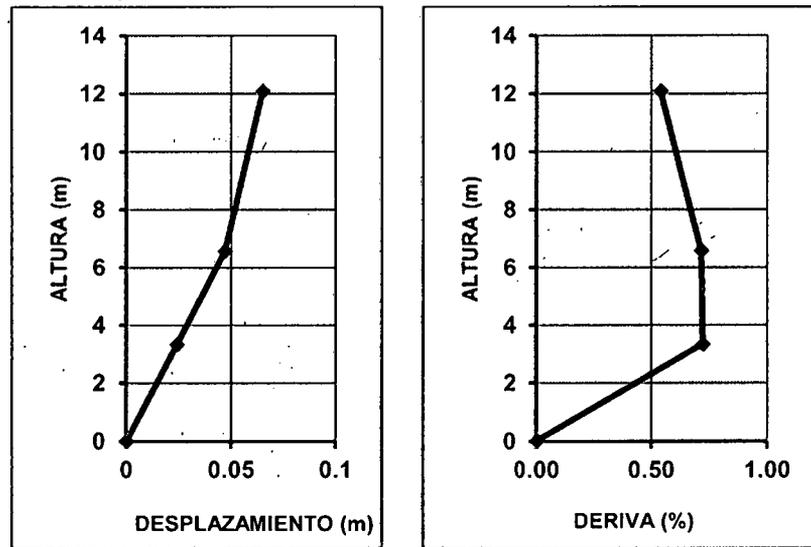


Figura 3.31. Desplazamientos laterales y derivas de entre piso sismo muy raro (Dirección X)

3.7.2 Desplazamientos y derivas para sismos dirección Y

a. Desplazamientos y derivas para el espectro calculado según la norma E-030 en dirección Y

PISO	DESPLAZAMIENTO (m.)	ALTURA (m.)	DERIVA	DERIVA (%)
Piso 1	0.002	3.325	0.0006	0.06
Piso 2	0.004	6.575	0.0006	0.06
Piso 3	0.006	12.08	0.0005	0.05

Tabla 3.37. Deriva para sismo calculado según norma E-030 en dirección X

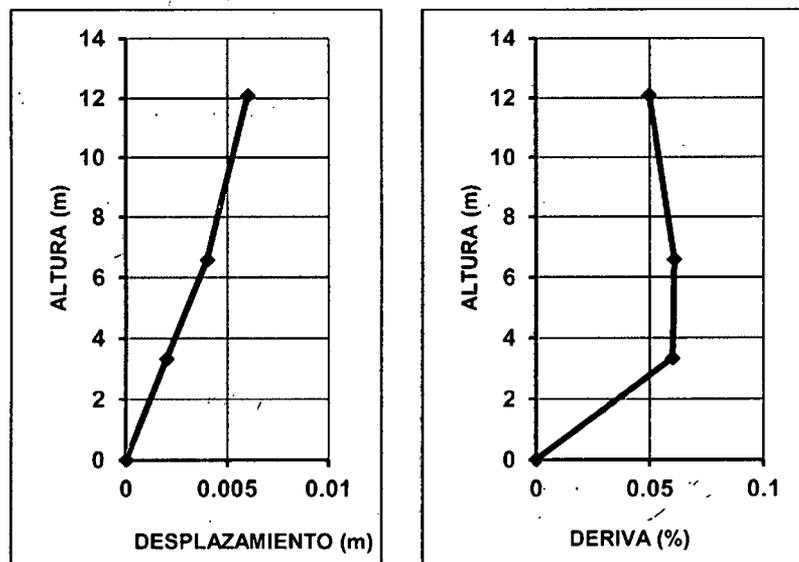


Figura 3.32. Desplazamientos laterales y derivas de entre piso para el espectro de respuesta según E-030 (Dirección Y)

b. Desplazamientos y derivas para sismo ocasional en dirección Y

PISO	DESPLAZAMIENTO (m.)	ALTURA (m.)	DERIVA	DERIVA (%)
Piso 1	0.0052	3.325	0.0016	0.16
Piso 2	0.01	6.575	0.0015	0.15
Piso 3	0.014	12.08	0.0012	0.12

Tabla 3.38. Deriva para sismo ocasional en dirección Y

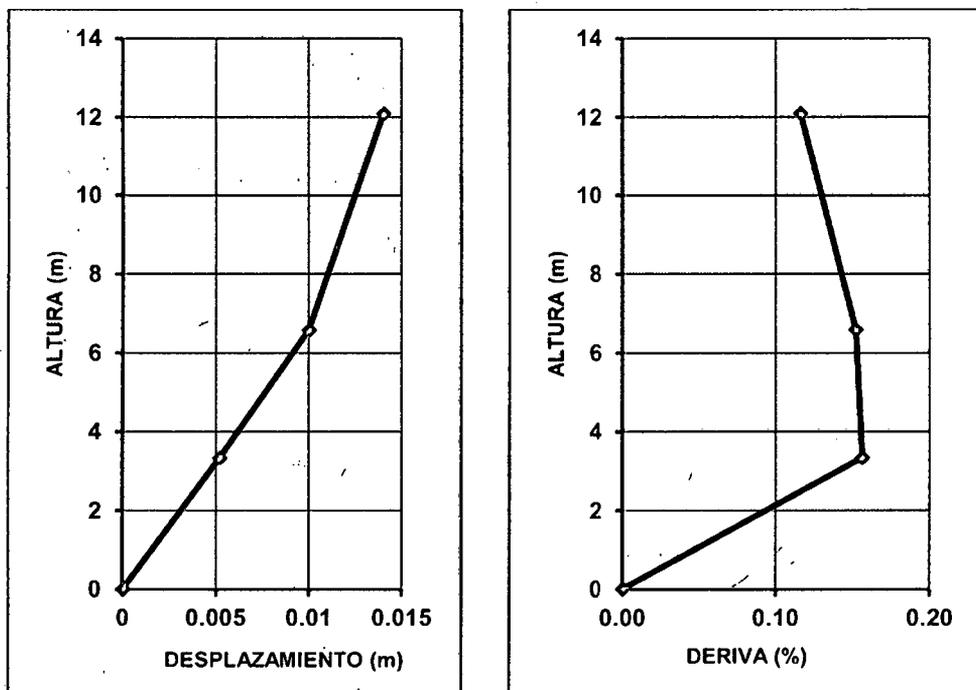


Figura 3.33. Desplazamientos laterales y derivas de entre piso para sismo ocasional (Dirección Y)

c. Desplazamientos y derivas para sismo raro en dirección Y

PISO	DESPLAZAMIENTO (m.)	ALTURA (m.)	DERIVA	DERIVA (%)
Piso 1	0.0086	3.325	0.0026	0.26
Piso 2	0.016	6.575	0.0024	0.24
Piso 3	0.024	12.08	0.0020	0.20

Tabla 3.39. Deriva para sismo raro en dirección Y

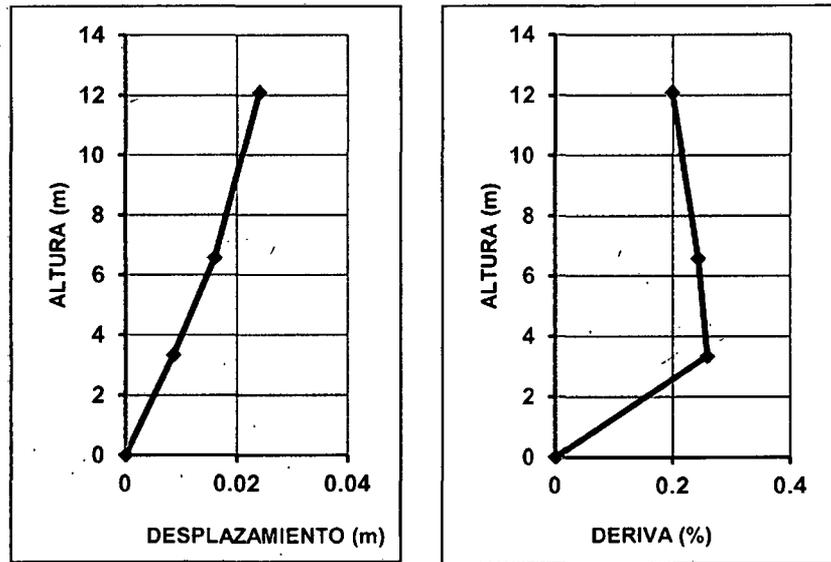


Figura 3.34. Desplazamientos laterales y derivas de entre piso para sismo raro (Dirección Y)

d. Desplazamientos y derivas para sismo muy raro en dirección Y

PISO	DESPLAZAMIENTO (m.)	ALTURA (m.)	DERIVA	DERIVA (%)
Piso 1	0.01	3.325	0.0030	0.30
Piso 2	0.018	6.575	0.0027	0.27
Piso 3	0.026	12.08	0.0022	0.22

Tabla 3.40. Deriva para sismo muy raro en dirección Y

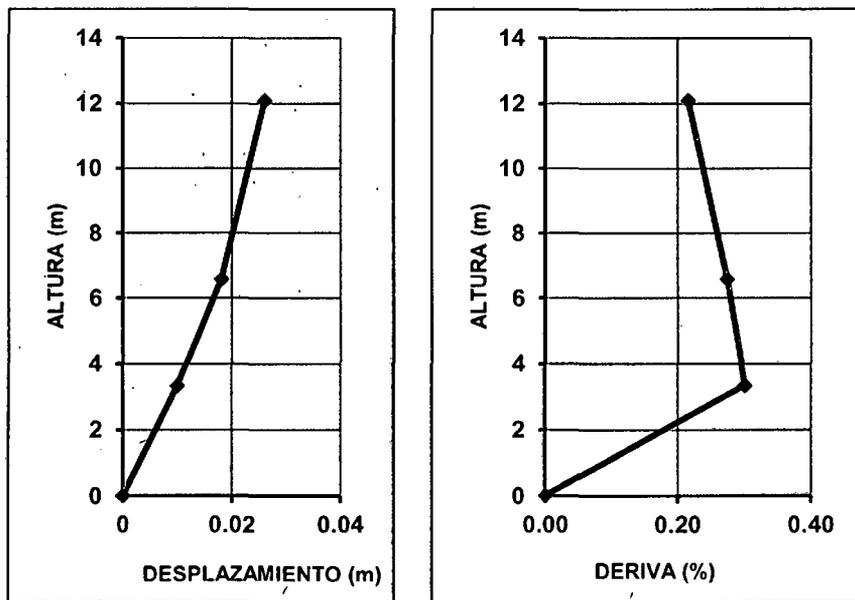


Figura 3.35. Desplazamientos laterales y derivas de entre piso para sismo muy raro (Dirección Y)

3.8 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

3.8.1 Niveles de Desempeño alcanzado

a. Niveles de desempeño alcanzados para los sismos aplicados en X

Los resultados que muestran la tabla 3.29 indican que para el espectro de respuesta calculado según la norma E-030, la estructura alcanza el nivel operacional con pequeños agrietamientos imperceptibles y sin necesidad de reparaciones en algunas vigas del primer nivel. Para este espectro la estructura alcanza un mejor nivel de desempeño que el sugerido por la SEAOC ya que al tratarse de un sismo raro el límite permisible es el nivel de desempeño funcional, lo que muestra una buena resistencia lateral de la estructura.

Para el sismo ocasional la estructura alcanza el nivel operacional, lo que indica un correcto desempeño conforme a la SEAOC. La estructura muestra agrietamientos leves en algunas vigas secundarias del primer nivel. La estructura continúa siendo segura y puede ser usada inmediatamente sin necesidad de realizar ninguna reparación.

Para el sismo raro la estructura alcanza el nivel funcional lo que indica que la estructura se desempeña de manera correcta para un sismo de este nivel, ya que cumple con lo indicado por la SEAOC. La estructura presenta agrietamientos leves e imperceptibles en vigas del segundo y tercer nivel y presenta agrietamientos de mediana importancia en los recubrimientos de vigas del primer nivel. Es posible que se requieran reparaciones menores.

Para el sismo muy raro la estructura alcanza el nivel funcional, lo que indica que la estructura se desempeña mejor de lo esperado, ya que para un sismo ya que la SEAOC considera que la estructura podría alcanzar el nivel de desempeño de seguridad de vida. Se presentan agrietamiento de mediana importancia en algunas vigas del primer y segundo nivel y agrietamientos leves en algunas columnas del tercer nivel. También aparecen agrietamientos leves en las bases de las columnas del primer nivel. Es posible que se requieran reparaciones menores (como

reparaciones de tarrajeos) antes de que la estructura vuelva a cumplir su función.

b. Niveles de desempeño alcanzados para los sismos aplicados en Y

Los resultados que muestran la tabla 3.32 indican que para el espectro de respuesta calculado con la norma E.030, para el sismo ocasional, para el sismo raro y para el sismo muy raro la estructura alcanza el nivel de desempeño operacional, lo que indica un excelente desempeño de la estructura ante la ocurrencia de estos sismos en la dirección Y. Estos excelentes resultados se explican debido a la posición de las columnas en la dirección Y. No se necesitan reparaciones.

3.8.2 Derivas de Entrepiso de la Estructura

a. Derivas de entrepiso para los sismos en dirección X

Las derivas de entrepiso para el espectro de respuesta, sismo ocasional y sismo raro presentan una derivas menor al 0.7 % que recomienda la norma. Como podemos ver en las tablas 3.33, 3.34 y 3.35 las derivas alcanzadas para estos sismos son correctas para la estructura de concreto armado.

Para el sismo muy raro se excede el límite de 0.7 % ya que se alcanza un máximo de 0.72 %, como muestra la tabla 3.36, pero esto no representa peligro, debido a que como ya se vio en los resultados obtenidos no genera incursiones en el rango plástico.

b. Derivas de entrepiso para los sismos en dirección Y

Las derivas de entrepiso para el espectro de respuesta, sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro presentan una derivas menor al 0.7 % que recomienda la norma. Como podemos ver en las tablas 3.37, 3.38, 3.39 y 3.40 las derivas alcanzadas para estos sismos son correctas para la estructura de concreto armado.

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 CONCLUSIONES

- La estructura alcanza un desempeño correcto para los sismos aplicados en la dirección X, según lo indicado por SEAOC, e incluso alcanzan niveles de desempeño aún mejores que los considerados como óptimos también por SEAOC.
- La estructura alcanza un desempeño excelente para los sismos aplicados en Y, ya que alcanza el nivel de desempeño operacional para todos los sismos con los que se realizó en análisis.
- Las derivas para los sismos según el espectro de respuesta, sismo ocasional y sismo raro (aplicados en la dirección X) fueron menores a la deriva máxima para estructuras de concreto armado que propone la Norma E-030.
- La deriva alcanzada por la estructura para el sismo muy raro aplicado en la dirección X excede en un 0.02% al límite propuesto por la Norma E-030, pero no afecta al desempeño de la estructura.

- Las derivas alcanzadas para todos los sismos aplicados (sismo ocasional, sismo raro, sismo muy raro y el espectro de la norma E-030) en la dirección Y fueron menores que la deriva máxima propuesta por la norma E-030.

4.2 RECOMENDACIONES

- Realizar un estudio del desempeño sismorresistente de las estructuras más antiguas y por lo tanto más vulnerables de la universidad Nacional de Cajamarca, con el fin de determinar si son seguras para los ocupantes.
- Considerar como parte del diseño de cualquier edificación el análisis del desempeño sismorresistente, esto de acuerdo al tipo de uso que a la que esté destinada.

BIBLIOGRAFÍA

- ATC (1996). "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings". Technical report, ATC-40. Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Bazán, E-Meli, R. (2003). "Diseño Sísmico de Edificios". Editorial Limusa. México.
- Bardales, W. (2010). "Desempeño Sismorresistente del Edificio 2B de la Universidad Nacional de Cajamarca". Universidad Nacional de Cajamarca. Cajamarca.
- Bonett, R. (2003). "Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada". Universidad politécnica de Cataluña. Barcelona, España.
- Carrillo, J. (2007). "Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño". Universidad Militar Nueva Granada.
- Castillo, J.; Alva, J. (1993). "Peligro Sísmico en el Perú", VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, Perú.
- Chunque, J. (2013). "Nivel de Desempeño Sísmico del Edificio "A" de la Universidad Privada del Norte – Sede Cajamarca". Universidad Nacional de Cajamarca. Cajamarca.
- FEMA 274 (1997). "NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings". Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C.
- FEMA 356 (2000). "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings". Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C.

- Leonardo J. Cocco, Luis E. Suárez y Miguel E. Ruiz (2010). "Desarrollo de un método no-lineal de capacidad espectral para torres de toma de agua de presas". Buenos Aires, Argentina.
- López, O; Del Re Ruiz, G (2008). "Evaluación de los métodos de análisis estático no lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporticadas de concreto armado". Boletín Técnico IMME volumen 46 N° 3. Venezuela.
- Meneses, P (2006). "Análisis de Edificios de Hormigón Armado en Base a Pórticos Planos Acoplados a Muros de Altura Parcial". Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Universidad Austral de Chile.
- Muñoz, A. (1999). "Ingeniería Sismorresistente". Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.
- Muñoz, A. (2001). "Vulnerabilidad Sísmica de los Colegios Peruanos Modernos". XIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil.
- Paulay, T; Priestley, M. (1992). "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings". Estados Unidos.
- PRIESTLEY, M. J. N. Performance based seismic design. 12th World Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 2831. Nueva Zelanda, 2000.
- RNE. 2006. Reglamento Nacional de Edificaciones, Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Decreto Supremo N° 011-2006 – Vivienda. Lima.
- Safina, S. (2002). "Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales". Universidad politécnica de Cataluña, Barcelona.

- SEAOC (1995). A Framework for Performance Based Design. Vision 2000 Committee. Structural Engineers Association of California, Sacramento California.

ANEXOS

ANEXO 01**METRADO DE CARGAS****A. PRIMER NIVEL****a. Cargas Muertas en Vigas Principales**

- **Cargas muertas provenientes de la losa aligerada**

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
A	350	4.10	1435	1.435
B	350	4.60	1610	1.61
C	350	4.60	1610	1.61
D	350	4.60	1610	1.61
E	350	4.60	1610	1.61
F	350	4.60	1610	1.61
G	350	4.60	1610	1.61
H	350	4.10	1435	1.435

- **Cargas muertas provenientes de vigas centrales y vigas de borde**

EJE	W (Kg./m ³)	Ancho de Influencia (m)	Peralte (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
A	2400	0.30	0.25	180	0.18
B	2400	0.20	0.25	120	0.12
C	2400	0.20	0.25	120	0.12
D	2400	0.20	0.25	120	0.12
E	2400	0.20	0.25	120	0.12
F	2400	0.20	0.25	120	0.12
G	2400	0.20	0.25	120	0.12
H	2400	0.30	0.25	180	0.18

- **Cargas muertas provenientes del piso terminado**

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
A	100	4.40	440	0.44
B	100	4.80	480	0.48
C	100	4.80	480	0.48
D	100	4.80	480	0.48
E	100	4.80	480	0.48
F	100	4.80	480	0.48
G	100	4.80	480	0.48
H	100	4.40	440	0.44

- **Cargas muertas provenientes de muros**

EJE	W (Kg./m ³)	Espesor (m)	Altura de muro (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
A entre 1 y 2	1800	0.25	1.7	765	0.765
A entre 2 y 3	1800	0.25	2.6	1170	1.17
B entre 1 y 2	1800	0.25	2.6	1170	1.17
B entre 2 y 3	1800	0.08	2.6	351	0.351
C entre 1 y 2	1800	0.15	2.6	702	0.702
C entre 2 y 3	1800	0.08	2.6	351	0.351
D entre 1 y 3	1800	0.25	2.6	1170	1.17
E entre 1 y 2	1800	0.30	2.6	1404	1.404
E entre 2 y 3	1800	0.15	2.6	702	0.702
F entre 1 y 2	1800	0.23	2.6	1053	1.053
G entre 1 y 2	1800	0.23	2.6	1053	1.053
H entre 1 y 2	1800	0.30	2.6	1404	1.404
H entre 2 y 3	1800	0.40	2.6	1872	1.872

b. Cargas Vivas en Vigas Principales

EJE	Ambiente	Descripción Según E 020	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)	Total (Tn./m)
A entre 1 y 2	SS.HH.	SS.HH.	300	2.40	720.00	0.72	1.52
	Pasadizo	Pasadizo	400	2.00	800.00	0.80	
A entre 2 y 3	GISLAB	Laboratorio	300	2.40	720.00	0.72	1.52
	Pasadizo	Pasadizo	400	2.00	800.00	0.80	

EJE	Ambiente	Descripción Según E 020	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)	Total (Tn./m)
A en pasadizo	Pasadizo	Pasadizo	400	4.70	1880.00	1.88	1.88
B entre 1 y 2	SS.HH.	SS.HH.	300	2.40	720.00	0.72	1.32
	Jefatura de Dep.	Oficina	250	2.40	600.00	0.60	
B entre 2 y 3	GISLAB	Laboratorio	300	5.03	1507.50	1.51	1.51
B en pasadizo	Pasadizo	Pasadizo	400	5.10	2040.00	2.04	2.04
C entre 1 y 2	Jefatura de Dep.	Oficina	250.00	2.48	618.75	0.62	1.24
	Dirección	Oficina	250	2.48	618.75	0.62	
C entre 2 y 3	Sala de Sesiones	Lugar de Asamblea	300	5.03	1507.50	1.51	1.51
C en pasadizo	Pasadizo	Pasadizo	400	5.10	2040.00	2.04	2.04
D entre 1 y 2	Dirección	Oficina	250	2.43	606.25	0.61	1.58
	Pasadizo	Pasadizo	400	2.43	970.00	0.97	
D entre 2 y 3	Sala de Sesiones	Lugar de Asamblea	300	2.43	727.50	0.73	1.70
	Pasadizo	Pasadizo	400	2.43	970.00	0.97	
D en pasadizo	Pasadizo	Pasadizo	400	5.10	2040.00	2.04	2.04
E entre 1 y 2	Jefatura de Geología y Minería	Oficina	250	3.08	770.00	0.77	1.26
	Pasadizo	Pasadizo	400	0.40	158.00	0.16	
	Oficina 04	Oficina	250	1.33	331.25	0.33	
E entre 2 y 3	Auditorio	Lugar de Asamblea	300	4.56	1366.50	1.37	1.52
	Pasadizo	Pasadizo	400	0.40	158.00	0.16	
E en pasadizo	Pasadizo	Pasadizo	400	5.10	2040.00	2.04	2.04
F entre 1 y 2	Oficina 03	Oficina	250	3.13	782.50	0.78	1.22
	Oficina 04	Oficina	250	1.75	436.25	0.44	
F entre 2 y 3	Auditorio	Lugar de Asamblea	300	5.10	1530.00	1.53	1.53
F en pasadizo	Pasadizo	Pasadizo	400	5.10	2040.00	2.04	2.04
G entre 1 y 2	Oficina 01	Oficina	250	1.76	440.00	0.44	1.22
	Oficina 02	Oficina	250	3.12	780.00	0.78	

EJE	Ambiente	Descripción Según E 020	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)	Total (Tn./m)
G entre 2 y 3	Auditorio	Lugar de Asamblea	300	5.10	1530.00	1.53	1.53
G en pasadizo	Pasadizo	Pasadizo	400	5.10	2040.00	2.04	2.04
H entre 1 y 2	Oficina 01	Oficina	250	1.32	330.00	0.33	1.10
	Jefatura Geotecnia	Oficina	250	3.08	770.00	0.77	
H entre 2 y 3	Auditorio	Lugar de Asamblea	300	1.55	465.00	0.47	1.37
	Escenario	Lugar de Asamblea	300	3.00	900.00	0.90	
H en pasadizo	Pasadizo	Pasadizo	400	4.70	1880.00	1.88	1.88

c. Cargas Muertas en Vigas Secundarias

- Cargas muertas provenientes de la losa aligerada

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
1	350	1.00	350	0.35
2	350	1.00	350	0.35
3	350	1.00	350	0.35

- Cargas muertas provenientes del piso terminado

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
1	100	1.00	100	0.1
2	100	1.00	100	0.1
3	100	1.00	100	0.1

- Cargas muertas provenientes de muros

EJE	W (Kg./m ³)	Espesor (m)	Altura de muro (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
1	1800	0.15	2.75	742.5	0.7425
2	1800	0.15	2.75	742.5	0.7425
3	1800	0.15	2.75	742.5	0.7425

d. Cargas Vivas en Vigas Secundarias

EJE	Descripción	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)	Total (Tn./m)
1 de A a B	SS.HH.	300	0.50	150	0.15	0.35
	Pasadizo	400	0.50	200	0.20	
1 de B a D	Oficinas	250	0.50	125	0.13	0.33
	Pasadizo	400	0.50	200	0.20	
1 de D a E	Pasadizo	400	1.00	400	0.40	0.40
1 de E a H	Oficinas	250	0.50	125	0.13	0.33
	Pasadizo	400	0.50	200	0.20	
2 de A a B	Laboratorio y SS.HH	300	1.00	300	0.30	0.30
2 de B a D	Oficinas	250	0.50	125	0.13	0.28
	Laboratorio y Lugar de Asamblea	300	0.50	150	0.15	
2 de D a E	Pasadizo	400	1.00	400	0.40	0.40
2 de E a H	Oficinas	250	0.50	125	0.13	0.28
	Lugar de Asamblea	300	0.50	150	0.15	
3 de A a D	Laboratorio y Lugar de Asamblea	300	0.50	150	0.15	0.35
	Pasadizo	400	0.50	200	0.20	
3 de D a E	Pasadizo	400	1.00	400	0.40	0.40
3 de E a H	Laboratorio y Lugar de Asamblea	300	1.00	300	0.30	0.30

B. SEGUNDO NIVEL**a. Cargas Muertas en Vigas Principales**

- Cargas muertas provenientes de la losa aligerada

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
A	350	4.10	1435	1.435
B	350	4.60	1610	1.61
C	350	4.60	1610	1.61
D	350	4.60	1610	1.61
E	350	4.60	1610	1.61

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
F	350	4.60	1610	1.61
G	350	4.60	1610	1.61
H	350	4.10	1435	1.435

- Cargas muertas provenientes de vigas centrales y vigas de borde

EJE	W (Kg./m ³)	Ancho de Influencia (m)	Peralte (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
A	2400	0.30	0.25	180	0.18
B	2400	0.20	0.25	120	0.12
C	2400	0.20	0.25	120	0.12
D	2400	0.20	0.25	120	0.12
E	2400	0.20	0.25	120	0.12
F	2400	0.20	0.25	120	0.12
G	2400	0.20	0.25	120	0.12
H	2400	0.30	0.25	180	0.18

- Cargas muertas provenientes del piso terminado

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
A	100	4.40	440	0.44
B	100	4.80	480	0.48
C	100	4.80	480	0.48
D	100	4.80	480	0.48
E	100	4.80	480	0.48
F	100	4.80	480	0.48
G	100	4.80	480	0.48
H	100	4.40	440	0.44

- Cargas muertas provenientes de muros

EJE	W (Kg./m ³)	Espesor (m)	Altura de muro (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
A entre 1 y 2	1800	0.25	1.7	765	0.765
A entre 2 y 3	1800	0.25	3	1350	1.35
B entre 1 y 2	1800	0.25	3	1350	1.35

EJE	W (Kg./m ³)	Espesor (m)	Altura de muro (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
D entre 1 y 3	1800	0.25	3	1350	1.35
E entre 1 y 2	1800	0.15	3	810	0.81
E entre 2 y 3	1800	0.15	3	810	0.81
G entre 1 y 3	1800	0.15	3	810	0.81
H entre 1 y 3	1800	0.15	3	810	0.81

b. Cargas vivas en Vigas Principales

EJE	Ambiente	Descripción Según E 020	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)	Total (Tn./m)
A entre 1 y 2	SS.HH.	SS.HH.	300	2.525	757.50	0.76	1.56
	Pasadizo	Pasadizo	400	2.000	800.00	0.80	
A entre 2 y 3	Libreros	Sala de Almacenaje con estantes	750	2.425	1818.75	1.82	2.62
	Pasadizo	Pasadizo	400	2.000	800.00	0.80	
A en pasadizo	Pasadizo	Pasadizo	400	4.700	1880.00	1.88	1.88
B entre 1 y 2	SS.HH.	SS.HH.	300	2.542	762.60	0.76	1.49
	Lab. De Informática	Laboratorio	300	2.425	727.50	0.73	
B entre 2 y 3	Libreros	Sala de Almacenaje con estantes	750	2.625	1968.75	1.97	2.69
	Biblioteca	Sala de Lectura	300	2.400	720.00	0.72	
B en pasadizo	Pasadizo	Pasadizo	400	5.100	2040.00	2.04	2.04
C entre 1 y 2	Lab. De Informática	Laboratorio	300	5.100	1530.00	1.53	1.53
C entre 2 y 3	Biblioteca	Sala de Lectura	300	5.100	1530.00	1.53	1.53
C en Pasadizo	Pasadizo	Pasadizo	400	5.100	2040.00	2.04	2.04
D entre 1 y 2	Lab. De Informática	Laboratorio	300	2.425	727.50	0.73	1.70
	Pasadizo	Pasadizo	400	2.425	970.00	0.97	
D entre 2 y 3	Biblioteca	Sala de Lectura	300	2.425	727.50	0.73	1.70
	Pasadizo	Pasadizo	400	2.425	970.00	0.97	

EJE	Ambiente	Descripción Según E 020	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)	Total (Tn./m)
E entre 1 y 2	Lab. De Fotogeología	Laboratorio	300	4.555	1366.50	1.37	1.52
	Pasadizo	Pasadizo	400	0.395	158.00	0.16	
E entre 2 y 3	Lab. De Geofísica	Laboratorio	300	4.555	1366.50	1.37	1.52
	Pasadizo	Pasadizo	400	0.395	158.00	0.16	
E en pasadizo	Pasadizo	Pasadizo	400	5.100	2040.00	2.04	2.04
F entre 1 y 2	Lab. De Fotogeología	Laboratorio	300	5.100	1530.00	1.53	1.53
F entre 3 y 3	Lab. De Geofísica	Laboratorio	300	5.100	1530.00	1.53	1.53
F en pasadizo	Pasadizo	Pasadizo	400	5.100	2040.00	2.04	2.04
G entre 1 y 2	Lab. De Fotogeología	Laboratorio	300	2.475	742.50	0.74	1.80
	Petrominerología	Laboratorio	300	3.510	1053.00	1.05	
G entre 2 y 3	Lab. De Geofísica	Laboratorio	300	2.475	742.50	0.74	1.80
	Paleontología	Laboratorio	300	3.510	1053.00	1.05	
G en Pasadizo	Pasadizo	Pasadizo	400	2.550	1020.00	1.02	1.79
	Petrominerología	Laboratorio	300	2.550	765.00	0.77	
H entre 1 y 2	Petrominerología	Laboratorio	300	4.550	1365.00	1.37	1.37
H entre 2 y 3	Paleontología	Laboratorio	300	4.550	1365.00	1.37	1.37

c. Cargas Muertas en Vigas Secundarias

- Cargas muertas provenientes de la losa aligerada

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
1	350	1.00	350	0.35
2	350	1.00	350	0.35
3	350	1.00	350	0.35

- **Cargas muertas provenientes del piso terminado**

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
1	100	1.00	100	0.1
2	100	1.00	100	0.1
3	100	1.00	100	0.1

- **Cargas muertas provenientes de muros**

EJE	W (Kg./m ³)	Espesor (m)	Altura de muro (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
1	1800	0.15	2.75	742.5	0.7425
2	1800	0.15	2.75	742.5	0.7425
3	1800	0.15	2.75	742.5	0.7425

d. Cargas Vivas en Vigas Secundarias

EJE	Descripción	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)	Total (Tn./m)
1 de A a B	SS.HH.	300	0.50	150	0.15	0.35
	Pasadizo	400	0.50	200	0.20	
1 de B a D	Laboratorio	300	0.50	150	0.15	0.35
	Pasadizo	400	0.50	200	0.20	
1 de D a E	Pasadizo	400	1.00	400	0.40	0.40
1 de E a G	Laboratorio	300	0.50	150	0.15	0.35
	Pasadizo	400	0.50	200	0.20	
1 de G a H	Laboratorio	300	1.00	300	0.30	0.30
2 de A a B	SS.HH.	300	0.50	150	0.15	0.53
	Libreros	750	0.50	375	0.38	
2 de B a D	Laboratorio	300	0.50	150	0.15	0.30
	Biblioteca	300	0.50	150	0.15	
2 de D a E	Pasadizo	400	1.00	400	0.40	0.40
2 de E a G	Laboratorios	300	1.00	300	0.30	0.30
2 de G a H	Laboratorios	300	1.00	300	0.30	0.30
3 de A a B	Libreros	750	0.50	375	0.38	0.58
	Pasadizo	400	0.50	200	0.20	
3 de B a D	Biblioteca	300	0.50	150	0.15	0.35
	Pasadizo	400	0.50	200	0.20	
3 de D a E	Pasadizo	400	1.00	400	0.40	0.40
3 de E a G	Laboratorio	300	0.50	150	0.15	0.35
	Pasadizo	400	0.50	200	0.20	
3 de G a H	Laboratorio	300	1.00	300	0.30	0.30

C. TERCER NIVEL**a. Cargas Muertas en Vigas Principales**

- Cargas muertas provenientes de cobertura de teja andina

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Longitud	Carga (Kg)	Carga (Tn)
A	10.24	1.00	5.1	52.22	0.052
B	10.24	1.03	5.1	53.79	0.054
C	10.24	1.03	5.1	53.79	0.054
D	10.24	1.03	5.1	53.79	0.054
E	10.24	1.03	5.1	53.79	0.054
F	10.24	1.03	5.1	53.79	0.054
G	10.24	1.03	5.1	53.79	0.054
H	10.24	1.00	5.1	52.22	0.052

- Cargas muertas provenientes de las correas

EJE	W (Kg./ml)	Longitud (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
A	2.77	4.80	13.30	0.013
B	2.77	4.80	13.30	0.013
C	2.77	4.80	13.30	0.013
D	2.77	4.80	13.30	0.013
E	2.77	4.80	13.30	0.013
F	2.77	4.80	13.30	0.013
G	2.77	4.80	13.30	0.013
H	2.77	4.80	13.30	0.013

b. Cargas Vivas en Vigas Principales

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Longitud	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
A	50	1.00	5.1	255.00	0.26
B	50	1.03	5.1	262.65	0.26
C	50	1.03	5.1	262.65	0.26
D	50	1.03	5.1	262.65	0.26
E	50	1.03	5.1	262.65	0.26
F	50	1.03	5.1	262.65	0.26
G	50	1.03	5.1	262.65	0.26
H	50	1.00	5.1	255.00	0.26

c. Cargas Muertas en Vigas Secundarias

- **Cargas muertas provenientes de cobertura de teja andina**

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
A	350	1.00	350	0.35
B	350	1.00	350	0.35
C	350	1.00	350	0.35

d. Cargas Vivas en vigas Secundarias

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
A	50	1.00	50	0.05
B	50	1.00	50	0.05
C	50	1.00	50	0.05

ANEXO 02

PROCEDIMIENTO REALIZADO EN EL PROGRAMA SAP2000

- 1) Se creó las líneas de coordenadas en los tres ejes de acuerdo a los espaciamientos obtenidos de los planos y verificados en campo.

Define Grid System Data

Edit Format

System Name: GLOBAL Units: Top, m, C

Grid Lines: Quick Start...

X Grid Data

Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	-2.15	Primary	Show	End	
2	H	0	Primary	Show	
3	G	4.8	Primary	Show	
4	F	9.6	Primary	Show	
5	E	14.4	Primary	Show	
6	D	19.2	Primary	Show	
7	C	24	Primary	Show	
8	B	28.8	Primary	Show	

Y Grid Data

Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	-2.05	Primary	Show	Start	
2	3	0	Primary	Show	
3	2	7.2	Primary	Show	
4	1	14.4	Primary	Show	
5		16.45	Primary	Show	
6					
7					
8					

Z Grid Data

Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	
1	Z1	0	Primary	Show	End
2	Z2	3.325	Primary	Show	End
3	Z3	6.575	Primary	Show	End
4	Z4	10.2	Primary	Show	End
5	Z5	12.08	Primary	Show	End
6					
7					
8					

Display Grids as: Ordinates Spacing

Hide At Grid Lines
 Give to Grid Lines

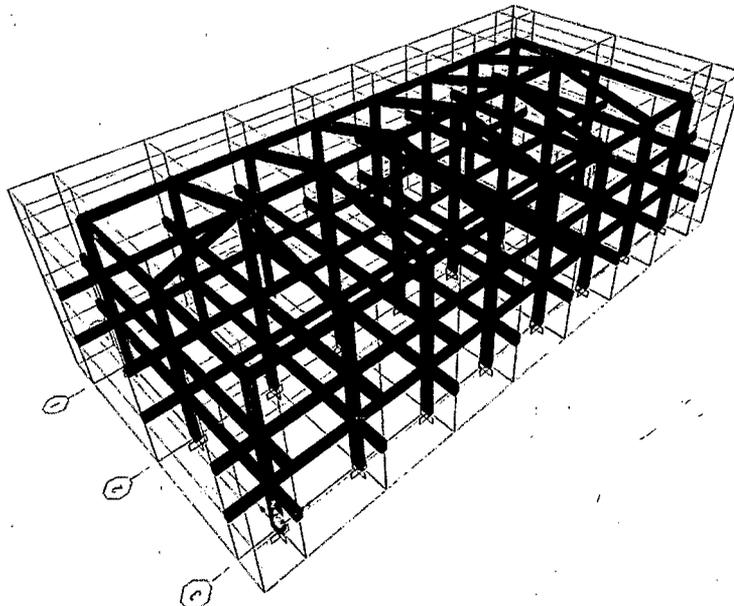
Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color

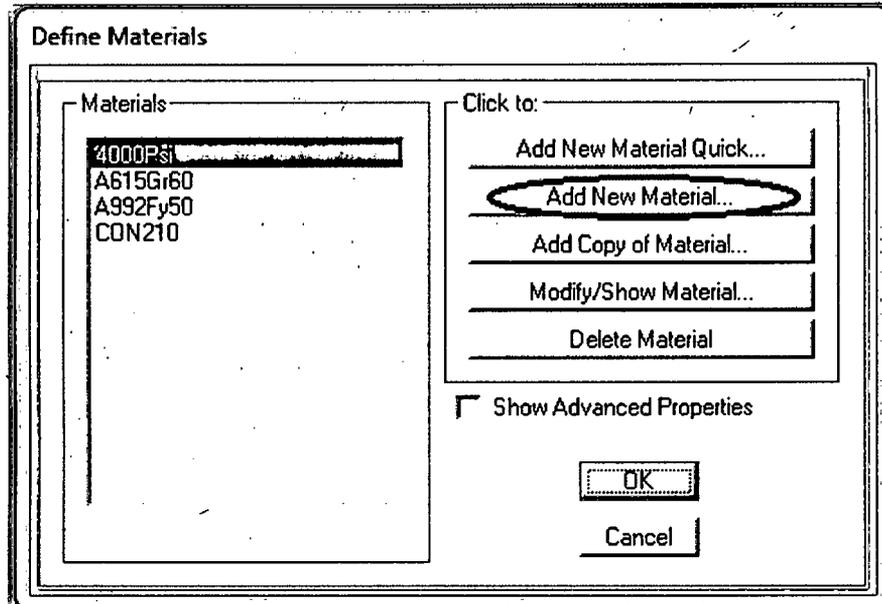
Reorder Ordinates

OK Cancel

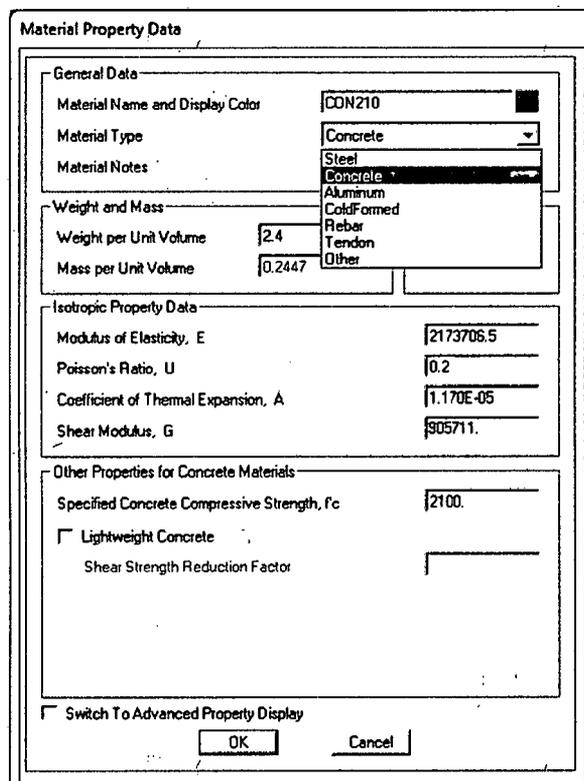
- 2) Se creó el modelo de la estructura, dibujando solamente los elementos estructurales.



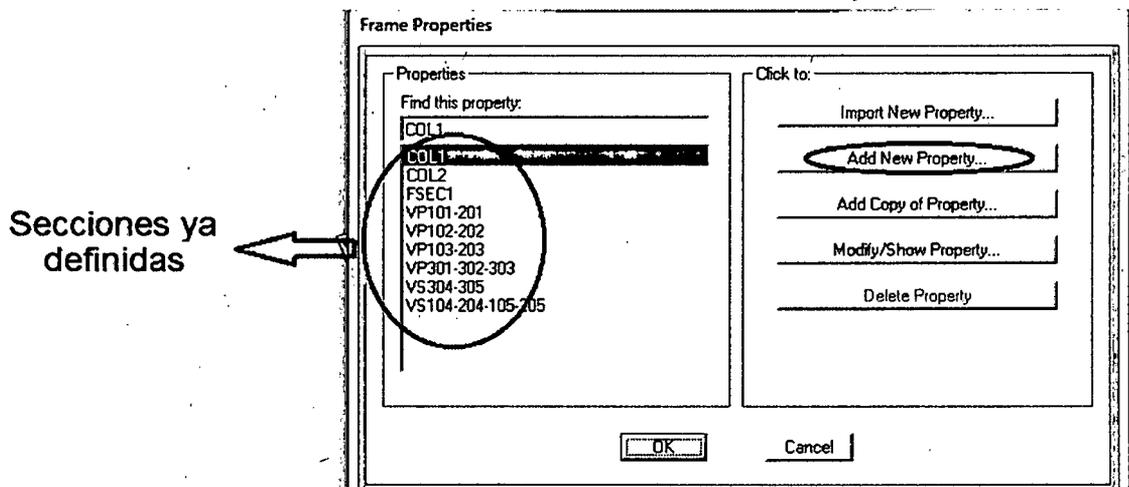
- 3) Ahora definiremos los materiales y sus propiedades. Seleccionamos en la barra principal la opción "Define" y luego la opción "Materials", con la cual aparece la siguiente ventana y elegimos "Add New Material".



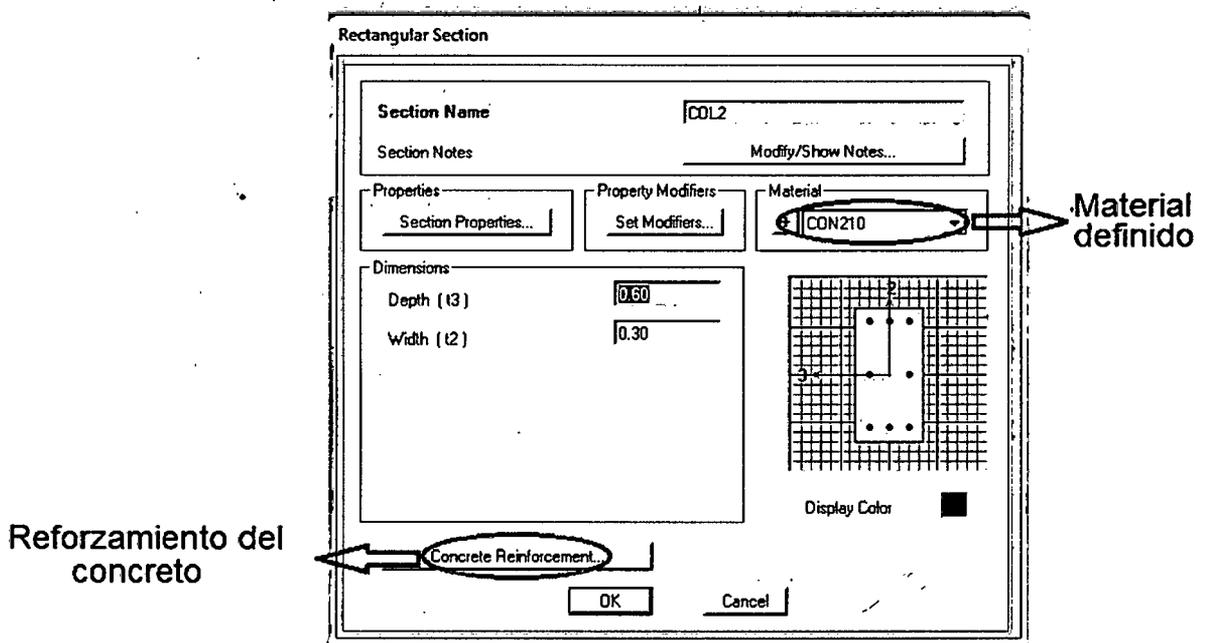
- 4) Se muestra la siguiente ventana en la cual podemos definir nuestros materiales y sus propiedades.



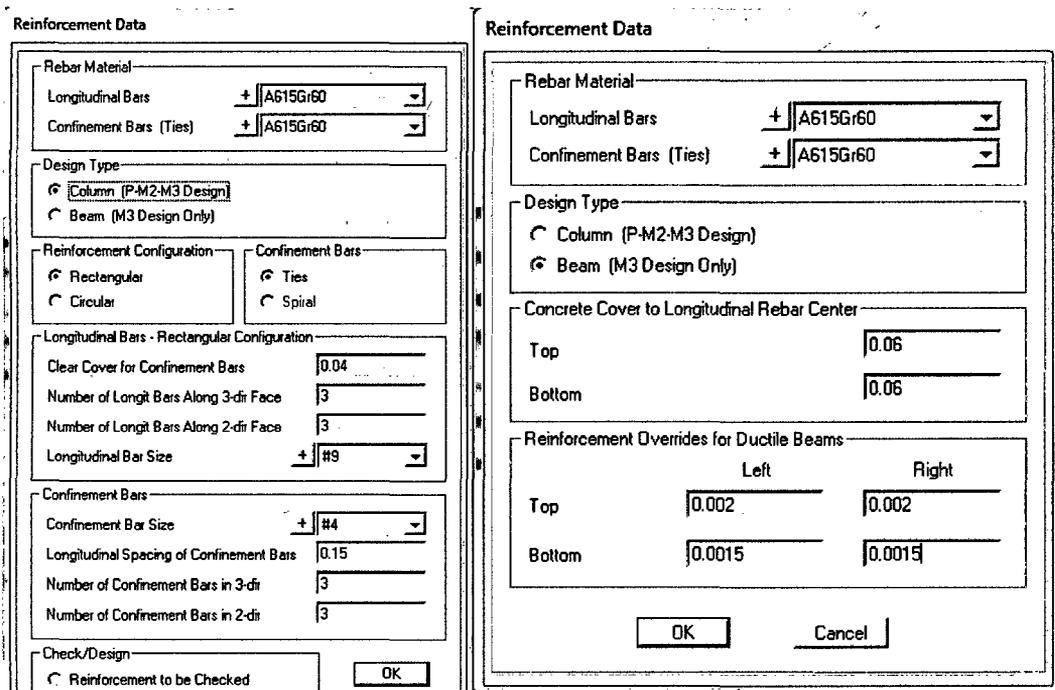
- 5) Una vez definidos los materiales se definen las secciones de los elementos estructurales y el acero de refuerzo. Seleccionamos la opción "Define" de la barra de menú principal y elegimos la opción "Frame Sections", con lo cual aparece la siguiente ventana mostrada en la figura en la que se elige la opción "Add New Property".



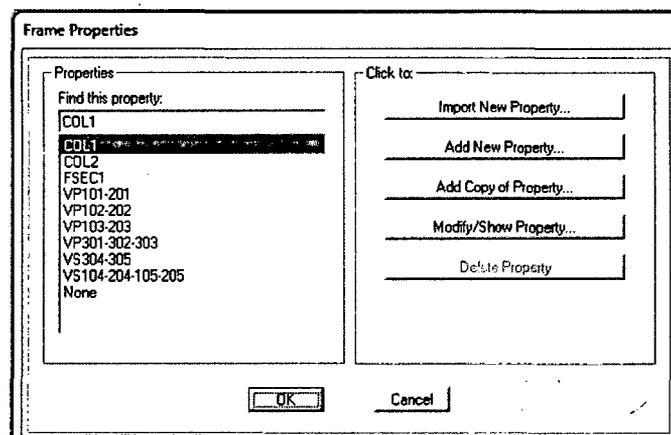
- 6) En el paso siguiente, al haber elegido la opción anterior, aparece la ventana de la figura en la que definimos el ancho (Width) y peralte (Depth) del elemento. Para asignar el acero de refuerzo seleccionamos la opción Concrete Reinforcement (reforzamiento del concreto).



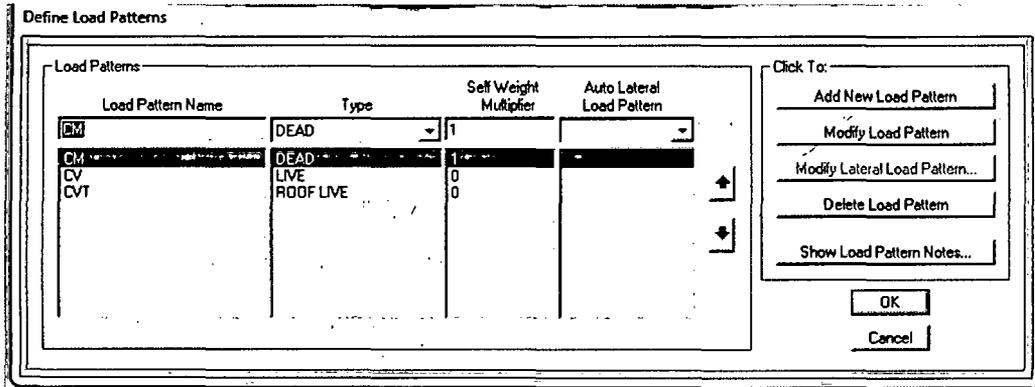
7) Al elegir la opción "Concrete Reinforcement" podemos definir las propiedades del acero de refuerzo, tanto para columnas como vigas. En las imágenes siguientes se muestra las ventanas para asignar el acero de refuerzo, a la izquierda se muestra el acero de refuerzo para columnas y a la derecha para las vigas.



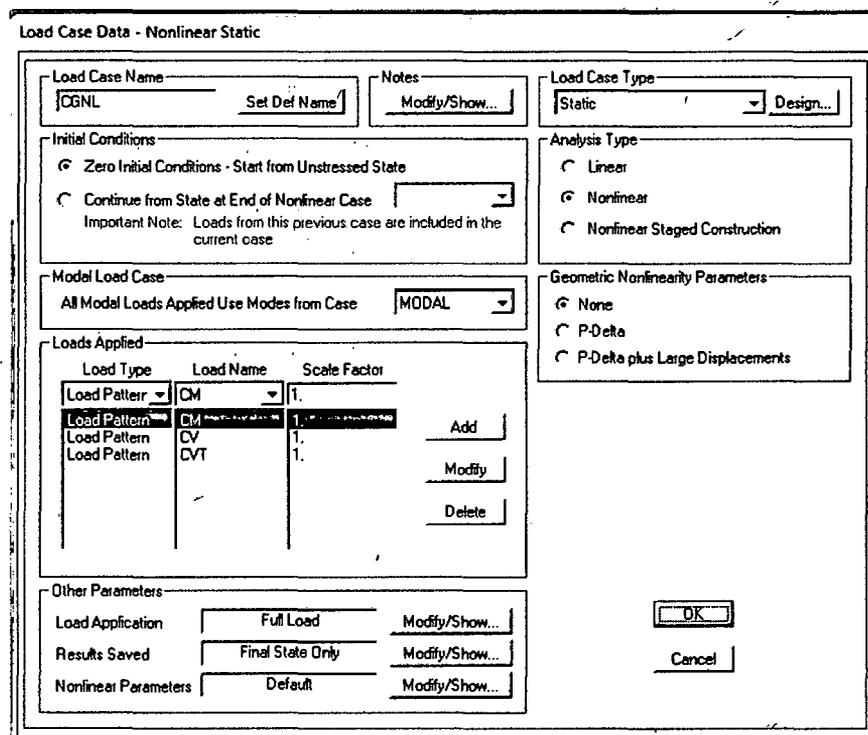
8) A continuación asignaremos las secciones ya definidas a los elementos dibujados anteriormente, para esto se selecciona los elementos que compartan la misma sección y se selecciona de la barra de menú principal la opción "Assign"/ "Frame"/ "Frame Section" y automáticamente aparece la siguiente ventana en la que se elige la sección a asignar y pulsamos OK.



- 9) A continuación se definen los patrones de carga. Para la presente investigación se determinó la carga muerta (CM), carga viva (CV) y la carga viva de techo (CVT). Para esto se elige la opción “Define”/ “Load Patterns” y automáticamente se muestra la definición de los tres patrones de carga.



- 10) En base a los patrones de carga se definen los casos de carga. Para la presente investigación se definen dos casos: el caso de carga gravitacional no lineal (CGNL) y el caso para el análisis estático no lineal (AENL). Para esto se elige la opción de la barra de menú principal “Define”/ “Load Cases” y para el CGNL queda definido de la siguiente manera.



- 11) Para el caso AENL se repite el paso anterior y este caso queda determinado de la siguiente manera. Este paso se realiza para los sismos en X y los sismos en Y.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: AENL DIRECCION X | Notes: | Load Case Type: Static

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case: CGNL

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	1
Abcel	UX	

Other Parameters: Load Application: Displ Control | Results Saved: Multiple States | Nonlinear Parameters: Default

- 12) De la ventana anteriormente mostrada se elige la opción Modify/Show de la opción "Load Application" en la que se muestra la siguiente ventana donde se define el desplazamiento controlado y el nudo de control de desplazamiento que en nuestro caso es el nudo 77.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: AENL DIRECCION X | Notes: | Load Case Type: Static

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case: CGNL

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	1
Abcel	UX	

Other Parameters: Load Application: Displ Control | Results Saved: Multiple States | Nonlinear Parameters: Default

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

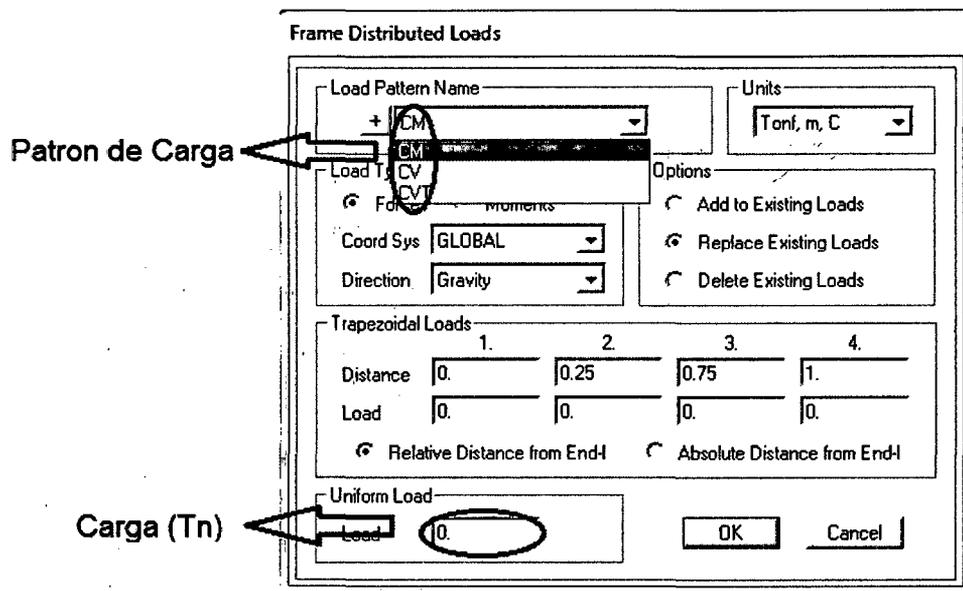
Load Application Control: Full Load
 Displacement Control

Control Displacement: Use Conjugate Displacement
 Use Monitored Displacement

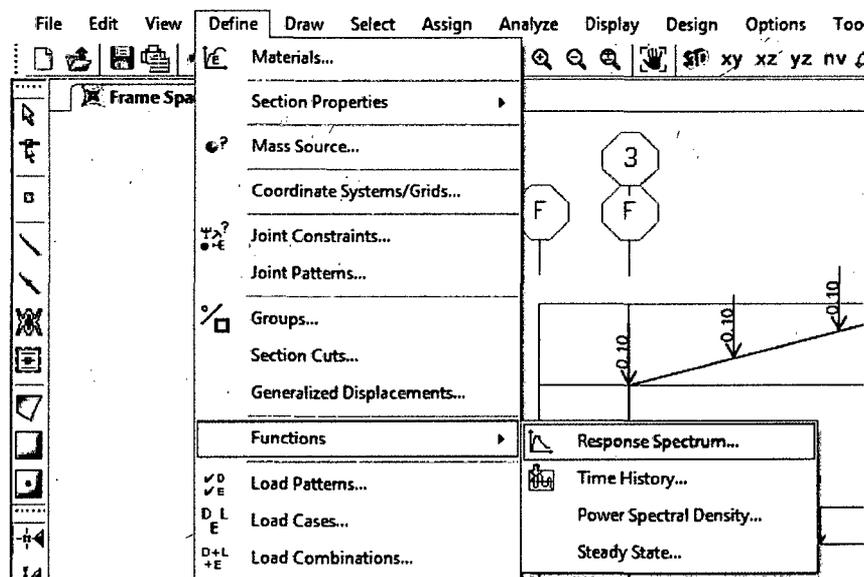
Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 0.4832

Monitored Displacement: DOF: U1 at Joint: 77
 Generalized Displacement

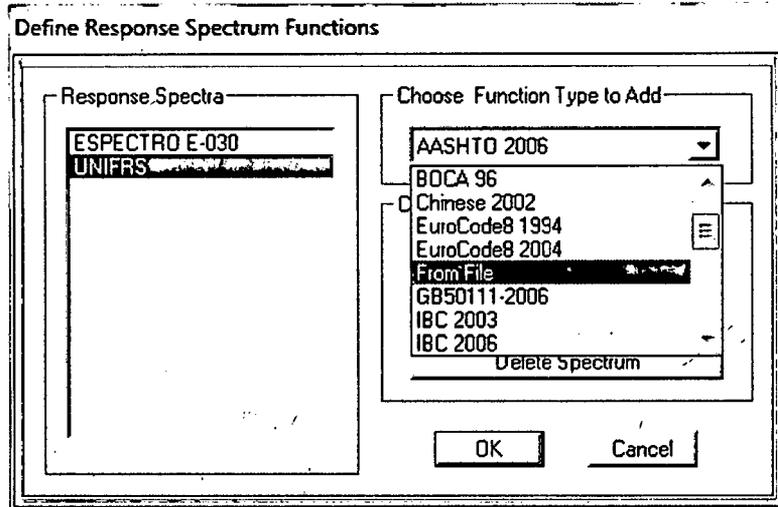
- 13) Para la asignación de las cargas a los elementos estructurales se selecciona a los elementos que se desee y se elige la opción de la barra de menú principal "Assign"/ "Frame Loads" y de acuerdo al tipo de carga que se desee asignar se puede seleccionar "Point" para cargas puntuales y "Distributed" para cargas distribuidas. Al elegir "Distributed" se muestra la siguiente ventana.



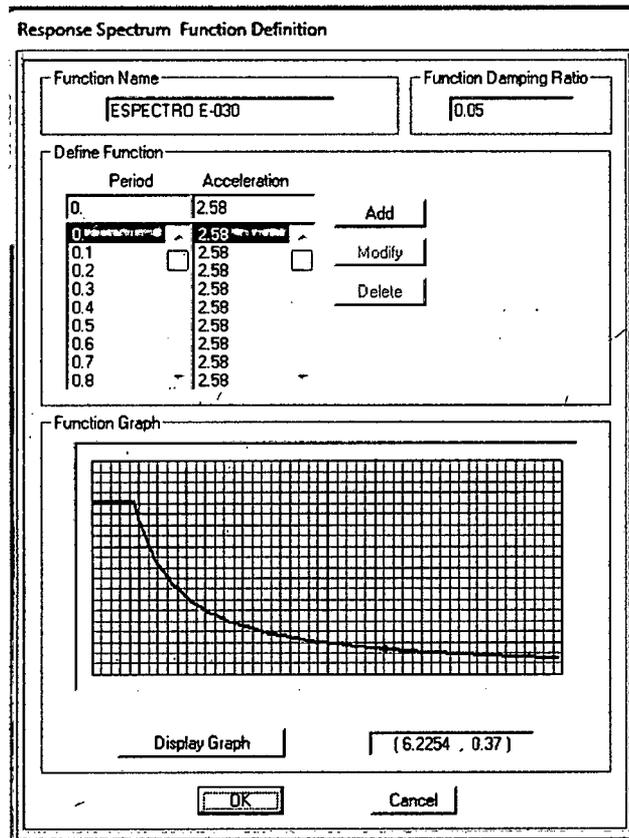
- 14) Para realizar el análisis estático no lineal para el espectro calculado procedemos a elegir la opción "Functions"/ "Response Spectrum".



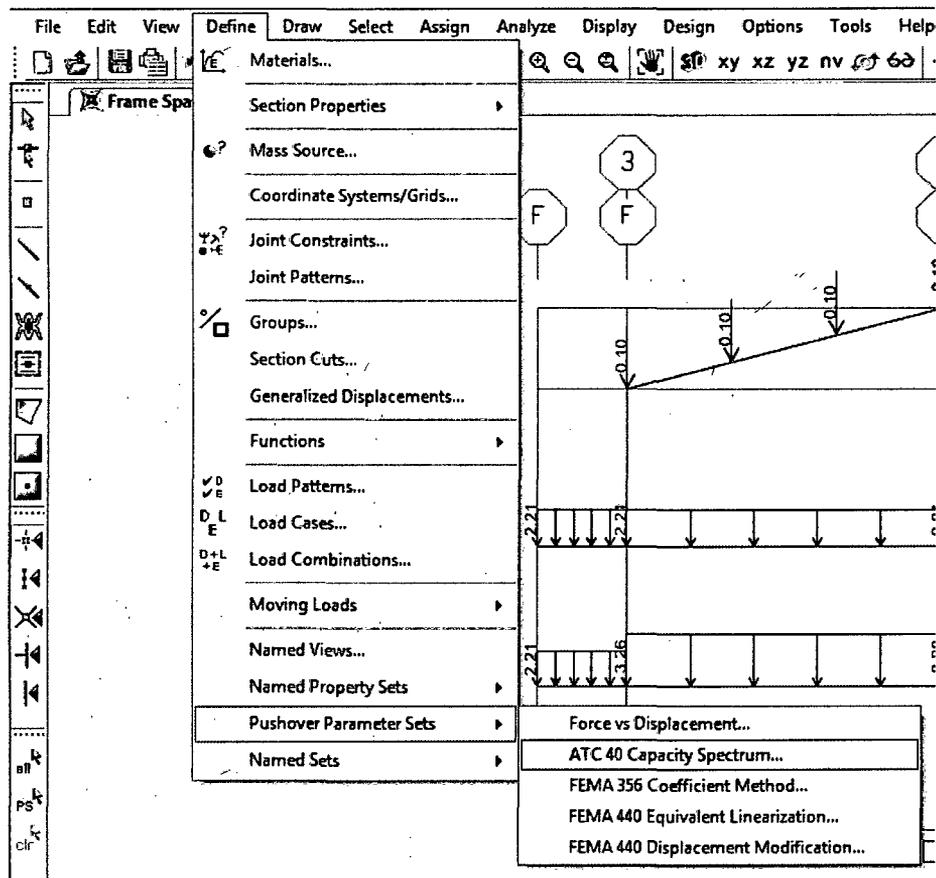
- 15) Para cargar el espectro al programa, la información debe estar en un archivo .txt y se lo carga eligiendo en la casilla "Choose Function Type to Add" la opción "From File", como lo muestra la imagen.



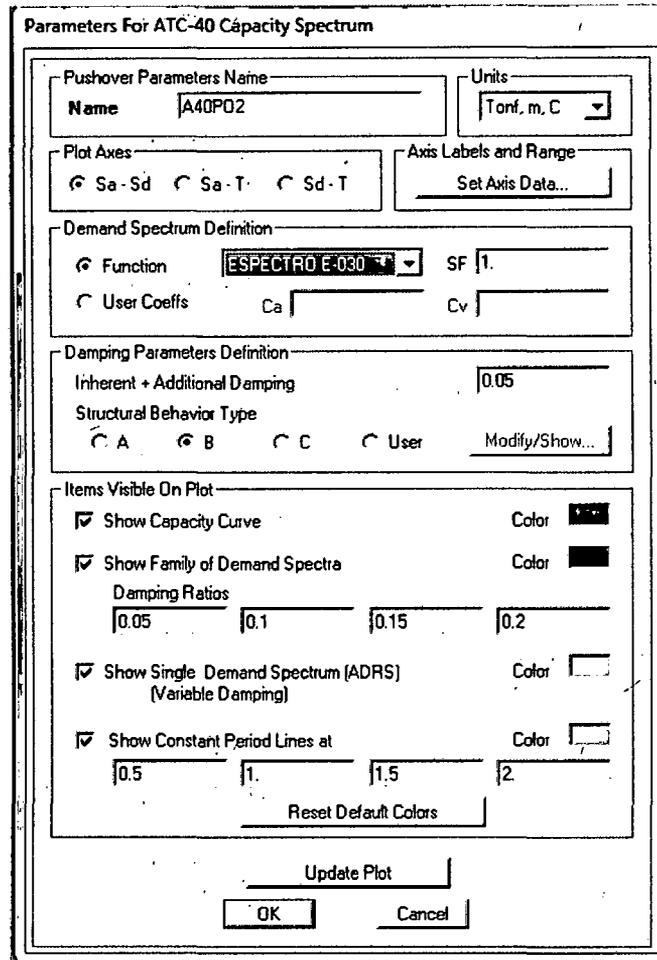
- 16) Una vez cargado el espectro se muestra la gráfica Periodo vs. Aceleración Espectral.



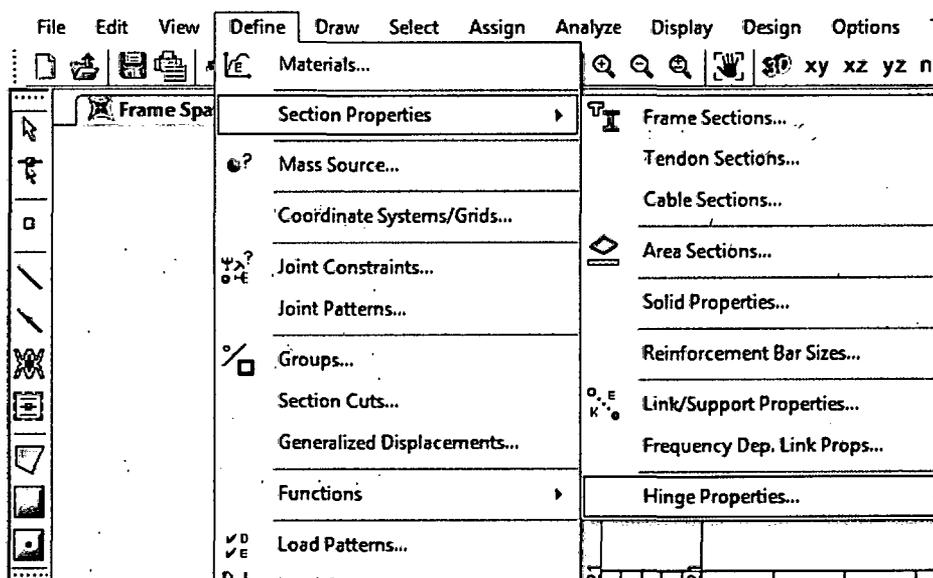
- 17) Para realizar el análisis estático no lineal se debe elegir qué criterio seguir y definir sus parámetros. Para esto seleccionamos “Define”/ “Pushover Parameter Sets”, y como se va a usar el procedimiento propuesto por el ATC-40, seleccionamos “ATC 40 Capacity Spectrum”, de la siguiente manera.



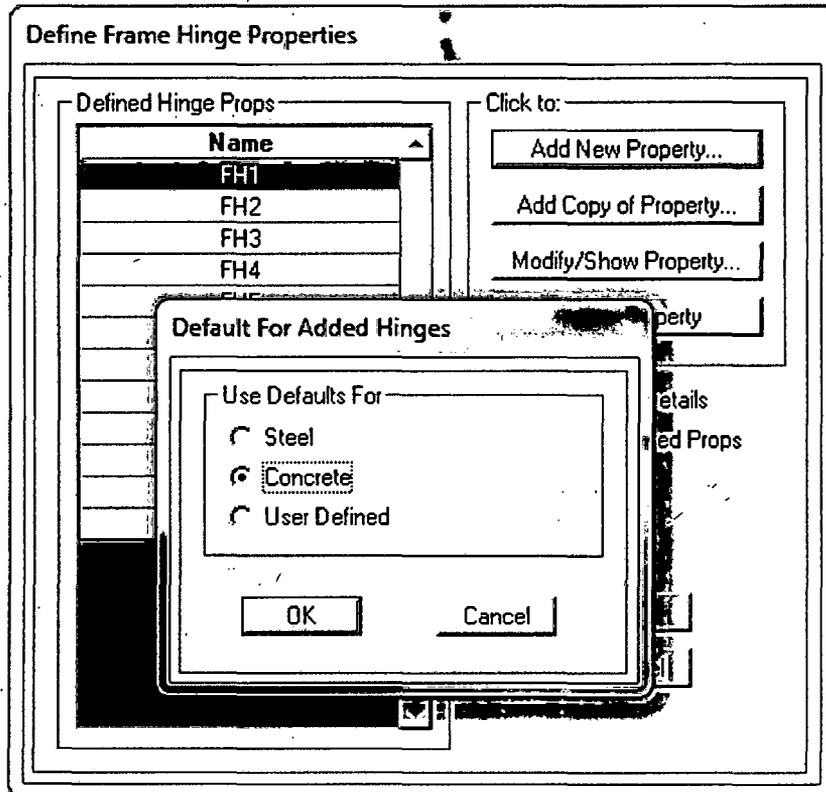
- 18) Al elegir la opción anterior aparece la ventana siguiente en la que elegimos las coordenada en las que queremos obtener la curva de capacidad (S_a - S_d) y también se elegirá la forma en que queremos que se realice el análisis, esto es con el espectro de respuesta calculado o usando los coeficiente C_a y C_v .



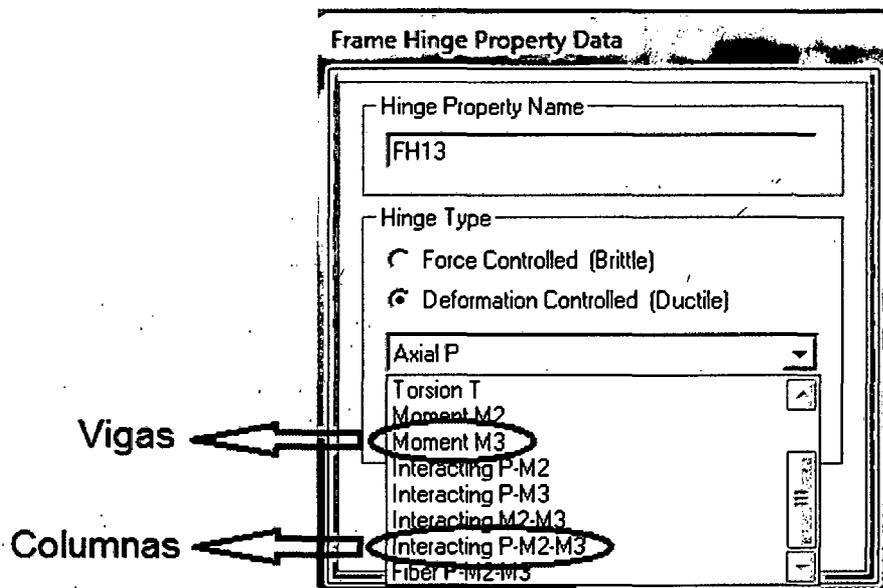
- 19) Ahora se asignan las rótulas plásticas en los elementos, para vigas se asignaron tres rótulas y para columnas solo dos. Se selecciona "Define"/"Section Properties"/"Hinge Properties".



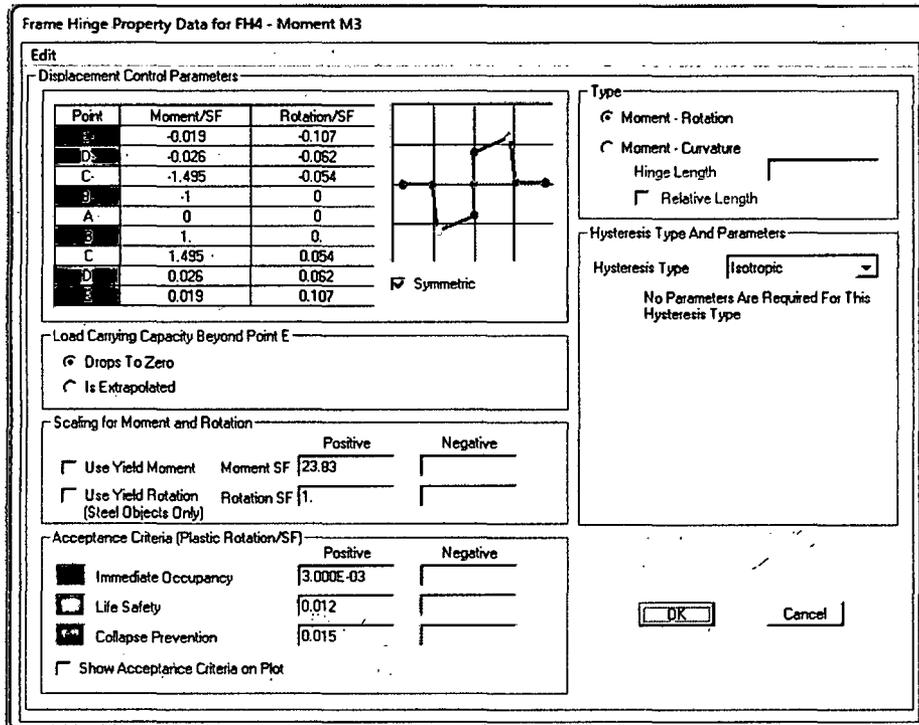
- 20) En la ventana que aparece automáticamente seleccionamos “Add New Property” y muestra una nueva ventana donde elegimos el material de los elementos estructurales que en nuestro caso son de concreto (Concrete).



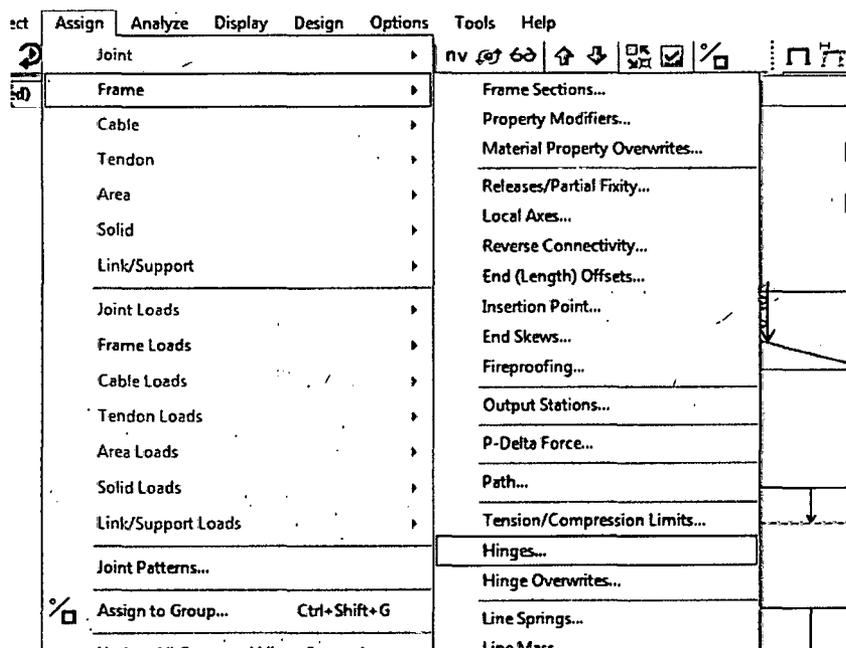
- 21) Para vigas elegimos “Moment M3” y para columnas elegimos “Interacting P-M2-M3”.



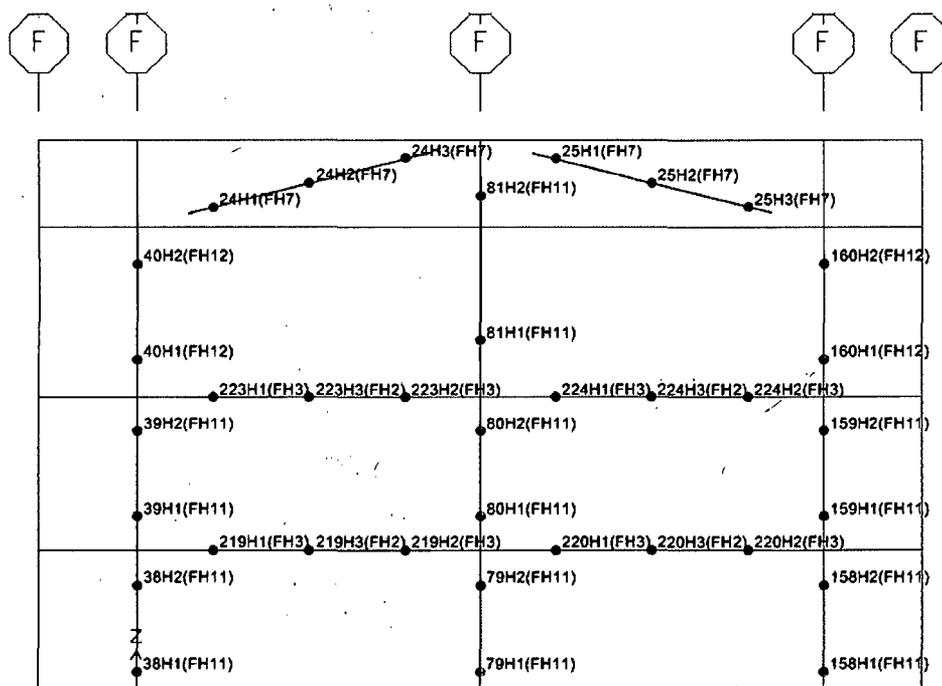
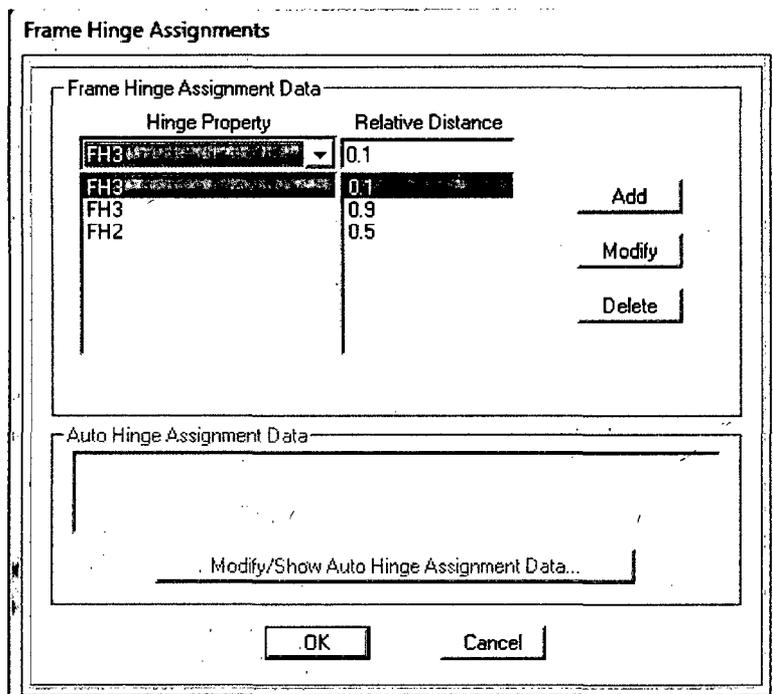
22) Al elegir el tipo de rótula aparecerá la ventana para asignar valores a los diagramas de momento giro, determinando así los valores de los puntos A, B, C, D, E.



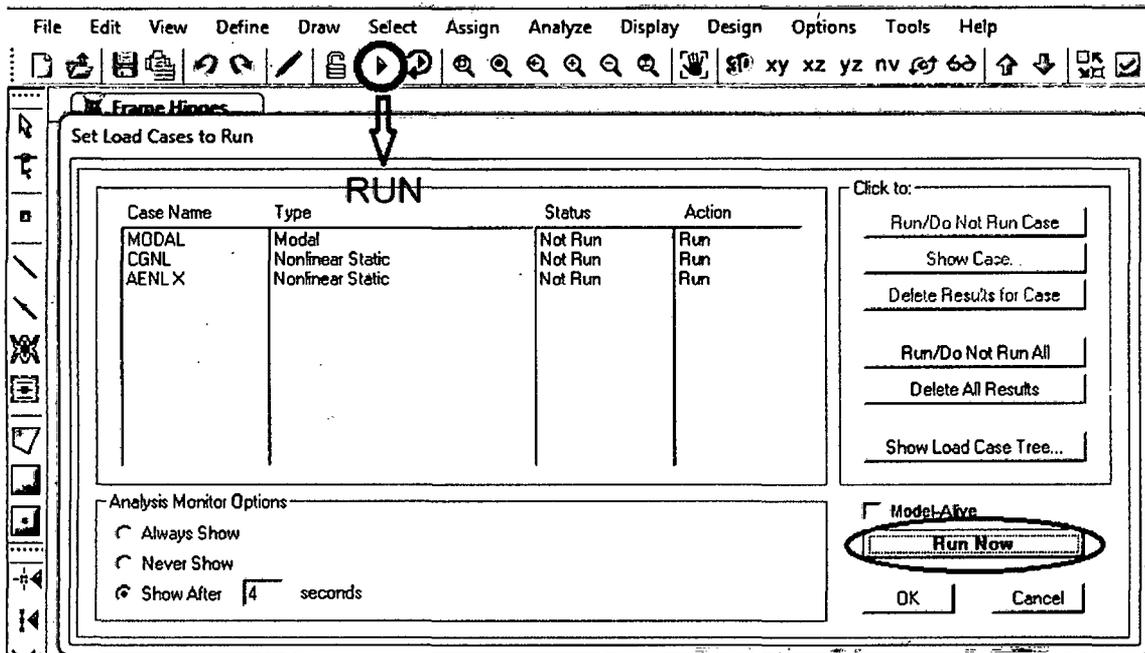
23) Para asignar las rótulas en los elementos, asignamos los elementos y seleccionamos "Assign"/ "Hinges".



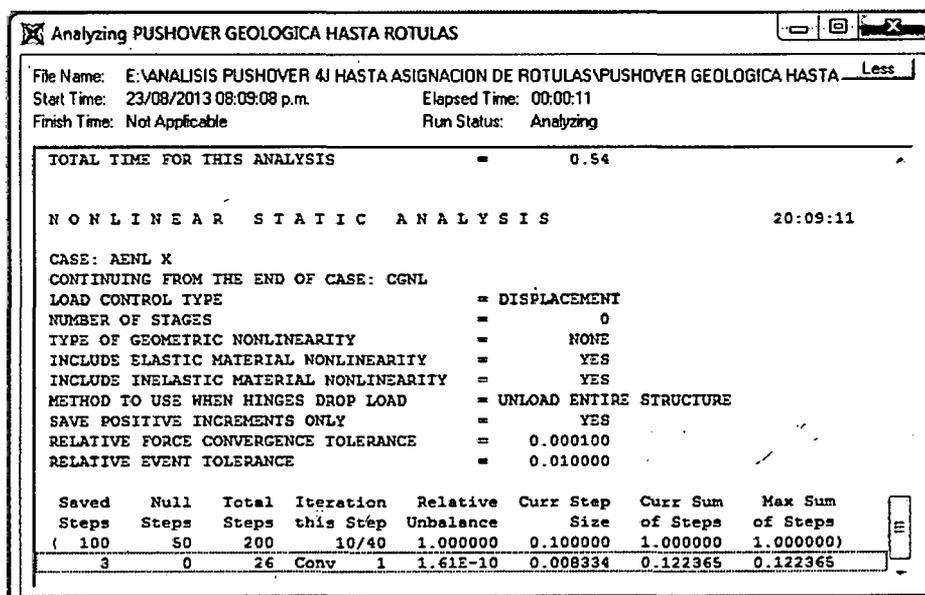
24) Elegimos el tipo de rótula anteriormente definidas, y le asignamos una distancia relativa respecto a la longitud total. En la imagen se muestra un tipo rótula asignada a una viga en tres puntos distintos correspondientes al 10%, 50% y 90% de la longitud total. La segunda imagen muestra con un punto rojo las tres rótulas en vigas y dos en columnas de una vista del modelo de la estructura.



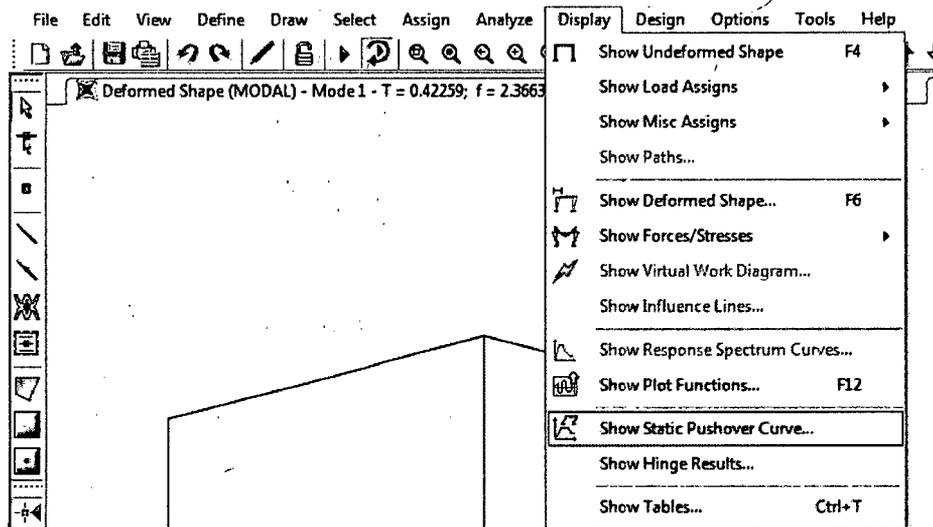
- 25) Al haber realizado los pasos anteriores podemos comenzar el análisis estático no lineal pulsando el botón "Run" y en la ventana que aparece "Run Now".



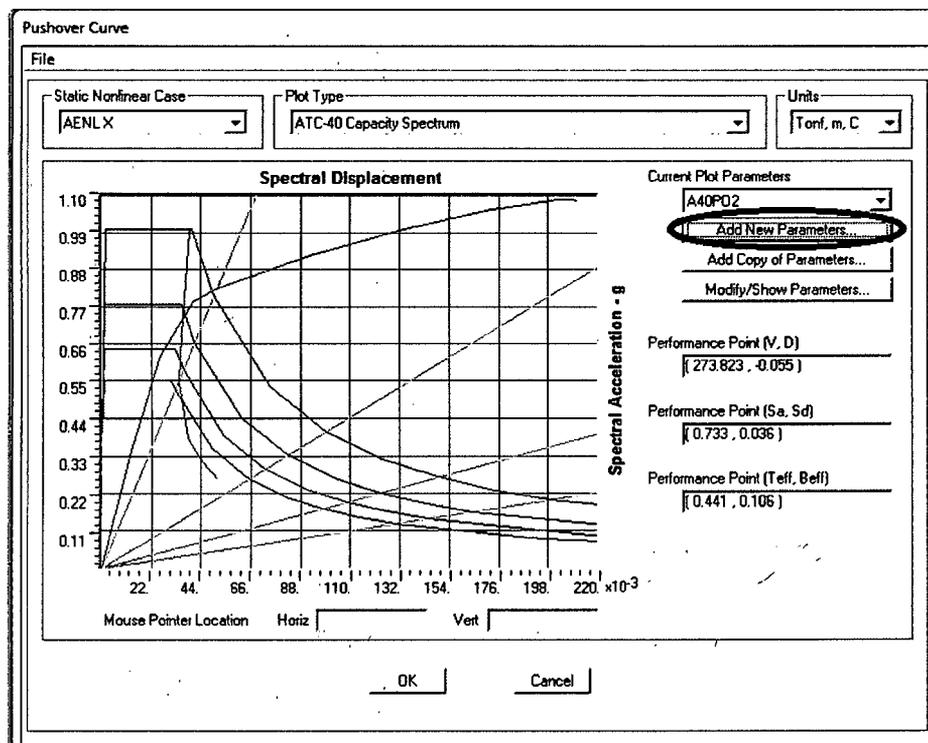
- 26) Aparecerá la siguiente ventana que muestra el avance del análisis y en caso de producirse un error o haber definido incorrectamente algún parámetro nos mostrará un aviso de lo ocurrido.



- 27) Cuando el análisis termine seleccionamos "Display"/ "Show Static Pushover Curve" para ver la curva de capacidad y el punto de desempeño.



- 28) Para visualizar las curvas de capacidad y puntos de desempeño para el espectro de respuesta calculado con la norma E-030, para el sismo ocasional, raro y muy raro, seleccionamos la opción "Modify/Show Parameters"



29) Seleccionando "Function" elegiremos el espectro de respuesta y seleccionando "User Coeffs" asignaremos los coeficientes correspondientes a cada sismo. Seleccionamos OK después de haber completado este paso.

Parameters For ATC-40 Capacity Spectrum

Pushover Parameters Name: Units:

Plot Axes: Sa - Sd Sa - T Sd - T Axis Labels and Range:

Demand Spectrum Definition: Function: SF: User Coeffs: Ca: Cv:

Damping Parameters Definition: Inherent + Additional Damping: Structural Behavior Type: A B C User

Items Visible On Plot: Show Capacity Curve Color: Show Family of Demand Spectra Color: Show Single Demand Spectrum (ADRS) (Variable Damping) Color: Show Constant Period Lines at Color:

Parameters For ATC-40 Capacity Spectrum

Pushover Parameters Name: Units:

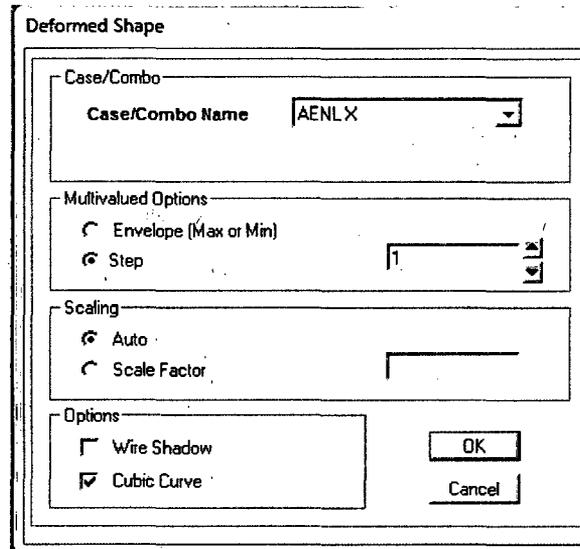
Plot Axes: Sa - Sd Sa - T Sd - T Axis Labels and Range:

Demand Spectrum Definition: Function: SF: User Coeffs: Ca: Cv:

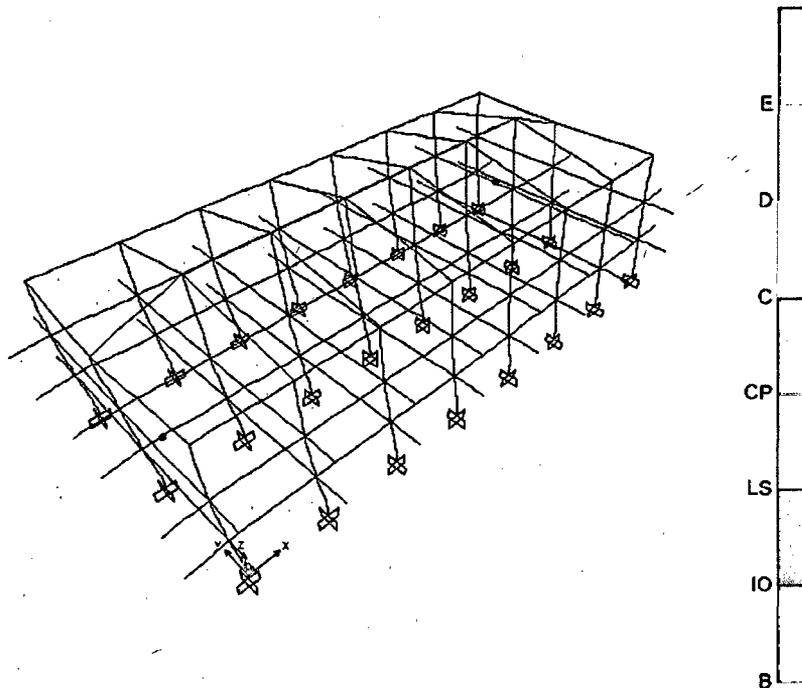
Damping Parameters Definition: Inherent + Additional Damping: Structural Behavior Type: A B C User

Items Visible On Plot: Show Capacity Curve Color: Show Family of Demand Spectra Color: Show Single Demand Spectrum (ADRS) (Variable Damping) Color: Show Constant Period Lines at Color:

30) Para visualizar la secuencia de aparición de rótulas seleccionamos "Display"/ "Show Deformed Shape"



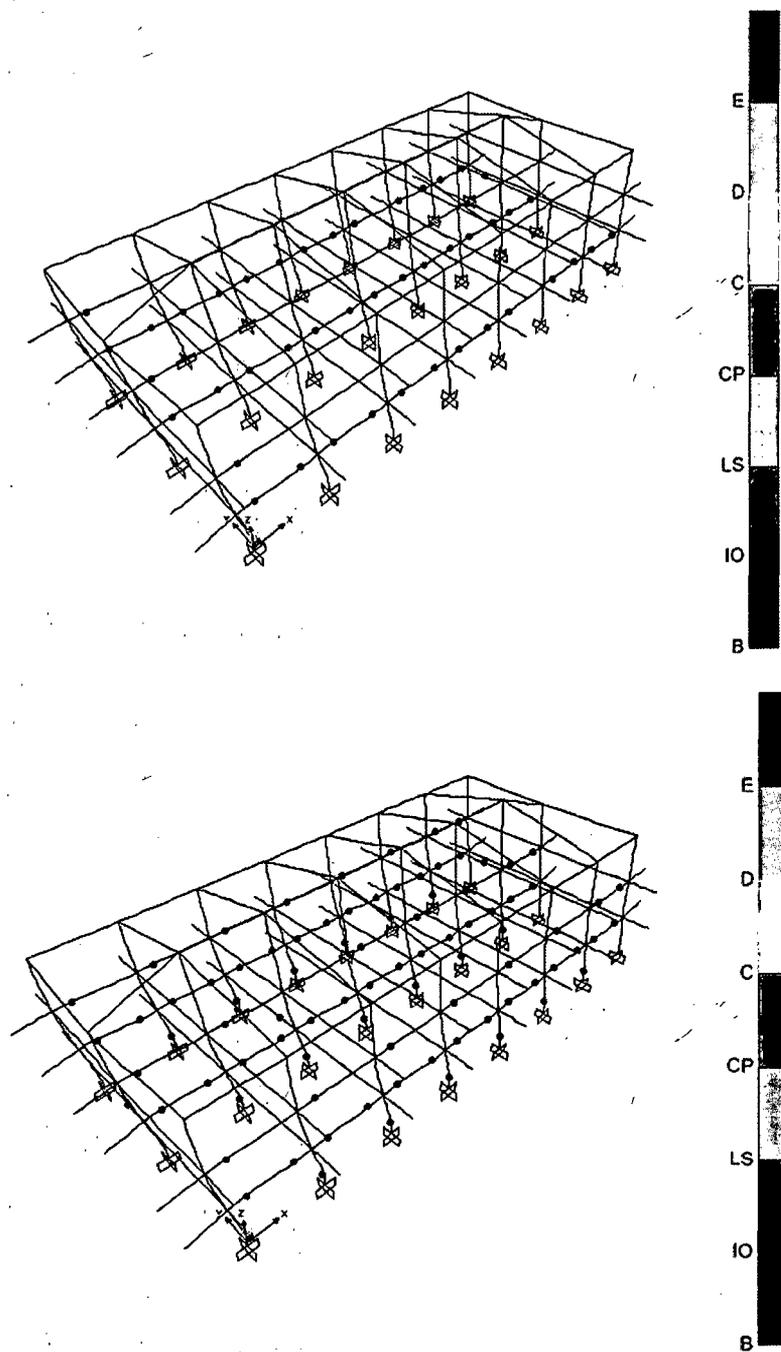
31) Seleccionamos ok y mostrará la secuencia de aparición de rótulas.



32) En el extremo inferior derecho daremos click sucesivamente en la flecha hacia la derecha para ver el siguiente estado de las rótulas.



33) A continuación sólo se muestran dos pasos más del estado de las rótulas.



Las escalas que aparecen al lado derecho de las imágenes indican las siglas en inglés para el nivel de desempeño en el que van incurriendo las rótulas plásticas. Los colores muestran el nivel de desempeño.

ANEXO 03

CÁLCULO NUMÉRICO DE RÓTULA PLÁSTICA

En el presente anexo se mostrará el proceso de cálculo del diagrama momento curvatura y el diagrama de momento giros, que define a la rótula plástica ubicada a una longitud L_p de los extremos de las uniones viga-columna.

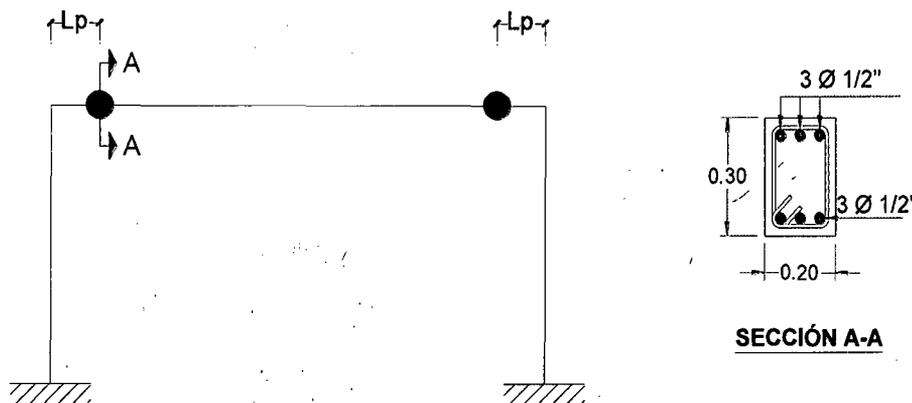
Se calcularán los diagramas de las rótulas ubicadas en la viga de la figura que se muestra a continuación, el proceso que se realizará constará de dos partes:

Parte N° 01

Se usará la función section designer del programa SAP2000 V15.0 para encontrar el diagrama momento curvatura de la rótula plástica en estudio.

Parte N° 02

Se realizara el cálculo manual del diagrama momento curvatura de la rótula plástica en estudio.



$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

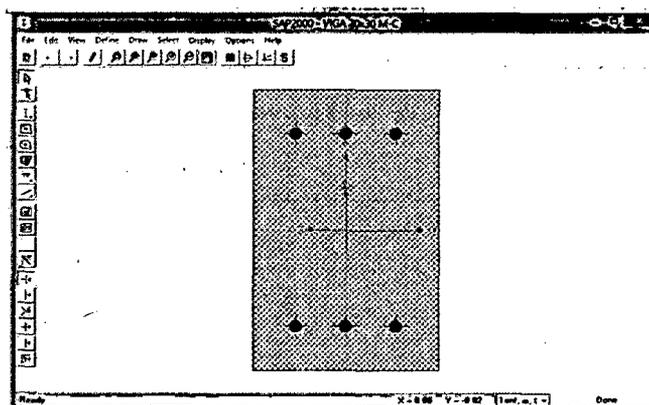
PARTE N° 01

a) Definimos los materiales que usaremos para modelar la sección de la viga en estudio:

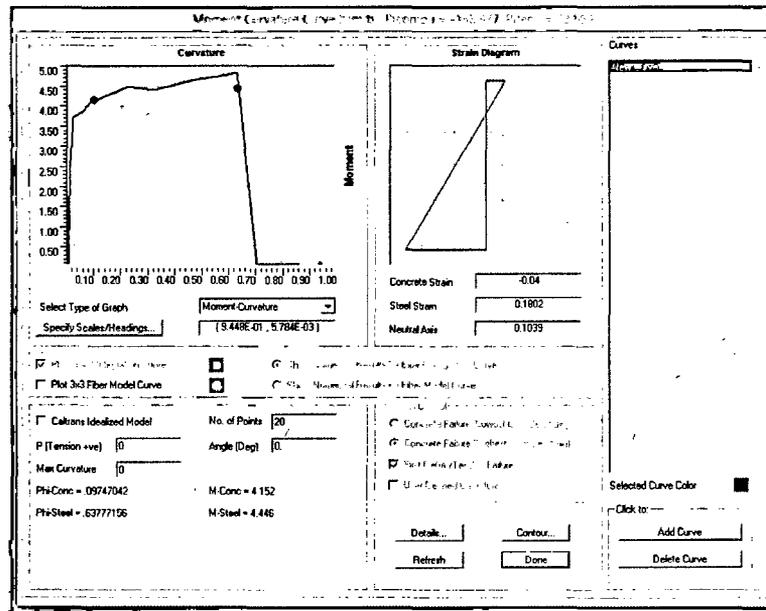
- Para el concreto $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

- En el caso del acero se usó acero grado 60.

- b) Se realizó el modelamiento de la sección de concreto armado de la viga, como indica la figura.



c) Al seleccionar la opción "show momento-curvature curve" obtenemos el diagrama momento curvatura de la rótula plástica en estudio.



d) Los valores obtenidos para el diagrama momento curvatura mediante el programa SAP2000 V 15.0 son los siguientes.

Deformación del Concreto	Deformación del Acero	Curvatura (1/m)	Momento (Tn-m)	Lp	Giro
0.000	0.000	0.000	0.000	0.15	0.0000
-1.29E-03	3.98E-03	0.021	3.726	0.15	0.0031
-1.94E-03	7.55E-03	0.037	3.783	0.15	0.0056
-2.83E-03	0.0119	0.058	3.896	0.15	0.0087
-4.05E-03	0.017	0.083	4.124	0.15	0.0125
-5.97E-03	0.0225	0.112	4.181	0.15	0.0168
-8.07E-03	0.0288	0.145	4.279	0.15	0.0218
-0.0102	0.0362	0.183	4.377	0.15	0.0274
-0.0124	0.0445	0.224	4.508	0.15	0.0336
-0.0195	0.049	0.270	4.465	0.15	0.0405
-0.0295	0.0516	0.320	4.416	0.15	0.0480
-0.037	0.0578	0.374	4.504	0.15	0.0561
-0.0442	0.0654	0.432	4.612	0.15	0.0648
-0.0536	0.0718	0.494	4.697	0.15	0.0742
-0.0641	0.0781	0.561	4.772	0.15	0.0841
-0.0754	0.0848	0.632	4.852	0.15	0.0947
-0.0325	0.1467	0.706	0.009	0.15	0.1059
-0.0361	0.163	0.785	0.006	0.15	0.1178
-0.04	0.1802	0.868	0.006	0.15	0.1302

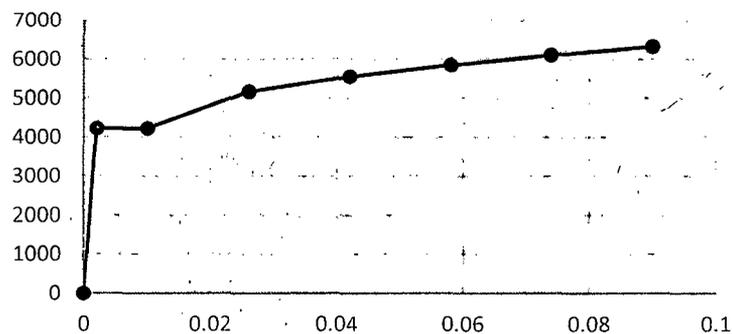
PARTE N° 02

A continuación se muestra el proceso manual de cálculo del diagrama de momento curvatura de la rótula plástica en estudio y se realizará una comparación con los valores obtenidos con el programa SAP2000. Para esto se hallará los valores de los momentos y curvaturas para los valores de la deformación del concreto de la tabla obtenida mediante la función section designer del programa SAP2000.

Para el cálculo del diagrama momento curvatura se trabajará con el modelo rectangular o de whitney para el concreto y con el modelo de curva completa para el acero Grado 60, cuyos valores se muestran a continuación:

Punto	Deformación	Esfuerzo kg/cm ²
1	0	0
2	2.1E-03	4218.4
3	0.01	4218.4
4	0.026	5161.7
5	0.042	5552.4
6	0.058	5852.2
7	0.074	6105
8	0.09	6327.6

MODELO DE CURVA COMPLETA (ACERO F_y=4200 kg/cm²)



Para el proceso que se describe a continuación se usar[a la siguiente información:

- Resistencia del concreto:

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

- Módulo de elasticidad del acero:

$$E_s = 2038901.9 \text{ Kg/cm}^2$$

- Área de acero superior:

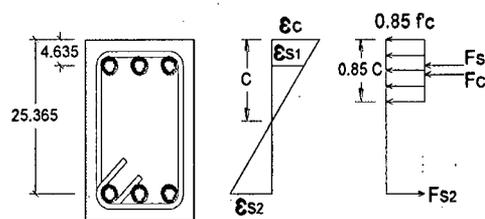
$$A_{s \text{ sup.}} (3\phi 1/2") = 3 \times 1.29 \text{ cm}^2 = 3.87 \text{ cm}^2$$

- Área de acero inferior:

$$A_{s \text{ inf.}} (3\phi 1/2") = 3 \times 1.29 \text{ cm}^2 = 3.87 \text{ cm}^2$$

A. Procedimiento de cálculo:

- Se asume un valor del eje neutro con la finalidad de lograr el equilibrio entre las fuerzas de tracción y compresión. La determinación del valor exacto del eje neutro se realiza mediante iteraciones para lograr el equilibrio de las fuerzas; con la finalidad de evitar los numerosos pasos de las iteraciones en este caso se presentará el valor exacto ya calculado mediante una hoja de cálculo luego de haber realizado varias iteraciones.
- Con el valor de C determinamos el valor de las deformaciones del acero en compresión y tracción en función de los valores del eje neutro C y de la deformación del concreto ϵ_c :



$$\frac{\epsilon_c}{C} = \frac{\epsilon_{s1}}{C - 4.635} = \frac{\epsilon_{s2}}{25.365 - C} \quad (1)$$

- Con el valor de C ya definido y con la ecuación (1) se calculan los valores de las deformaciones del acero en compresión y tracción.

- d) Con los valores de las deformaciones anteriormente halladas y con el módulo de elasticidad del acero se calculan los valores de los esfuerzos en el acero a compresión y tracción usando la siguiente fórmula:

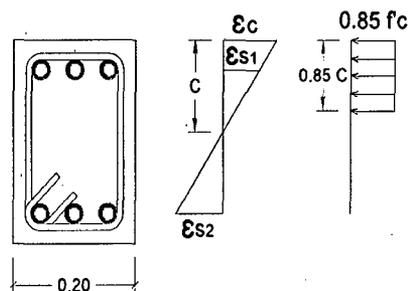
$$f_s = \varepsilon_s \times E_s \quad (2)$$

En caso de que la deformación del acero supere la deformación correspondiente a la fluencia, se determinará el valor del esfuerzo mediante el modelo de curva completa del acero grado 60 que ya se mostró anteriormente.

- e) Se calcula el valor de la fuerza impuesta tanto en tracción como en compresión usando la siguiente fórmula:

$$F_s = f_s \times A_s \quad (3)$$

- f) Se calcula el valor de la fuerza en compresión del concreto usando el modelo rectangular, de la siguiente manera:



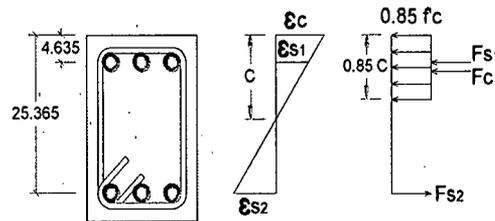
$$F_c = 0.85f'_c \times 0.85C \times 20 \quad [kg/cm^2] \quad (4)$$

En el caso de que la deformación del concreto supere la deformación máxima, se calcula la fuerza en compresión de concreto usando el modelo de rectangular o de Whitney correspondiente a la deformación máxima.

- g) Se verifica el equilibrio entre fuerzas de compresión y tracción:

$$\sum F_{compresion} + \sum F_{traccion} = 0 \quad (5)$$

h) Se calcula el valor del momento de la siguiente manera:



$$M = F_{s2} \times 25.365 - F_{s1} \times 4.635 - F_c \times \frac{0.85C}{2} \quad [kg - cm] \quad (6)$$

i) Se calcula el valor de la curvatura de la siguiente manera:

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{C} \quad [1/cm] \quad (7)$$

B. Calculo de valores del diagrama momento curvatura:

1. Para $\epsilon_c = 0.001285$

Para $C = 5.0845$ cm., obtenemos el valor de las deformaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.001285}{5.085} = \frac{\epsilon_{s1}}{5.085 - 4.635} = \frac{\epsilon_{s2}}{25.365 - 5.085} \quad (1)$$

$$\epsilon_{s1} = 0.000114$$

$$\epsilon_{s2} = 0.005125$$

Como se puede verificar, la deformación del acero en tracción ha superado la deformación correspondiente a la fluencia, por lo que el esfuerzo se tomará del modelo anteriormente descrito, para el acero en compresión el valor del esfuerzo se calculará con la ecuación (2).

$$f_{s1} = 0.000114 \times 2038901.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{s1} = 231.857428 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = 4218 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 231.857428 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 896.38 \text{ kg}$$

$$F_{S1} = 4218.4 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S2} = 16325.208 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinara con la ecuación (4):

$$F_c = 0.85 \times \frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \times 0.85 \times 5.0845 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$$

$$F_c = 15428.915 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 16325.208 - 897.288 - 15428.9153$$

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 0.087 \text{ kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 16325.208 \times 25.365 - 896.38 \times 4.635 - 15428.915 \times \frac{0.85 \times 5.0845}{2}$$

$$M = 376635.884 \text{ kg-m} = 3.76635884 \text{ tn-m}$$

Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.001285}{5.0845} = 0.000253 \frac{1}{\text{cm}} = 0.0253 \frac{1}{\text{m}}$$

2. Para $\epsilon_c = 0.001938$

Para $C = 5.0063 \text{ cm}$., obtenemos el valor de las deformaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.001938}{5.0063} = \frac{\epsilon_{S1}}{5.0063 - 4.635} = \frac{\epsilon_{S2}}{25.365 - 5.0063} \quad (1)$$

$$\epsilon_{S1} = 0.000144$$

$$\varepsilon_{S2} = 0.007881$$

Como se puede verificar, la deformación del acero en tracción ha superado la deformación correspondiente a la fluencia, por lo que el esfuerzo se tomará del modelo anteriormente descrito, para el acero en compresión el valor del esfuerzo se calculará con la ecuación (2).

$$f_{S1} = 0.000144 \times 2038901.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S1} = 293.061104 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{S2} = 4218 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 293.061104 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 1134.146 \text{ kg}$$

$$F_{S1} = 4218.4 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S2} = 16325.208 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinara con la ecuación (4):

$$F_c = 0.85 \times \frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \times 0.85 \times 5.0063 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$$

$$F_c = 15191.617 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 16325.208 - 1134.146 - 15191.617$$

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 0.56 \text{ kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 16325.208 \times 25.365 - 1134.146 \times 4.635 - 15191.617 \times \frac{0.85 \times 5.0063}{2}$$

$$M = 376509.27 \text{ kg-m} = 3.76509 \text{ tn-m}$$

Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.001938}{5.0063} = 0.000387 \frac{1}{\text{cm}} = 0.0387 \frac{1}{\text{m}}$$

3. Para $\epsilon_c = 0.002825$

Para $C = 4.9827 \text{ cm.}$, obtenemos el valor de las deformaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.002825}{4.9827} = \frac{\epsilon_{S1}}{4.9827 - 4.635} = \frac{\epsilon_{S2}}{25.365 - 4.9827} \quad (1)$$

$$\epsilon_{S1} = 0.000197$$

$$\epsilon_{S2} = 0.011556$$

Como se puede verificar, la deformación del acero en tracción ha superado la deformación correspondiente a la fluencia, por lo que el esfuerzo se tomará del modelo anteriormente descrito, para el acero en compresión el valor del esfuerzo se calculará con la ecuación (2).

$$f_{S1} = 0.000197 \times 2038901.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S1} = 401.934 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{S2} = 4308.94 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 401.934 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 1555.485 \text{ kg}$$

$$F_{S2} = 4308.94 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S2} = 16675.598 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinara con la ecuación (4):

$$F_c = 0.85 \times \frac{210kg}{cm^2} \times 0.85 \times 4.9827 \text{ cm} \times 20\text{cm}$$

$$F_c = 15120.0032 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 16675.598 - 1555.485 - 15120.0032$$

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = -0.11\text{kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 16675.598 \times 25.365 - 1555.485 \times 4.635 - 15120.0032 \times \frac{0.85 \times 4.9827}{2}$$

$$M = 383748.03\text{kg}\cdot\text{m} = 3.83748 \text{ tn}\cdot\text{m}$$

Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.002825}{4.9827} = 0.000567 \frac{1}{\text{cm}} = 0.0567 \frac{1}{\text{m}}$$

4. Para $\epsilon_c = 0.004049$

Para $C = 5.029 \text{ cm}$., obtenemos el valor de las deformaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.004049}{5.029} = \frac{\epsilon_{S1}}{5.029 - 4.635} = \frac{\epsilon_{S2}}{25.365 - 5.029} \quad (1)$$

$$\epsilon_{S1} = 0.000317$$

$$\epsilon_{S2} = 0.016373$$

Como se puede verificar, la deformación del acero en tracción ha superado la deformación correspondiente a la fluencia, por lo que el esfuerzo se tomará del modelo anteriormente descrito, para el acero en compresión el valor del esfuerzo se calculará con la ecuación (2).

$$f_{S1} = 0.000317 \times 2038901.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S1} = 646.783 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{S2} = 4590.19 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 646.783 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 2503.051 \text{ kg}$$

$$F_{S2} = 4590.19 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S2} = 17764.0353 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinara con la ecuación (4):

$$F_c = 0.85 \times \frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \times 0.85 \times 5.029 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$$

$$F_c = 15260.50 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 17764.0353 - 2503.051 - 15260.50$$

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = -0.48 \text{ kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 17764.0353 \times 25.365 - 2503.051 \times 4.635 - 15260.50 \times \frac{0.85 \times 5.029}{2}$$

$$M = 406366.47 \text{ kg-m} = 4.06366 \text{ tn-m}$$

Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.004049}{5.029} = 0.000805 \frac{1}{\text{cm}} = 0.0805 \frac{1}{\text{m}}$$

5. Para $\varepsilon_c=0.005973$

Para $C= 5.0756$ cm., obtenemos el valor de las deformaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.005973}{5.0756} = \frac{\varepsilon_{S1}}{5.0756 - 4.635} = \frac{\varepsilon_{S2}}{25.365 - 5.0756} \quad (1)$$

$$\varepsilon_{S1} = 0.000519$$

$$\varepsilon_{S2} = 0.023877$$

Como se puede verificar, la deformación del acero en tracción ha superado la deformación correspondiente a la fluencia, por lo que el esfuerzo se tomará del modelo anteriormente descrito, para el acero en compresión el valor del esfuerzo se calculará con la ecuación (2).

$$f_{S1} = 0.000519 \times 2038901.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S1} = 1057.17272 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{S2} = 5036.12 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 1057.17272 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 4091.25844 \text{ kg}$$

$$F_{S2} = 5036.12 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S2} = 19489.7844 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinará con la ecuación (4):

$$F_c = 0.85 \times \frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \times 0.85 \times 5.0756 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$$

$$F_c = 15401.9082 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 19489.7844 - 4091.25844 - 15401.9082$$

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 3.38 \text{ kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 19489.7844 \times 25.365 - 4091.25844 \times 4.635 - 15401.9082 \times \frac{0.85 \times 5.0756}{2}$$

$$M = 442171.48 \text{ kg-m} = 4.4217148 \text{ tn-m}$$

Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.005973}{5.0756} = .001177 \frac{1}{\text{cm}} = 0.1177 \frac{1}{\text{m}}$$

6. Para $\epsilon_c = 0.008067$

Para $C = 5.0508 \text{ cm.}$, obtenemos el valor de las deformaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.008067}{5.0508} = \frac{\epsilon_{S1}}{5.0508 - 4.635} = \frac{\epsilon_{S2}}{25.365 - 5.0508} \quad (1)$$

$$\epsilon_{S1} = 0.000664$$

$$\epsilon_{S2} = 0.032445$$

Como se puede verificar, la deformación del acero en tracción ha superado la deformación correspondiente a la fluencia, por lo que el esfuerzo se tomará del modelo anteriormente descrito, para el acero en compresión el valor del esfuerzo se calculará con la ecuación (2).

$$f_{S1} = 0.000664 \times 2038901.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S1} = 1354.04376 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{S2} = 5314.25 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 1354.04376 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 5240.149 \text{ kg}$$

$$F_{S2} = 5314.25 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S2} = 20566.1475 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinara con la ecuación (4):

$$F_c = 0.85 \times \frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \times 0.85 \times 5.0508 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$$

$$F_c = 15326.653 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 20566.1475 - 5240.149 - 15326.653$$

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 0.654 \text{ kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 20566.1475 \times 25.365 - 5240.149 \times 4.635 - 15326.653 \times \frac{0.85 \times 5.0508}{2}$$

$$M = 464472.2 \text{ kg-m} = 4.644722 \text{ tn-m}$$

Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.008067}{5.0508} = .001597 \frac{1}{\text{cm}} = 0.1597 \frac{1}{\text{m}}$$

7. Para $\epsilon_c = 0.0102$

Para $C = 5.0193 \text{ cm.}$, obtenemos el valor de las deformaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.0102}{5.0193} = \frac{\varepsilon_{S1}}{5.0193 - 4.635} = \frac{\varepsilon_{S2}}{25.365 - 5.0193} \quad (1)$$

$$\varepsilon_{S1} = 0.000781$$

$$\varepsilon_{S2} = 0.041346$$

Como se puede verificar, la deformación del acero en tracción ha superado la deformación correspondiente a la fluencia, por lo que el esfuerzo se tomará del modelo anteriormente descrito, para el acero en compresión el valor del esfuerzo se calculará con la ecuación (2).

$$f_{S1} = 0.000781 \times 2038901.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S1} = 1592.296 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{S2} = 5527.98 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 1592.296 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 6162.18451 \text{ kg}$$

$$F_{S2} = 5527.98 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S2} = 21393.2826 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinara con la ecuación (4):

$$F_c = 0.85 \times \frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \times 0.85 \times 5.0193 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$$

$$F_c = 15231.0659 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 21393.2826 - 6162.1845 - 15231.0659$$

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = -0.03 \text{ kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 21393.2826 \times 25.365 - 6162.18451 \times 4.635 - 15231.0659 \times \frac{0.85 \times 5.0193}{2}$$

$$M = 481587.94 \text{ kg-m} = 4.8159 \text{ tn-m}$$

Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.0102}{5.0193} = 0.002032 \frac{1}{\text{cm}} = 0.2032 \frac{1}{\text{m}}$$

8. Para $\epsilon_c = 0.0124$

Para $C = 4.9905 \text{ cm.}$, obtenemos el valor de las deformaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.0124}{4.9905} = \frac{\epsilon_{S1}}{4.9905 - 4.635} = \frac{\epsilon_{S2}}{25.365 - 4.9905} \quad (1)$$

$$\epsilon_{S1} = 0.000883$$

$$\epsilon_{S2} = 0.050625$$

Como se puede verificar, la deformación del acero en tracción ha superado la deformación correspondiente a la fluencia, por lo que el esfuerzo se tomará del modelo anteriormente descrito, para el acero en compresión el valor del esfuerzo se calculará con la ecuación (2).

$$f_{S1} = 0.000883 \times 2038901.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S1} = 1800.999 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{S2} = 5714.52 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 1800.999 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 6969.86756 \text{ kg}$$

$$F_{S2} = 5714.52 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S2} = 22115.1924 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinara con la ecuación (4):

$$F_c = 0.85 \times \frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \times 0.85 \times 4.9905 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$$

$$F_c = 15143.6723 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 22115.1924 - 6969.86756 - 15143.6723$$

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = -1.65 \text{ kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 22115.1924 \times 25.365 - 6969.86756 \times 4.635 - 15143.6723 \times \frac{0.85 \times 4.9905}{2}$$

$$M = 496527.358 \text{ kg-m} = 4.9653 \text{ tn-m}$$

Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.0124}{4.9905} = .0024847 \frac{1}{\text{cm}} = 0.24847 \frac{1}{\text{m}}$$

9. Para $\epsilon_c = 0.0195$

Para $C = 7.334 \text{ cm}$., obtenemos el valor de las deformaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.0195}{7.334} = \frac{\epsilon_{S1}}{7.334 - 4.635} = \frac{\epsilon_{S2}}{25.365 - 7.334} \quad (1)$$

$$\varepsilon_{S1} = 0.007176$$

$$\varepsilon_{S2} = 0.047942$$

Como se puede verificar, la deformación del acero en tracción y compresión ha superado la deformación correspondiente a la fluencia, por lo que el esfuerzo se tomará del modelo de curva completa del acero.

$$f_{S1} = 4218.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{S2} = 5692.41 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 4218.4 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 16323.66 \text{ kg}$$

$$F_{S2} = 5692.41 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S2} = 22029.6267 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinara con la ecuación (4):

$$F_c = 5706.41615 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 22029.6267 - 16323.66 - 5706.41615$$

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 0.45 \text{ kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 452792.86 \text{ kg-m} = 4.52793 \text{ tn-m}$$

Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.0195}{1.334} = 0.002659 \frac{1}{\text{cm}} = 0.2659 \frac{1}{\text{m}}$$

10. Para $\epsilon_c=0.0295$

Para $C= 9.272$ cm., obtenemos el valor de las deformaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.0295}{9.272} = \frac{\epsilon_{S1}}{9.272 - 4.635} = \frac{\epsilon_{S2}}{25.365 - 9.272} \quad (1)$$

$$\epsilon_{S1} = 0.01475318$$

$$\epsilon_{S2} = 0.05120184$$

Como se puede verificar, la deformación del acero en tracción y compresión ha superado la deformación correspondiente a la fluencia, por lo que el esfuerzo se tomará del modelo de curva completa del acero.

$$f_{S1} = 4496.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{S2} = 5728.42 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 4496.16 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 17400.1392 \text{ kg}$$

$$F_{S2} = 5728.42 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S2} = 22168.9854 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinara con la ecuación (4):

$$F_c = 4768.7939 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 22168.9854 - 17400.1392 - 4768.7939$$

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = -0.05 \text{ kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 447745.681 \text{ kg-m} = 4.47745681 \text{ tn-m}$$

Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.0295}{9.272} = 0.003182 \frac{1}{\text{cm}} = 0.3182 \frac{1}{\text{m}}$$

11. Para $\epsilon_c = 0.037$

Para $C = 9.978 \text{ cm.}$, obtenemos el valor de las deformaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.037}{9.978} = \frac{\epsilon_{S1}}{9.978 - 4.635} = \frac{\epsilon_{S2}}{25.365 - 9.978} \quad (1)$$

$$\epsilon_{S1} = 0.01981269$$

$$\epsilon_{S2} = 0.05705743$$

Como se puede verificar, la deformación del acero en tracción y compresión ha superado la deformación correspondiente a la fluencia, por lo que el esfuerzo se tomará del modelo de curva completa del acero.

$$f_{S1} = 4789.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{S2} = 5846.63 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 4789.57 \text{ kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 18535.6359 \text{ kg}$$

$$F_{S2} = 5846.63 \text{ kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S2} = 22626.4581 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinara con la ecuación (4):

$$F_c = 4091.65419 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 22626.4581 - 18535.6359 - 4091.65419$$

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 0.83 \text{ kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 456001.372 \text{ kg-m} = 4.56001372 \text{ tn-m}$$

Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.037}{9.978} = 0.003708 \frac{1}{\text{cm}} = 0.3708 \frac{1}{\text{m}}$$

12. Para $\epsilon_c = 0.0442$

Para $C = 10.416 \text{ cm.}$, obtenemos el valor de las deformaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.0442}{10.416} = \frac{\epsilon_{S1}}{10.416 - 4.635} = \frac{\epsilon_{S2}}{25.365 - 10.416} \quad (1)$$

$$\epsilon_{S1} = 0.02453151$$

$$\epsilon_{S2} = 0.06343566$$

Como se puede verificar, la deformación del acero en tracción y compresión ha superado la deformación correspondiente a la fluencia, por lo que el esfuerzo se tomará del modelo de curva completa del acero.

$$f_{S1} = 5050.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{S2} = 5974.1 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 5050.17 \text{ kg Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 19544.1579 \text{ kg}$$

$$F_{S2} = 5974.1 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S2} = 23119.767 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinara con la ecuación (4):

$$F_c = 3575.49231 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 23119.767 - 19544.1579 - 3575.49231$$

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = -0.12 \text{ kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 466248.81 \text{ kg-m} = 4.6624881 \text{ tn-m}$$

Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.0442}{10.416} = 0.004243 \frac{1}{\text{cm}} = 0.4243 \frac{1}{\text{m}}$$

13. Para $\epsilon_c = 0.0536$

Para $C = 10.67 \text{ cm.}$, obtenemos el valor de las deformaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.0536}{10.67} = \frac{\epsilon_{S1}}{10.67 - 4.635} = \frac{\epsilon_{S2}}{25.365 - 10.67} \quad (1)$$

$$\epsilon_{S1} = 0.0303164$$

$$\epsilon_{S2} = 0.07381931$$

Como se puede verificar, la deformación del acero en tracción y compresión ha superado la deformación correspondiente a la fluencia, por lo que el esfuerzo se tomará del modelo de curva completa del acero.

$$f_{S1} = 5279.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{S2} = 6059.66 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 5279.1 \text{ kg } Kg/cm^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 20430.117 \text{ kg}$$

$$F_{S2} = 6059.66 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S2} = 23450.8842 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinara con la ecuación (4):

$$F_c = 3020.34655 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 23450.8842 - 20430.117 - 3020.34655$$

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = -0.42 \text{ kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 474214.362 \text{ kg-m} = 4.74214362 \text{ tn-m}$$

Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.0536}{10.67} = 0.005023 \frac{1}{\text{cm}} = 0.5023 \frac{1}{\text{m}}$$

14. Para $\epsilon_c = 0.0641$

Para $C = 11.46 \text{ cm}$., obtenemos el valor de las deformaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.0641}{11.46} = \frac{\epsilon_{S1}}{11.46 - 4.635} = \frac{\epsilon_{S2}}{25.365 - 11.46} \quad (1)$$

$$\epsilon_{S1} = 0.03817474$$

$$\epsilon_{S2} = 0.07777579$$

Como se puede verificar, la deformación del acero en tracción y compresión ha superado la deformación correspondiente a la fluencia, por lo que el esfuerzo se tomará del modelo de curva completa del acero.

$$f_{S1} = 5458.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{S2} = 6159.26 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 5458.44 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 21124.1628 \text{ kg}$$

$$F_{S2} = 6159.26 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S2} = 23836.3362 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinara con la ecuación (4):

$$F_c = 2712.58736 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 23836.3362 - 21124.1628 - 2712.58736$$

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 0.41 \text{ kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 481459.993 \text{ kg-m} = 4.81459993 \text{ tn-m}$$

Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.0641}{11.46} = 0.005593 \frac{1}{\text{cm}} = 0.5593 \frac{1}{\text{m}}$$

15. Para $\epsilon_c = 0.0754$

Para $C = 11.975 \text{ cm.}$, obtenemos el valor de las de formaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.0754}{11.975} = \frac{\varepsilon_{S1}}{11.975 - 4.635} = \frac{\varepsilon_{S2}}{25.365 - 11.975} \quad (1)$$

$$\varepsilon_{S1} = 0.04621595$$

$$\varepsilon_{S2} = 0.08430948$$

Como se puede verificar, la deformación del acero en tracción y compresión ha superado la deformación correspondiente a la fluencia, por lo que el esfuerzo se tomará del modelo de curva completa del acero.

$$f_{S1} = 5630.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{S2} = 6253.08 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 5630.25 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 21789.0675 \text{ kg}$$

$$F_{S2} = 6253.08 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S2} = 24199.4196 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinara con la ecuación (4):

$$F_c = 2409.69082 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = 24199.4196 - 21789.0675 - 2409.69082$$

$$F_{S2} - F_{S1} - F_c = -0.66 \text{ kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 489233.548 \text{ kg-m} = 4.89233548 \text{ tn-m}$$

Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.0754}{11.975} = 0.006296 \frac{1}{cm} = 0.6296 \frac{1}{m}$$

16. Para $\epsilon_c=0.0325$.

Para este paso el acero en tracción (inferior) ha superado su esfuerzo último, por lo que ya no aporta ninguna fuerza para este paso.

Para $C= 4.5965$ cm., obtenemos el valor de las deformaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.0325}{4.5965} = \frac{\epsilon_{S1}}{4.635 - 4.5965} \quad (1)$$

$$\epsilon_{S1} = 0.000272$$

Para el acero, el valor del esfuerzo se calculará con la ecuación (2).

$$f_{S1} = 0.000272 \times 2038901.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S1} = 554.5898 \text{ Kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 554.5898 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 2146.26204 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinara con la ecuación (4):

$$F_c = 2145.87235 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S1} - F_c = 2146.26204 - 2145.87235$$

$$F_{S1} - F_c = 0.39 \text{ kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 2305.55724 \text{ kg-cm} = 0.02306 \text{ tn-m}$$

Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.0325}{4.5965} = 0.007071 \frac{1}{cm} = 0.7071 \frac{1}{m}$$

17. Para $\epsilon_c = 0.0361$.

Para este paso el acero en tracción (inferior) ha superado su esfuerzo último, por lo que ya no aporta ninguna fuerza para este paso.

Para $C = 4.6037$ cm., obtenemos el valor de las deformaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.0361}{4.6037} = \frac{\epsilon_{S1}}{4.635 - 4.6037} \quad (1)$$

$$\epsilon_{S1} = 0.000245$$

Para el acero, el valor del esfuerzo se calculará con la ecuación (2).

$$f_{S1} = 0.000245 \times 2038901.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S1} = 500.4271 \text{ Kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 500.4271 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 1936.65303 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinara con la ecuación (4):

$$F_c = 1934.89303 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S1} - F_c = 1.76 \text{ kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 2007.86 \text{ kg-cm} = 0.02008 \text{ tn-m}$$

Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.0361}{4.6037} = 0.007842 \frac{1}{cm} = 0.7842 \frac{1}{m}$$

18. Para $\epsilon_c=0.04$.

Para este paso el acero en tracción (inferior) ha superado su esfuerzo último, por lo que ya no aporta ninguna fuerza para este paso.

Para $C= 4.60946$ cm., obtenemos el valor de las deformaciones del acero con la ecuación 1:

$$\frac{0.04}{4.60946} = \frac{\epsilon_{S1}}{4.635 - 4.60946} \quad (1)$$

$$\epsilon_{S1} = 0.000222$$

Para el acero, el valor del esfuerzo se calculará con la ecuación (2).

$$f_{S1} = 0.000222 \times 2038901.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S1} = 451.8842 \text{ Kg/cm}^2$$

Con la ecuación (3) obtenemos los valores de las fuerzas impuestas por el acero en tracción y en compresión.

$$F_{S1} = 451.8842 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.87 \text{ cm}^2$$

$$F_{S1} = 1748.792 \text{ kg}$$

El valor de la fuerza en compresión del concreto se determinara con la ecuación (4):

$$F_c = 1748.426 \text{ kg}$$

Con los valores de las fuerzas en tracción y compresión ya determinadas verificamos el equilibrio de fuerzas mediante la ecuación (5)

$$F_{S1} - F_c = 0.366 \text{ kg} \approx 0$$

Con la ecuación (6) calculamos el valor del momento:

$$M = 1747.62 \text{ kg-cm} = 0.01748 \text{ tn-m}$$

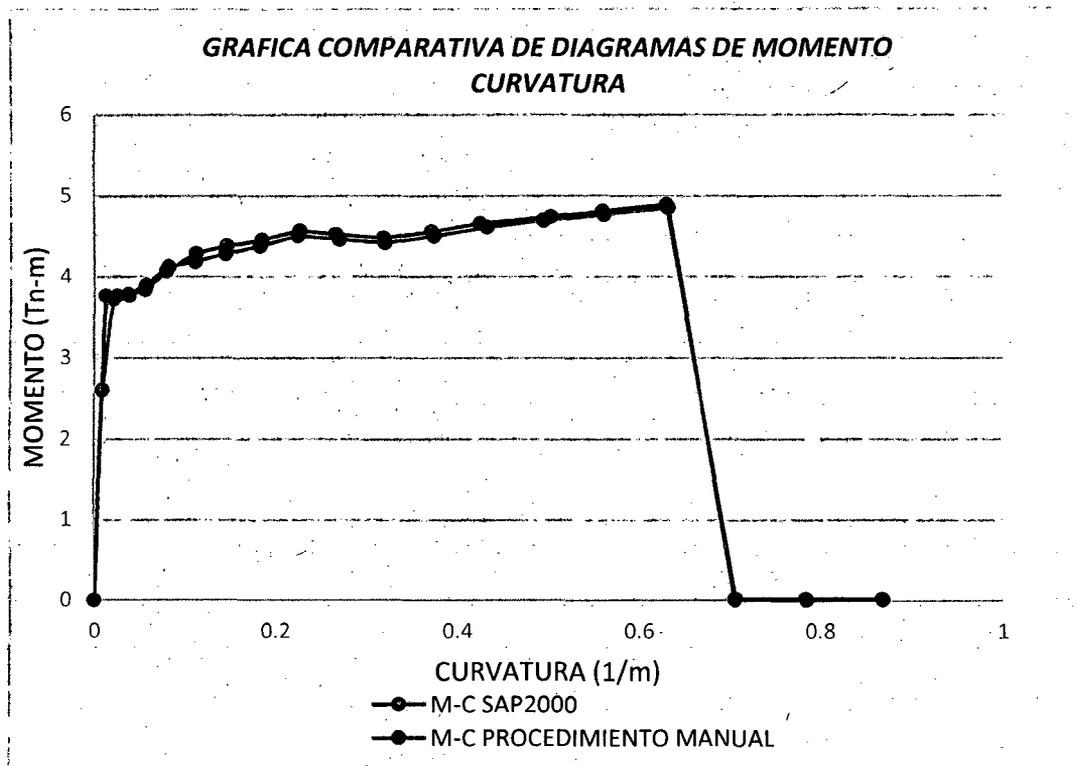
Mediante la ecuación (7) obtenemos el valor de la curvatura:

$$\phi = \frac{0.04}{4.60946} = 0.008678 \frac{1}{cm} = 0.8678 \frac{1}{m}$$

Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla:

DEFORM. DEL CONCRETO	RESULTADOS SAP2000 V15.0		RESULTADOS PROCEDIMIENTO MANUAL	
	MOMENTO	CURVATURA	MOMENTO	CURVATURA
0.000000	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
-0.001285	3.7259	0.02080	3.7659	0.02527
-0.001938	3.7828	0.03740	3.7651	0.03871
-0.002825	3.8955	0.05820	3.8375	0.05670
-0.004049	4.1244	0.08310	4.0637	0.08051
-0.005973	4.1805	0.11220	4.2870	0.11308
-0.008067	4.2787	0.14540	4.3833	0.14667
-0.010200	4.3770	0.18280	4.4551	0.18509
-0.012400	4.5076	0.22430	4.5709	0.22649
-0.019500	4.4649	0.27000	4.5279	0.26588
-0.029500	4.4163	0.31990	4.4775	0.31816
-0.037000	4.5039	0.37390	4.5600	0.37082
-0.044200	4.6121	0.43210	4.6625	0.42435
-0.053600	4.6965	0.49440	4.7421	0.50234
-0.064100	4.7716	0.56090	4.8146	0.55934
-0.075400	4.8520	0.63150	4.8923	0.62965
-0.032500	0.0095	0.70630	0.0231	0.70706
-0.036100	0.0060	0.78520	0.0201	0.78415
-0.040000	0.0058	0.86830	0.0175	0.86778

La figura siguiente muestra los diagramas de momento curvatura de ambos procedimientos:



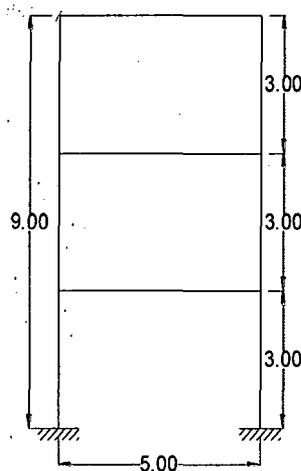
ANEXO 04

CÁLCULO NUMÉRICO DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE UN PÓRTICO

En el presente anexo se mostrará mediante un ejemplo el procedimiento numérico del análisis estático no lineal (pushover). El presente anexo consta de dos partes:

Parte N° 01: se realizará el procedimiento manual para hallar la curva de capacidad de un pórtico cuyas dimensiones y propiedades de los materiales se muestran mas adelante.

Parte N° 02: se realizará la comprobación del método manual mediante el uso del programa SAP2000 v 15.0



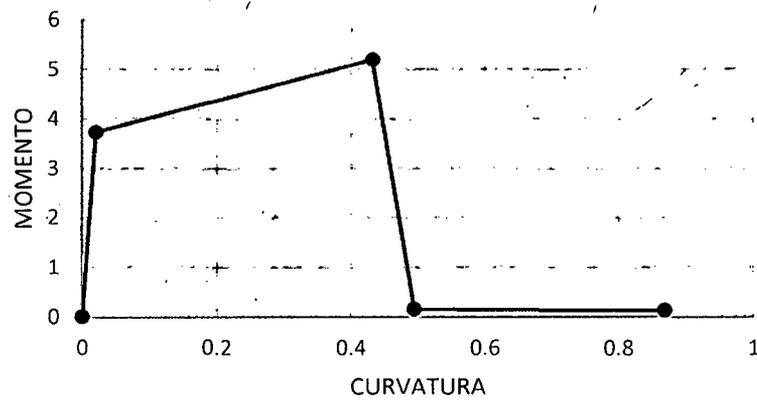
- $f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$
- Acero Grado 60

Las rótulas plásticas que se emplearán para el análisis son las siguientes:

- Para vigas:

PUNTO	MOMENTO	CURVATURA	ϕ_p	GIRO
A	0	0	0.15	0
B	3.7259	0.0208	0.15	0.00312
C	5.1865	0.4321	0.15	0.064815
D	0.1557	0.4944	0.15	0.07416
E	0.1403	0.8683	0.15	0.130245

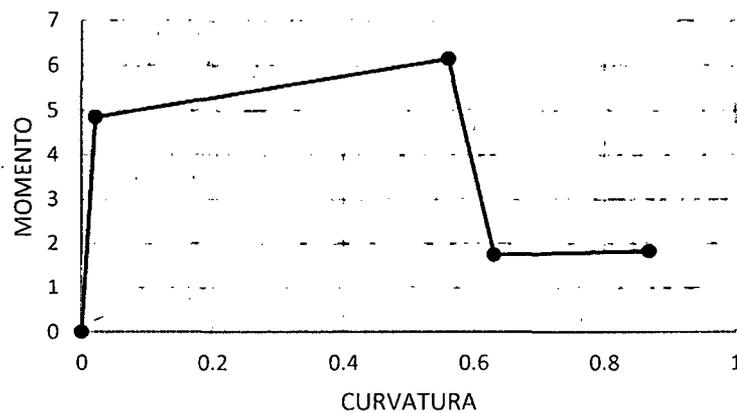
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA



- Para columnas

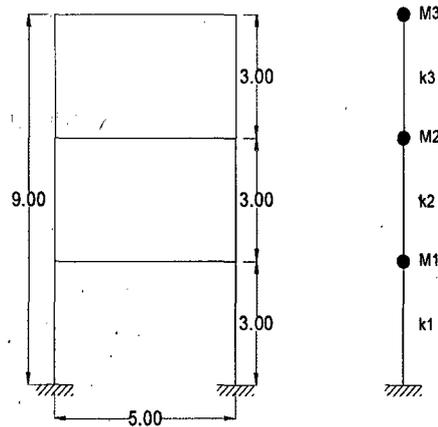
PUNTO	MOMENTO	CURVATURA	l_p	GIRO
A	0	0	0.15	0
B	4.85	0.021	0.15	0.00315
C	6.1452	0.5609	0.15	0.084135
D	1.7309	0.6315	0.15	0.094725
E	1.8217	0.8683	0.15	0.130245

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA



PARTE N° 01

1. Determinamos el primer modo de vibración de la estructura para poder determinar la distribución de fuerzas laterales de entrepiso.



$$W_1 = W_2 = W_3 = 2.4 \frac{Tn}{m^3} \times 0.20 \times 0.30 \times 5.00 = 0.72Tn$$

$$M_1 = M_2 = M_3 = \frac{0.72}{981}$$

Primero determinamos la matriz de masa del sistema:

$$M = \begin{bmatrix} M1 & 0 & 0 \\ 0 & M2 & 0 \\ 0 & 0 & M3 \end{bmatrix} = \frac{1}{981} \begin{bmatrix} 0.72 & 0 & 0 \\ 0 & 0.72 & 0 \\ 0 & 0 & 0.72 \end{bmatrix}$$

Calculamos la rigidez de la estructura, para lo cual se hace la simplificación que se muestra a la derecha de la figura anterior que muestra el modelo que equivale al pórtico en estudio.

$$K = \begin{bmatrix} k1 + k2 & -k2 & 0 \\ -k2 & k2 + k3 & -k3 \\ 0 & -k3 & k3 \end{bmatrix}$$

Los valores de las rigideces laterales son:

$$k1 = k2 = k3 = \frac{12EI}{H^3} = 102.645$$

Los valores de EI se calculan de los diagramas momento curvatura como la pendiente de la rama elástica para las columnas:

$$EI = 230.95 \text{ tn.m}^2$$

Por lo que determinamos la matriz de rigidez:

$$K = \begin{bmatrix} 205.29 & -162.645 & 0 \\ -162.645 & 205.29 & -102.645 \\ 0 & -102.654 & 102.645 \end{bmatrix}$$

Solucionando el determinante de la siguiente ecuación obtenemos los valores de las frecuencias naturales:

$$|K - \omega^2 M| \quad (1)$$

La solución del determinante anterior nos da como resultado 3 valores de ω^2 :

$$\omega_1^2 = 28.24 \rightarrow \omega_1 = 5.31$$

$$\omega_2^2 = 221.68 \rightarrow \omega_2 = 14.89$$

$$\omega_3^2 = 462.90 \rightarrow \omega_3 = 21.52$$

Para determinar el modo fundamental usaremos el valor del ω_1 , ya que a este corresponde el valor del periodo fundamental que es el único periodo que nos interesa. El valor del periodo lo calculamos de la siguiente manera:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (2)$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{5.31} = 1.18327 \text{ seg}$$

El modo fundamental de vibración lo obtendremos reemplazando el valor de ω en la siguiente ecuación:

$$(K - \omega^2 M)\varphi = 0 \quad (3)$$

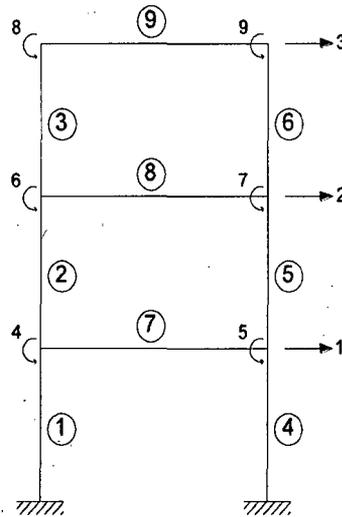
Con lo que obtuvimos el valor del modo fundamental:

$$\varphi = \begin{bmatrix} 1 \\ 1.802 \\ 2.247 \end{bmatrix}$$

Usaremos el modo fundamental para determinar las cargas laterales de entrepiso, ya que éstas cargas deben ser proporcionales al modo, usando la siguiente fórmula:

$$F_x = \frac{w_x \varphi_x}{\sum w_x \varphi_x} V \quad (4)$$

Siendo W el peso correspondiente a cada piso, V la cortante basal y ϕ la componente del modo correspondiente a cada piso



En la imagen anterior se muestra la numeración de los elementos (vigas y columnas), para los que se hallará sus respectivas matrices de compatibilidad (**A**) de deformaciones.

$$A1 = \begin{vmatrix} 1/H & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1/H & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$A2 = \begin{vmatrix} -1/H & 1/H & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1/H & 1/H & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$A3 = \begin{vmatrix} 0 & -1/H & 1/H & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1/H & 1/H & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{vmatrix}$$

$$A4 = \begin{vmatrix} 1/H & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1/H & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$A5 = \begin{vmatrix} -1/H & 1/H & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1/H & 1/H & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$A6 = \begin{vmatrix} 0 & -1/H & 1/H & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1/H & 1/H & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix}$$

$$A7 = \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$A8 = \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$A9 = \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix}$$

Reemplazando valores de las alturas de los elementos obtenemos las siguientes matrices:

$$\begin{aligned}
 A1= & \begin{vmatrix} 0.333333 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.333333 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix} \\
 A2= & \begin{vmatrix} -0.333333 & 0.333333 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -0.333333 & 0.333333 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix} \\
 A3= & \begin{vmatrix} -0.333333 & 0.333333 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ -0.333333 & 0.333333 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{vmatrix} \\
 A4= & \begin{vmatrix} 0.333333 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.333333 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix} \\
 A5= & \begin{vmatrix} -0.333333 & 0.333333 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -0.333333 & 0.333333 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{vmatrix} \\
 A6= & \begin{vmatrix} -0.333333 & 0.333333 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ -0.333333 & 0.333333 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} \\
 A7= & \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix} \\
 A8= & \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{vmatrix} \\
 A9= & \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix}
 \end{aligned}$$

Las matrices de compatibilidad de deformaciones nos servirán para determinar la matriz de rigidez del sistema mediante la siguiente formula

$$K = \sum_{i=1}^n A_i^T k A_i \quad (5)$$

Los valores de **A** son las matrices de compatibilidad de deformaciones antes determinadas.

Al conocer la matriz de rigidez procederemos a obtener los valores de los desplazamientos en los grados de libertad aplicando la formula siguiente:

$$F = K\Delta \quad (6)$$

Como siguiente paso obtendremos los valores de las deformaciones en los extremos de cada elemento del pórtico:

$$p = A\Delta \quad (7)$$

Para poder determinar el momento en el que se produce la aparición de rotulas plásticas usando los diagramas de momento curvatura, necesitamos conocer los valores que se alcanzan para un determinado valor del cortante basal. Para hallar estos valores necesarios aplicamos la siguiente formula:

$$P = kp \quad (8)$$

La solución de la ecuación anterior nos proporcionará los valores de los momentos en los extremos de los elementos.

A continuación se mostrará el procedimiento numérico para cada incremento de carga:

A. Para $V=3.459$ Tn.

- i. La distribución de cargas de acuerdo al modo es la siguiente:

$$F1=0.685 \text{ Tn}$$

$$F2=1.235 \text{ Tn}$$

$$F3=1.539 \text{ Tn}$$

Por lo que la matriz de cargas de acuerdo a los grados de libertad es la siguiente:

$$F = \begin{bmatrix} 0.685 \\ 1.235 \\ 1.539 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

- ii. Las matrices de rigidez de los elementos son los siguientes:

COLUMNAS

$$EI= 230.952381$$

$$K_{1,2,3,4,5,6} = \begin{bmatrix} 4EI/H & 2EI/H \\ 2EI/H & 4EI/H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 307.936508 & 153.968254 \\ 153.968254 & 307.936508 \end{bmatrix}$$

VIGAS $EI = 179.129808$

$$K_{7,8,9} = \begin{vmatrix} 4EI/L & 2EI/L \\ 2EI/L & 4EI/L \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 238.839744 & 119.419872 \\ 119.419872 & 238.839744 \end{vmatrix}$$

iii. Calculamos la matriz de rigidez usando la fórmula (5):

	410.58	-205.29	0	0	0	-153.97	-153.97	0	0
	-205.29	410.58	-205.29	153.97	153.97	0	0	-153.97	-153.97
	0	-205.29	205.29	0	0	153.97	153.97	153.97	153.97
	0	153.97	0	854.71	119.42	153.97	0	0	0
K=	0	153.97	0	119.42	854.71	0	153.97	0	0
	-153.97	0	153.97	153.97	0	854.71	119.42	153.97	0
	-153.97	0	153.97	0	153.97	119.42	854.71	0	153.97
	0	-153.97	153.97	0	0	153.97	0	546.78	119.42
	0	-153.97	153.97	0	0	0	153.97	119.42	546.78

iv. Calculo de desplazamientos mediante la ecuación (7)

$$\Delta = \begin{vmatrix} 0.03246 \text{ m} \\ 0.07433 \text{ m} \\ 0.10082 \text{ m} \\ -0.0104 \text{ rad} \\ -0.0104 \text{ rad} \\ -0.0085 \text{ rad} \\ -0.0085 \text{ rad} \\ -0.00416 \text{ rad} \\ -0.00416 \text{ rad} \end{vmatrix}$$

v. Usando las formulas (7) y (8) obtenemos las deformaciones y momentos en los elementos:

$$p(1) = \begin{vmatrix} 0.01082 \\ 0.00042 \end{vmatrix}$$

$$P(1) = \begin{vmatrix} 3.39654 \text{ Tn-m} \\ 1.79527 \text{ Tn-m} \end{vmatrix}$$

$$p(2)=p(5) = \begin{vmatrix} 0.00356 \\ 0.00546 \end{vmatrix}$$

$$P(2)=P(5) = \begin{vmatrix} 1.93538 \text{ Tn-m} \\ 2.22792 \text{ Tn-m} \end{vmatrix}$$

$$p(3)=p(6) = \begin{vmatrix} 0.00033 \\ 0.00467 \end{vmatrix}$$

$$P(3)=P(6)= \begin{vmatrix} 0.82065 & Tn-m \\ 1.48887 & Tn-m \end{vmatrix}$$

$$p(7)= \begin{vmatrix} -0.0104 \\ -0.0104 \end{vmatrix}$$

$$P(7)= \begin{vmatrix} -3.7259 & Tn-m \\ -3.7259 & Tn-m \end{vmatrix}$$

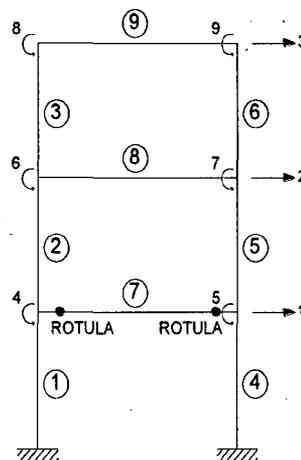
$$p(8)= \begin{vmatrix} -0.0058 \\ -0.0085 \end{vmatrix}$$

$$P(8)= \begin{vmatrix} -3.04521 & Tn-m \\ -3.04521 & Tn-m \end{vmatrix}$$

$$p(9)= \begin{vmatrix} -0.00416 \\ -0.00416 \end{vmatrix}$$

$$P(9)= \begin{vmatrix} -1.49036 & Tn-m \\ -1.49036 & Tn-m \end{vmatrix}$$

- vi. De acuerdo al diagrama momento curvatura, de las vigas con esta cortante basal el momento alcanzado para la viga 7 ha alcanzado el momento de fluencia, por lo que se produce una rótula plástica de la siguiente forma:



- vii. De acuerdo a los resultados tenemos en este paso:

$$V=3.459 Tn$$

$$D=0.1008 m.$$

B. Para $V=0.54 Tn$.

- i. La distribución de cargas de acuerdo al modo es la siguiente:

$$F1=0.107 Tn$$

$$F2=0.193 Tn$$

$$F3=0.240 Tn$$

Por lo que la matriz de cargas de acuerdo a los grados de libertad es la siguiente:

$$F = \begin{bmatrix} 0.107 \\ 0.193 \\ 0.240 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

- ii. Las matrices de rigidez de los elementos son los siguientes:

COLUMNAS EI elast 230.952381

$$K_{1,2,3,4,5,6} = \begin{vmatrix} 4EI/H & 2EI/H \\ 2EI/H & 4EI/H \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 307.936508 & 153.968254 \\ 153.968254 & 307.936508 \end{vmatrix}$$

VIGAS EI elast 179.129808

 EI plas 3.55117919

$$K_7 = \begin{vmatrix} 4EI/L & 2EI/L \\ 2EI/L & 4EI/L \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 4.73490558 & 2.36745279 \\ 2.36745279 & 4.73490558 \end{vmatrix}$$

$$K_{8,9} = \begin{vmatrix} 4EI/L & 2EI/L \\ 2EI/L & 4EI/L \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 238.839744 & 119.419872 \\ 119.419872 & 238.839744 \end{vmatrix}$$

Podemos ver que la viga 7 ahora tiene una rigidez muy baja por motivo de que ya existe en ella rótulas plásticas

iii. Calculamos la matriz de rigidez usando la fórmula (5):

	410.58	-205.29	0	0	0	-153.97	-153.97	0	0
	-205.29	410.58	-205.29	153.97	153.97	0	0	-153.97	-153.97
	0	-205.29	205.29	0	0	153.97	153.97	153.97	153.97
	0	153.97	0	620.61	2.37	153.97	0	0	0
K=	0	153.97	0	2.37	620.61	0	153.97	0	0
	-153.97	0	153.97	153.97	0	854.71	119.42	153.97	0
	-153.97	0	153.97	0	153.97	119.42	854.71	0	153.97
	0	-153.97	153.97	0	0	153.97	0	546.78	119.42
	0	-153.97	153.97	0	0	0	153.97	119.42	546.78

iv. Calculo de desplazamientos mediante la ecuación (7)

$$\Delta = \begin{array}{l} 0.0108 \text{ m} \\ 0.02396 \text{ m} \\ 0.02913 \text{ m} \\ -0.00545 \text{ rad} \\ -0.00545 \text{ rad} \\ -0.00192 \text{ rad} \\ -0.00192 \text{ rad} \\ -0.00075 \text{ rad} \\ -0.00075 \text{ rad} \end{array}$$

v. Usando las formulas (7) y (8) obtenemos las deformaciones y momentos en los elementos:

$$p(1) = \begin{array}{l} 0.0036 \\ -0.00185 \end{array}$$

$$P(1) = \begin{array}{l} 0.82373 \\ -0.0154 \end{array}$$

$$p(2)=p(5) = \begin{array}{l} -0.00106 \\ 0.00247 \end{array}$$

$$P(2)=P(5) = \begin{array}{l} 0.05235 \\ 0.59586 \end{array}$$

$$p(3)=p(6) = \begin{array}{l} -0.0002 \\ 0.00097 \end{array}$$

$$P(3)=P(6) = \begin{array}{l} 0.0893 \\ 0.26944 \end{array}$$

$$p(7) = \begin{array}{l} -0.00545 \\ -0.00545 \end{array}$$

$$P(7)= \begin{vmatrix} -0.03871 \\ -0.03871 \end{vmatrix}$$

$$p(8)= \begin{vmatrix} -0.00192 \\ -0.00192 \end{vmatrix}$$

$$P(8)= \begin{vmatrix} -0.68786 \\ -0.68786 \end{vmatrix}$$

$$p(9)= \begin{vmatrix} -0.00075 \\ -0.00075 \end{vmatrix}$$

$$P(9)= \begin{vmatrix} -0.26869 \\ -0.26869 \end{vmatrix}$$

- vi. Los valores de los momentos obtenidos anteriormente los sumaremos con los obtenidos con el primer valor del cortante basal:

$$P(1) \begin{vmatrix} 4.22027 \\ 1.77987 \end{vmatrix}$$

$$P(2)=P(5)= \begin{vmatrix} 1.98773 \\ 2.82378 \end{vmatrix}$$

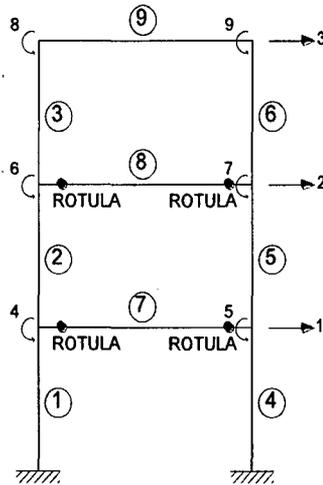
$$P(3)=P(6)= \begin{vmatrix} 0.90995 \\ 1.75831 \end{vmatrix}$$

$$P(7)= \begin{vmatrix} -3.76461 \\ -3.76461 \end{vmatrix}$$

$$P(8)= \begin{vmatrix} -3.73307 \\ -3.73307 \end{vmatrix}$$

$$P(9)= \begin{vmatrix} -1.75905 \\ -1.75905 \end{vmatrix}$$

- vii. De acuerdo al diagrama momento curvatura de las vigas con esta cortante basal el momento alcanzado para la viga 8 ha alcanzado el momento de fluencia, por lo que se producen dos rótulas plásticas más, ahora en la viga 8:



viii. De acuerdo a los resultado en este paso tenemos:

$$V=0.54+3.459=3.999 \text{ Tn}$$

$$D=0.1008+0.0291=0.1299 \text{ m.}$$

C. Para $V=0.324 \text{ Tn}$.

i. La distribución de cargas de acuerdo al modo es la siguiente:

$$F1=0.064 \text{ Tn}$$

$$F2=0.116 \text{ Tn}$$

$$F3=0.144 \text{ Tn}$$

Por lo que la matriz de cargas de acuerdo a los grados de libertad es la siguiente:

$$F = \begin{bmatrix} 0.064 \\ 0.116 \\ 0.144 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

ii. Las matrices de rigidez de los elementos son los siguientes:

COLUMNAS El elast 230.952381

$$K_{1,2,3,4,5,6} = \begin{bmatrix} 4EI/H & 2EI/H \\ 2EI/H & 4EI/H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 307.936508 & 153.968254 \\ 153.968254 & 307.936508 \end{bmatrix}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{VIGAS} \\
 \text{EI elast} \quad 179.129808 \\
 \text{EI plas} \quad 3.55117919 \\
 \\
 \text{K7,8} = \begin{vmatrix} 4EI/L & 2EI/L \\ 2EI/L & 4EI/L \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 4.73490558 & 2.36745279 \\ 2.36745279 & 4.73490558 \end{vmatrix} \\
 \\
 \text{K9} = \begin{vmatrix} 4EI/L & 2EI/L \\ 2EI/L & 4EI/L \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 238.839744 & 119.419872 \\ 119.419872 & 238.839744 \end{vmatrix}
 \end{array}$$

Podemos ver que la viga 7 y 8 ahora tiene una rigidez muy baja por motivo de que ya existe en ellas rótulas plásticas

iii. Calculamos la matriz de rigidez usando la fórmula (5):

	410.58	-205.29	0	0	0	-153.97	-153.97	0	0
	-205.29	410.58	-205.29	153.97	153.97	0	0	-153.97	-153.97
	0	-205.29	205.29	0	0	153.97	153.97	153.97	153.97
	0	153.97	0	620.61	2.37	153.97	0	0	0
K=	0	153.97	0	2.37	620.61	0	153.97	0	0
	-153.97	0	153.97	153.97	0	620.61	2.37	153.97	0
	-153.97	0	153.97	0	153.97	2.37	620.61	0	153.97
	0	-153.97	153.97	0	0	153.97	0	546.78	119.42
	0	-153.97	153.97	0	0	0	153.97	119.42	546.78

iv. Calculo de desplazamientos mediante la ecuación (7)

$$\Delta = \begin{vmatrix} 0.0091 \text{ m} \\ 0.0251 \text{ m} \\ 0.03465 \text{ m} \\ -0.00502 \text{ rad} \\ -0.00502 \text{ rad} \\ -0.0048 \text{ rad} \\ -0.0048 \text{ rad} \\ -0.0011 \text{ rad} \\ -0.0011 \text{ rad} \end{vmatrix}$$

v. Usando las formulas (7) y (8) obtenemos las deformaciones y momentos en los elementos:

$$p(1) = \begin{vmatrix} 0.00303 \\ -0.00199 \end{vmatrix}$$

$$P(1) = \begin{vmatrix} 0.62819 \text{ Tn-m} \\ -0.14473 \text{ Tn-m} \end{vmatrix}$$

$p(2)=p(5)=$	0.00031	
	0.00053	
$P(2)=P(5)=$	0.1786	Tn-m
	0.21248	Tn-m
$p(3)=p(6)=$	-0.00162	
	0.00208	
$P(3)=P(6)=$	-0.17706	Tn-m
	0.39262	Tn-m
$p(7)=$	-0.00502	
	-0.00502	
$P(7)=$	-0.03565	Tn-m
	-0.03565	Tn-m
$p(8)=$	-0.0048	
	-0.0048	
$P(8)=$	-0.03409	Tn-m
	-0.03409	Tn-m
$p(9)=$	-0.0011	
	-0.0011	
$P(9)=$	-0.39409	Tn-m
	-0.39409	Tn-m

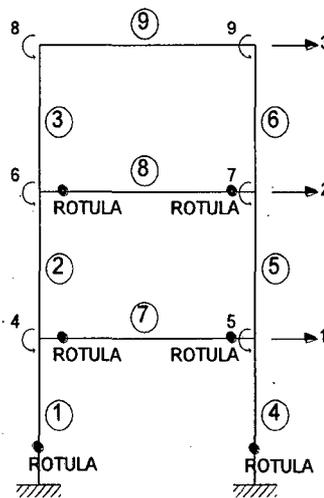
vi. Los valores de los momentos obtenidos anteriormente los sumaremos con los obtenidos con el primer y segundo valor del cortante basal:

$P(1)$	4.84846	Tn-m
	1.63514	Tn-m
$P(2)=P(5)=$	2.16633	Tn-m
	3.03626	Tn-m
$P(3)=P(6)=$	0.73289	Tn-m
	2.15093	Tn-m
$P(7)=$	-3.80026	Tn-m
	-3.80026	Tn-m

$$P(8)= \begin{vmatrix} -3.76716 & | & Tn-m \\ -3.76716 & | & Tn-m \end{vmatrix}$$

$$P(9)= \begin{vmatrix} -2.15314 & | & Tn-m \\ -2.15314 & | & Tn-m \end{vmatrix}$$

- vii. De acuerdo al diagrama momento curvatura de las columnas con esta cortante basal el momento alcanzado para las columnas 1 y 4 ha alcanzado el momento de fluencia en la base, por lo que se producen dos rótulas plásticas más, ahora en las bases de las columnas 1 y 4:



- viii. De acuerdo a los resultado en este paso tenemos:

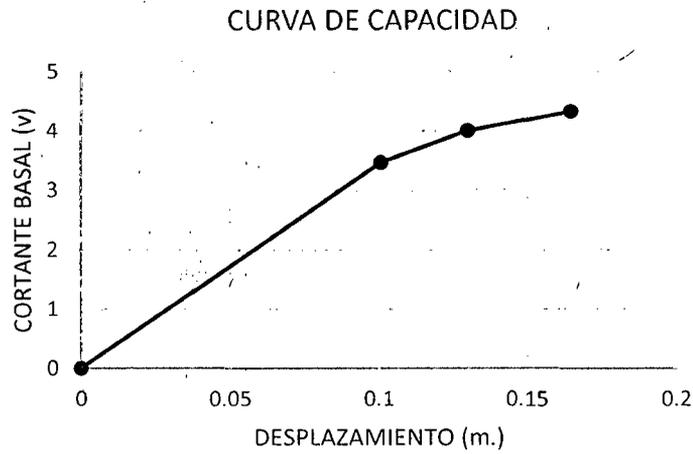
$$V=0.324+3.999=4.323 \text{ Tn}$$

$$D=0.1299+0.0346=0.1646 \text{ m.}$$

Las columnas han fallado en este paso, por lo que el edificio ha colapsado. Los valores obtenidos de cortante basal y desplazamientos son los siguientes:

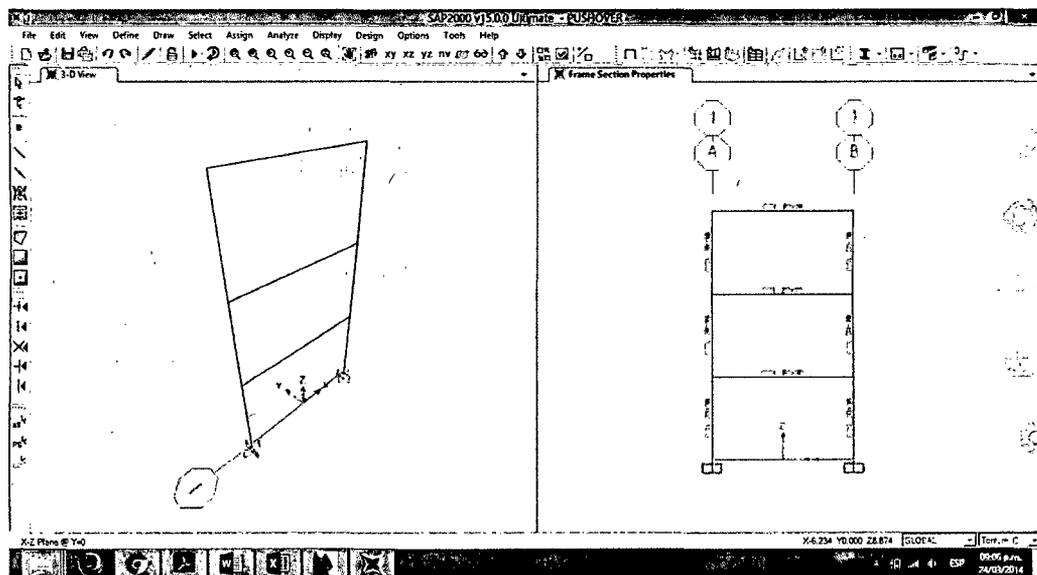
V (Tn)	D (m)
0	0
3.459	0.10082
3.999	0.12995
4.323	0.1646

Son los datos obtenidos tenemos la siguiente curva de capacidad.



PARTE N° 02

1. Se modeló el pórtico en el programa SAP2000, definiendo como materiales al concreto de una resistencia de 210 kg/cm² y al acero grado 60. También se definieron los diagramas de momento curvatura para vigas y columnas.



Frame Hinge Property Data for FR-VCA - Moment MB

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
D	-0.0377	-0.1302
C	-0.0418	-0.0742
B	-1.392	-0.0648
A	0	0
E	1	0
C	1.392	0.0648
B	0.0418	0.0742
D	0.0377	0.1302

Symmetric

Type

Moment - Rotation
 Moment - Curvature
 Hinge Length
 Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type
 No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF
 Use Yield Rotation (Steel Objects Only) Rotation SF

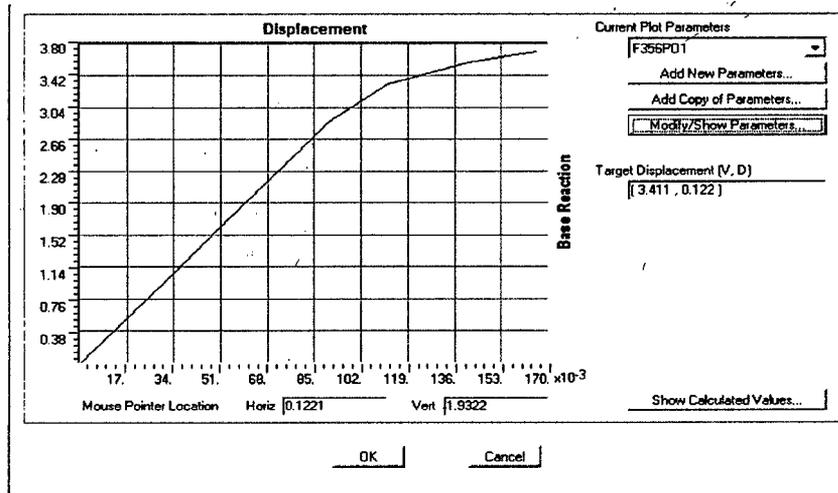
Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Immediate Occupancy	3.000E-03	<input type="text"/>
<input checked="" type="checkbox"/> Life Safety	0.012	<input type="text"/>
<input type="checkbox"/> Collapse Prevention	0.015	<input type="text"/>

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

2. Los curva de capacidad obtenida para el modelo es la siguiente:

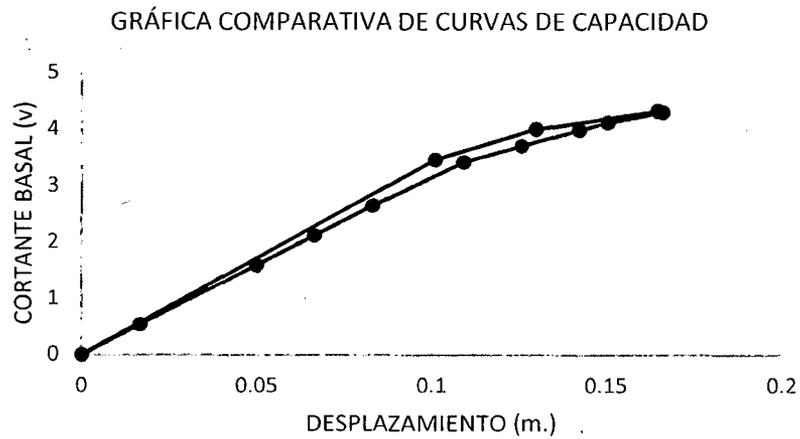


3. Para la curva de capacidad calculada por el programa SAP2000 se obtuvieron los siguientes valores de cortante y desplazamiento.

Point	Displacement (m)	Shear (Tonf)
0	0	0
1	0.01662	0.529
3	0.04982	1.587
4	0.06642	2.116
5	0.08302	2.6449

7	0.10904	3.414
8	0.12564	3.6964
9	0.14224	3.9789
10	0.15042	4.1181
11	0.16602	4.2939

4. Para tener una comparación de ambos procedimientos se grafica los resultados de manera conjunta como lo muestra la imagen:



ANEXO 05

METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO POR DESEMPEÑO EN CONCRETO ARMADO

El análisis y diseño por desempeño aplicado a estructuras de concreto armado, como es el caso de la estructura aporticada del Edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca, se realiza siguiendo la siguiente metodología, la cual está basada en el procedimiento propuesto por la Applied Technology Council (ATC), en su documento ATC-40 Tomo I, publicado en el 1996.

1. Se realiza el modelamiento de la estructura usando para eso las características geométricas y las propiedades de los materiales que constituyen los elementos de la edificación.
2. Se definen las cargas que actúan sobre la estructura, las cuales son determinadas mediante un metrado de cargas. Sobre el modelo se aplicarán todas las cargas que existan y actúen sobre los elementos estructurales del edificio.
3. Se aplica una fuerza incremental de cortante basal en función del tiempo, la que simula la ocurrencia de un sismo, la cual se distribuirá en cada entrepiso. Esta distribución de fuerzas se realizará en proporción al modo fundamental de la estructura, basados en la hipótesis de que el modo fundamental de la estructura es el modo predominante en la respuesta de la estructura.
4. La cortante basal aplicada se incrementa monotónicamente hasta que se produce la primera cedencia de algún elemento de la estructura. Cuando sucede la primera cedencia se toma nota del valor del cortante y el desplazamiento alcanzado en el nodo de control que se ubica en la parte más alta de la estructura en estudio.

5. Una vez producida la primera cedencia se inicia nuevamente el procedimiento pero ahora con un valor de la rigidez menor del elemento que ya alcanzó su primera cedencia.
6. Los pasos 4 y 5 se repiten hasta que la estructura colapsa debido a la cedencia progresiva de los elementos estructurales que la componen y tomando nota de los valores de la cortante basal y el desplazamiento en el nodo de control, con la finalidad de graficar la curva de capacidad de la estructura.
7. Los valores de la cortante basal y el desplazamiento en el nodo de control registrados en los pasos anteriores se grafican, tomando los valores del cortante basal en el eje de las ordenadas y los valores del desplazamiento en el nodo de control en el eje de las abscisas, con lo que determinaríamos la curva de capacidad de la estructura en estudio.
8. Se realiza una transformación de coordenadas de la curva de capacidad a un formato ADRS, con la finalidad de obtener el espectro de capacidad, la que está compuesta por coordenada de aceleración espectral Vs desplazamiento espectral.
9. A los espectros que definen a cada uno de los sismos de diseño se los sobrepone sobre el espectro de capacidad para hallar el punto de desempeño que se halla con la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda.
10. Este punto de desempeño se compara con los valores dados por SEAOC en su documento VISION 2000 para determinar el desempeño de la estructura.

ANEXO 06

PLANOS