



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

“Trabajo de grado previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil”

**TRABAJO DE GRADUACIÓN**

Título del proyecto:

**DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS DE  
EDIFICACIÓN DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA**

**Autor:** Iván Fernando Vilema Guevara

**Director:** Ing. M.Sc. Diego Javier Barahona Rivadeneira

**Riobamba – Ecuador**

**2016**

Los miembros del Tribunal de Graduación del proyecto de investigación de título: “DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA” presentado por el Sr. Iván Fernando Vilema Guevara y dirigida por el: Ing. M.Sc. Diego Javier Barahona Rivadeneira.

Una vez escuchada la defensa oral y revisado el informe final del proyecto de investigación con fines de graduación escrito en la cual se ha constatado el cumplimiento de las observaciones realizadas, remite la presente para uso y custodia en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería de la UNACH.

Para constancia de lo expuesto firman:

**Ing. Victor Velásquez**  
**Presidente del Tribunal**

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'V. Velásquez', written over a horizontal line.

**Firma**

**Ing. Diego Barahona**  
**Director del Proyecto**

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Diego Barahona', written over a horizontal line.

**Firma**

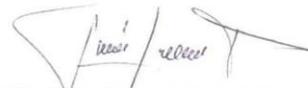
**Ing. Oscar Cevallos**  
**Miembro del Tribunal**

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Oscar Cevallos', written over a horizontal line.

**Firma**

## AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

“La responsabilidad del contenido de este Proyecto de Graduación, nos corresponde exclusivamente a: Iván Fernando Vilema Guevara y Director del Proyecto: Ing. M.Sc. Diego Javier Barahona Rivadeneira; y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Nacional de Chimborazo”.



---

Iván Fernando Vilema Guevara

0604030726

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios, porque sé que sin su ayuda no sería posible la existencia de este proyecto; a mi amada madre Isabel Vilema quien con paciencia, amor y esfuerzo supo guiar mi camino. Finalmente, a mi familia en especial a mis hermanos quienes sin darse cuenta me enseñan cada día la palabra humildad, y aquellas personas que de una u otra manera hicieron que se haga realidad este proyecto.

## **DEDICATORIA**

A mis hijos, Mateo Alejandro y Jhair  
Fernando quienes son mi motivación e  
inspiración, que Dios los bendiga.

## ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS .....	v
ÍNDICE DE TABLAS.....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS .....	xiii
RESUMEN.....	xv
ABSTRACT .....	xvi
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO I	
1. PROBLEMATIZACIÓN.....	2
1.1. IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	2
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA .....	2
1.3. OBJETIVOS .....	2
1.3.1. GENERAL .....	2
1.3.2. ESPECÍFICOS .....	2
1.4. JUSTIFICACIÓN.....	3
CAPITULO II	
2. MARCO TEÓRICO .....	4
2.1. ANTECEDENTES .....	4
2.2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	4
2.2.1. PELIGROSIDAD SÍSMICA.....	5
2.2.2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2011 .....	6
2.2.3. TIPOS DE PERFILES DE SUELO .....	7
2.2.4. COEFICIENTES DE AMPLIFICACIÓN O DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE PERFILES DE SUELO $F_a, F_d, F_s$ .....	9

2.2.5. ESPECTRO DE DISEÑO DE ACELERACIONES .....	10
2.2.6. PERIODO DE VIBRACIÓN .....	11
2.2.6.1. MÉTODO 1 .....	11
2.2.7. CORTANTE BASAL DE DISEÑO.....	12
2.2.8. TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.....	12
2.2.8.1. FACTOR DE IMPORTANCIA I.....	12
2.2.9. COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL .....	13
2.2.9.1. COEFICIENTE DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA $\Phi_P$ ..	15
2.2.9.2. COEFICIENTE DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN ELEVACIÓN $\Phi_E$ .....	15
2.2.10. CARGA SÍSMICA REACTIVA W .....	17
2.2.11. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R .....	18
2.2.12. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS HORIZONTALES POR PISO .....	19
2.2.13. DERIVA DE PISO .....	20
2.2.13.1. CONTROL DE LA DERIVA DE PISO .....	21
2.2.14. EFECTO P- $\Delta$ .....	21
2.2.15. CARGAS GRAVITACIONALES .....	23
2.2.15.1. CARGAS PERMANENTES (CARGA MUERTA) .....	23
2.2.15.2. SOBRE CARGAS DE USO (CARGA VIVA) .....	23
2.2.16. MODELACIÓN ESTRUCTURAL.....	24
2.2.17. COMBINACIÓN DE CARGAS .....	25
2.2.18. MÉTODOS DE ANÁLISIS .....	25
2.2.18.1. INTRODUCCIÓN AL MÉTODO ESTÁTICO NO LINEAL.....	25
2.2.18.1.1. CURVA DE CAPACIDAD.....	26
2.2.18.1.2. MODELOS CONSTITUTIVOS .....	31

2.2.18.1.2.1. MODELO CONSTITUTIVO DEL ACERO DE REFUERZO .....	31
2.2.18.1.2.2. MODELOS CONSTITUTIVOS DEL CONCRETO .....	32
2.2.18.1.3. RÓTULAS PLÁSTICAS .....	34
2.2.18.1.4. MOMENTO CURVATURA.....	34
2.2.18.1.4.1. PUNTOS NOTABLES.....	36
2.2.18.1.4.2. FÓRMULAS APROXIMADAS.....	36
2.2.18.1.5. MOMENTO ROTACIÓN.....	40
2.2.18.1.5.1. FÓRMULAS PARA OBTENER LA CURVA MOMENTO ROTACIÓN ...	41
2.2.18.1.5.1.1. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE ROTACIÓN PARA VIGAS SEGÚN LA TABLA 6.7 DE FEMA 356. ....	42
2.2.18.1.5.1.2. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE ROTACIÓN PARA COLUMNAS SEGÚN LA TABLA 6.8 DE FEMA 356. ....	43
2.2.18.1.6. CRITERIOS DE FUERZA DEFORMACIÓN .....	44
2.2.18.1.7. MOMENTO ROTACIÓN Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA SAP. ..	46
2.2.18.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	46
2.2.18.2.1. MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL.....	46
2.2.18.2.1.1. MODELACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	46
2.2.18.2.1.1.1. MATRICES DE RIGIDEZ DE LOS ELEMENTOS .....	47
2.2.18.2.1.1.2. ENSAMBLAJE DIRECTO DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ .....	48
2.2.18.2.1.1.3. MATRIZ DE RIGIDEZ LATERAL .....	49
2.2.19. PUNTO DE DESEMPEÑO .....	53
2.2.20. NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO.....	52
2.2.21. SISMO DE ANÁLISIS DE ACUERDO A VISION 2000 .....	56
2.2.22. ENFOQUE TEÓRICO .....	57
2.2.22.1. METODOLOGÍA PROPUESTA POR FEMA 356 (2000) .....	57
2.2.22.2. METODOLOGÍA PROPUESTA POR MIRANDA (1997) .....	61

2.2.22.3. METODOLOGÍA PROPUESTA POR AGUIAR (2006).....	64
2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....	66
2.4. HIPÓTESIS .....	67
2.5. IDENTIFICACIÓN DE LAS VARIABLES.....	67
2.5.1. VARIABLE INDEPENDIENTE .....	67
2.5.2. VARIABLES DEPENDIENTES .....	67
 CAPITULO III	
3. METODOLOGÍA.....	68
3.1. TIPO DE ESTUDIO .....	68
3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA .....	68
3.2.1. POBLACIÓN .....	68
3.2.2. MUESTRA.....	68
3.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	70
3.4. PROCEDIMIENTOS .....	73
3.5. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS .....	73
3.6. ESTRUCTURA DE ANÁLISIS .....	74
3.6.1. CARGAS .....	75
3.6.1.1. CARGA VIVA .....	75
3.6.1.2. CARGA MUERTA .....	75
3.6.1.3. PESO Y MASA VOLUMÉTRICA.....	76
3.6.1.4. CARGA SÍSMICA.....	77
3.6.1.5. ESPECTROS DE DISEÑO.....	78
3.6.2. MODELACIÓN DE UN PÓRTICO PLANO (PUSHOVER) EN SAP .....	79

3.6.3. MODELACIÓN DE UN PÓRTICO PLANO POR EL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL EN EL PROGRAMA MODAL 2D.....	107
3.6.4. MODELACIÓN DE UNA ESTRUCTURA ESPACIAL POR EL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL .....	115
3.6.5. MODELACIÓN DE UN PÓRTICO PLANO POR EL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL EN SAP .....	126
3.6.6. MODELACIÓN DE UNA ESTRUCTURA ESPACIAL POR EL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL EN SAP .....	134
3.6.7. MODELACIÓN DE UNA ESTRUCTURA ESPACIAL POR EL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL EN ETABS .....	144
3.7. SUSTENTO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2014. ....	152
3.7. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	157
CAPITULO IV	
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	167
4.1. CONCLUSIONES.....	167
4.2. RECOMENDACIONES .....	168
5. BIBLIOGRAFÍA .....	169
6. APÉNDICES Y ANEXOS.....	171
6.1. ANEXO 1: PARÁMETROS Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA PROCEDIMIENTOS NO LINEALES EN VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	172
6.2. ANEXO 2: PARÁMETROS Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA PROCEDIMIENTOS NO LINEALES EN COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO	173
6.3. ANEXO 3: CARACTERÍSTICAS DE LOS PÓRTICOS ANALIZADOS.....	174
6.4. ANEXO 4: RELACIÓN DRIFT FEMA 356 Y SAP.....	175

6.5. ANEXO 5: MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL (TABLAS DE ESTRUCTURAS ANALIZADAS)..... 179

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Valor del Factor Z en función de la Zona Sísmica adoptada.....	7
Tabla 2.2. Clasificación de los perfiles de suelo.....	8
Tabla 2.3. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.....	9
Tabla 2.4. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.....	10
Tabla 2.5. Tipo de suelo y Factores de sitio Fs.....	10
Tabla 2.6. Tipo de uso, destino e importancia.....	13
Tabla 2.7. Configuraciones estructurales recomendadas.....	14
Tabla 2.8. Configuraciones estructurales no recomendadas.....	14
Tabla 2.9. Coeficientes de irregularidad en planta.....	16
Tabla 2.10. Coeficientes de irregularidad en elevación.....	17
Tabla 2.11. Coeficiente de reducción de respuesta estructural.....	18
Tabla 2.12. Valor $\Delta M$ máximos, expresados como fracción de la altura de piso.....	21
Tabla 2.13. Pesos unitarios de materiales de construcción.....	23
Tabla 2.14. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas.....	23
Tabla 2.15. Niveles de desempeño sísmico según el comité VISION 2000.....	53
Tabla 2.16. Deriva máxima de piso según el comité VISION 2000.....	54
Tabla 2.17. Límites para el punto de desempeño propuesta por el Dr. Amador Terán ...	54
Tabla 2.18. Criterios para la evaluación del desempeño estructural.....	56
Tabla 2.19. Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño.....	57
Tabla 2.20. Valores para el factor de modificación Co.....	58
Tabla 2.21. Valores recomendados para Cm.....	59
Tabla 2.22. Valores recomendados para $C_2$ .....	60
Tabla 2.23. Valores recomendados para $\beta_1$ .....	62
Tabla 2.24. Valores para $\beta_2$ para diferentes variaciones de rigidez lateral.....	63

Tabla 2.25. Valores para $\beta_5$ en función de la demanda de ductilidad.....	65
Tabla 3.1. Secciones de los elementos de concreto reforzado.....	74
Tabla 3.2. Índice de estabilidad de piso.....	114
Tabla 3.3. Distancia del centro de masa al pórtico.....	116
Tabla 3.4. Factores de participación modal y aceleraciones espectrales inelásticas.....	121
Tabla 3.5. Índice de estabilidad de piso de una estructura espacial.....	126
Tabla 6.1. Características de la geometría de las estructuras.....	174
Tabla 6.2. Relación Drift de estructuras de 1 piso.....	175
Tabla 6.3. Relación Drift de estructuras de 2 pisos.....	175
Tabla 6.4. Relación Drift de estructuras de 3 pisos.....	176
Tabla 6.5. Relación Drift de estructuras de 4 pisos.....	177
Tabla 6.6. Cálculo de la media y desviación estándar.....	177
Tabla 6.7. Cálculo estadístico del drift para la determinación de la expresión (1).....	178
Tabla 6.8. Cálculo de masas y drift para estructuras de 1 piso.....	179
Tabla 6.9. Cálculo de masas y drift para estructuras de 2 pisos.....	180
Tabla 6.10. Cálculo de masas y drift para estructuras de 3 pisos.....	181
Tabla 6.11. Cálculo de masas y drift para estructuras de 4 pisos.....	182

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Placas tectónicas .....	5
Figura 2.2. Ecuador, Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor zona Z....	7
Figura 2.3. Mapa de Zonificación sísmica de los suelos de Riobamba.....	9
Figura 2.4. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño .	10
Figura 2.5. Estructura deformada .....	20
Figura 2.6. Esquema del Efecto P- $\Delta$ .....	22
Figura 2.7. Estructura modelada con inercia gruesa e inercia agrietada respectivamente ...	24
Figura 2.8. Curva de Capacidad, resultado de un análisis no lineal .....	26
Figura 2.9. Distribución de cargas laterales .....	27
Figura 2.10. Cargas de gravedad (muerta y viva) en una edificación .....	28
Figura 2.11. Puntos destacados en la curva de capacidad .....	28
Figura 2.12. Formación de rótulas en la curva de capacidad .....	29
Figura 2.13. Criterio de las rigideces tangentes.....	29
Figura 2.14. Criterio de las áreas iguales.....	30
Figura 2.15. Desplazamiento elástico e inelástico de la estructura .....	30
Figura 2.16. Modelo Trilineal del acero de refuerzo.....	31
Figura 2.17. Modelo del concreto (Zonas confinadas y sin confinar).....	32
Figura 2.18. Curva esfuerzo deformación del concreto no confinado.....	33
Figura 2.19. Modelo de Kent y Park para concreto confinado con aros rectangulares .....	33
Figura 2.20. Modelo de Mander .....	34
Figura 2.21. Relación momento curvatura típica de una viga de concreto reforzado .....	35
Figura 2.22. Puntos notables del diagrama Momento Curvatura .....	36
Figura 2.23. Relaciones generalizadas para elementos de concreto reforzado .....	41
Figura 2.24. Puntos de Desempeño en las Estructuras de Concreto Reforzado.....	45

Figura 2.25. Curva Momento Rotación según Sap 2000 v.14.....	46
Figura 2.26. Modelo 1 .....	47
Figura 2.27. Modelo 2 .....	47
Figura 2.28. Partición de la matriz de rigidez de la estructura .....	50
Figura 2.29. Sectorización de la Curva de Capacidad.....	54
Figura 2.30. Niveles de daño en función del drift o deriva máxima de piso.....	55
Figura 3.1. Distribución en planta de la estructura analizada.....	74
Figura 3.2. Elevación del pórtico plano a analizar eje x.....	75
Figura 3.3. Espectros de Diseño .....	78
Figura 3.35. Grados de libertad considerados en el análisis sísmico (Espacial) .....	115
Figura 3.87. Comparación de resultados .....	158
Figura 3.88. Desviación estándar .....	159
Figura 3.89. Drift vs Número de pisos .....	159
Figura 3.90. Ajuste de curvas en base al número de pisos .....	161
Figura 3.93. Ajuste de curva en base a la altura de la edificación.....	162
Figura 3.96. Ajuste de curva en base a la altura de la edificación (Modal Espectral).....	164
Figura 6.1. Parámetros y criterios de aceptación para vigas de hormigón armado .....	172
Figura 6.2. Parámetros y criterios de aceptación para columnas de hormigón armado .....	173

## **RESUMEN**

Se propone una expresión para la evaluación rápida de la deriva máxima de piso de una estructura. Para esto se emplea la metodología que presenta la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA 356), donde se determina la curva de capacidad mediante un análisis estático no lineal, empleando el método del empujón o técnica de Pushover de 96 estructuras de concreto reforzado conformadas por vigas y columnas, que contemplan en la ciudad de Riobamba.

La expresión está en función de la altura total de la edificación la cual permite conocer el probable desempeño de la estructura y es aplicable para edificaciones que no superen los seis pisos con una altura total máxima de dieciocho metros.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO  
CENTRO DE IDIOMAS INSTITUCIONAL

Ms. Edison Salazar

18 de Julio de 2016

ABSTRACT

An expression for the rapid assessment of the maximum floor drift of a structure is proposed. This requires the use of the methodology presented by the Federal Emergency Management Agency (FEMA 356), where the capacity curve is determined by a nonlinear static analysis, using the Pushover technique on 96 reinforced concrete structures, shaped by beams and columns in Riobamba city.

The expression is in function of the total height of the building which allows to know the probable performance of the structure and it is applicable to buildings not exceeding six floors with a maximum total height of eighteen meters.

CENTRO DE IDIOMAS INSTITUCIONAL  
COMITÉ DE IDIOMAS  
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO  
CHIMBORAZO ECUADOR  
COORDINACIÓN

## INTRODUCCIÓN

La experiencia reciente de sismos en nuestro país pone en evidencia la importancia del proyecto de investigación, ya que la ciudad de Riobamba se encuentra ubicada en una de las zonas de mayor riesgo sísmico del Ecuador.

Para el estudio resulta conocer el desplazamiento lateral que sufre la parte más alta de la edificación, siendo un indicador del daño que pueden soportar las estructuras ante la acción sísmica.

El estado de California presenta el código FEMA 356 (2000), donde establece la metodología mediante una ecuación para encontrar el desplazamiento máximo en el tope de un edificio, pero para todos, es conocido, que la peligrosidad sísmica en el estado mencionado con la del Ecuador es diferente, por tal motivo, nace la realización de un ajuste de esta metodología con estudios de estructuras propias de la ciudad de Riobamba.

En esta investigación, se propone una expresión para la evaluación rápida de la deriva máxima de piso, aprovechando la metodología propuesta por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA 356 (2000), el mismo que presenta el Método del Coeficiente de Desplazamiento.

Por otra parte, se desarrolla un programa para calcular la deriva máxima de piso por el método de superposición modal espectral, para el efecto, se han considerado estructuras de concreto reforzado conformadas por vigas y columnas, que contemplan en la ciudad de Riobamba.

## **CAPITULO I**

### **1. PROBLEMATIZACIÓN**

#### **1.1.IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

La expresión más notoria de las edificaciones ante la acción sísmica es el desplazamiento lateral que sufre la parte más alta de las mismas en relación a su base, a este desplazamiento se le conoce como distorsión global de piso, y es un indicador del daño que puede sufrir una estructura ante la acción sísmica. Para complementar la explicación se destaca que el desplazamiento lateral relativo dividido para la altura de entrepiso es la distorsión de piso. De tal manera que se tiene una distorsión global y una distorsión en cada uno de los pisos, en base a estas distorsiones o Drift se evalúa el daño que se espera en una edificación.

Por tal motivo se plantea determinar una ecuación para la evaluación rápida del Drift.

#### **1.2.FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

¿Es posible determinar una expresión para la evaluación rápida de la deriva máxima de piso?

### **1.3. OBJETIVOS**

#### **1.3.1. GENERAL**

Determinar una expresión para la evaluación aproximada del nivel de desempeño de estructuras de edificación de concreto reforzado en la ciudad de Riobamba.

#### **1.3.2. ESPECÍFICOS**

1. Estudiar las metodologías presentadas para obtener la evaluación rápida de la deriva máxima de piso.
2. Establecer los parámetros comunes de las estructuras de edificación de Concreto Reforzado en la ciudad de Riobamba que permita calcular el desempeño.
3. Proponer una expresión para la evaluación rápida de la deriva máxima de piso.
4. Comparar la metodología propuesta por FEMA 356 con la formulada en la presente investigación.

#### **1.4. JUSTIFICACIÓN**

La ingeniería sísmica en nuestro país así como en América del Sur necesita de nuevos aportes para su desarrollo. El conocer el daño que sufren las estructuras es de suma importancia, ya que permite evaluar de forma breve el comportamiento de una edificación ante una acción sísmica.

Por lo expuesto anteriormente, resulta entonces muy importante disponer de una ecuación para la evaluación rápida del drift.

## **CAPITULO II**

### **2. MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. ANTECEDENTES**

Dentro de las nuevas filosofías de diseño sísmico de estructuras se tiene, el Análisis y Diseño Sísmico por Desempeño, mediante la cual se pretende tener un control del comportamiento que va a tener una edificación ante varias acciones sísmicas a las que puede estar sujeta la construcción durante la vida útil de la misma. Comportamiento en términos estructurales y económicos. Aguiar (2006).

Para verificar el desempeño de una estructura que ha sido ya diseñada, la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA 273 (1997) y FEMA 356 (2000), presentan dos métodos de análisis, el primero de ellos se denomina “Método del Coeficiente del Desplazamiento” y el segundo “Método del Espectro de Capacidad”.

En la presente investigación se utilizara el “Método del Coeficiente del Desplazamiento” cuyo objetivo fundamental es predecir en forma rápida y confiable cual es el desplazamiento lateral máximo que se espera en una estructura ante una determinada acción sísmica.

Sin dejar de lado que esta metodología propuesta fue desarrollada en Norte América y en especial en Estados Unidos, es decir que fueron realizadas para su zonificación sísmica, geología, tipo de suelos y topografía, por esta razón es importante que se realice un ajuste de estas metodologías con estudios específicos de sus factores utilizando registros y estructuras propios del lugar, como es el caso de esta investigación, el cual es determinar una expresión para la evaluación aproximada del nivel de desempeño de estructuras de edificación de concreto reforzado en la ciudad de Riobamba.

#### **2.2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA**

Es conveniente comenzar con una breve exposición sobre el origen de los fenómenos sísmicos para aclarar la razón de ser de los procedimientos de diseño que se va a tratar a lo largo de este proyecto de investigación.

### 2.2.1. PELIGROSIDAD SÍSMICA

La probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico potencialmente desastroso es una preocupación latente en todo el mundo y en especial en determinados lugares donde la actividad sísmica es muy notoria y se han evidenciado los grandes daños que puede causar un movimiento sísmico.

La ocurrencia de sismos, principalmente en el pasado han demostrado en ciertos casos un comportamiento aleatorio de las edificaciones, ya que pese a estar muy cercanas unas de otras y a ser similares han sufrido daños totalmente diferentes ante la acción de un mismo sismo, razón por la cual numerosas investigaciones se han dado en este campo todas encaminadas a mejorar los métodos de diseño y construcción de las edificaciones en busca de la seguridad de las personas que habitan en ellas sin descuidar el factor económico que se refleja en el costo de reparación de las estructuras, Bazán (2003).

Los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de los techos de las cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida corteza terrestre, Bazán (2003).

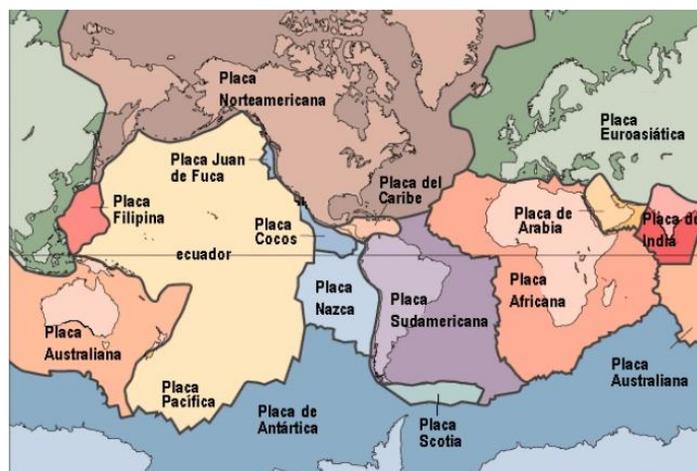


Figura 2.1. Placas Tectónicas.

**Fuente.** “Análisis Sísmico de Edificios” de AGUIAR, Roberto (2008), pág. 4.

En el caso de América del Sur y en especial de los países de la Costa del Océano Pacífico se ven afectados por un fenómeno conocido como subducción y consiste en que la Placa de Nazca se hunde bajo la placa Sudamericana frente a las costas de Perú y Chile, la interacción entre ambas placas da origen a una de las zonas más sísmicas del planeta.

Históricamente se han presentado diferentes eventos sísmicos, ocasionando grandes pérdidas materiales y humanas debido fundamentalmente a la falta de conocimiento en la ingeniería sobre el comportamiento de las edificaciones ante acciones sísmicas. América del Sur no ha sido la excepción.

El 16 de Abril de 2016 a las 18 horas con 58 minutos ocurrió un terremoto con una Magnitud de  $M_w=7.8$  ( $M_w$ , Magnitud Momento), ubicado a 20 km de profundidad que devastó a gran parte de Manta y Esmeraldas, principalmente al Cantón de Pedernales perteneciente a la provincia de Manabí. Este sismo fue sentido en todo el país y sur de Colombia.

A las 10:36 (tiempo local) del 31 de Enero de 1906 se produjo un sismo de magnitud ( $M_w=8.8$ ), con epicentro en el océano Pacífico y frente a la frontera Ecuador-Colombia. Este es el más grande registrado en Ecuador y el sexto más grande a escala mundial y tiene la misma magnitud del terremoto de Chile del 27 de febrero de 2010.

En Riobamba a las 7:45 del 4 de Febrero de 1797 se produjo un sismo de magnitud ( $M_w=8.3$ ), que devastó la ciudad, se estima que la intensidad sísmica alcanzó al menos IX en la Escala de Mercalli Modificada.

### **2.2.2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2011**

La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 presenta la zonificación sísmica para diseño, la misma que proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10% y para una vida útil de la estructura de 50 años, en la que registra VI zonas sísmicas. En la actualidad se encuentra vigente la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2014, pero en este estudio se utiliza la NEC 2011, más adelante, se notará el por qué con su respectivo sustento.

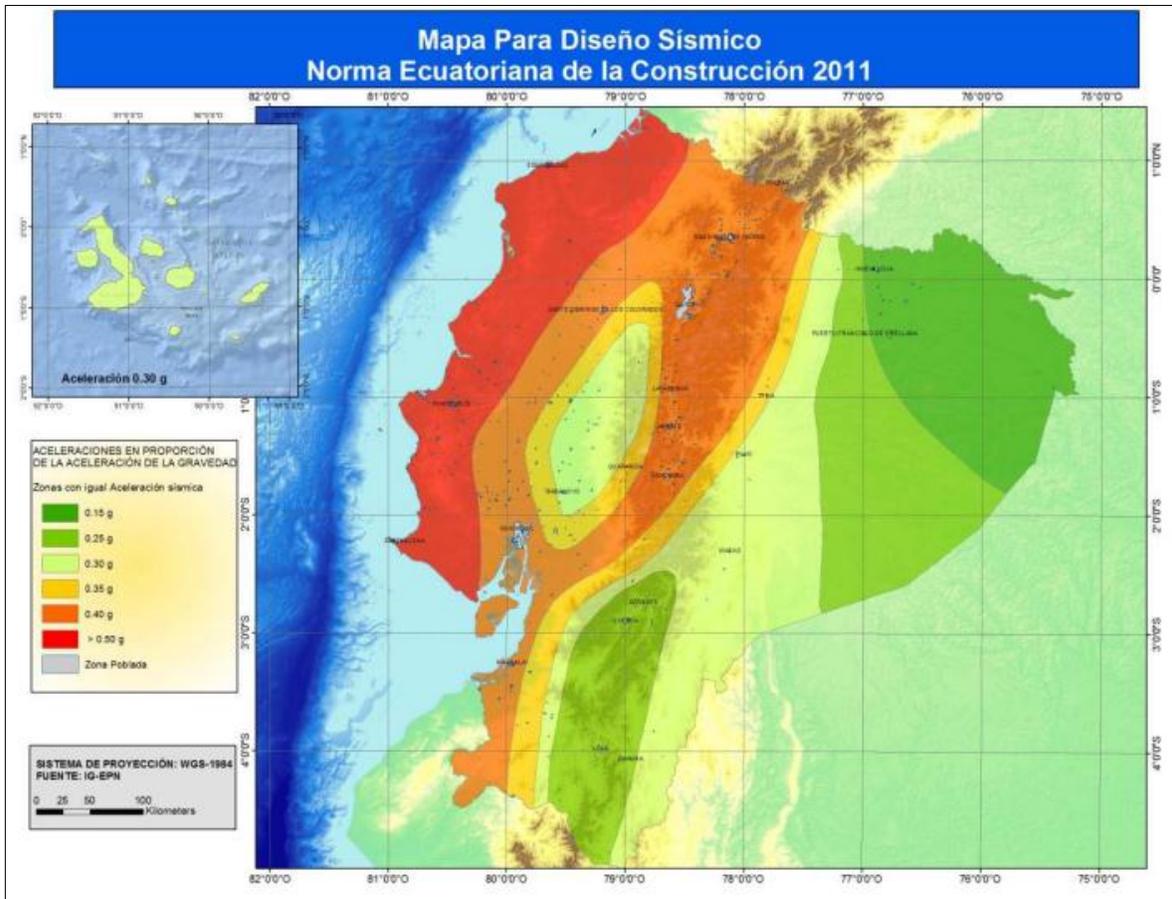


Figura 2.2. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

**Fuente.** “Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011” de NEC-11. (2011), pág. 10.

Tabla.2.1. Valor del Factor Z en función de la Zona Sísmica adoptada.

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

**Fuente.** “Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011” de NEC-11. (2011), pág. 10.

La ciudad de Riobamba se encuentra ubicada en una de las zonas de mayor riesgo sísmico del Ecuador, según el mapa para diseño sísmico (NEC-11), se ubica en la zona V con una aceleración máxima en roca  $A_0 = 0.40g$ , siendo g la aceleración de la gravedad.

### 2.2.3. TIPOS DE PERFILES DE SUELOS

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan a continuación:

Tabla 2.2. Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca componente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$ $\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$ $50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ KPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de onda de cortante, o perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$ $IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ KPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista, se contemplan las siguientes subclases: F1: Suelos susceptibles a la falla o colapso causando por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados etc. F2: Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H>3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F3: Arcillas de muy alta plasticidad (H>7.5m con índice de Plasticidad IP>75) F4: Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H>30m) F5: Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30m superiores del perfil del subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. F6: Rellenos colocados sin control ingenieril.	

**Fuente. “Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011” de NEC-11. (2011), pág. 40.**

Para clasificar el suelo de Riobamba se consideró como base la normativa del CEC-2000, y según los períodos instrumentados, se distinguen dos zonas (I y II) en las que predominan los tipos de suelo S2 y S3, (Barahona, 2002).

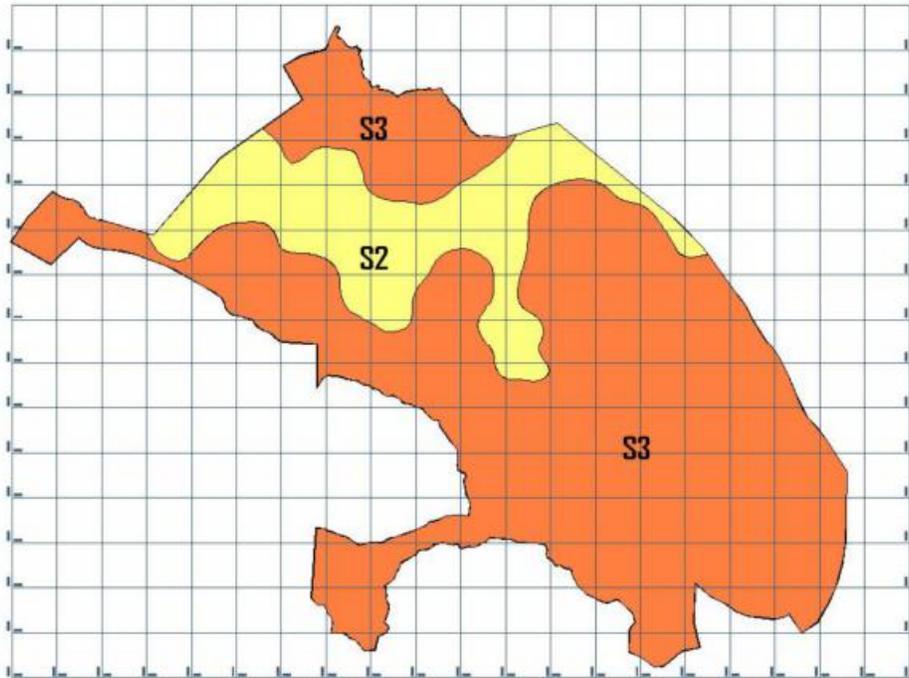


Figura 2.3. Mapa de Zonificación Sísmica de los Suelos de Riobamba.

**Fuente.** “Requisitos Mínimos De Cálculos Para Diseño Sismo-Resistente De Estructuras De Edificación De Concreto Reforzado En La Ciudad De Riobamba” de BARAHONA, Diego. (2009), pág. 34.

- Para el estudio de este proyecto se considera un perfil de suelo TIPO C que relaciona con el perfil tipo S2 de la ciudad de Riobamba.

#### 2.2.4. COEFICIENTES DE AMPLIFICACIÓN O DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE PERFILES DE SUELO $F_a, F_d, F_s$ .

Tabla 2.3. Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_a$ .

Tipo de perfil del suelo	Zona Sísmica Z	I	II	III	IV	V	VI
		0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		Estudio de suelo					

**Fuente.** “Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011” de NEC-11. (2011), pág. 40.

Tabla 2.4. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.

Tipo de perfil del suelo	Zona Sísmica Z	I	II	III	IV	V	VI
		0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		Estudio de suelo					

**Fuente.** “Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011” de NEC-11. (2011), pág. 41.

Tabla 2.5. Tipo de suelo y Factores de sitio Fs.

Tipo de perfil del suelo	Zona Sísmica Z	I	II	III	IV	V	VI
		0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		Estudio de suelo					

**Fuente.** “Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011” de NEC-11. (2011), pág. 41.

## 2.2.5. ESPECTRO DE DISEÑO DE ACELERACIONES

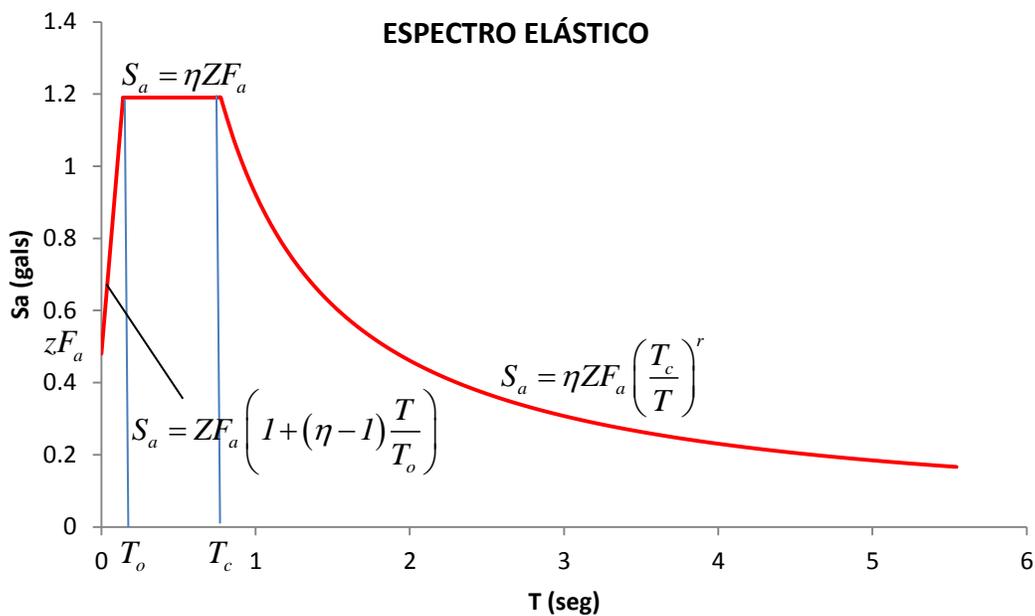


Figura 2.4. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \text{ para } T > T_c$$

$$S_a = Z F_a \left( 1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o} \right) \text{ para } T < T_o$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

En las ecuaciones que definen las ramas del espectro elástico;  $r=1$ , para tipo de suelo A, B o C y  $r=1.5$ , para tipo de suelo D o E. Del análisis de las ordenadas espectrales de peligro uniforme en roca para 475 años y al normalizarlos para la aceleración máxima del suelo  $z$ , se encontró la relación de amplificación espectral  $\eta = S_a/Z$  que tiene los siguientes valores

- $\eta=1.8$  para las provincias de la Costa, excepto Esmeraldas.
- $\eta=2.48$  para las provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta=2.6$  para las provincias del Oriente.

## 2.2.6. PERIODO DE VIBRACIÓN

El periodo de vibración de la estructura, para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los métodos descritos en la NEC-11, en el presente estudio se presenta el método 1, ya que este se utilizó para definir el espectro de diseño.

### 2.2.6.1.MÉTODO 1

El periodo fundamental de la estructura  $T$  puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = c_t h_n^\alpha$$

donde:

$h_n$  : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

- Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$ .

### **2.2.7. CORTANTE BASAL DE DISEÑO**

El cortante basal total de diseño  $V$ , a nivel de cargas últimas, que será aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la expresión:

$$V = \frac{I.S_a}{R.\phi_p.\phi_E} W$$

donde:

$I$  : Factor de importancia.

$S_a$  : Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño.

$W$  : Carga reactiva.

$R$  : Factor de reducción de respuesta estructural.

$\phi_p$  : Factor de configuración estructural en planta.

$\phi_E$  : Factor de configuración estructural en elevación.

### **2.2.8. TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA**

#### **2.2.8.1.FACTOR DE IMPORTANCIA I**

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 2.6, y se adoptará el correspondiente factor de importancia  $I$ .

El propósito del factor  $I$  es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Tabla 2.6. Tipo de uso, destino e importancia.

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de uso, destino e importancia</b>	<b>Factor I</b>
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

**Fuente.** “Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011” de NEC-11. (2011), pág. 49.

- En el presente estudio se utilizará un factor de importancia  $I=1.0$

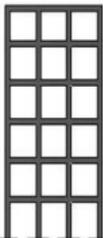
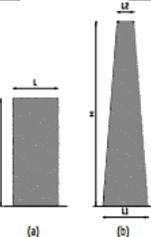
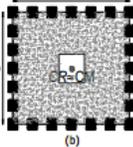
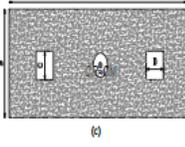
### **2.2.9. COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL**

El propósito de los coeficientes de configuración estructural es penalizar al diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, debido a que la presencia de dichas irregularidades usualmente causa un comportamiento deficiente ante la ocurrencia de un sismo.

A continuación se presenta las tablas 2.9 y 2.10 que describen las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación, y junto a la descripción se ha incluido una caracterización de la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades. Sin embargo, la descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales. Estos coeficientes incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico

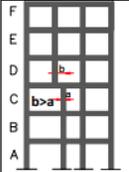
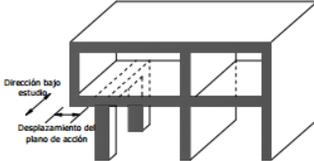
deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas.

Tabla 2.7. Configuraciones estructurales recomendadas.

CONFIGURACIÓN RECOMENDADA			
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_P=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aperticados, es constante en todos los niveles. $\phi_E=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_P=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_E=1$			
			

Fuente. “Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011” de NEC-11. (2011), pág. 50.

Tabla 2.8. Configuraciones estructurales no recomendadas.

CONFIGURACIONES NO RECOMENDADAS			
Se ha comprobado que el desempeño sísmico de este tipo de configuraciones no es adecuado; sin embargo, se podrán utilizar siempre que el diseñador presente un estudio complementario de acuerdo al Capítulo de Evaluación de Estructuras			
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA	
<b>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</b> La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.		<b>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</b>  Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.	
<b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</b> La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).			
<b>Columna corta</b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.			

Fuente. “Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011” de NEC-11. (2011), pág. 50.

### 2.2.9.1. COEFICIENTE DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA $\Phi_P$

El coeficiente  $\Phi_P$  se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas de la estructura, descritas en la tabla 2.9, se utilizará la expresión:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$$

donde:

$\Phi_{PA}$  : El mínimo valor  $\Phi_{Pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura, obtenido de la tabla 2.9, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3.

$\Phi_{PB}$  : Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 en la estructura.

- Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la tabla 2.9, en ninguno de sus pisos,  $\Phi_P$  tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta.

### 2.2.9.2. COEFICIENTE DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN ELEVACIÓN

$\Phi_E$ .

El coeficiente  $\Phi_E$  se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la tabla 2.10, se utilizará la expresión:

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB}$$

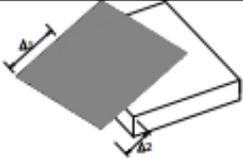
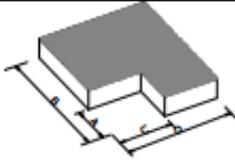
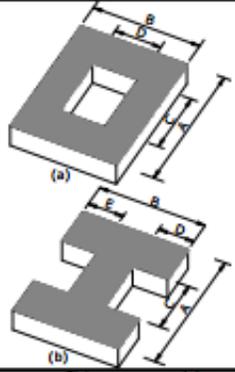
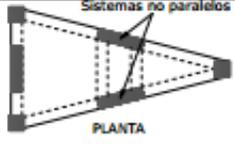
donde:

$\Phi_{EA}$  : El mínimo valor  $\Phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, obtenido de la tabla 2.10, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1.

$\Phi_{EB}$  : Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura.

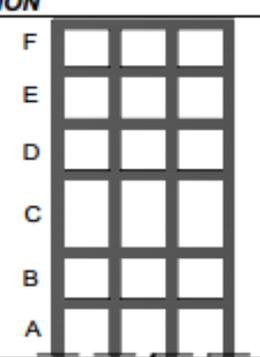
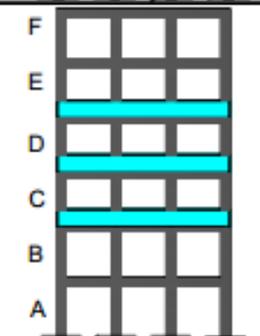
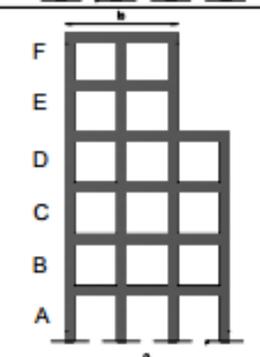
- Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la Tabla 2.10, en ninguno de sus niveles,  $\Phi_E$  tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en elevación.

Tabla 2.9. Coeficientes de irregularidad en planta.

<b>IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA</b>	
<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_p=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math>                      Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_p=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math>                      La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_p=0.9</math>                      a) <math>C \times D &gt; 0.5A \times B</math>                      b) <math>[C \times D + C \times E] &gt; 0.5A \times B</math>                      La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_p=0.9</math>                      La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente. “Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011” de NEC-11. (2011), pág. 52.

Tabla 2.10. Coeficientes de irregularidad en elevación.

<b>IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN</b>	
<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_{EI} = 0.9</math>                      Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_o</math>  <math>Rigidez &lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_{EI} = 0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_{EI} = 0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente. “Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011” de NEC-11. (2011), pág. 53.

### 2.2.10. CARGA SÍSMICA REACTIVA W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva de piso.

## 2.2.11. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R

La Norma Ecuatoriana de la Construcción requiere que el diseñador seleccione el sistema estructural a utilizarse para la edificación, de entre 2 grupos, los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada, los cuales se encuentran descritos en la Tabla 2.11, junto con el valor de reducción de resistencia sísmica R correspondiente. Debe tomarse el menor de los valores de R para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en la Tabla 2.11.

Tabla 2.11. Coeficiente de reducción de respuesta estructural.

<b>Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
<b>Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad limitada</b>	
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Hormigón Armado de secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a 2 pisos	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	3
<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a 1 piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos	3

**Fuente.** “Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011” de NEC-11. (2011), pág. 57.

- El factor de reducción para el presente estudio es  $R=6$ , pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.

### 2.2.12. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS HORIZONTALES POR PISO

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando la siguiente expresión:

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

donde:

$V$  : Cortante total en la base de la estructura.

$F_x$  : Fuerza lateral aplicada en el piso  $x$  de la estructura.

$w_x$  : Peso aginado al piso o nivel  $x$  de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$ .

$w_i$  : Peso aginado al piso o nivel  $i$  de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$ .

$h_x$  : Altura del piso  $x$  de la estructura.

$h_i$  : Altura del piso  $i$  de la estructura.

$k$  : Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura  $T$ , que se evalúa de la siguiente manera:

- Para valores de  $T \leq 0.5s$ ,  $k=1.0$
- Para valores de  $0.5s < T \leq 2.5s$ ,  $k = 0.75 + 0.50 T$
- Para valores de  $T > 2.5$ ,  $k = 2.0$

### 2.2.13. DERIVA DE PISO

En la figura 2.5 se presenta una estructura deformada por cargas sísmicas y los corrimientos laterales por piso se han identificado con las variables  $q_1$ ,  $q_2$  y  $q_3$ .

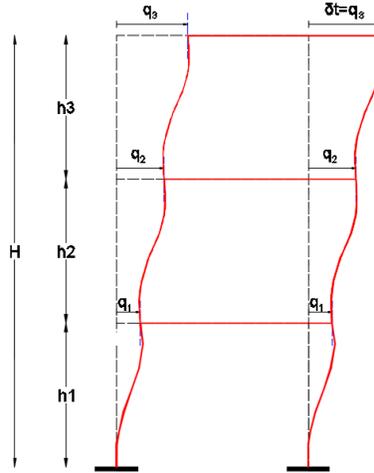


Figura 2.5. Estructura deformada.

En consecuencia de acuerdo a la nomenclatura de la figura 2.5 se tiene  $\delta_t = q_3$ . La deriva de piso  $\gamma$  no es más que el desplazamiento relativo de piso dividido para la altura de entrepiso, de tal manera que en cada piso se tiene una deriva y el valor de  $\gamma$  es el mayor valor de todas las derivas de piso.

$$\gamma_3 = \frac{q_3 - q_2}{h_3}$$

$$\gamma_2 = \frac{q_2 - q_1}{h_2}$$

$$\gamma_1 = \frac{q_1}{h_1}$$

$\gamma \rightarrow$  mayor de  $\gamma_3, \gamma_2, \gamma_1$

Por otra parte, se define la deriva global  $\gamma_g$  como la relación entre el desplazamiento máximo en el tope  $\delta_t$  dividida para la altura total del edificio  $H$ .

$$\gamma_g = \frac{\delta_t}{H}$$

### 2.2.13.1 CONTROL DE LA DERIVA DE PISO

Es ampliamente reconocido que el daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada. Excesivas deformaciones han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. El diseñador debe comprobar que su estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Por lo tanto, los límites a las derivas de entrepiso inelásticas máximas,  $\Delta_M$ , se presentan en la Tabla 2.12, los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

El límite de la deriva de piso se determinara con la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Esta no debe ser mayor a la tabla 2.12.

De igual manera el INEN CPE 5:2001 presenta la siguiente expresión:

$$\Delta_M = R\Delta_E$$

Tabla 2.12. Valores  $\Delta M$  máximos, expresados como fracción de la altura de piso

<b>Estructuras de</b>	<b><math>\Delta M</math> máxima</b>
Hormigón Armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

**Fuente.** “Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011” de NEC-11. (2011), pág. 47.

### 2.2.14. EFECTO P- $\Delta$

Este es un efecto de segundo orden que sufren las estructuras, el cual debe ser considerado en las dos direcciones, en el siguiente gráfico se explica el efecto P- $\Delta$  de forma más detallada:

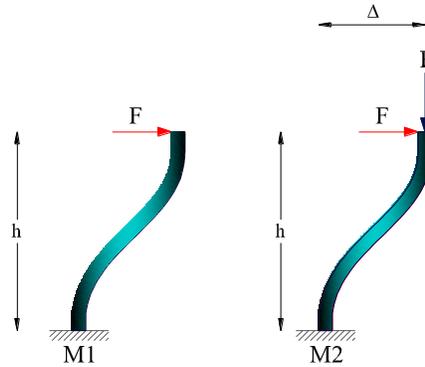


Figura 2.6. Esquema del Efecto P-Δ

De la figura se logra apreciar que el momento  $M_1 = Fh$ , es menor que el momento  $M_2 = Fh + P\Delta$ , esto se debe que al tomar en consideración el efecto de la carga axial gravitacional de la estructura deformada hay un momento debido a la carga  $M_2 = P\Delta$ , en estructuras irregulares se debe considerar siempre este incremento. (Padilla, 2007).

La NEC – 11 establece en el análisis del efecto P-Δ, se debe obtener el índice de estabilidad de piso  $Q_i$ , si este valor es menor que 0.10 no se toma en cuenta el efecto P-Δ. El índice de estabilidad se calcula de la siguiente forma:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

$Q_i$ : Índice de estabilidad en el piso i.

$P_i$ : Es la suma de carga vertical por carga viva y muerta sin mayorar del piso i y de los pisos superiores.

$\Delta_i$ : Es la deriva del piso i.

$V_i$ : Altura del piso considerado.

$h_i$ : Índice de estabilidad en el piso i.

Cuando el índice de estabilidad es mayor a 0.30, la estructura es demasiado flexible o inestable, este índice nos indica que esta estructura está próxima al colapso o ya ha

colapsado, en el caso de que los valores de  $Q_i$  estén entre 0.1 y 0.3 se debe calcular un factor de mayoración  $f_{P-\Delta}$  mediante la siguiente ecuación:

$$f_{P-\Delta} = \left( \frac{1}{1 - Q_i} \right)$$

Este factor de mayoración debe ser multiplicado por las fuerzas horizontales producidas por el sismo en cada piso.

## 2.2.15. CARGAS DE GRAVITACIONALES

### 2.2.15.1 CARGAS PERMANENTES (CARGA MUERTA)

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, tabiques, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, de acondicionamiento, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.

A continuación se presenta los pesos unitarios más relevantes en el estudio.

Tabla 2.13. Pesos unitarios de materiales de construcción.

Material	Peso Unitario [T/m3]
Hormigón Simple	2.2
Hormigón Armado	2.4

**Fuente.** “Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011” de NEC-11. (2011), Capítulo 1, pág. 4.

Cabe mencionar que este apartado se lo detallará más adelante.

### 2.2.15.2 SOBRE CARGAS DE USO (CARGA VIVA)

Las sobrecargas de uso dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.

Tabla 2.14. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas.

Ocupación o Uso	Carga Uniforme [T/m2]
Residencias	0.20
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	0.10
Cubierta o Piso del último nivel	0.10

**Fuente.** “Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011” de NEC-11. (2011), Capítulo 1, pág. 8.

## 2.2.16. MODELACIÓN ESTRUCTURAL

El modelo matemático de la estructura incluirá todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, así como su distribución espacial de masas y rigideces. Se presenta los modelos de inercia a continuación:

- **Inercias Gruesas**

Si los sismos de ocurrencia se presentaran de baja magnitud se debería modelar los elementos como Inercias Gruesas, esto quiere decir que las estructuras van a trabajar en el rango lineal, tal es el caso que no se presentara algún daño en la misma, (Padilla, 2007).

- **Inercias Agrietadas**

Se sabe que el Ecuador se encuentra en una zona de alta peligrosidad sísmica tal es el caso de la ciudad de Riobamba como se mencionó anteriormente que presenta una aceleración máxima en roca  $A_p = 0.40g$ , esto quiere decir que los sismos de ocurrencia se verán de gran magnitud, por tal motivo las estructuras sufrirán mucho daño, que con lleva a la estructura que se encuentre en el rango inelástico, es aquí el interés que se modele los elementos con inercias agrietadas.

Con más claridad se muestra en la figura 2.7, lo descrito anteriormente.

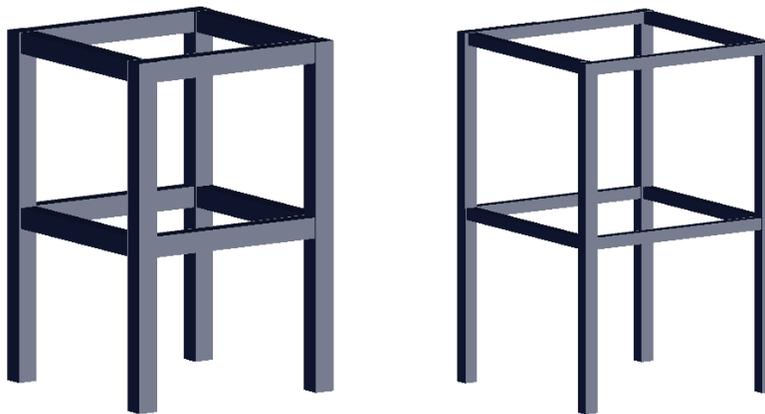


Figura 2.7. Estructura modelada con inercias gruesas e inercias agrietadas respectivamente.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 especifica las siguientes Inercias Agrietadas con las cuales se debe realizar el Análisis Sísmico.

$$I_{cr} = 0.5I_g, \text{ para vigas.}$$

$$I_{cr} = 0.8I_g, \text{ para columnas.}$$

- **Inercias Efectivas**

El uso de inercias efectivas, sirve para el control de deflexiones instantáneas y a largo plazo, de elementos estructurales de hormigón armado (vigas y losas), ante cargas de servicio.

Ante un sismo muy severo, la estructura va a sufrir daño. En consecuencia, el **análisis sísmico** para estos eventos se los realiza considerando la inercia agrietada  $I_{cr}$ , (Aguilar, R.).

### **2.2.17. COMBINACIÓN DE CARGAS**

Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11):

1. 1.4 D
2. 1.2D+1.6L
3. 1.2D±1.0E+1.0L
4. 0.9D±1.0E

### **2.2.18. MÉTODOS DE ANÁLISIS**

#### **2.2.18.1. INTRODUCCIÓN AL MÉTODO ESTÁTICO NO LINEAL**

**El fin del análisis sísmico tradicional consiste en que la estructura sea capaz de resistir sin problemas un sismo de baja intensidad, para uno de mediana intensidad se acepta que la edificación sufra daños, pero que éstos sean reparables, y por último para un sismo de gran intensidad sólo se exige que la estructura no colapse, de esta forma se logra preservar la vida.**

**El análisis lineal permite predecir de buena forma el comportamiento de los elementos dentro del rango elástico. Ahora, para determinar el comportamiento de los elementos y de la estructura más allá de este rango, se deben aplicar métodos no lineales.**

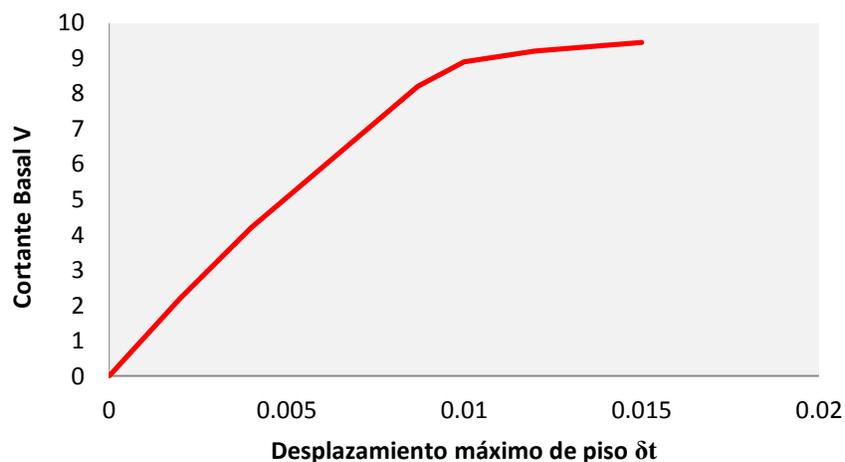
**El análisis estático no lineal es una técnica simple para obtener el desempeño de una edificación ante una demanda sísmica específica. En este análisis la edificación es sometida a un patrón de fuerzas laterales que van incrementándose de forma monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.**

En la actualidad son tres los métodos más conocidos para obtener el punto de desempeño de una estructura, estos son: el Método del Espectro de Capacidad que se puede encontrar en el documento ATC-40 (1996), el Método del Coeficiente de Desplazamiento que se puede hallar en el documento FEMA 356, (2000) y el Método N2 desarrollado por Fajfar (2000) que se encuentra en el Eurocódigo 8 (2001).

En la presente investigación se tomará interés en el Método del Coeficiente de Desplazamiento, propuesto por FEMA 356, (2000), el cual será presentado posteriormente.

#### **2.2.18.1.1. CURVA DE CAPACIDAD**

Para obtener la curva que representa el comportamiento de una estructura ante acciones laterales se realiza un análisis estático no-lineal que considera el progresivo deterioro de la estructura ante acciones laterales crecientes.



**Figura 2.8. Curva de Capacidad, resultado de un análisis no lineal.**

- **Análisis de acciones incrementales**

En el análisis estático no-lineal incremental (análisis “Pushover”) se somete a la estructura a un patrón de acciones laterales que se incrementan de manera monotonía hasta alcanzar la capacidad máxima de desplazamientos de la estructura.

El patrón de acciones laterales puede ser un sistema de cargas o uno de desplazamientos: Para el patrón de cargas laterales la distribución de cargas puede ser uniforme, triangular, parabólica, etc. [Bonett, 2003]. Obsérvese la figura 2.9.

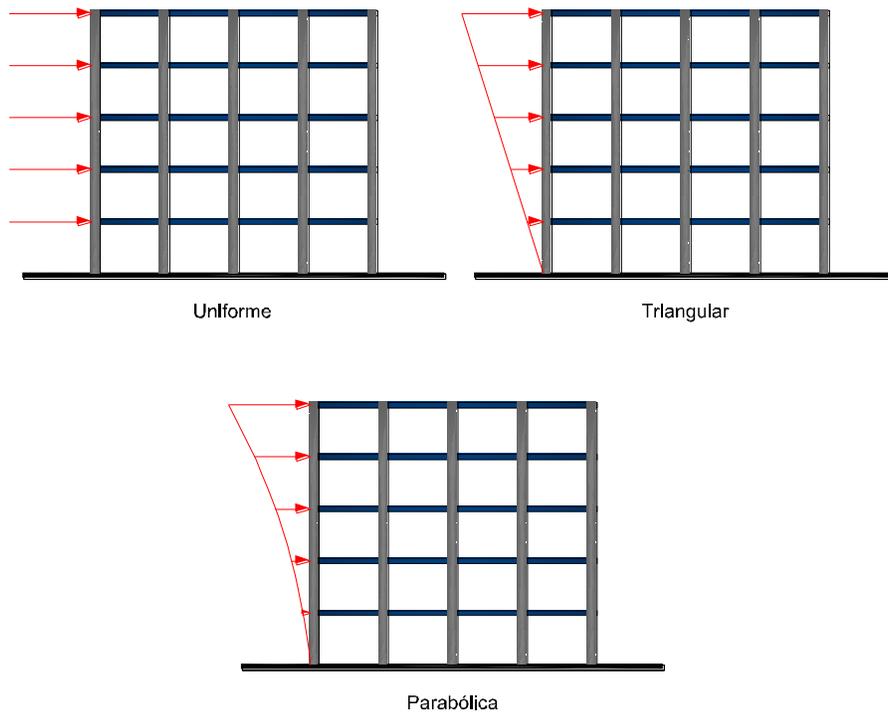


Figura 2.9. Distribución de cargas laterales.

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 2.10.

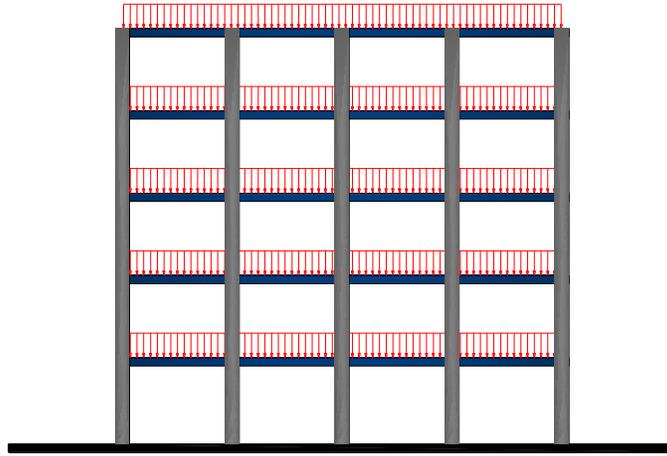


Figura 2.10. Cargas de gravedad (muerta y viva) en una edificación

Durante el proceso de acciones incrementales, el desplazamiento ( $\delta t$ ) 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 ( $V-\delta t$ ), denominada Curva de Capacidad, la cual se representa en la figura 2.11 con algunos puntos relevantes de la misma.

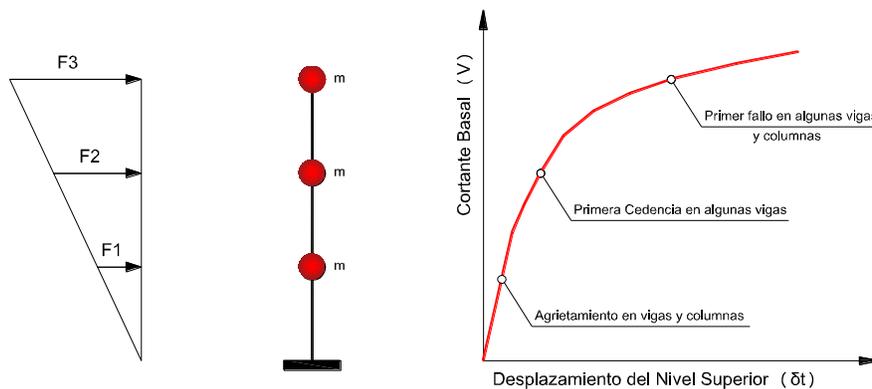


Figura 2.11. Puntos Destacados en la curva de capacidad de acuerdo al modelo matemático.

- **Fluencia efectiva y modelo bilineal**

La formación de la primera rótula representa el fin de la fase elástica de la estructura, sin embargo luego de la primera rótula no se produce un cambio significativo ni inmediato en la rigidez y la resistencia lateral; como se observa en la figura 2.12.

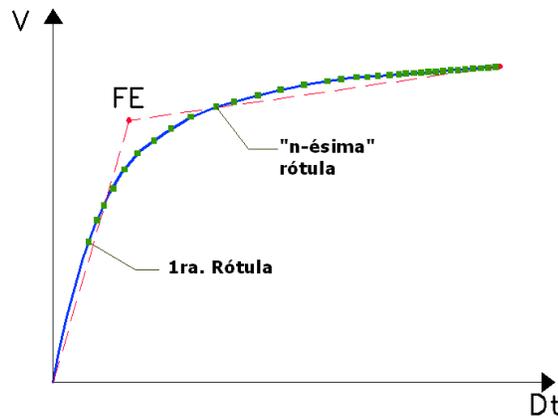


Figura 2.12. Formación de rótulas en la curva de capacidad

**Fuente.** “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis Pisos diseñado con las normas peruanas de Edificaciones” de NAVARRO, César. y FERNÁNDEZ, Jhonny. (2006), pág. 20.

Conforme se van formando más rótulas paulatinamente, va cambiando la rigidez lateral del edificio hasta que se hace notorio el cambio y la estructura tiene una rigidez lateral significativamente menor. Con el fin de construir modelos sencillos bilineales se debe definir un punto de fluencia simbólico denominado Fluencia Efectiva, el mismo que corresponde al encuentro de los dos segmentos lineales. Existen varios criterios para determinar el punto de fluencia, dos de los cuales se indican a continuación:

- **Criterio de las rigideces tangentes**

Se trazan dos tangentes a la curva de capacidad, una en el rango elástico y otra desde el punto de cortante máximo, como se observa en la figura 2.13. La intersección de estas tangentes define el punto de fluencia efectiva FE (DFE, VFE). [Aguiar, 2003].

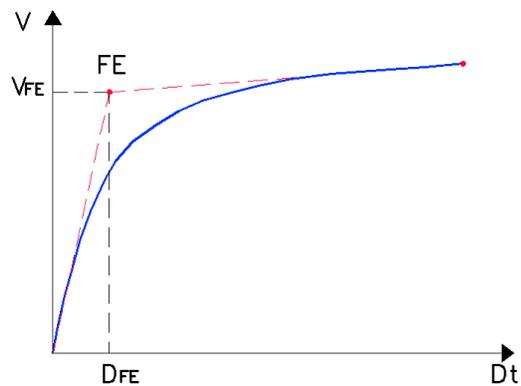


Figura 2.13. Criterio de las rigideces tangentes

**Fuente.** “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis Pisos diseñado con las normas peruanas de Edificaciones” de NAVARRO, César. y FERNÁNDEZ, Jhonny. (2006), pág. 21.

- **Criterio de las áreas iguales**

El punto de fluencia efectiva se determina para lograr que el área exterior e interior de la curva de capacidad, respecto al modelo bilineal, se consideren aproximadamente iguales [Aguiar, 2003]; tal como se representa en la figura 2.14.

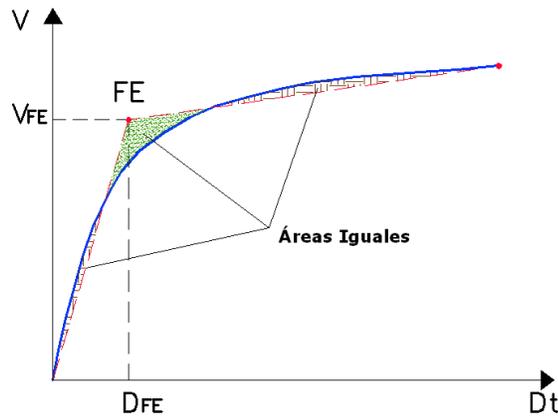


Figura 2.14. Criterio de las áreas iguales

**Fuente.** “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis Pisos diseñado con las normas peruanas de Edificaciones” de NAVARRO, César. y FERNÁNDEZ, Jhonny. (2006), pág. 21.

- **Zonas elástica e inelástica del modelo bilineal**

El punto de fluencia efectiva de la curva de capacidad (FE) define las zonas de Desplazamiento Elástico ( $\Delta_e$ ) y Desplazamiento Inelástico ( $\Delta_p$ ) de la estructura, como se observa en la figura 2.15.

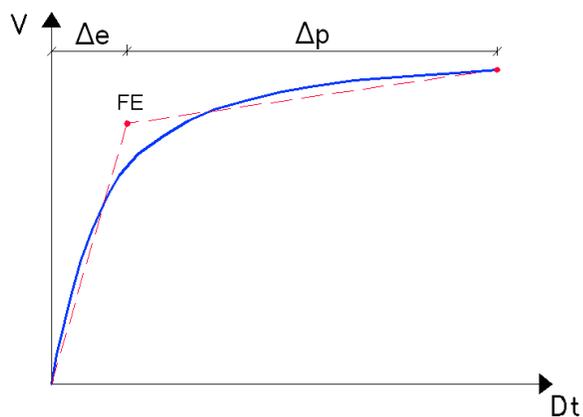


Figura 2.15. Desplazamiento elástico e inelástico de la estructura

**Fuente.** “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis Pisos diseñado con las normas peruanas de Edificaciones” de NAVARRO, César. y FERNÁNDEZ, Jhonny. (2006), pág. 22.

### 2.2.18.1.2. MODELOS CONSTITUTIVOS

Se describen los dos modelos constitutivos que se han considerado en el presente estudio para estructuras de Hormigón Armado.

Para determinar la curva de capacidad es necesario tener definidas las secciones con su respectivo armado, en este caso las estructuras requieren conocer las curvas constitutivas del Acero como también del Hormigón.

#### 2.2.18.1.2.1. MODELO CONSTITUTIVO DEL ACERO DE REFUERZO

Existen varios modelos constitutivos para definir el comportamiento del acero de refuerzo, entre estos se puede mencionar algunos de mayor interés como el Elasto Plasto, Modelo Trilineal, y la Curva Completa, pero en este estudio se presenta el Modelo Trilineal.

- **Modelo Trilineal:** es una idealización más exacta que el modelo Elasto Plasto y sirve para cuando un elemento está sujeto a deformaciones mayores al nivel de fluencia.

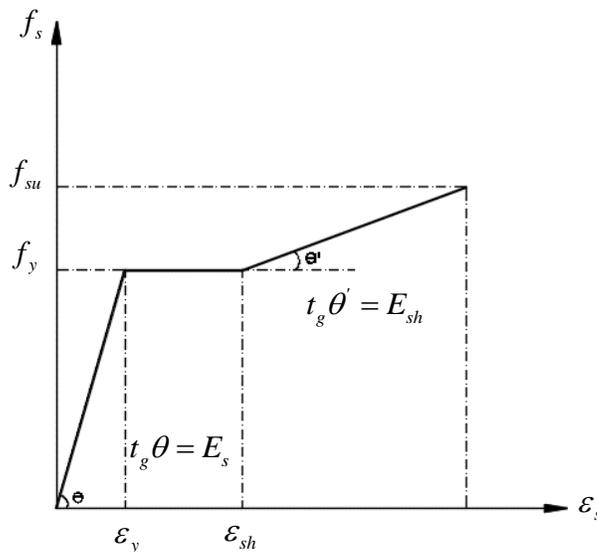


Figura 2.16. Modelo Trilineal del acero de refuerzo.

**Fuente.** “Estructuras de Concreto Reforzado”, PARK, R. y PAULAY, T. (1980), pág. 44.

### 2.2.18.1.2.2. MODELOS CONSTITUTIVOS DEL CONCRETO

Existen varios modelos constitutivos para definir el comportamiento del concreto, estos se subdividen en concreto confinado y concreto no confinado. Antes de describir los modelos en la figura 2.17, muestra la sección transversal de una columna y viga, las cuales se puede apreciar las zonas de confinamiento y sin confinar.

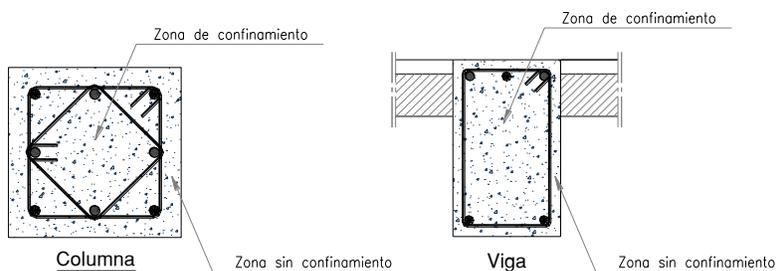


Figura 2.17. Modelo del concreto (Zonas confinadas y sin confinar).

**El comportamiento del concreto confinado es significativamente mejor que el del concreto sin confinar, no sólo en lo que respecta al esfuerzo máximo sino fundamentalmente a que la deformación de falla o rotura aumenta significativamente, por tal motivo en este trabajo se utilizó el modelo de concreto confinado.**

#### • CONCRETO NO CONFINADO

El concreto no confinado, es un material que se comporta de forma adecuada a la compresión, pero débil en tensión, lo que limita su aplicabilidad como material estructural. Para resistir tensiones, se emplea acero de refuerzo, generalmente en forma de barras, colocado en las zonas donde se prevé que se desarrollarán tensiones bajo las acciones de servicio. El acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia a la tensión del concreto.

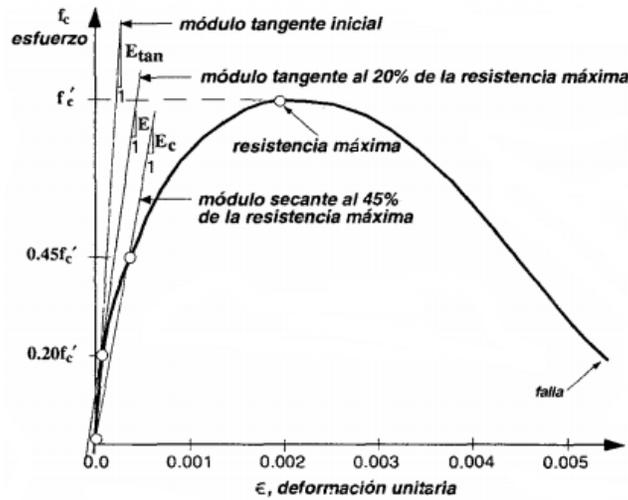


Figura 2.18. Curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado.

Fuente. “Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico” de García, Luis, (1998), pág. 119.

- **CONCRETO CONFINADO**

- **Modelo de Kent y Park**

Este modelo es muy utilizado para el caso de concreto confinado por estribos rectangulares, como se observa en la figura 2.19 no se ha modificado la resistencia del concreto por la presencia del confinamiento, sino que su efecto se considera en la longitud de la rama descendente de la curva, (Park y Paulay, 1980).

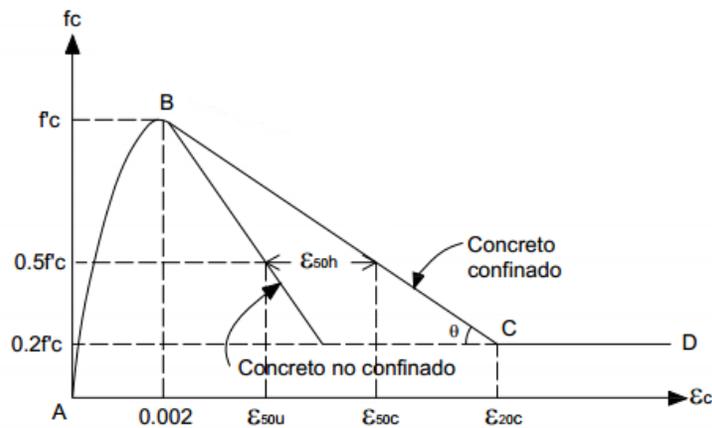


Figura 2.19. Modelo de Kent y Park para concreto confinado por aros rectangulares.

Fuente. “Estructuras de Concreto Reforzado”, PARK, R. y PAULAY, T. (1980), pág. 30.

### · Modelo de Mander

Este modelo es aplicable para elementos de distintas secciones transversales y de diferente nivel de confinamiento. Por esta razón es el modelo más empleado en el análisis sísmico de estructuras.

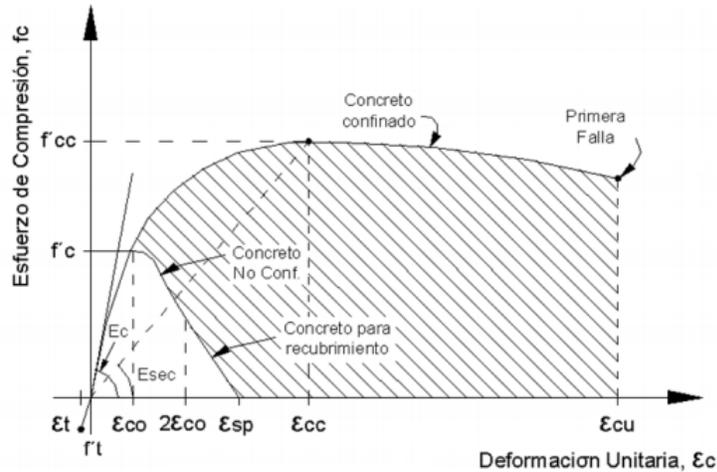


Figura 2.20. Modelo de Mander.

Fuente. “Estructuras de Concreto Reforzado”, PARK, R. y PAULAY, T. (1980), pág. 229.

### 2.2.18.1.3. RÓTULAS PLÁSTICAS

Se define como rótula plástica a una zona de disipación de energía por deformación, estas rotulas plásticas se forman cuando todas las fibras de un elemento estructural alcanza el esfuerzo de fluencia produciendo su plastificación.

Para que exista ductilidad en las zonas donde se forman rótulas plásticas en una columna de Hormigón Armado, a ésta se la deberá dotar de suficiente refuerzo transversal, considerando que el adecuado uso de estribos incrementa significativamente la resistencia y capacidad de deformación del hormigón (Moehle, 2015).

En el Campo de la Ingeniería Sísmica la rótula plástica, se define este punto como aquel en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar. (Aguilar, 2003).

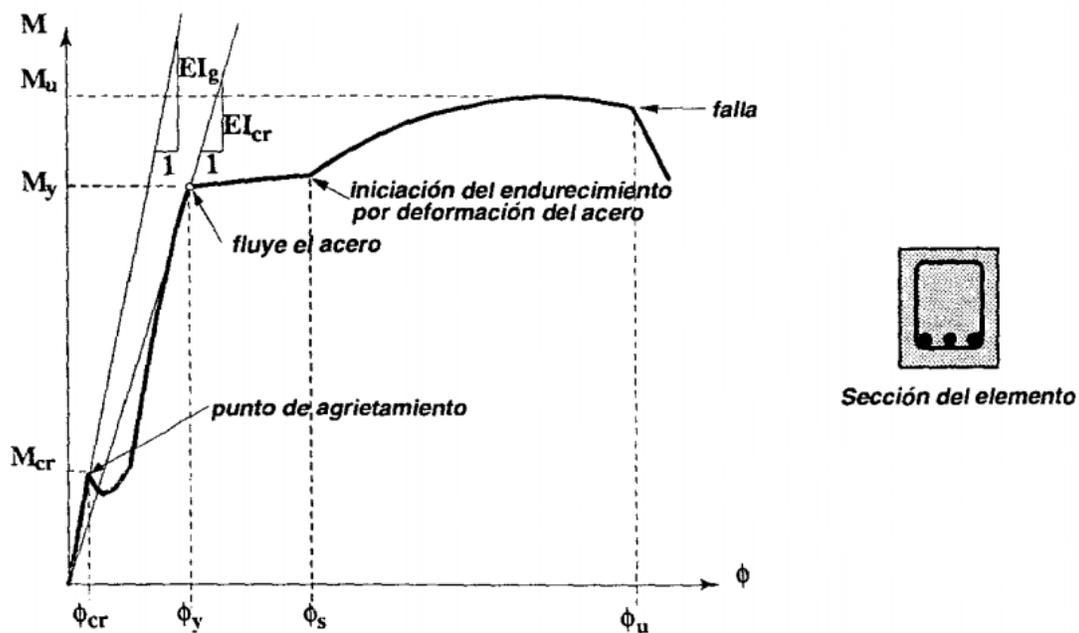
### 2.2.18.1.4. MOMENTO CURVATURA

La relación Momento – Curvatura de una sección transversal de un elemento, es la capacidad del elemento entre la razón de la variación de la dirección de la curva entre dos

puntos, es el resultado de un análisis con respecto a las gráficas esfuerzo – deformación del acero y del concreto.

Por otra parte, cuando se termina un diseño estructural, es muy importante conocer el diagrama momento curvatura de los elementos, con el objeto de establecer cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura  $\mu_\phi$ , la máxima capacidad a flexión del elemento  $M_u$  y comparar estos parámetros con las demandas que se tienen en el diseño.

Sin más ple ángulo se mencionara que la relación  $M-\phi$  es la base del análisis sísmico no lineal, por tal motivo este parámetro viene hacer un factor importante para llegar a nuestro objetivo de estudio.



**Figura 2.21. Relación momento – curvatura típica de una viga de concreto reforzado.**

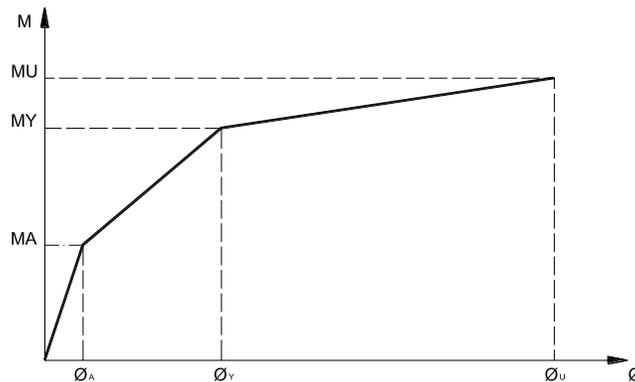
**Fuente.** “Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico” de García, Luis, (1998), pág. 122.

El comportamiento mostrado en la figura 2.21 se presenta cuando la cuantía de acero longitudinal es relativamente baja, permitiendo que el acero de refuerzo llegue a fluencia, antes de que se presente una falla por compresión en el concreto, O sea es válido para cuantías menores que la cuantía balanceada,  $\rho_b$ . Así mismo, la sección debe tener una resistencia a esfuerzos cortantes adecuada, para que la falla sea por flexión y no por

cortante, la cual es una falla frágil. De igual manera, debe garantizar que no haya una falla por adherencia del acero de refuerzo con el concreto, (García, 1998).

#### 2.2.18.1.4.1. PUNTOS NOTABLES

- **Punto A:** Se alcanza cuando el hormigón llega a su máximo esfuerzo a la tracción.
- **Punto Y:** Se determina cuando el acero a tracción alcanza el punto de fluencia, en varios estudios se considera el rango elástico a la recta que une el origen de coordenadas con el punto Y.
- **Punto S:** Se obtiene cuando el acero a tracción se encuentra al inicio de la zona de endurecimiento, es decir al final de la plataforma de fluencia.
- **Punto U:** Se determina cuando el hormigón llega a su máxima deformación útil a compresión  $\varepsilon_u$ .



**Figura 2.22. Puntos Notables del diagrama Momento - Curvatura.**

- Se suele ignorar el punto S.

#### 2.2.18.1.4.2. FÓRMULAS APROXIMADAS

Para determinar los puntos notables del diagrama Momento – Curvatura lo más adecuado es emplear el formulario propuesto por Young Park que tiene un carácter experimental y teórico que se indica a continuación y es aplicable para vigas y columnas.

• **PUNTO A**

$$M_A = \frac{I}{C_t} \left( f_{ct} + \frac{P_o}{A} \right)$$

$$A = bh$$

$$\phi_A = \frac{M_A}{E_c I}$$

• **PUNTO Y**

$$M_Y = 0.5 f'_c b d^2 \left[ (1 + \beta_c - \eta) \eta_o + (2 - \eta) \rho_t + (\eta - 2\beta_c) \alpha_c \rho'_t \right]$$

$$\beta_c = \frac{d'}{d}$$

$$\eta = \frac{0.75}{1 + \alpha_y} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^{0.7}$$

$$\alpha_y = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_o}$$

$$\eta_o = \frac{P_o}{b d f'_c}$$

$$\rho_t = \frac{A_s f_y}{b d f'_c}$$

$$\rho'_t = \frac{A'_s f_y}{b d f'_c}$$

$$\varepsilon_c = \phi_Y d - \varepsilon_y \leq \varepsilon_U$$

$$\alpha_c = (1 - \beta_c) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_y} - \beta_c \leq 1$$

$$\phi_y = \left[ 1.05 + (C_2 - 1.05) \frac{\eta_o}{0.03} \right] \frac{\varepsilon_y}{(1-k)d}$$

$$k = \sqrt{(\rho_t + \rho'_t)^2 \frac{1}{4\alpha_y^2} + (\rho_t + \beta_c \rho'_t) \frac{1}{\alpha_y}} - (\rho_t + \rho'_t) \frac{1}{2\alpha_y}$$

$$C_2 = 1 + \frac{0.45}{(0.84 + \rho_t)}$$

• **PUNTO U**

$$M_U = (1.24 - 0.15\rho_t - 0.5\eta_o) M_Y$$

$$\phi_U = \mu_\phi \phi_y$$

$$\mu_\phi = \left( \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_o} \right)^{0.218pw-2.15} \exp(0.654pw + 0.38)$$

$$\varepsilon_p = 0.5\varepsilon_b + 0.5\sqrt{\varepsilon_b^2 + \theta_s^2}$$

$$\varepsilon_b = \left[ C_1 + (C_2 - C_1) \frac{\eta_o}{0.3} \right] \phi_y$$

$$C_1 = 1.05$$

$$C_1 = 1 + 1.9\rho_t^{2.4}$$

$$\rho'_t \neq 0$$

$$\rho'_t = 0$$

$$C_2 = 1 + \frac{0.45}{(0.84 + 2\rho'_t - \rho_t)}$$

$$\theta_s = \frac{0.002}{\frac{L}{d} - 0.5} \quad \mu < 5 \quad \text{o} \quad \frac{L}{d} > 4$$

$$\theta_s = \frac{0.002}{\frac{L}{d} - 0.5} \left[ 1 + 0.27(\mu - 5) \right] \quad \mu > 5 \quad \text{o} \quad 2.5 < \frac{L}{d} < 4$$

$$\theta_s = \frac{0.002}{\frac{L}{d} - 0.5} \left[ 1 + \frac{0.185(\mu - 5)}{\sqrt{pw} - 0.4} \right] \quad \mu > 5 \quad \text{o} \quad \frac{L}{d} < 2.5$$

$$\mu = \frac{\tau_b}{\sqrt{f'_c}}$$

donde:

$P_o$  : Carga axial que gravita sobre los elementos, para vigas es igual a cero.

$C_t$  : Distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra más traccionada.

$f_{ct}$  : Esfuerzo máximo a tracción del hormigón.

$I$  : Momento de inercia de la sección.

$k$  : Profundidad del eje neutro.

$jd$  : Brazo de palanca o distancia desde el centroide de la fuerza de compresión del hormigón al centroide de la fuerza de tensión.

$d$  : Altura efectiva de la sección transversal del elemento.

$A_s$  : Armadura a tracción.

$A'_s$  : Armadura a compresión.

$A$  : Área de la sección transversal del elemento.

$\varepsilon_y$  : Deformación de fluencia.

$\varepsilon_U$  : Deformación más útil del hormigón, para análisis se considera 0.004.

$\varepsilon_o$  : Deformación del hormigón asociado a la máxima resistencia.

$p_w$  : Cuantía de confinamiento del refuerzo transversal en porcentaje, si  $p_w > 2\%$  se considera  $p_w = 2$ .

$\mu_\phi$  : Ductilidad por curvatura, será igual a 1 si el valor calculado con la respectiva ecuación es menor a 1.

$\theta_s$  : Rotación por corte.

$\phi_y$  : Curvatura de fluencia.

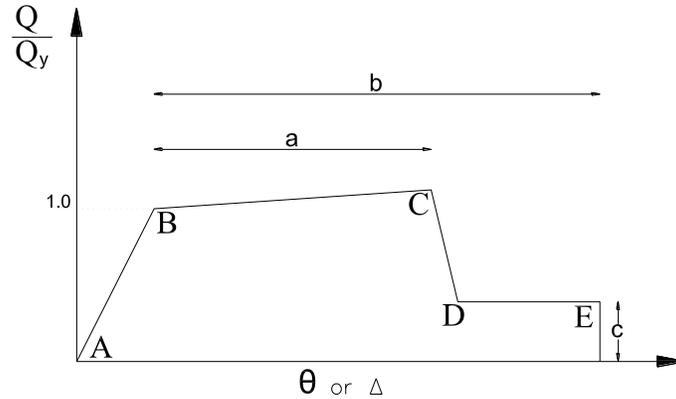
$M_U$  : Momento último.

$\tau_b$  : Esfuerzo promedio de adherencia.

$L$  : Longitud del elemento.

#### **2.2.18.1.5. MOMENTO ROTACIÓN**

Para modelar las propiedades no lineales de los elementos de concreto reforzado, en la figura 2.23 se observan las relaciones generalizadas para un modelo de cuerda rotacional, FEMA 356 nos presenta parámetros que se definen numéricamente la rotación ya establecida, estos parámetros se encuentran en la tabla 6.7 para vigas y tabla 6.8 para columnas, los mismos que se presentan en la sección de apéndices y anexos.



**Figura 2.23. Relaciones generalizadas para elementos de concreto reforzado.**

**Fuente.** “Agencia Federal para el Manejo de Emergencias” de FEMA 356, (2000), pág. 80.

Para el análisis sísmico no lineal empleando el método del empujón, denominado Pushover, es necesario tomar en cuenta los criterios de aceptación.

- Ocupación Inmediata (IO).
- Seguridad de Vida (LS).
- Prevención de Colapso (CP).

Estos valores se encuentran en las tablas mencionadas anteriormente o bien uno mismo puede definirlos.

#### 2.2.18.1.5.1. FÓRMULAS PARA OBTENER LA CURVA MOMENTO ROTACIÓN

$$\theta_Y = \frac{M_Y}{6E_c I_e} L$$

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_Y} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_Y} \right)^3 \right] I_{cr}$$

$$M_{cr} = f_r \frac{bh^2}{6}$$

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

$$I_{cr} = 0.35I_g \text{ (para vigas)}$$

$$I_{cr} = 0.70I_g \text{ (para columnas)}$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12}$$

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

$$L_p = \frac{h}{2}$$

donde:

$\theta_y$  : Rotación de fluencia.

$M_y$  : Momento de fluencia.

$L$  : Longitud del elemento.

$L_p$  : Longitud de la rótula plástica.

$E_c$  : Módulo de elasticidad del concreto.

$I, I_g$  : Momento de inercia de la sección.

$I_e$  : Momento de Inercia efectiva.

$M_{cr}$  : Momento de rotura o de agrietamiento.

$I_{cr}$  : Momento de inercia agrietada.

$f'_c$  : Resistencia del concreto a la compresión.

$f_r$  : Módulo de rotura del concreto.

$h, b$  : Dimensiones de la sección transversal.

**2.2.18.1.5.1.1. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE ROTACIÓN PARA VIGAS SEGÚN LA TABLA 6.7 DE FEMA 356.**

• **Cuantía a flexión**

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad \rho' = \frac{A_s'}{bd} \quad \rho_b = \frac{0.85\beta_1 f_c'}{f_y} \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ para } f_c' \leq 280 \text{ kg / cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.65 \leq 1.05 - \frac{f_c'}{1400} \leq 0.85 \text{ para } f_c' > 280 \text{ kg / cm}^2$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$$

• **Refuerzo transversal confinado**

1.  $s \leq \frac{d}{3}$
2.  $V_s > \frac{3}{4}V$  ;  $V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$

• **Cortante actuante**

$$\frac{V}{bw.d.f_c'}$$

Esta relación debe ser multiplicada por 1.1926 para pasar a unidades  $\frac{\text{Pound}}{\text{in}}$ .

**2.2.18.1.5.1.2. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE ROTACIÓN PARA COLUMNAS SEGÚN LA TABLA 6.8 DE FEMA 356.**

$$\frac{P}{A_g f_c'}$$

Donde las variables que faltan definir son:

$\rho$  : Cuantía del acero de refuerzo a tracción.

$\rho'$  : Cuantía del acero de refuerzo a compresión.

$\rho_b$  : Cuantía balanceada.

$A_v$  : Área del refuerzo transversal.

$s$  : Espaciamiento del acero de refuerzo transversal.

$V_s$  : Capacidad al corte de la armadura transversal.

Una vez obtenidos las condiciones necesarias se ingresan en las tablas 6.7 y 6.8 presentadas por FEMA 356 y se establece los parámetros a, b y c, según corresponda de cada elemento de la estructura, además se define los criterios de aceptación presentadas en las mismas tablas, las cuales se presentan en anexos.

Con estos valores a, b y c se halla el diagrama momento rotación.

- **PUNTO B**

- $\theta_Y$

- $M_Y$

Expresiones ya definidas anteriormente.

- **PUNTO C**

$$\theta_U = \theta_Y + a$$

$$M_U = M_Y + 0.05EI(\theta_U - \theta_Y)$$

- **PUNTO E**

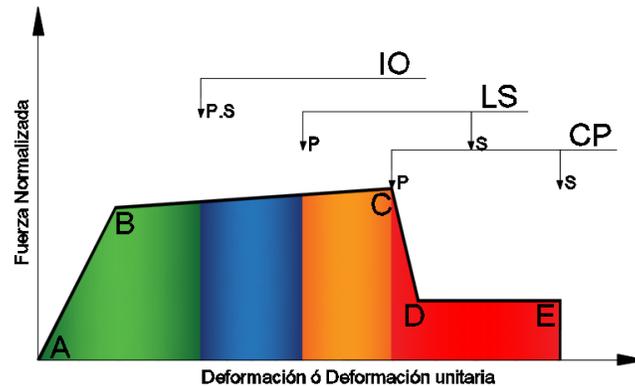
$$M_R = M_Y \cdot c$$

$$\theta_R = \theta_Y + b$$

### **2.2.18.1.6. CRITERIOS DE FUERZA DEFORMACIÓN**

Fema 356 define criterios de fuerza deformación para las articulaciones usadas en el análisis sísmico no lineal empleado por el método del empujón o Pushover, se identifican

los puntos A, B, C, D y E que son usados para definir el comportamiento de deflexión de la articulación, también forman parte tres puntos (IO), (LS), (CP) que son usados para definir los criterios de aceptación. En la figura 2.24 se presenta la forma de degradación de los elementos estructurales de concreto reforzado.



**Figura 2.24. Puntos de Desempeño en las Estructuras de Concreto Reforzado.**

**A:** Corresponde al origen a la condición sin carga axial.

**B:** Límite de fluencia nominal que corresponde al inicio de daños estructurales.

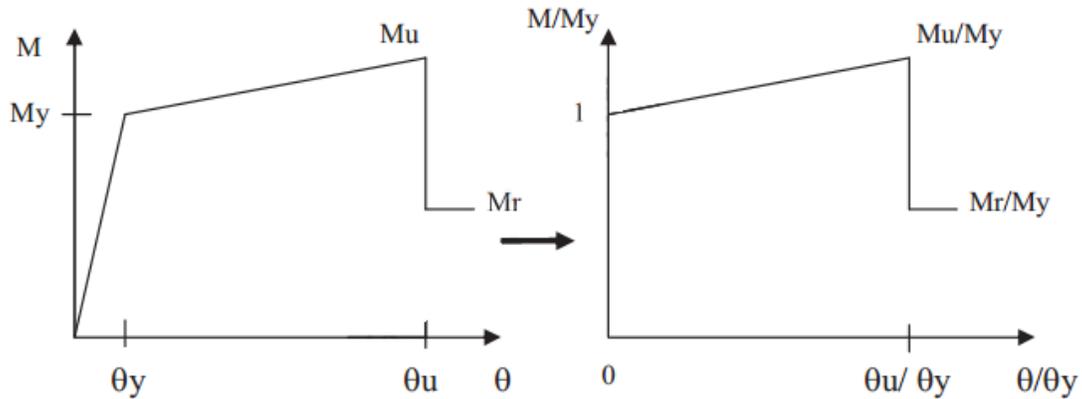
**C:** Límite de seguridad estructural, representa el punto de máxima capacidad, el tramo B-C tienen una pendiente entre el 5 y 10%, pero como el punto C es difícil de predecir, puede considerarse una línea recta.

**D:** Esfuerzo residual, los ramos C-D y D-E pueden tener una pendiente especificada, la caída en la resistencia de C a D representa el fracaso inicial del elemento estructural. Puede estar asociado con fenómenos como la fractura del refuerzo longitudinal, desprendimiento del hormigón o fallas en el confinamiento del refuerzo transversal. Más allá del punto C por lo general no es confiable la resistencia a cargas laterales. Por lo tanto, no se debe permitir a deformarse más allá de este punto.

**E:** Colapso, el punto E define la máxima deformación más allá de la cual el elemento ya no puede sostener la carga gravitacional. En algunos casos la falla inicial en C puede resultar en la pérdida de resistencia gravitacional, en cuyo caso el punto E puede ser la deformación igual al punto C.

### 2.2.18.1.7. MOMENTO ROTACIÓN Y CRITERIOS DE ACETACIÓN PARA SAP

Una vez determinada la curva momento rotación, es necesario transformar al interfaz que reconoce SAP por medio de relaciones, en la figura 2.25 se esclarece de una mejor manera lo mencionado.



**Figura 2.25. Curva Momento Rotación según Sap 2000 v.14.**

**Fuente.** “Manual de Aplicación del Programa SAP 2000 v.14” de SAP 2000 v.14, (2000), pág. 197.

### 2.2.18.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

El método modal espectral es el más usado universalmente en el cálculo de las fuerzas sísmicas, puesto que los espectros sísmicos son fácilmente generalizables y normalizables, requiere como dato de partida para su aplicación conocer los modos y frecuencias naturales del sistema de múltiples grados de libertad. Una de las limitaciones inherentes al método modal espectral es que es aplicable a sistemas lineales; es decir, siempre que la estructura se mantenga dentro del campo elástico y de pequeños desplazamientos.

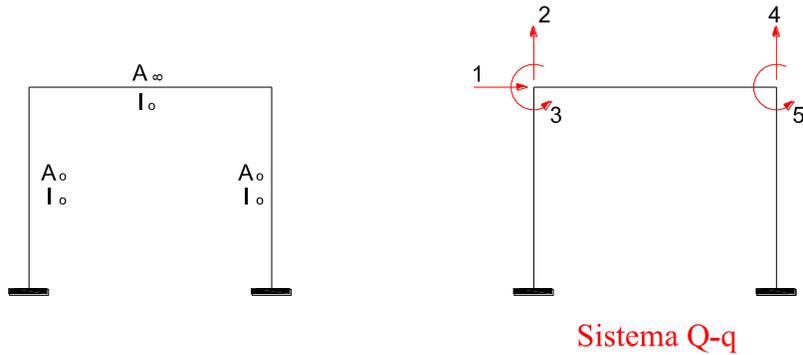
#### 2.2.18.2.1. MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL

##### 2.2.18.2.1.1. MODELACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Se presenta dos modelos de sistemas estructurales para realizar el análisis sísmico.

· **MODELO 1**

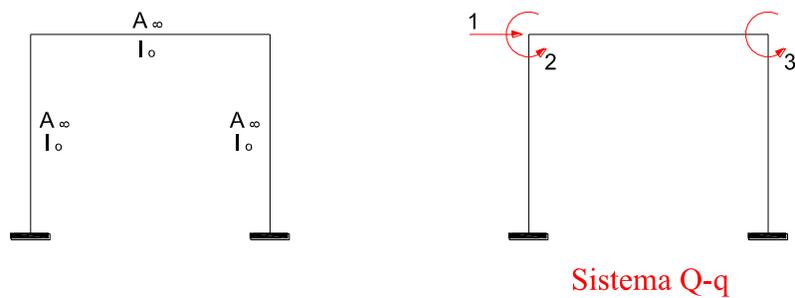
Con este modelo se puede realizar el análisis sísmico para las componentes horizontales y verticales.



**Figura 2.26. Modelo 1.**

· **MODELO 2**

Este modelo sirve únicamente para realizar el análisis sísmico de la componente horizontal, y es el que se utiliza en este proyecto.

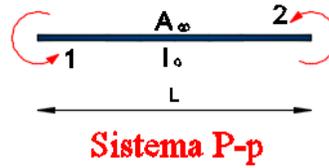


**Figura 2.27. Modelo 2.**

**2.2.18.2.1.1.1. MATRICES DE RIGIDEZ DE LOS ELEMENTOS**

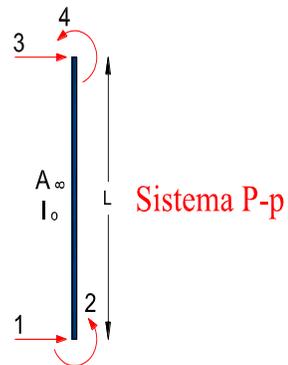
Para el modelo de análisis de la figura 2.27, las matrices de rigidez de los elementos se indican a continuación:

- **ELEMENTO VIGA**



$$kv = \begin{bmatrix} k & a \\ a & k \end{bmatrix}$$

- **ELEMENTO COLUMNA**



$$kc = \begin{bmatrix} t & b & -t & b \\ b & k & -b & a \\ -t & -b & t & -b \\ b & a & -b & k \end{bmatrix}$$

- **RIGIDECES**

$$t = \frac{12EI}{L^3} ; \quad k = \frac{4EI}{L} \quad b = \frac{6EI}{L^2} ; \quad a = \frac{2EI}{L}$$

### 2.2.18.2.1.1.2. ENSAMBLAJE DIRECTO DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ

La matriz de rigidez de la estructura asociada a todos los grados de libertad, se obtiene por ensamblaje directo, descrito con detalle en el libro Análisis Matricial de Estructuras, tercera

edición. Aguiar (2004). Por tal motivo este apartado no se presenta a detalle sino en forma resumida, utilizando la figura 2.27.

### · VECTORES DE COLOCACIÓN

El Vector de Colocación VC de un elemento está conformado por los grados de libertad del nudo inicial y del nudo final del elemento. El número de elementos del vector de colocación es igual al número de coordenadas de miembro, con el que se halla la matriz de rigidez de miembro.

$$VC^{(1)} = [0 \quad 0 \quad 1 \quad 2]$$

$$VC^{(2)} = [0 \quad 0 \quad 1 \quad 3]$$

$$VC^{(3)} = [2 \quad 3]$$

Para hallar la matriz de rigidez por ensamblaje directo, se obtiene la matriz de rigidez de cada uno de los elementos y con el respectivo vector de colocación se efectúa el ensamblaje. Para facilitar el cálculo se coloca el VC encima ya la derecha de la matriz de rigidez del elemento; cuando una de las componentes de VC es cero se tacha la fila o columna a la cual está asociada esa coordenada y cuando es diferente de cero se realiza el ensamblaje.

#### 2.2.18.2.1.1.3. MATRIZ DE RIGIDEZ LATERAL

Cuando se numera en primer lugar las coordenadas laterales como en la figura 2.27 la matriz de rigidez condensada, que es la matriz de rigidez lateral KL, se halla con la siguiente ecuación.

$$K_L = K_{AA} - K_{AB} K_{BB}^{-1} K_{BA}$$

donde:

$K_{AA}, K_{AB}, K_{BB}, K_{BA}$ , son submatrices de la matriz de rigidez de la estructura como se puede apreciar en la figura 2.28.

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{AA} & \mathbf{K}_{AB} \\ \mathbf{K}_{BA} & \mathbf{K}_{BB} \end{bmatrix}$$

**Figura 2.28. Partición de la matriz de rigidez de la estructura.**

• **PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO**

El procedimiento es el mismo ya sea para un pórtico plano o espacial con algunas expresiones que intervienen en el proceso de un pórtico espacial.

- a. Se determina la matriz de rigidez lateral empleando las inercias agrietadas.
- b. Se determina la matriz de masas.

$$m_n = \frac{W_i}{g}$$

$$\bar{\mathbf{M}} = \begin{bmatrix} m_{11} & & & \\ & m_{22} & & \\ & & \dots & \\ & & & m_n \end{bmatrix}$$

- c. Se determina los valores propios y los vectores propios.

$$[\bar{\mathbf{K}}_L - \lambda \bar{\mathbf{M}}] \bar{\boldsymbol{\phi}} = 0$$

$$\boldsymbol{\phi}_{(i)}^t \cdot \bar{\mathbf{M}} \cdot \bar{\boldsymbol{\phi}}_{(i)} = \bar{\mathbf{I}}$$

- d. Se determina las frecuencias naturales de vibración y los periodos de vibración.

$$w_n = \sqrt{\lambda} ; T = \frac{2\pi}{w_n}$$

- e. Se encuentran los factores de participación modal.

$$\gamma_i = \frac{\bar{\phi}_{(i)}^t \bar{M} \bar{J}_x}{\bar{\phi}_{(i)}^t \bar{M} \bar{\phi}_{(i)}}$$

Para el análisis sísmico plano en que se considera un grado de libertad por piso, el vector  $\bar{J}_x$  es unitario.

- f. Con cada periodo determinado se ingresa al espectro de diseño inelástico y se obtiene la aceleración espectral  $Ad_i$ .
- g. Se hallan los desplazamientos máximos modales.

$$\bar{q}_{(i)} = \gamma_{(i)} \cdot Ad_{(i)} \cdot \left( \frac{T_i}{2\pi} \right)^2 \cdot \bar{\phi}_{(i)}$$

- h. Se hallan las fuerzas laterales en cada modo de vibración.

$$\bar{F}_{(i)} = \gamma_{(i)} \cdot Ad_{(i)} \cdot \bar{M} \cdot \bar{\phi}_{(i)}$$

- i. Se determinan los cortantes en cada piso  $V_i$  y en cada modo de vibración, a partir de las fuerzas máximas modales  $F_i$ .
- j. Se aplica un criterio de combinación modal y se determina la resultante de los cortantes.
- k. Se hallan las fuerzas máximas equivalentes debido al sismo, estas fuerzas se denominan F.
- l. Se aplican los controles:
- Cortante Basal Mínimo.

$$V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} W$$

- Se halla el factor de corrección si  $V_o < V_{min}$

$$f_c = \frac{V_{min}}{V_o}$$

- Control de la deriva de piso.
  - a. Desplazamientos laterales elásticos

$$Q = K_L \cdot q$$

- b. Desplazamientos laterales inelásticos

$$q_{ine} = R \cdot \phi_P \cdot \phi_E \cdot q$$

- c. Deriva de piso

$$\gamma_i = \frac{q_{ine(i)} - q_{ine(i-1)}}{h_i}$$

- Efecto  $P-\Delta$ .

### 2.2.19. PUNTO DE DESEMPEÑO

También se lo conoce como la demanda de desplazamiento y es útil para el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a bajo costo.

Durante los últimos años, ha habido un incremento considerable del uso del análisis estático no lineal como una herramienta para la evaluación de la resistencia y seguridad en el campo de la ingeniería sísmica.

Cabe mencionar que para determinar el punto de desempeño (demanda de desplazamiento), se utilizará el “Método del Coeficiente del Desplazamiento”.

## 2.2.20. NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO

A partir del cálculo del punto de desempeño, se puede saber el nivel de desempeño sísmico de la edificación, el que evalúa el daño que sufre la estructura para niveles de severidad sísmica mucho más allá de las estipuladas en las normas.

El nivel de desempeño representa una condición límite de daño establecido por tres parámetros fundamentales:

1. Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
2. La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación.
3. La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

Existen varios documentos que se establecen los niveles de daños en los que puede incurrir una estructura. Los trabajos más conocidos son las propuestas hechas por el ATC-40 (1996) y el comité VISION 2000.

A continuación, se explica el parámetro más utilizado en la ingeniería sísmica que corresponde a la propuesta del comité VISION 2000.

Tabla 2.15. Niveles de desempeño sísmico según el comité VISION 2000.

<b>Nivel de Desempeño</b>	<b>Desempeño Estructural</b>	<b>Máxima Drift (<math>\Delta/H</math>)</b>
Totalmente Operacional	Ningún daño, comportamiento elástico.	0.002
Operacional	La estructura no presenta daños o estos son mínimos, de modo que se garantiza la normal operación.	0.005
Seguridad	La estructura sufre daños, pero estos no deberán poner en riesgo la seguridad de la estructura.	0.015
Próximo al colapso	La estructura sufre daños de consideración que ponen en riesgo la integridad de la estructura, pero ésta no deberá alcanzar el colapso.	0.025

Tabla 2.16. Deriva máxima de piso según el comité VISION 2000.

Deriva máxima	Desempeño
<0.002	Operacional
<0.005	Ocupacional
<0.015	Seguridad de vida
<0.025	Prevención de colapso
>0.025	Colapso

La tabla 2.17 propuesta por el Dr. Amador Terán Gilmore, presenta valores muy concisos dentro de los límites de desempeño.

Tabla 2.17. Límites para el punto de desempeños.

Nivel de Desempeño	Deriva máxima (Dt)
Ocupación Inmediata (IO)	$0.0077 < Dt \leq 0.0285$
Seguridad de vida (LS)	$0.0563 < Dt \leq 0.1059$
Prevención de Colapso (CP)	$0.1059 < Dt \leq 0.2335$

**Fuente.** “Diseño Por Desempeño De Elementos Estructurales De Hormigón Armado Mediante Los Códigos Fema Utilizando Etabs” de ALEMÁN, Luis. y NARANJO, Luis. (2011), pág. 146.

Desde el punto de vista estructural el Comité VISION 2000 propone dividir la curva de capacidad en sectores asociados a estos niveles de desempeño. En primer lugar se simplifica la curva de capacidad con un modelo bilineal y se define el punto de fluencia efectiva. El segundo tramo del modelo bilineal corresponde al comportamiento inelástico de la edificación, el cual se divide en cuatro sectores. La figura 2.29 muestra la curva de capacidad sectorizada con los niveles de desempeño correspondientes.

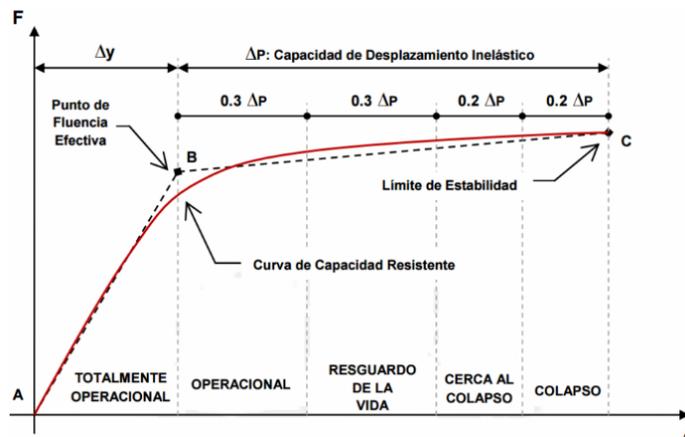


Figura 2.29. Sectorización de la Curva Capacidad.

**Fuente.** “Desempeño sísmico de un edificio aparcado de seis Pisos diseñado con las normas peruanas de Edificaciones” de NAVARRO, César. y FERNÁNDEZ, Jhonny. (2006), pág. 41.

Con el propósito de ilustrar la importancia de conocer la deriva de piso máxima, en la figura 2.29 se presenta la curva de capacidad sísmica resistente de una estructura, que relaciona el drift o deriva máxima de piso con el cortante basal. Esta curva es obtenida mediante la aplicación de la técnica del empujón o Pushover, Aguiar (2002 y 2003).

Se han determinado tres puntos notables en la curva que son el punto de agrietamiento del concreto, el de fluencia del acero y el de capacidad última.

Con relación a estos puntos Ghobarah (2004) presenta el desempeño sísmico de la estructura, en la parte superior se aprecia el comportamiento estructural clasificado en: elástico, inelástico y colapso. En la parte intermedia el daño clasificado en: menor, reparable, irreparable, severo y extremo. Finalmente, en la parte inferior el desempeño de acuerdo a la recomendación del comité VISION 2000, que lo define como: inmediatamente ocupacional, operacional, seguridad de vida, prevención del colapso y cerca de colapso.

El desempeño que se espera en una estructura está en función del sismo de análisis, en relación a la figura 2.30 se presentan en la tabla 2.18, valores referenciales propuestos por Ghobarah et al (1997) para definir el daño y así tener una idea del estado en que se encuentra una edificación en base al drift máximo de piso o al drift global.

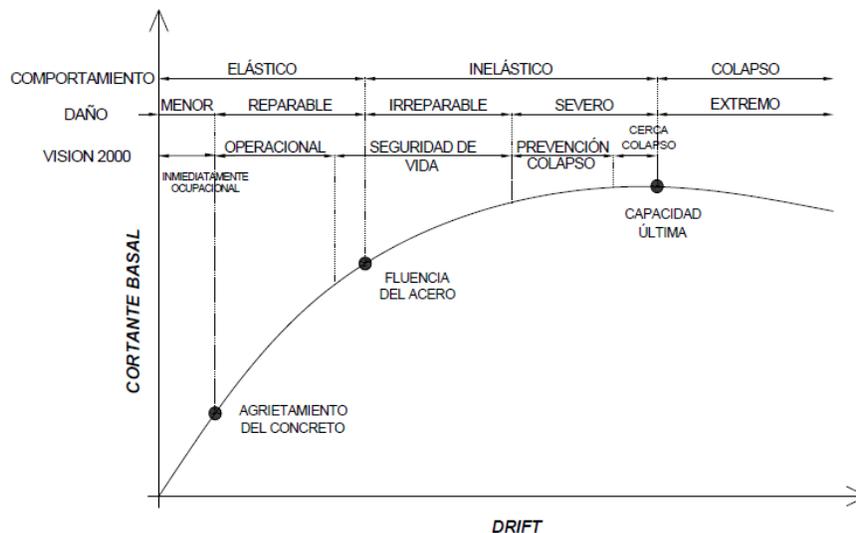


Figura 2.30. Niveles de daño en función del drift o deriva máxima de piso.

**Fuente.** “Evaluación rápida de la deriva máxima de piso para calcular la vulnerabilidad sísmica de estructuras” de AGUIAR, Roberto (2006), pág. 70.

Tabla 2.18. Criterios para la evaluación del desempeño estructural. Ghobarah et al (1997).

DAÑO	MENOR	REPARABLE	IRREPARABLE	SEVERO	EXTREMO
<b>DESEMPEÑO</b>	Agrietamiento	Fluencia de acero	Inicio de mecanismo	Mecanismo global	Degradación notable de resistencia
<b>DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS</b>	Grietas ligeramente visibles	Grietas	Grietas abiertas y pérdida de recubrimiento	Grietas muy anchas y mayor pérdida de recubrimiento	Deformaciones permanentes visibles
<b>ÍNDICE DE DAÑO</b>	0.05	0.14	0.40	0.60	Mayor de 0.60
<b>CUANTIFICACIÓN DE DESEMPEÑO</b>	Grietas menores de 0.3 mm	Grietas menores de 1 mm	Grietas entre 1 y 2 mm	Grietas mayores de 2 mm	Grietas anchas y profundas. Dilatación de los elementos
<b>DRIFT DE PISO</b>	0.005	0.011	0.023	0.046	>0.060
<b>DRIFT GLOBAL</b>	0.003	0.008	0.018	0.04	>0.049

**Fuente.** “Evaluación rápida de la deriva máxima de piso para calcular la vulnerabilidad sísmica de estructuras” de AGUIAR, Roberto (2006), pág. 71.

### 2.2.21. SISMO DE ANÁLISIS DE ACUERDO A VISION 2000

Tanto el SEAOC, Structural Engineers Association of California, 1995 como el ATC-33 (1995), en sus documentos VISION 2000 y guía NEHRP, establecen claramente la manera de cuantificar las características de los sismos que deben considerarse en el análisis sísmico de estructuras. En primer lugar, se debe indicar que no son tres los sismos de análisis, como se tenía anteriormente, ahora son cuatro los mismos que están definidos de la siguiente manera:

- **Sismo Frecuente**, que debe obtenerse para una vida útil de la estructura de 30 años con una probabilidad de excedencia del 50%. El período de retorno de este evento es de 43 años. Por lo tanto, este sismo se va a dar por lo menos una vez durante la vida útil de la estructura.
- **Sismo Ocasional**, que se calcula para una vida útil de la estructura de 50 años y con una probabilidad de excedencia del 50%. El período de retorno es de 72 años. Por lo tanto, durante la vida útil de la estructura (50 años) es probable que este sismo se

registre alguna vez. El sismo ocasional es equivalente al sismo moderado y el sismo frecuente es equivalente al sismo menor.

- **Sismo Raro**, también conocido como Sismo Excepcional o como Sismo de Diseño. En fin existen una serie de nombres que se le dan a este sismo, el mismo que se obtiene para una vida útil de la estructura de 50 años y con una probabilidad de excedencia del 10%. En consecuencia, es equivalente al Sismo Severo. El período de retorno de este evento es de 475 años.
- **Sismo Muy Raro**, también denominado Sismo Extremo que se calcula para una vida útil de la estructura de 100 años con una probabilidad de excedencia del 10%. Este evento tiene un período de retorno de 970 años.

**Tabla 2.19. Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño.**

Niveles de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño de la Edificación			
	Operacional	Inmediatamente ocupacional	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Sismos Frecuentes (43 años)	●			
Sismos Ocasionales (72 años)	◦	●		
Sismos Raros (475 años)	*	◦	●	
Sismos Muy raros (970 años)		*	◦	●

- Edificaciones básicas, como residencias y oficinas.
- Edificaciones esenciales, como hospitales etc.
- \* Edificaciones de seguridad crítica.

## 2.2.22. ENFOQUE TEÓRICO

### 2.2.22.1. METODOLOGÍA PROPUESTA POR FEMA 356 (2000)

FEMA en su guía para la rehabilitación Sísmica de Edificios, propone la siguiente ecuación para encontrar el desplazamiento máximo en el tope de un edificio  $\delta_t$ .

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

- **Coefficiente  $C_0$**

Este coeficiente relaciona el desplazamiento de una estructura de Varios GDL y el desplazamiento de su sistema de 1GDL equivalente. Para un comportamiento elástico, si se emplea solo el primer modo, este coeficiente es igual al factor de participación del modo en el techo (nudo de control), en la tabla 2.20 se presentan los valores de este factor en función del número de pisos.

Tabla 2.20. Valores para el factor de modificación  $C_0$ .

N° de Pisos	Edificios donde la deriva disminuye en altura		Otros Edificios
	Patrón de Carga Triangular	Patrón de Carga Uniforme	
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

- **Coefficiente  $C_1$**

Este factor relaciona el máximo desplazamiento elástico y el máximo desplazamiento inelástico en estructuras con lazos histéricos completa o relativamente estables. Los valores de este coeficiente están basados en investigaciones analíticas y experimentales. Para su cálculo se emplea la cantidad  $R$ , que es la relación de la resistencia elástica requerida a la resistencia de fluencia de la estructura.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$$

$V_y$ : Se obtiene de la curva idealizada fuerza-desplazamiento.

$W$ : Peso sísmico efectivo del edificio que incluye toda la carga muerta y una porción de otras cargas de gravedad aplicables.

$S_a$ : Aceleración del espectro de respuesta, relacionado al periodo fundamental y al nivel de amortiguamiento del edificio, en la dirección bajo consideración.

$C_m$ : Factor de masa efectiva que toma en cuenta los efectos de participación de masa de los modos altos, será igual a 1.0 para periodos mayores a 1.0seg.

Tabla 2.21. Valores recomendados para  $C_m$ .

N° de Pisos	Sistema Aporticado de Concreto	Sistema de Muro Estructural de Concreto	Muros Acoplados con Vigas de gran peralte
1 - 2	1.0	1.0	1.0
Más de 3	0.9	0.8	0.8

$$C_1 = 1.0 \quad \text{Si } T_e \geq T_s$$

$$C_1 = 1.5 \quad \text{Si } T_e < 0.1s$$

$$C_1 = \frac{1.0 + (R-1) \frac{T_s}{T_e}}{R} \quad \text{Si } T_e < T_s$$

$T_s$ : Periodo característico del espectro de respuesta, definido como el periodo correspondiente a la transición del segmento constante de aceleración del segmento de velocidad.

$T_e$ : Periodo fundamental efectivo del edificio en la dirección bajo consideración, se basará en la curva bilineal idealizada, y se calculará con la siguiente expresión:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

$T_i$ : Periodo fundamental de la estructura.

$K_i$ : Rigidez lateral elástica de la estructura.

$K_e$ : Rigidez lateral efectiva de la estructura.

- **Coefficiente  $C_2$**

Este factor de modificación representa el efecto de la forma de histéresis en la respuesta de desplazamiento máxima. Si los lazos de histéresis exhiben estrangulamiento o deterioro de la rigidez, la capacidad de disipación de energía disminuye y se podría esperar mayores desplazamientos. Este efecto es importante en estructuras de baja resistencia y periodo corto.

FEMA 356 define 2 tipos de estructuras para catalogar sistemas propensos a exhibir los efectos mencionados.

**Tipo I:** Estructuras donde más del 30% del cortante basal en cualquier nivel de piso es resistido por uno o una combinación de estos sistemas.

- Pórtico resistente a momentos.
- Pórticos concéntricamente arriostrados.
- Pórticos con conexiones parcialmente restringidas.
- Muros de Hormigón Armado.
- Muros de Albañilería.

**Tipo II:** Otros sistemas diferentes al tipo I.

Los valores de  $C_2$  son pequeños para niveles bajos de desempeño como el de ocupación inmediata (IO), y son mayores para niveles altos (moderado a mayor daño) como prevención de colapso (CP), por tanto, estos valores intentan tomar en cuenta la degradación de la rigidez y el deterioro de la resistencia.

Tabla 2.22. Valores recomendados para  $C_2$ .

Nivel de Desempeño Estructural	T<0.1seg		T>Ts	
	Tipo I	Tipo II	Tipo I	Tipo II
Ocupación Inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de Vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención de Colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

- Para procedimientos no lineales se puede emplear  $C_2 = 1.0$
- **Coefficiente  $C_3$**

Este factor de modificación representa el incremento del desplazamiento debido al efecto  $P - \Delta$ . Para edificios con rigidez post fluencia positiva  $C_3 = 1.0$ . Para edificios con rigidez post fluencia negativa  $C_3$  se calculará con la siguiente expresión:

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R - I)^{3/2}}{T_e}$$

$\alpha$ : Es la relación de la rigidez post fluencia y la rigidez elástica.

## 2.2.22.2. METODOLOGÍA PROPUESTA POR MIRANDA (1997)

Miranda (1997), propone la siguiente ecuación para calcular la deriva máxima de entrepiso.

$$\gamma = \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 \frac{S_d}{H}$$

donde:

$\beta_1$  es un factor de amplificación que permite encontrar el desplazamiento lateral máximo en el tope de un edificio a partir del desplazamiento lateral máximo de un sistema de un grado de libertad, 1 gdl. En la ecuación a este coeficiente FEMA-356 lo denomina  $C_0$ ;  $\beta_2$  es un factor de amplificación que permite determinar la deriva máxima de entrepiso a partir de la deriva global de la estructura;  $\beta_3$  es un factor de amplificación que sirve para calcular los desplazamientos laterales máximos inelásticos a partir de los desplazamientos laterales máximos elásticos en el sistema de 1 gdl. En la ecuación a este coeficiente se le denomina  $C_1$ ;  $\beta_4$  es un factor que sirve para determinar el cociente entre la deriva máxima de entrepiso y la deriva global pero calculado en una estructura con comportamiento elástico lineal con relación a la misma relación, pero calculada con comportamiento inelástico; H es la altura total del edificio y  $S_d$  es el desplazamiento espectral elástico para el período efectivo.

- **Coficiente  $\beta_1$**

Sea  $\delta_t$  el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio y sea  $u_t$  el desplazamiento lateral máximo en el sistema de 1 gdl., la relación entre estas dos variables viene dada por el factor  $\beta_1$ , de la siguiente manera:

$$\delta_t = \beta_1 u_t$$

Miranda y Reyes (2002) a partir de la solución de un sistema continuo, de una viga de corte acoplado a una viga de flexión, encuentran las ecuaciones que permiten calcular  $\beta_1$  para diferentes valores de  $\alpha_0$ . En base a estas ecuaciones en el apartado anterior se trabajó con los valores de  $\beta_1$  indicados en la tabla 2.23.

Tabla 2.23. Valores recomendados de  $\beta_1$  para edificios en base a vigas y columnas.

Piso	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\beta_1$	1.00	1.06	1.15	1.24	1.32	1.38	1.43	1.48	1.51	1.55

Los valores de la tabla 2.24 se obtienen reemplazando  $\alpha_o = 5$  en las ecuaciones desarrolladas por Miranda y Reyes (2002) para el caso de sección constante. El valor de  $\alpha_o$  viene definido por:

$$\alpha_o = H \sqrt{\frac{(GA_o)}{(EI_o)}}$$

siendo  $GA_o$  la rigidez al corte y la  $EI_o$  rigidez a flexión.

- **Coefficiente  $\beta_2$**

Sea  $\delta_t/H$  la deriva global del edificio, en donde  $\delta_t$  es el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio y H la altura total del edificio y sea:

$$\gamma_j = \frac{\delta_{(j+1)} - \delta_{(j)}}{h_j} \approx \theta(z_j) = \frac{d\delta_{(z_j)}}{dz}$$

donde  $\gamma_j$  es la deriva del piso j definida como la relación entre el desplazamiento relativo de piso con relación a la altura de piso  $h_j$ . El desplazamiento relativo, es igual al desplazamiento en el piso j+1 que se ha denominado  $D_{(j+1)}$  menos el desplazamiento del piso j, identificada por  $D_j$ . Miranda (1999) al trabajar con un sistema continuo, determina en forma aproximada la deriva de piso j como la derivada de la función desplazamiento con respecto a la variable z como se indica en la ecuación. La variable z se mide desde la base del edificio. Con esta notación se tiene:

$$\gamma_j = \beta_2 \frac{\delta_t}{H}$$

Por lo tanto  $\beta_2$ , es un factor que transforma la deriva global de un edificio, en la deriva de piso. Al tener en cuenta la ecuación en que la deriva de piso es la derivada, se obtiene de la ecuación el valor de  $\beta_2$  pero lo que interesa es el valor máximo de la deriva de piso, razón por la cual:

$$\beta_2 = \max \left[ \frac{d\delta(z_j)}{dz} \frac{H}{\delta_t} \right]$$

Para el caso de sección constante, Miranda y Reyes (2002) reportan una solución analítica y para los casos de sección variable la solución debe obtenerse con la ayuda del ordenador. En la tabla 2.24 se indican algunos valores de  $\beta_2$  para el caso de carga triangular en función del parámetro  $\delta$ , que relaciona la rigidez lateral en el tope del edificio con relación a la rigidez lateral en la base del edificio.

Tabla 2.24. Valores de  $\beta_2$  para diferentes variaciones de rigidez lateral.

	$\delta=1.00$	$\delta=0.75$	$\delta=0.50$	$\delta=0.25$
$\alpha_0 = 5$	1.39	1.34	1.28	1.24
$\alpha_0 \geq 10$	1.46	1.40	1.33	1.25

Si el proyectista estructural no calcula  $\alpha_0$  ni  $\delta$  puede considerar  $\beta_2 = 1.40$  en forma aproximada.

- **Coefficiente  $\beta_3$**

Miranda (2000), recomienda para el cálculo de  $\beta_3$  utilizar la siguiente expresión:

$$\beta_3 = \left[ 1 + \left( \frac{1}{\mu} - 1 \right) \exp(-12T\mu^{-0.8}) \right]^{-1}$$

donde  $\mu$  es la demanda de ductilidad y T es el período de vibración del sistema de 1gdl.

La ecuación permite encontrar el factor  $\beta_3$  en función de la ductilidad  $\mu$ . Desde un punto de vista, de diseño sísmico por desempeño, el proyectista puede conocer que deriva máxima de piso espera en un edificio para una determinada demanda de ductilidad y con esa deriva de piso a priori saber el grado de daño.

- **Coefficiente  $\beta_4$**

$\beta_4$  es un factor que permite calcular, el cociente entre la relación de la deriva máxima de entrepiso y la deriva global, en una estructura con comportamiento inelástico con respecto a la relación de la deriva máxima de entrepiso y la deriva global, en una estructura con

comportamiento elástico. En otras palabras, es el parámetro  $\beta_2$  calculado en forma inelástica con relación a este mismo parámetro obtenido en forma elástica.

$$\beta_4 = \frac{\beta_{2(\text{inelástico})}}{\beta_{2(\text{elástico})}}$$

Ante un sismo la distribución de fuerzas en altura es diferente si se lo analiza con comportamiento elástico a que si se lo analiza con comportamiento inelástico y consecuentemente serán diferentes sus distorsiones. El factor  $\beta_4$  depende de la ductilidad  $\mu$  y del número de pisos  $N$ .

$$\beta_4 = 1 + \frac{\mu}{30} + \frac{N}{200}$$

### 2.2.22.3. METODOLOGÍA PROPUESTA POR AGUIAR (2006)

La expresión que se utilizará para encontrar la deriva máxima de piso es:

$$\gamma = \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 \beta_5 \frac{S_d}{H}$$

- **Parámetro  $\beta_1$**

$$\beta_1 = \frac{3N}{2N + 1}$$

Donde  $N$  es el número de pisos. Se recuerda que  $\beta_1$  es el parámetro que permite obtener el desplazamiento lateral máximo, en la cubierta, en un sistema de múltiples grados de libertad a partir del desplazamiento lateral máximo de un sistema de 1 gdl.

- **Parámetro  $\beta_2$**

$$\beta_2 = -0.0231N^2 + 0.3018N + 0.6759$$

Donde  $N$  es el número de pisos de la estructura. El valor de  $\beta_2$ , tiene que ser mayor o igual a la unidad. Se hace notar, que el parámetro  $\beta_2$  se obtuvo del análisis de edificios de 1 a 10 pisos pero la comparación de la deriva máxima de piso utilizando la metodología rápida y el análisis no lineal se realiza con edificios de 1 a 6 pisos.

- **Parámetro  $\beta_3$**

El parámetro  $\beta_3$  relaciona el desplazamiento lateral máximo inelástico con respecto al desplazamiento lateral máximo elástico, en sistemas de 1 gdl.

$$\beta_3 = \frac{\mu}{[c(\mu - 1) + 1]^{1/c}}$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T_e^{2.07}}{1 + T_e^{2.07}} + \frac{0.381}{T_e}; \quad \text{para } \alpha=0.0$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T_e^{1.247}}{1 + T_e^{1.247}} + \frac{0.248}{T_e}; \quad \text{para } \alpha=0.05$$

Siendo  $\alpha$  la relación entre la rigidez post fluencia con respecto a la rigidez elástica de la curva de capacidad sísmica resistente que relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo. Siempre se deberá considerar  $\beta_3$ , mayor que 1. Adicionalmente para estructuras de 1 piso se deberá sumar la cantidad de 0.5 y para las de 2 pisos la cantidad de 0.3.

- **Parámetro  $\beta_4$**

$$\beta_4 = 0.029N + 0.9796$$

Donde N es el número de pisos de la estructura.

- **Parámetro  $\beta_5$**

Los estudios realizados para determinar los parámetros  $\beta_2$ ,  $\beta_3$  y  $\beta_4$  no contemplan deterioro de rigidez en la descarga, deterioro de resistencia en un ciclo de histéresis y efecto de cierre de grietas. Estos tres factores, son incluidos en el modelo numérico de cálculo de la deriva máxima de piso mediante el parámetro  $\beta_5$  y se recomiendan los valores indicados en la tabla 2.25 que están en función de la ductilidad del sistema  $\mu$ .

Tabla 2.25. Valores de  $\beta_5$  en función de la demanda de ductilidad.

Ductilidad	1	2	3	4	5	6
$\beta_5$	1.00	1.14	1.17	1.19	1.22	1.23

### 2.3.DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

- **Deriva máxima:** La deriva máxima (o drift en la lengua inglesa) en cualquier punto del piso se obtiene como la diferencia de los desplazamientos horizontales totales máximos del punto en el piso y los desplazamientos horizontales totales máximos de un punto localizado en el mismo eje vertical en el piso.
- **Demanda:** Es el movimiento del suelo durante un sismo. Para el método no lineal es fácil y más directo usar un set de desplazamientos laterales como una condición de diseño. Para una estructura dada y movimiento del suelo, la demanda de desplazamiento es un estimado de la respuesta máxima esperada de una estructura durante el movimiento del suelo.
- **Capacidad:** La capacidad completa de una estructura depende de la capacidad de esfuerzos y deformación de cada componente estructural. La curva de capacidad de una estructura es representada por una curva pushover. La manera más conveniente de graficar la curva pushover o fuerza – desplazamiento, es con el cortante basal y el desplazamiento de la terraza. Este proceso usa una serie de análisis secuenciales elásticos. El modelo matemático de la estructura es modificado para tomar en cuenta reducción de resistencia en componentes que han fluido. Una distribución de cargas laterales es aplicada hasta que componentes adicionales fluyan.
- **Desempeño:** Una vez que se ha definido una curva de capacidad y de demanda se debe chequear el desempeño. Un chequeo de desempeño verifica que los componentes estructurales y no estructurales no sean dañados más allá de los límites aceptables. Este proceso es repetido hasta un límite predeterminado. La curva de capacidad pushover aproxima como las estructuras se comportan después de exceder su límite elástico.
- **Nivel de desempeño sísmico:** Expresión del daño máximo aceptable en una estructura sometida a la acción del terremoto.
- **Nivel de diseño sísmico:** Demanda sísmica que representa el peligro de un sitio donde la estructura estaría localizada.

## **2.4.HIPÓTESIS**

Con una expresión matemática en función de la deriva máxima de piso aplicando el análisis estático no lineal se puede evaluar el Nivel de Desempeño de las Estructuras de Edificación de Concreto Reforzado en la ciudad de Riobamba.

## **2.5. IDENTIFICACIÓN DE LAS VARIABLES**

### **2.5.1. VARIABLE INDEPENDIENTE**

- Nivel de desempeño de estructuras de edificación de concreto reforzado.

### **2.5.2. VARIABLES DEPENDIENTES**

- Análisis estático no lineal.
- Deriva máxima de piso.

## CAPITULO III

### 3. METODOLOGÍA

#### 3.1.TIPO DE ESTUDIO

El enfoque prepondera al modelo cualitativo, ya que se evalúa el daño que se espera en una estructura de edificación de concreto reforzado, los parámetros utilizados en la expresión propuesta por FEMA 356 (2000), aplicando el método del coeficiente de desplazamiento, será establecidos de igual forma con la finalidad de formular una expresión en la que se determina la deriva máxima de piso para evaluar en forma aproximada el nivel de desempeño de las estructuras de edificación de concreto reforzado en la ciudad de Riobamba.

#### 3.2.POBLACIÓN Y MUESTRA

##### 3.2.1. POBLACIÓN

El Universo lo constituyen la evaluación del nivel de daño de todas las estructuras de edificación de concreto reforzado conformadas por vigas y columnas de la ciudad de Riobamba, lo cual la población es indeterminada.

##### 3.2.2. MUESTRA

Para el cálculo del tamaño de la muestra se empleara la siguiente expresión:

$$n = \frac{Z_a^2 \times p \times q}{d^2}$$

donde:

n: Tamaño de la muestra.

Z<sub>a</sub>: Nivel de confianza deseado.

p: Proporción elementos total acuerdo.

q: Proporción elementos total desacuerdo.

d: Precisión.

En este caso los parámetros a emplearse en la expresión serán: nivel de confianza deseado el 95% como seguridad, con una precisión del 10% y la proporción esperada se asume que puede ser próxima al 50% que es la proporción más desfavorable en la cual se maximiza la muestra, aplicando en la expresión se tiene:

$$n = \frac{1.96^2 \times 0.5 \times 0.5}{0.10^2}$$

$$n = 96$$

De tal manera que es necesario 96 Pórticos Planos de concreto reforzado para poder demostrar la hipótesis proyectada.

### 3.3.OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

**Variable Independiente: Nivel de desempeño de estructuras de edificación de concreto reforzado.**

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
<p>Evalúa el daño que sufre la estructura para niveles de severidad sísmica. El nivel de desempeño representa una condición límite de daño establecido por tres parámetros fundamentales:</p> <p>1) Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.</p> <p>2) La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación.</p> <p>3) La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.</p>	Límites del daño máximo aceptable	Totalmente Operacional	Ningún daño, comportamiento elástico.- Con un límite de deriva máxima de piso = 0.002	Observación directa, cuadro de registro.
		Operacional	La estructura no presenta daños o estos son mínimos, de modo que se garantiza la normal operación. Con un límite de deriva máxima de piso = 0.005	Observación directa, cuadro de registro.
		Seguridad	La estructura sufre daños, pero estos no deberan poner en riesgo la seguridad de la estructura. Con un límite de deriva máxima de piso = 0.015	Observación directa, cuadro de registro.
		Próximo al colapso	La estructura sufre daños de consideración que ponen en riesgo la integridad de la estructura, pero ésta no deberá alcanzar el colapso. Con un límite de deriva máxima de piso = 0.025	Observación directa, cuadro de registro.

**Variable Dependiente: Análisis estático no lineal.**

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
<p>Aplicando el "Análisis Pushover o Técnica del Empujón" el cual nos permite determinar la carga máxima y la capacidad de desplazamiento de una estructura. El análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales que se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.</p>	<p align="center">Curva de Capacidad Sísmica Resistente</p>	<p align="center">Capacidad lateral de la estructura</p>	<p align="center">Desplazamiento lateral máximo en el último piso</p>	<p align="center">Observación directa, registro específico.</p>
			<p align="center">¿Cuales elementos serán más susceptibles a fallar primeros?</p>	<p align="center">Observación directa, registro específico.</p>
			<p align="center">¿Cuál será la ductilidad local de los elementos estructurales y global de la estructura?</p>	<p align="center">Observación directa, registro específico.</p>
			<p align="center">Verificar si los elementos estructurales se encuentran dentro del principio sismo-resistente: columna fuerte - viga débil</p>	<p align="center">Observación directa, registro específico.</p>
			<p align="center">Verificar que la estructura se encuentre dentro de los límites aceptables</p>	<p align="center">Observación directa, registro específico.</p>
		<p align="center">Punto de Fluencia</p>	<p align="center">¿Qué criterio se empleará para establecer el punto de fluencia o denominada también fluencia efectiva?</p>	<p align="center">Observación directa, registro específico.</p>

**Variable Dependiente: Deriva máxima de piso.**

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
<p>En una Edificación existe desplazamientos generados por algún fenómeno en este caso el sismo, el mayor de estos desplazamientos se lo denomina deriva máxima de piso.</p>	<p>Método del Coeficiente de Desplazamiento</p>	<p>Período efectivo</p>	$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$	<p>Observación directa, registro específico.</p>
		<p>Factores de amplificación: Co,C1,C2,C3</p>	<p>¿Se podrá desarrollar factores de amplificación que se ajuste a registros y estructuras propios de nuestro medio?</p>	<p>Observación directa, registro específico.</p>
		<p>Punto de desempeño</p>	<p>Desplazamiento máximo de piso.</p>	<p>Observación directa, registro específico</p>
			<p>Fuerza máxima.</p>	<p>Observación directa, registro específico</p>

### **3.4.PROCEDIMIENTOS**

Para desarrollar el proceso es necesario estudiar cada parámetro que interviene en la formulación de la deriva máxima de piso de las metodologías presentadas anteriormente, y así establecer la expresión propuesta en esta investigación, para lo cual según la muestra es necesario 96 pórticos planos de concreto reforzado conformadas por columnas y vigas, mediante los registros y estructuras propias del sitio proporcionadas por el Eje de Investigación de Riesgo Sísmico de la Zona 3 de la Universidad Nacional de Chimborazo, el cual nos facilita la recopilación de información, se realizará la modelación de las estructuras de concreto reforzado en el programa de cálculo SAP 2000 v.16 Demo, para hallar la curva de capacidad sísmica resistente empleando un análisis estático no lineal por medio de la técnica del Pushover, el drift, el punto de desempeño y la verificación del desempeño.

Se utilizará una hoja de cálculo en Microsoft Excel para representar los diagramas momento curvatura y momento rotación de cada elemento.

Además se realizará la determinación de la deriva máxima de piso de cada pórtico plano por medio del método de Superposición Modal Espectral, utilizando un programa desarrollado por el investigador.

### **3.5.PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS**

En base a los registros y estructuras propios del sitio, se realizará tabulación de datos, representación gráfica estadística e interpretación de los resultados estadísticos el cual nos permita analizar y evaluar, además emitir un juicio al verificar la hipótesis, conclusiones y recomendaciones optadas en la presente investigación.

Para el análisis de los resultados en cuanto a la representación gráfica se utilizará el programa MATH GRAPHER.

### 3.6. ESTRUCTURAS DE ANÁLISIS

En la figura 3.1 se indica la distribución en planta de la estructura número 27 una de las 96 estructuras que se analizaron en la investigación del proyecto, se puede apreciar el área cooperante considerado para el análisis sísmico plano, en la tabla 3.1, muestra las dimensiones consideradas en el estudio. Cabe mencionar que la altura de entrepiso varía desde 2.30m a 2.60 m, vanos de 2.50 a 4.50m, pisos de 1 a 4, en tanto el acero de refuerzo se considera con el mínimo establecido en la NEC 11.

Tabla 3.1. Secciones de los elementos de concreto reforzado.

N° de Pisos	SECCIONES (cm)								Cantidad de Estructuras Analizadas
	VIGAS				COLUMNAS				
	1° Piso	2° Piso	3° Piso	4° Piso	1° Piso	2° Piso	3° Piso	4° Piso	
1	25x30				30x30				24
2	25x30	25x30			30x30	30x30			24
3	25x35	25x35	25x35		35x35	35x35	35x35		24
4	30x35	30x35	30x35	30x35	40x40	40x40	40x40	40x40	24
TOTAL									96

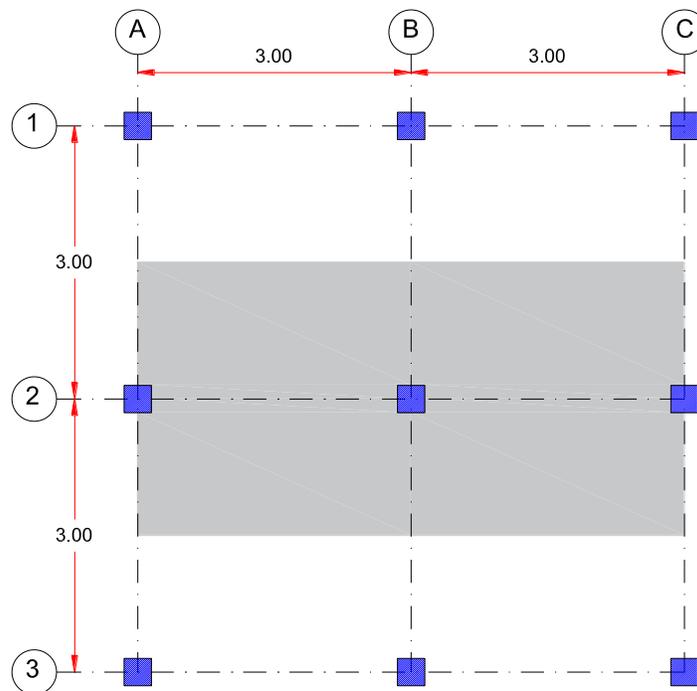


Figura 3.1. Distribución en planta de las estructuras analizadas.

Por otra parte tanto las secciones de las columnas y vigas de concreto reforzado, como el acero de refuerzo longitudinal y transversal pertenecen a la costumbre que se construye en la ciudad de Riobamba.

No esta demás mencionar que las estructuras a analizar no corresponden a un diseño previo, en la figura 3.2 se indica la elevación de la estructura a analizar.

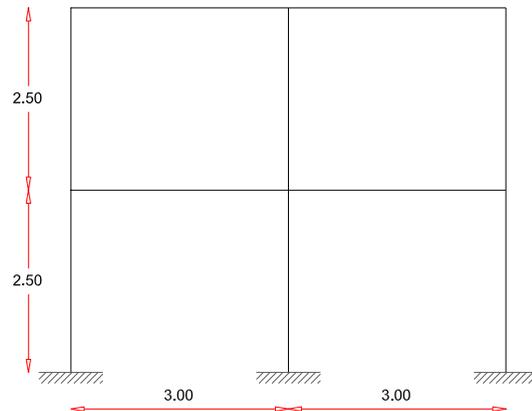


Figura 3.2. Elevación del pórtico plano a analizar eje x.

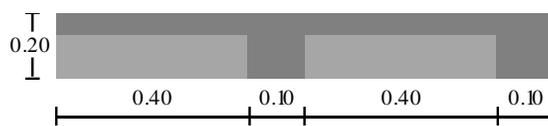
### 3.6.1. CARGAS

Con el uso de hojas de cálculo en Microsoft Excel se desarrolló este apartado, ya que es necesario para el análisis de 96 pórticos planos.

#### 3.6.1.1.CARGA VIVA

Se considera la carga transitoria de los pisos de la estructura destinado a residencia una carga de 0.20T/m<sup>2</sup> y para el techo una carga de 0.10 T/m<sup>2</sup>. (Capítulo 1, Cargas y Materiales de la NEC 11)

#### 3.6.1.2.CARGA MUERTA



DETALLE TIPO DE LOSA

Espesor de Losa alivianada e=	20 cm
-------------------------------	-------

Espesor de Losa macisa e=	14.50 cm
---------------------------	----------

ANÁLISIS DE CARGAS		
Losa		
Nervios	0.13	T/m <sup>2</sup>
Carpeta	0.12	T/m <sup>2</sup>
Bloques	0.10	T/m <sup>2</sup>
Mampostería		
Ladrillo	0.25	T/m <sup>2</sup>
Enlucido y Masillado		
Enlucido	0.04	T/m <sup>2</sup>
Masillado	0.04	T/m <sup>2</sup>
Acabados		
Cerámica	0.02	T/m <sup>2</sup>
Instalaciones	0.01	T/m <sup>2</sup>
D=	0.71	T/m <sup>2</sup>
Vigas y Columnas		
Vigas y Columnas (30% S.P.)	0.92	T/m <sup>2</sup>

### 3.6.1.3.PESO Y MASA VOLUMÉTRICA

Insertar datos		
Longitud del vano Ln:	3.00	m
base (b):	0.25	m
altura (h):	0.30	m
Peso específico (ρ):	2.40	T/m <sup>3</sup>
Carga Muerta:(Análisis Estático no lineal)		
Carga Muerta (SCP):	2.13	T/m

Peso y masa volumétrica		
Peso	30.78	T/m <sup>3</sup>
Masa	3.14	T/m <sup>3</sup>

Carga Muerta:(Análisis Modal Espectral)		
Carga Muerta :	3.00x0.92=2.76	T/m

- Determinación del peso efectivo de cada piso:

Masa del piso 1:

$$m_1 = \frac{(2.76 + 0.25(0.60)) \times 6}{9.8} = 1.78 \frac{Ts^2}{m}$$

Masa del piso 2:

$$m_2 = \frac{(2.76 + 0.25(0.30)) \times 6}{9.8} = 1.74 \frac{Ts^2}{m}$$

### 3.6.1.4.CARGA SÍSMICA

Las expresiones pertinentes a los cálculos que se presentan a continuación se encuentran establecidas en el capítulo 2 del proyecto de investigación.

Insertar datos	
Número de Pisos:	2
Carga Muerta:	0.71 T/m <sup>2</sup>
Carga Viva:	0.20 T/m <sup>2</sup>
Carga Viva Techo:	0.10 T/m <sup>2</sup>
Longitud del Vano:	3.00 m
Longitud del Pórtico:	6.00 m

Carga Reactiva	
W=	25.56 Ton
Cortante Basal	
V=	0.198 W
V=	5.07 Ton
Periodo de vibración de la estructura	
T=	0.20 seg
k=	1.00

Cargas gravitan en el pórtico	
Carga Muerta:	2.13 T/m
Carga Viva:	0.60 T/m
Carga Viva T:	0.30 T/m

Distribución de Fuerzas Horizontales por Piso				
Piso	hi(m)	Wi(Ton)	Wixhi	Fi (Ton)
2	5.00	12.78	63.90	3.38
1	2.50	12.78	31.95	1.69
Σ			95.85	5.07

Cabe mencionar que no se considera el peso propio de las columnas y vigas de hormigón armado, por otra parte la carga reactiva no se encuentra considerada con el 25% de la carga transitoria como lo estipula la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11, ya que será considerado en el análisis que se realiza en el programa SAP 2000 v.16 Demo.

### 3.6.1.5. ESPECTROS DE DISEÑO

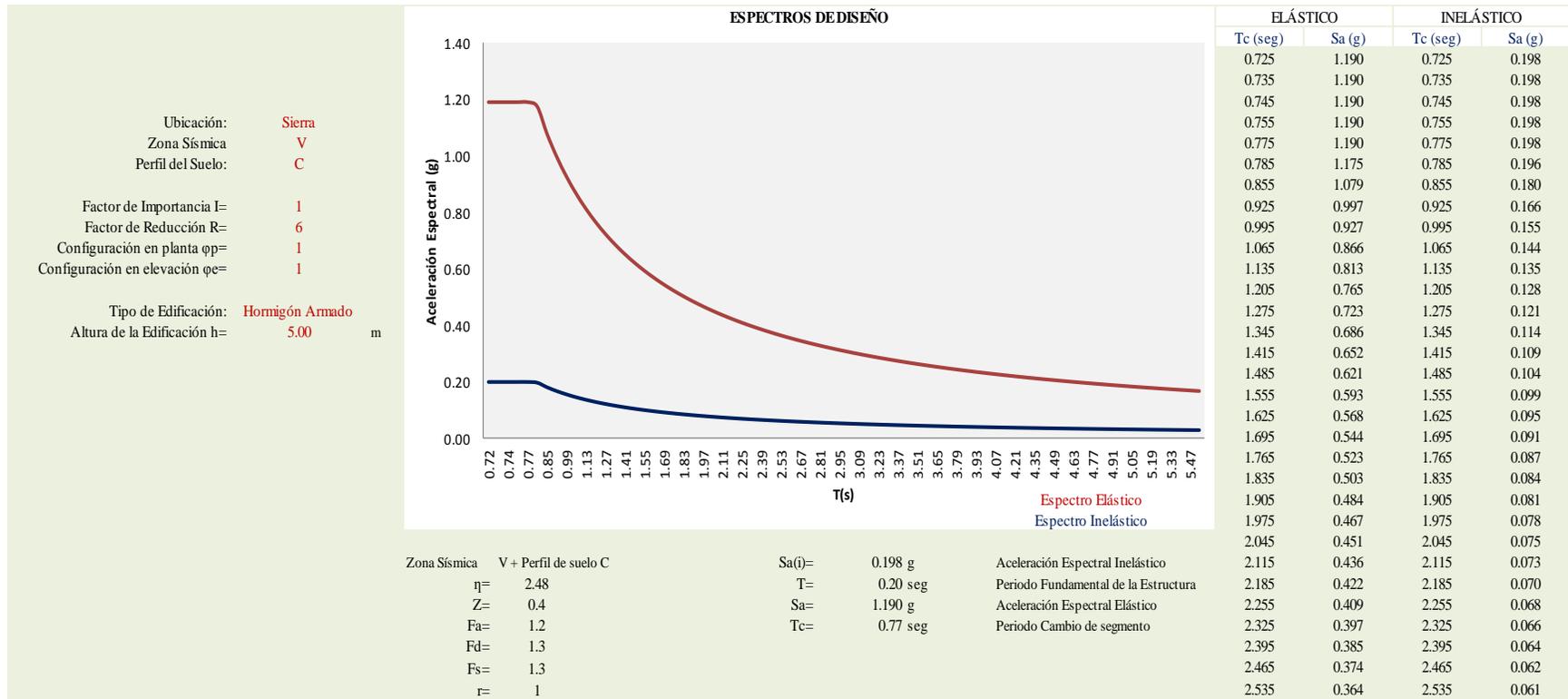


Figura 3.3. Espectros de Diseño.

### 3.6.2. MODELACIÓN DE UN PÓRTICO PLANO (PUSHOVER) EN SAP

Una vez realizado los cálculos necesarios para el análisis sísmico no lineal de la estructura se procede a modelar en SAP 2000 v.16 Demo.

#### 3.6.2.1. Ingreso del pórtico plano

Una vez abierto el programa cambiamos las unidades que se encuentran por defecto a (T,m,c.), seguidamente seleccionamos new model, después hacemos click en 2D Frames, y nos aparecerá la figura 3.4, en la que se procede a ingresar los datos como: número de pisos, altura de entrepiso número de vanos y distancia de vano.

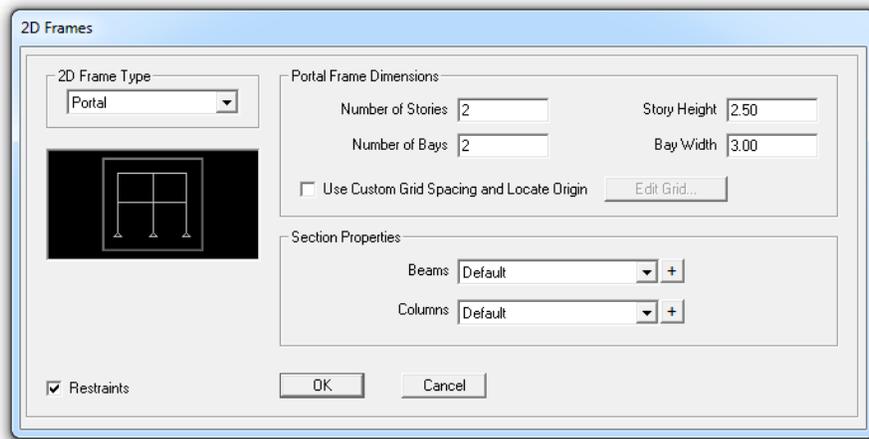


Figura 3.4. Datos de la característica física de la estructura.

Luego damos click en ok y nos aparecerá el pórtico plano.

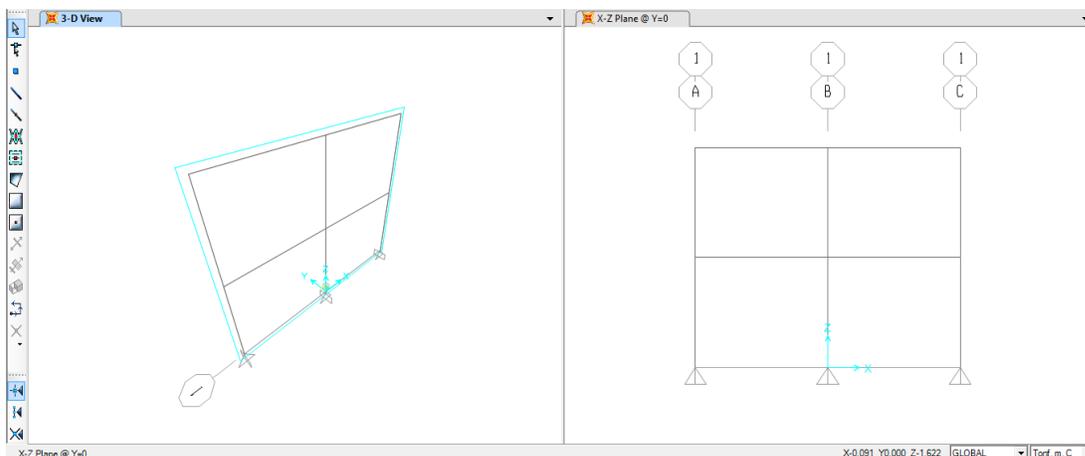


Figura 3.5. Estructura a analizar.

### 3.6.2.2. Materiales

Se define los materiales de la estructura de concreto reforzado :

- Hormigón: 210 kg/cm<sup>2</sup>
- Acero de refuerzo: 4200 kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de Elasticidad: 2173706.51 T/m<sup>2</sup>

Damos click en define y seleccionamos (materials), luego damos click en (add new materials) en este caso serán dos uno de las columnas y otro de la viga, en la sección 3.6.1.3 nos da el peso y la masa volumétrica de la viga el cual tenemos que ingresar en este apartado y nos aparecerá así.

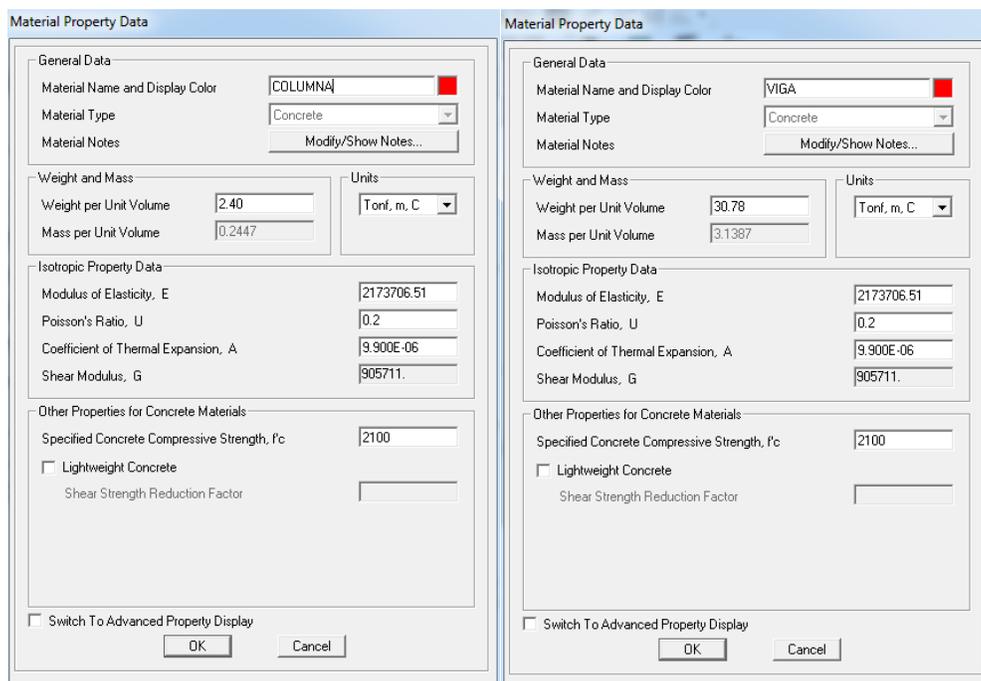


Figura 3.6. Materiales de la estructura de concreto armado.

### 3.6.2.3. Secciones de columnas y vigas

A continuación damos click en Define, seguidamente Section Properties y escogemos Fame sections, ahí nos aparecerá una cuadro para poder definir las secciones (add new properties) y colocamos los valores que nos aparece en la figura 3.7. en este paso se ingresa el modelaje

de las secciones con inercias gruesas indicado en la sección 2.2.16, sin olvidar el acero de refuerzo como mínimo establecido en la NEC 11.

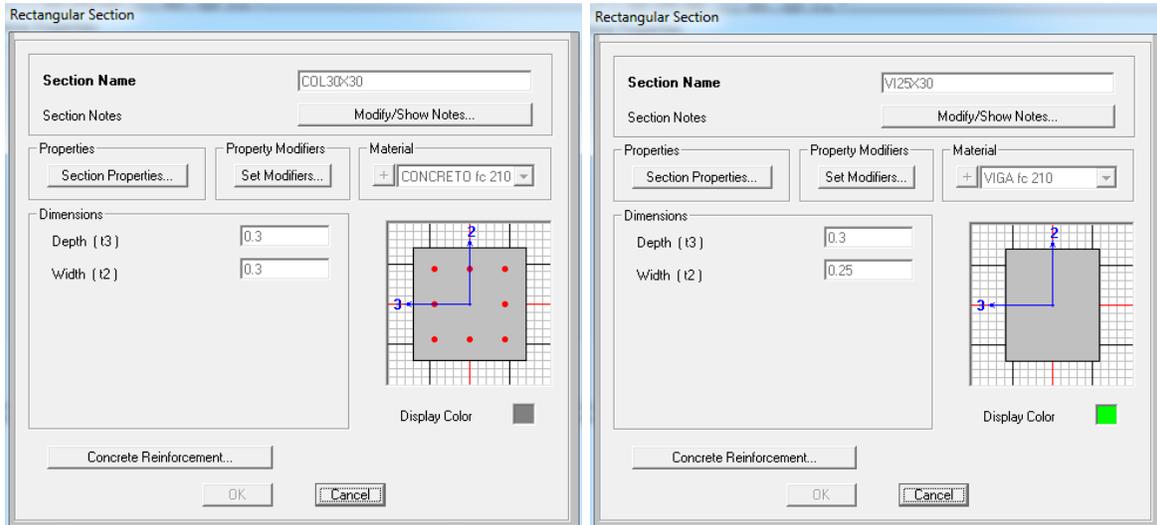


Figura 3.7. Secciones de columnas y vigas de hormigón armado.

Luego se restringe la base de la estructura como empotramiento y seleccionamos los elementos y asignamos los materiales respectivamente y nos aparecerá la figura 3.8.

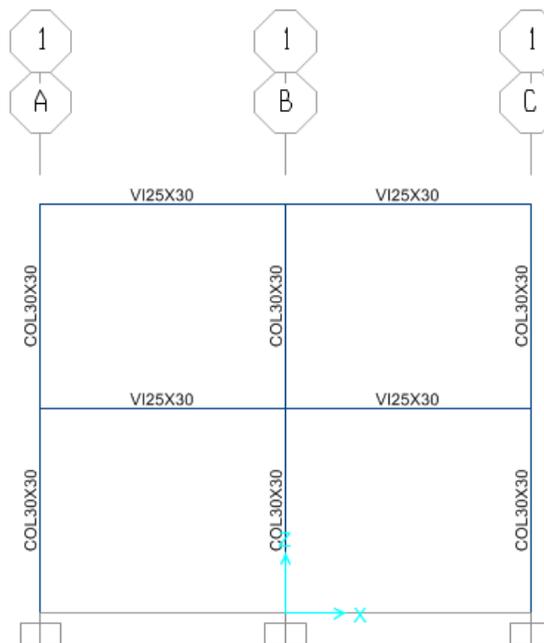


Figura 3.8. Secciones de elementos y empotramiento en la base.

### 3.6.2.4. Patrones de cargas.

En la sección 3.6.1 se define los tipos de carga que van actuar en la estructura de hormigón armado.

CM: Carga Muerta, propio peso de los elementos de concreto reforzado.

SCP: Sobre carga permanente, carga muerta de pared.

CV: Carga Viva, Ocupación de la estructura.

CVT: Carga Viva de Techo, Ocupación de la estructura.

SISMO: Carga sísmica.

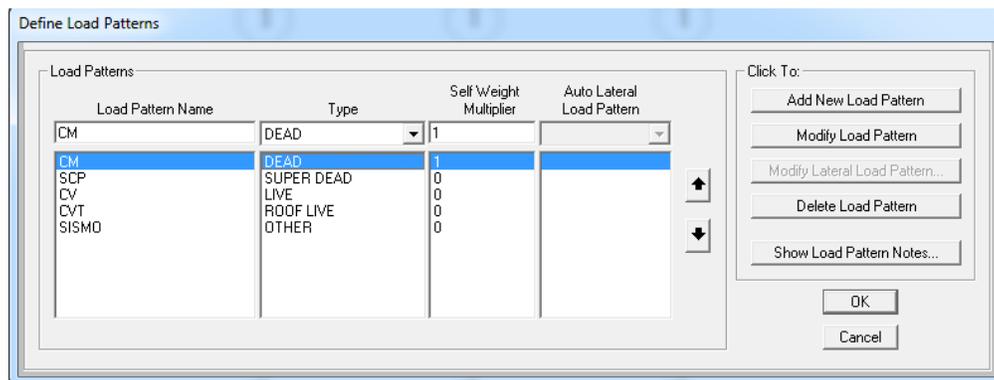


Figura 3.9. Patrones de cargas.

### 3.6.2.5. Asignación de cargas.

Seleccionamos las vigas y damos click en (Assign), se desplazará una barra y nos aparece (Frame Loads) y nos mostrara la figura 3.9, esto nos conduce a (Distributed).

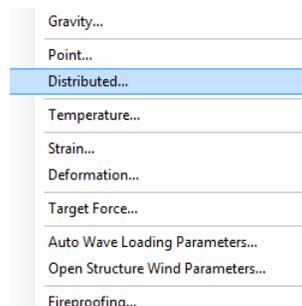


Figura 3.10. Cargas distribuidas.

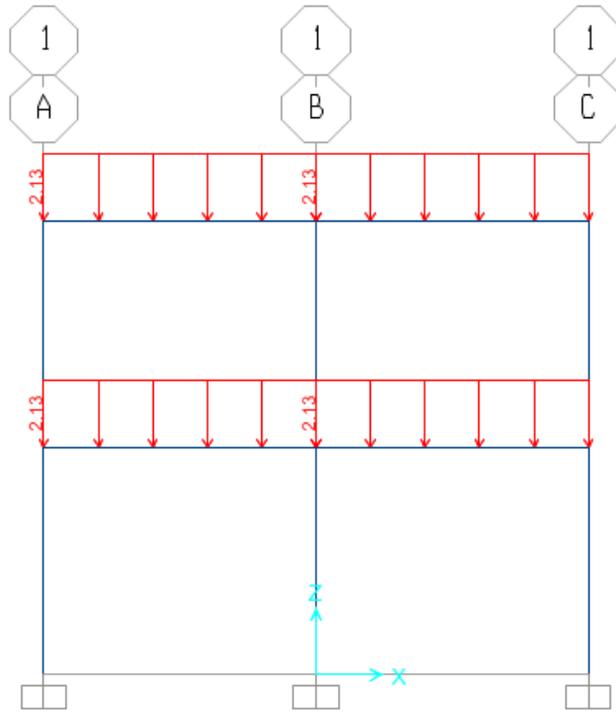


Figura 3.11. Sobre carga permanente SCP.

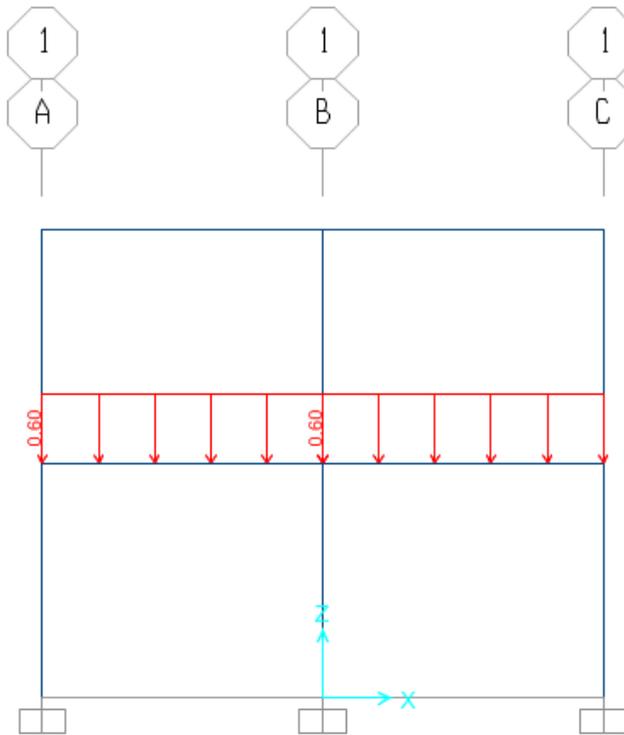


Figura 3.12. Carga viva CV.

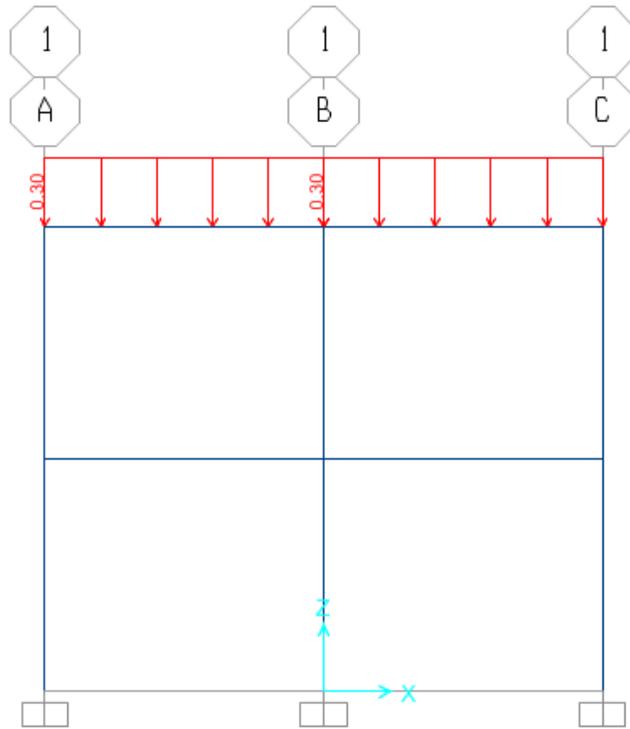


Figura 3.13. Carga viva de techo CVT.

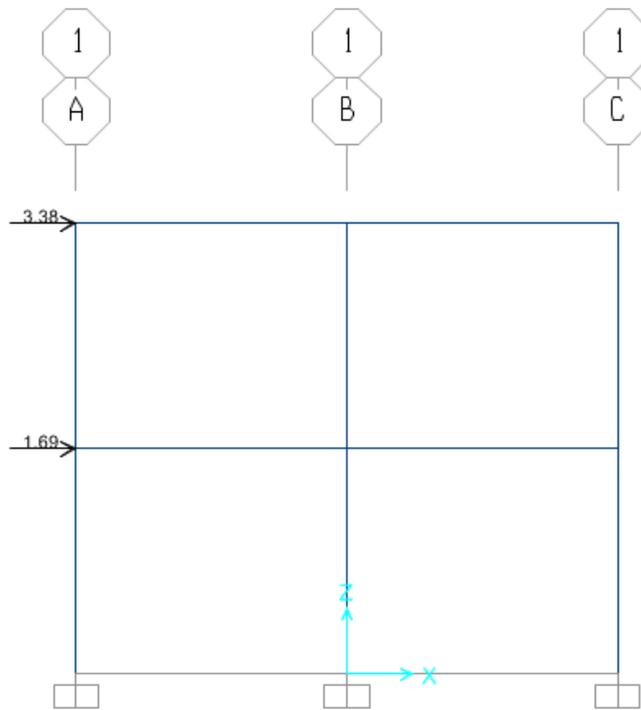


Figura 3.14. Carga sísmica SISMO.

### 3.6.2.6. Combinaciones de cargas.

Se aplica lo descrito en la sección 2.2.17 a más la carga de servicio (CS).

$CS = D + L$ : Obtenemos la carga axial (P) en columnas.

$q_u = 0.75(1.4D + 1.7L)$ : Según el código ACI-05.

Para asegurar que las estructuras aperticadas puedan desarrollar toda la ductilidad necesaria para reducir la magnitud de las fuerzas sísmicas, los extremos de barra de vigas y columnas, además de resistir los cortantes isostáticos últimos " $V_I$ ", deberán resistir cortantes de plastificación " $V_p$ ".

Los cortantes totales mayorados gravitacionales asociados a la combinación de cargas críticas de sismo es  $q_u = 0.75(1.4D + 1.7L)$ , excluido el efecto sísmico, (Romo, M.).

El cortante isostático por cargas gravitacionales factoradas es igual  $V_I = \frac{q_u L_n}{2}$ , donde  $L_n$  es

la luz libre del elemento estructural.

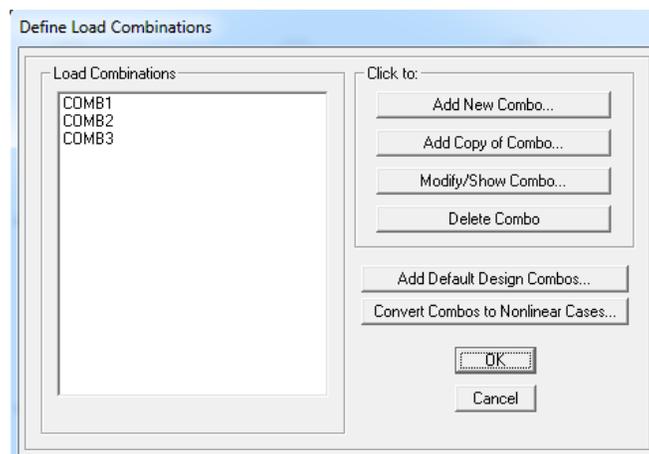


Figura 3.15. Combinaciones de cargas.

### 3.6.2.7. Función espectral.

Se ingresa el espectro de diseño elástico, los valores se encuentran en la sección 3.6.1.5

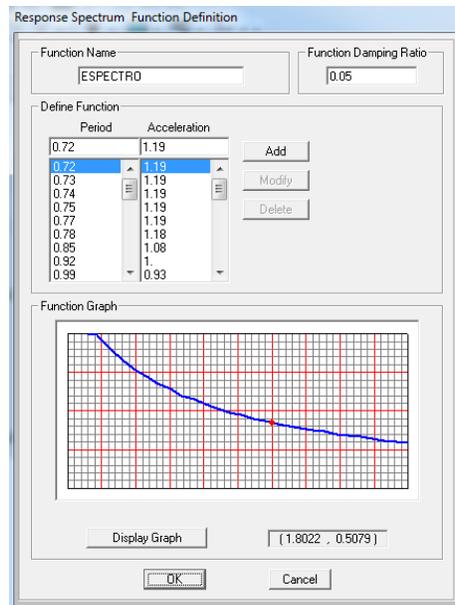


Figura 3.16. Espectro de diseño elástico.

Una vez realizado los pasos anteriores se procede a correr el programa, damos click en run.

### 3.6.2.8. Diagramas de acciones internas.

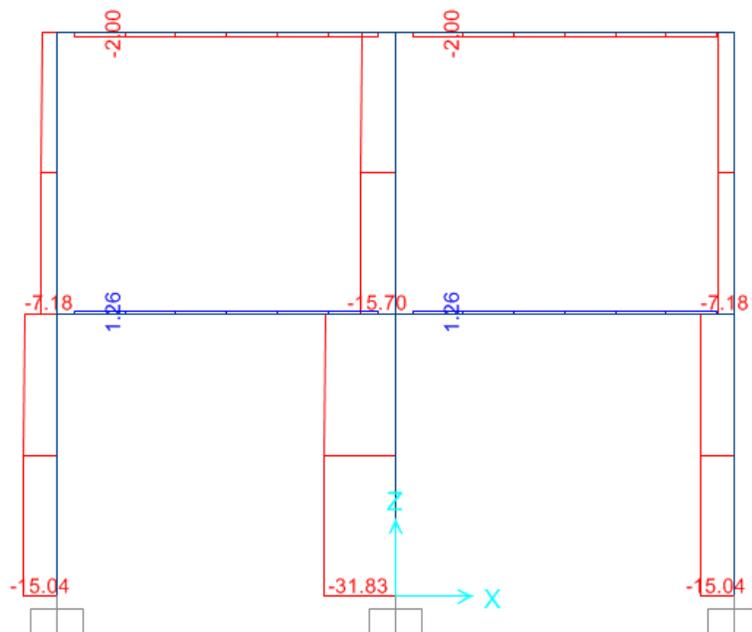


Figura 3.17. Diagrama de Fuerzas axiales P.

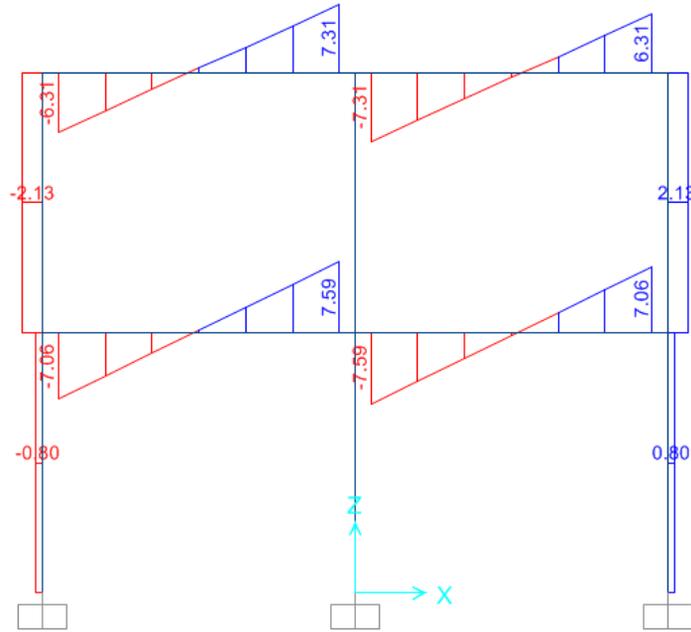


Figura 3.18. Diagrama de Cortantes V.

### 3.6.2.9. Casos de Cargas.

Se define los casos de cargas (Load Cases):

CGNL: Son todas las cargas gravitacionales, en este se realiza la carga reactiva que estipula la NEC 11, la misma que se encuentra en la sección 2.2.10, la cual nos menciona que es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso.

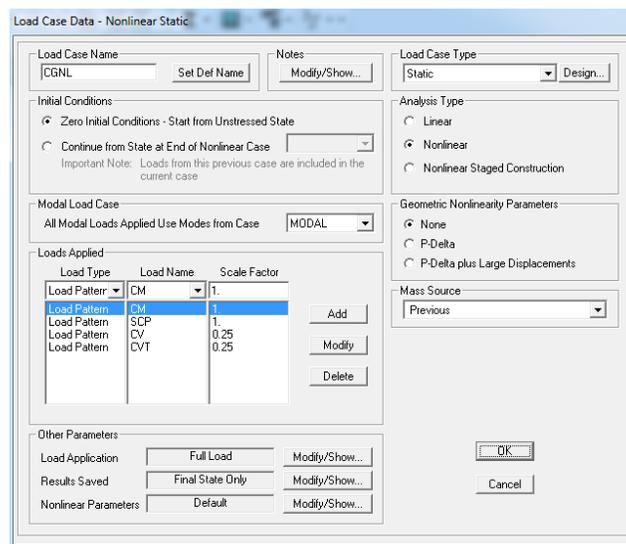


Figura 3.19. Cargas gravitacionales no lineales.

AENL: Este es el Pushover, que continua con las CGNL y la aplicación de la carga sísmica.

La aplicación de la carga de sismo se especifica como controlada por desplazamiento en el nudo del último piso, FEMA 356 nos dice un 4% de la altura total de la estructura.

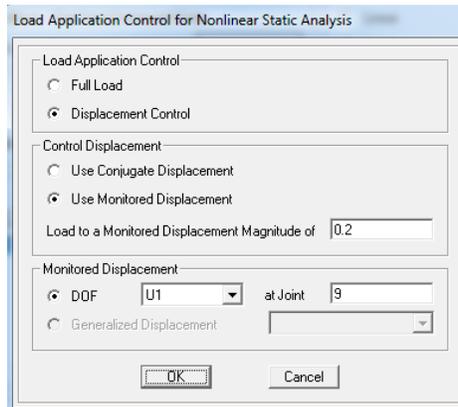


Figura 3.20. Desplazamiento de control.

De igual manera los resultados del análisis se especifican con múltiples pasos.

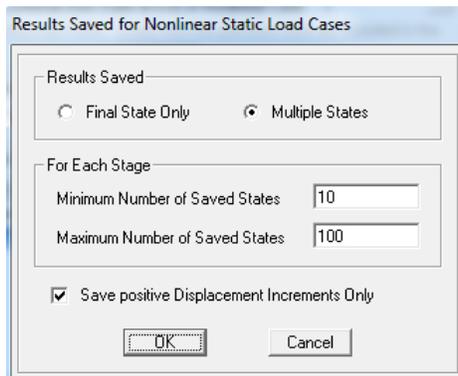


Figura 3.21. Múltiples estados.

Luego definimos los parámetros no lineales, el cual el propio código FEMA 356, hace referencia a que reinicie con la rigidez secante.

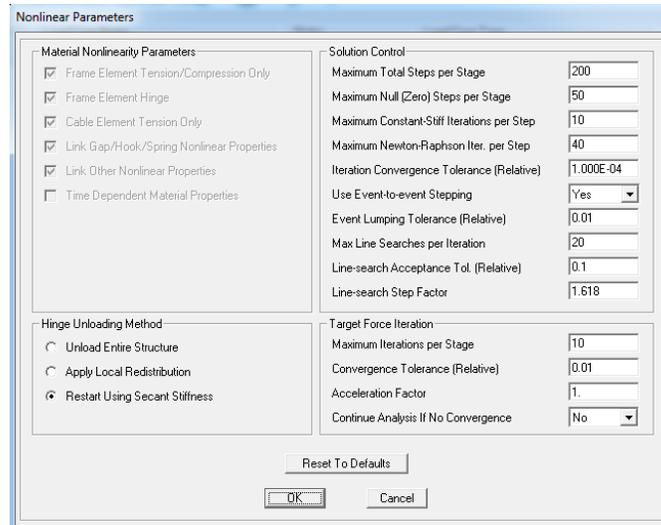


Figura 3.22. Parámetros no lineales.

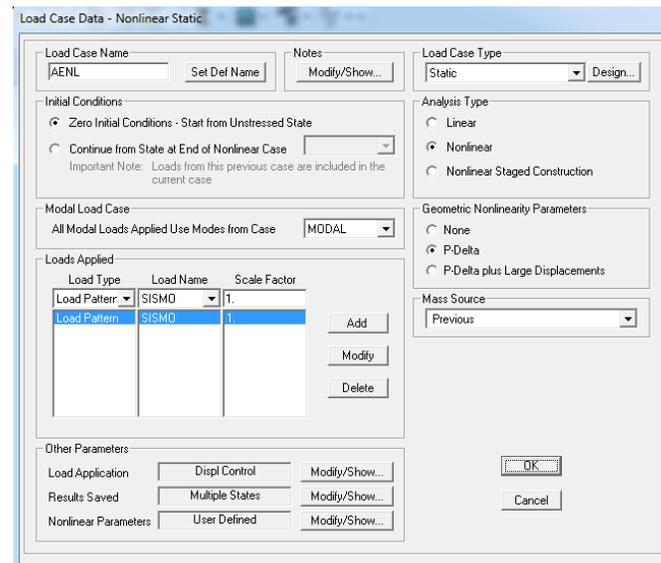


Figura 3.23. Análisis estático no lineal.

### 3.6.2.10. Asignación de rótulas plásticas.

Con el uso de una hoja de cálculo en Microsoft Excel se desarrolló este apartado, el cual nos permite obtener las curvas momento curvatura, momento rotación, momento rotación para SAP, datos que nos sirven para el ingreso al programa SAP, el mismo que se realizó en base a las secciones antes descritas: sección 2.2.18.1.4 hasta la sección 2.2.18.1.6.

- Columnas

R:C1-C3: Rótula en la columnas 1 y 3.

Carga P: 15.04 Ton.

Cortante V: 0.80 Ton.

R:C2: Rótula en la columnas 2.

Carga P: 31.83 Ton.

Cortante V: 0.00 Ton.

R:C4-C6: Rótula en la columnas 4 y 6.

Carga P: 7.18 Ton.

Cortante V: 2.13 Ton.

R:C5: Rótula en la columnas 5.

Carga P: 15.70 Ton.

Cortante V: 0.00 Ton.

- Vigas

R:V1-V2-V3-V4: Rótula en vigas

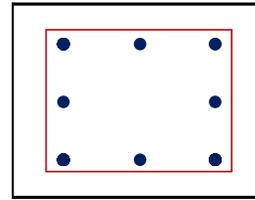
Cortante V: 7.59 Ton, V: 7.06 Ton, V: 7.31 Ton, V: 6.31 Ton, respectivamente para cada viga.

R:C1-C3: Rótula en las columnas 1 y 3.

### DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA

Insertar datos		
Po	15040	kg
b=	30	cm
h=	30	cm
r=	4	cm
# de $\phi$ en x=	3	
# de $\phi$ en y=	3	
$\phi$ =	12	mm
$\phi_{est}$	8	mm
s	10	cm
# ramas	2	
ln=	2.50	m
f <sub>c</sub> =	210.00	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	4200.00	kg/cm <sup>2</sup>

Columna Bajo el 1%

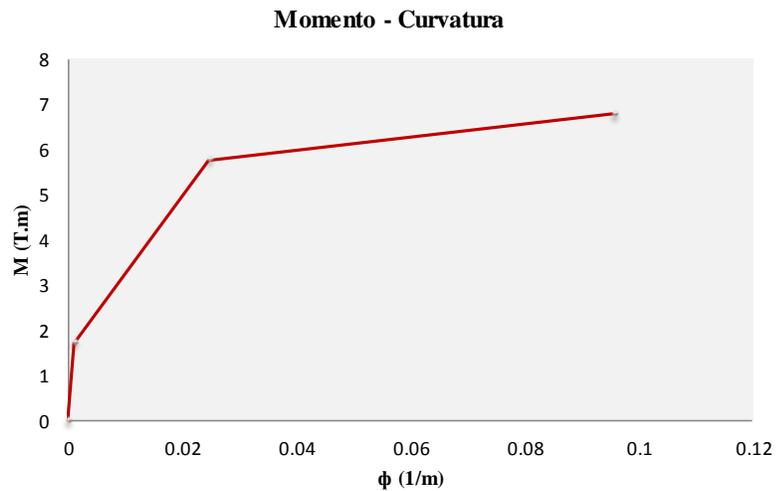


COLUMNA 30x30

As= 4.52 cm<sup>2</sup>  
As'= 4.52 cm<sup>2</sup>

<b>Punto A</b>	ct	0.15
	fc <sub>t</sub>	210
	I	0.00069
	A	0.09
	MA	1.72
	$\phi_A$	0.0012
<b>Punto Y</b>	$\eta_o$	0.09
	$\epsilon_o$	0.0021
	$\alpha_y$	0.952
	$\eta$	0.65
	$\beta_c$	0.15
	pt	0.12
	pt'	0.12
	k	0.27
	C2	1.47
	$\phi_Y$	0.025
	$\epsilon_c$	0.0044254
	$\alpha_c$	1.72
	MY	5.77
	<b>Punto U</b>	MU
c		0.041743
c1		1.05
c2		1.54
$\epsilon_b$		0.03
$\theta_s$		0.0002194
$\epsilon_p$		0.029623
$\rho_w$		2
$\mu\phi$		1
$\phi_U$		0.10

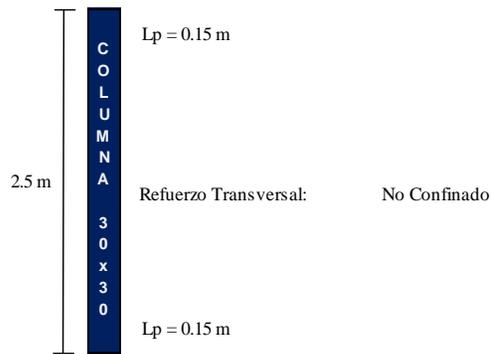
Punto	Momento (T.m)	Curvatura (1/m)
0	0	0
A	1.723	0.0012
Y	5.773	0.0247
U	6.793	0.0958



### DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN

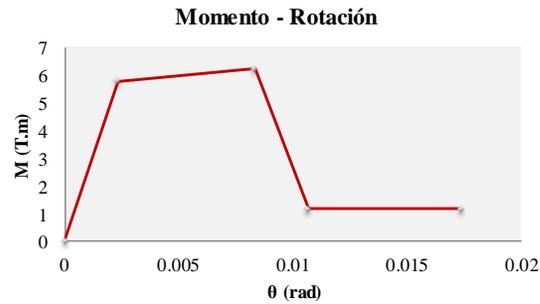
FEMA - 356	
My 5.77	<b>PARÁMETROS</b> a 0.006 b 0.015 c 0.2
Ig 0.0007	
fr 289.83	
Mcr 1.30	
Icr 0.0005	
Ie 0.00047	
Ec 2173706.51	
$\theta_y$ 0.002	
Lp 0.15	
Ag 0.09	

**CONDICIONES**  
 $V = 0.8$  Ton  
 $P/Agf_c = 0.08$   
 $Av = 1.01$   
 $Vs = 10.98$  Ton  
 $d/3 = 0.087$   
 $s = 0.10$  m  
 $V/bd((f_c)^{0.5}) = 0.27$  Pound/in



Punto	Momento (T.m)	Rotación (rad)
A	0	0
B	5.77	0.002
C	6.21	0.008
D	1.15	0.011
E	1.15	0.017

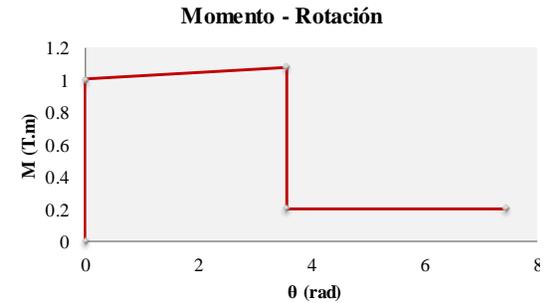
CRITERIOS DE ACEPTACIÓN	
Inmediatamente Ocupacional (IO)	0.005
Seguridad de Vida (LS)	0.005
Prevención de Colapso (CP)	0.006



### DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN

SAP 2000 v16.		
Punto	Momento (T.m)	Rotación (rad)
A	0	0
B	1.00	0
C	1.08	3.575
D	0.20	3.575
E	0.20	7.436

CRITERIOS DE ACEPTACIÓN	
Inmediatamente Ocupacional (IO)	2.15
Seguridad de Vida (LS)	2.15
Prevención de Colapso (CP)	2.57

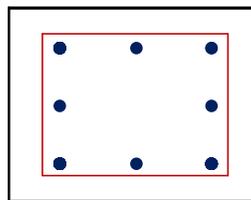


R:C2: Rótula en la columna 2.

### DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA

Insertar datos		
Po	31830	kg
b=	30	cm
h=	30	cm
r=	4	cm
# de $\phi$ en x=	3	
# de $\phi$ en y=	3	
$\phi$ =	12	mm
$\phi_{est}$	8	mm
s	10	cm
# ramas	2	
ln=	2.50	m
f <sub>c</sub> =	210.00	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	4200.00	kg/cm <sup>2</sup>

Columna Bajo el 1%

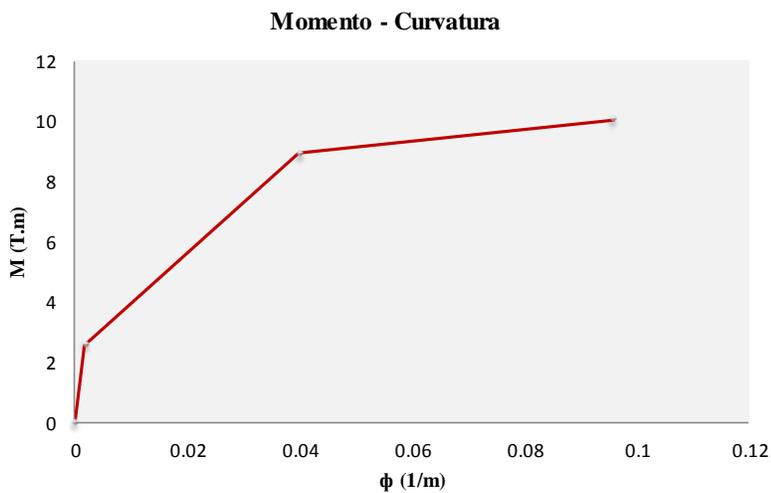


COLUMNA 30x30

As= 4.52 cm<sup>2</sup>  
As'= 4.52 cm<sup>2</sup>

<b>Punto A</b>	ct	0.15
	fct	210
	I	0.00069
	A	0.09
	MA	2.58
	$\phi_A$	0.0017
<b>Punto Y</b>	$\eta_o$	0.19
	$\epsilon_o$	0.0021
	$\alpha_y$	0.952
	$\eta$	1.01
	$\beta_c$	0.15
	pt	0.12
	pt'	0.12
	k	0.27
	C2	1.47
	$\phi_Y$	0.040
	$\epsilon_c$	0.0083765
	ac	3.39
	MY	8.92
<b>Punto U</b>	MU	10.04
	c	0.041743
	c1	1.05
	c2	1.54
	$\epsilon_b$	0.05
	$\theta_s$	0.0002194
	$\epsilon_p$	0.0544618
	$\rho_w$	2
	$\mu_\phi$	1
	$\phi_U$	0.10

Punto	Momento (T.m)	Curvatura (1/m)
0	0	0
A	2.576	0.0017
Y	8.925	0.0399
U	10.044	0.0958



### DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN

FEMA - 356	
My	8.92
Ig	0.0007
fr	289.83
Mcr	1.30
Icr	0.0005
Ie	0.00047
Ec	2173706.51
$\theta_y$	0.004
Lp	0.15
Ag	0.09

#### PARÁMETROS

a	0.003
b	0.01
c	0.2

#### CONDICIONES

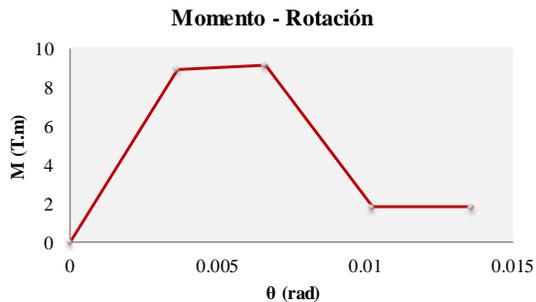
V	0	Ton
P/Agfc	0.17	
Av	1.01	
Vs	10.98	Ton
d/3	0.087	
s	0.10	m
V/bd((fc) <sup>0.5</sup> )	0.00	Pound/in



Punto	Momento (T.m)	Rotación (rad)
A	0	0
B	8.92	0.004
C	9.14	0.007
D	1.78	0.010
E	1.78	0.014

#### CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

Inmediatamente Ocupacional (IO)	0.002
Seguridad de Vida (LS)	0.002
Prevención de Colapso (CP)	0.003

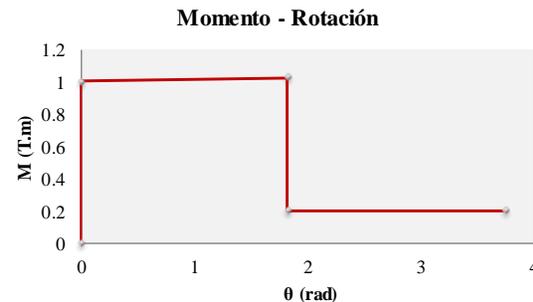


### DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN

SAP 2000 v16.		
Punto	Momento (T.m)	Rotación (rad)
A	0	0
B	1.00	0
C	1.02	1.830
D	0.20	1.830
E	0.20	3.766

#### CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

Inmediatamente Ocupacional (IO)	0.55
Seguridad de Vida (LS)	0.55
Prevención de Colapso (CP)	0.83

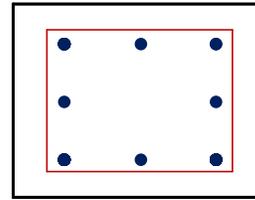


R:C4-C6: Rótula en las columnas 4 y 6.

### DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA

Insertar datos		
Po	7180	kg
b=	30	cm
h=	30	cm
r=	4	cm
# de $\phi$ en x=	3	
# de $\phi$ en y=	3	
$\phi$ =	12	mm
$\phi_{est}$	8	mm
s	10	cm
# ramas	2	
ln=	2.50	m
f <sub>c</sub> =	210.00	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	4200.00	kg/cm <sup>2</sup>

Columna Bajo el 1%

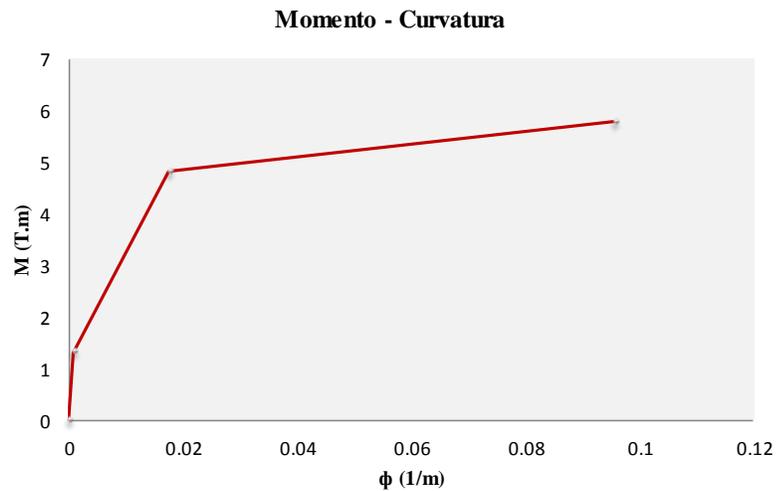


COLUMNA 30x30

As= 4.52 cm<sup>2</sup>  
As'= 4.52 cm<sup>2</sup>

<b>Punto A</b>		
ct	0.15	
fct	210	
I	0.00069	
A	0.09	
MA	1.32	
$\phi_A$	0.0009	
<b>Punto Y</b>		
$\eta_o$	0.04	
$\epsilon_o$	0.0021	
$\alpha_y$	0.952	
$\eta$	0.44	
$\beta_c$	0.15	
pt	0.12	
pt'	0.12	
k	0.27	
C2	1.47	
$\phi_Y$	0.018	
$\epsilon_c$	0.0025757	
ac	0.94	
MY	4.82	
<b>Punto U</b>		
MU	5.79	
c	0.041743	
c1	1.05	
c2	1.54	
$\epsilon_b$	0.02	
$\theta_s$	0.0002194	
$\epsilon_p$	0.0197285	
$\rho_w$	2	
$\mu\phi$	1	
$\phi_U$	0.10	

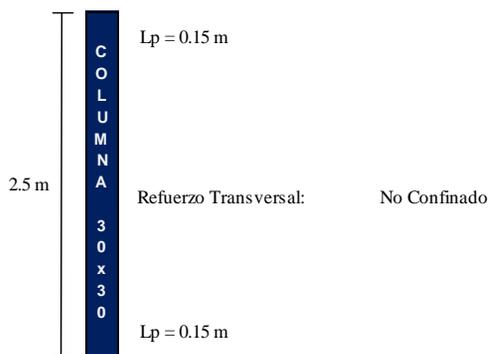
Punto	Momento (T.m)	Curvatura (1/m)
0	0	0
A	1.324	0.0009
Y	4.822	0.0176
U	5.790	0.0958



### DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN

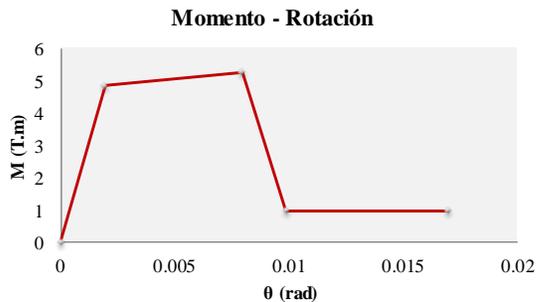
FEMA - 356	
My 4.82	<b>PARÁMETROS</b> a 0.006 b 0.015 c 0.2
Ig 0.0007	
fr 289.83	
Mcr 1.30	
Icr 0.0005	
Ie 0.00048	
Ec 2173706.51	
θy 0.002	
Lp 0.15	
Ag 0.09	

**CONDICIONES**  
 V 2.13 Ton  
 P/Agfc 0.04  
 Av 1.01  
 Vs 10.98 Ton  
 d/3 0.087  
 s 0.10 m  
 V/bd((fc)^0.5) 0.71 Pound/in



Punto	Momento (T.m)	Rotación (rad)
A	0	0
B	4.82	0.002
C	5.26	0.008
D	0.96	0.010
E	0.96	0.017

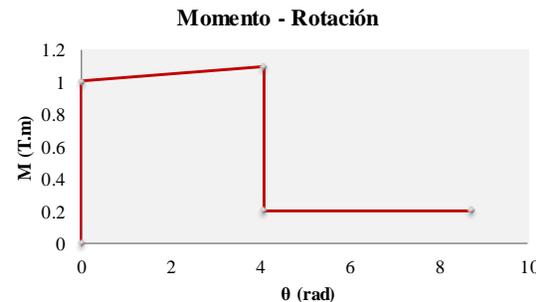
CRITERIOS DE ACEPTACIÓN	
Inmediatamente Ocupacional (IO)	0.005
Seguridad de Vida (LS)	0.005
Prevención de Colapso (CP)	0.006



### DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN

SAP 2000 v16.		
Punto	Momento (T.m)	Rotación (rad)
A	0	0
B	1.00	0
C	1.09	4.093
D	0.20	4.093
E	0.20	8.733

CRITERIOS DE ACEPTACIÓN	
Inmediatamente Ocupacional (IO)	2.58
Seguridad de Vida (LS)	2.58
Prevención de Colapso (CP)	3.09

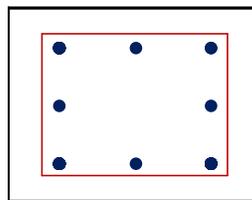


R:C5: Rótula en la columna 5.

### DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA

Insertar datos		
Po	15700	kg
b=	30	cm
h=	30	cm
r=	4	cm
# de $\phi$ en x=	3	
# de $\phi$ en y=	3	
$\phi$ =	12	mm
$\phi_{est}$	8	mm
s	10	cm
# ramas	2	
ln=	2.50	m
f <sub>c</sub> =	210.00	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	4200.00	kg/cm <sup>2</sup>

Columna Bajo el 1%

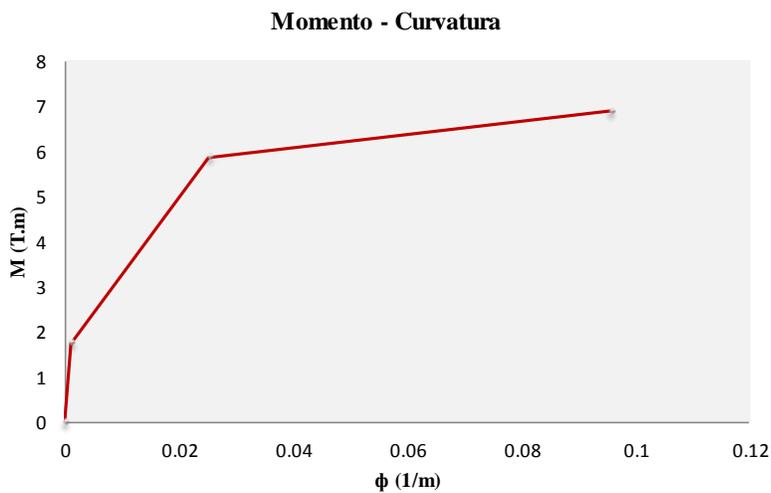


COLUMNA 30x30

As= 4.52 cm<sup>2</sup>  
As'= 4.52 cm<sup>2</sup>

<b>Punto A</b>		
ct	0.15	
fct	210	
I	0.00069	
A	0.09	
MA	1.76	
$\phi_A$	0.0012	
<b>Punto Y</b>		
$\eta\sigma$	0.10	
$\epsilon\sigma$	0.0021	
$\alpha_y$	0.952	
$\eta$	0.66	
$\beta_c$	0.15	
pt	0.12	
pt'	0.12	
k	0.27	
C2	1.47	
$\phi_Y$	0.025	
$\epsilon_c$	0.0045807	
$\alpha_c$	1.78	
MY	5.87	
<b>Punto U</b>		
MU	6.90	
c	0.041743	
c1	1.05	
c2	1.54	
$\epsilon_b$	0.03	
$\theta_s$	0.0002194	
$\epsilon_p$	0.0305042	
$\rho_w$	2	
$\mu\phi$	1	
$\phi_U$	0.10	

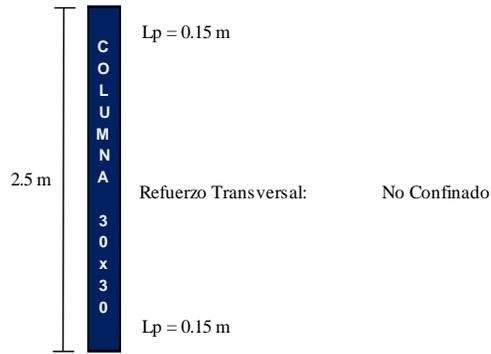
Punto	Momento (T.m)	Curvatura (1/m)
0	0	0
A	1.757	0.0012
Y	5.870	0.0253
U	6.895	0.0958



### DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN

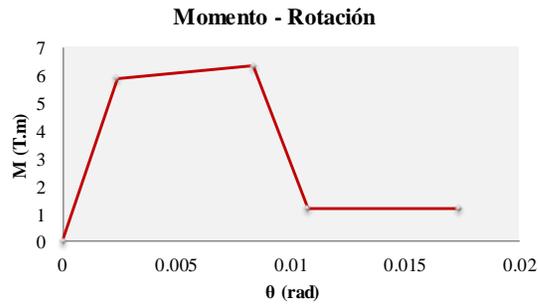
FEMA - 356	
My 5.87	<b>PARÁMETROS</b> a 0.006 b 0.015 c 0.2
Ig 0.0007	
fr 289.83	
Mcr 1.30	
Icr 0.0005	
Ie 0.00047	
Ec 2173706.51	
$\theta_y$ 0.002	
Lp 0.15	
Ag 0.09	

**CONDICIONES**  
 $V = 0$  Ton  
 $P/Agf_c = 0.08$   
 $Av = 1.01$   
 $Vs = 10.98$  Ton  
 $d/3 = 0.087$   
 $s = 0.10$  m  
 $V/bd((f_c)^{0.5}) = 0.00$  Pound/in



Punto	Momento (T.m)	Rotación (rad)
A	0	0
B	5.87	0.002
C	6.31	0.008
D	1.17	0.011
E	1.17	0.017

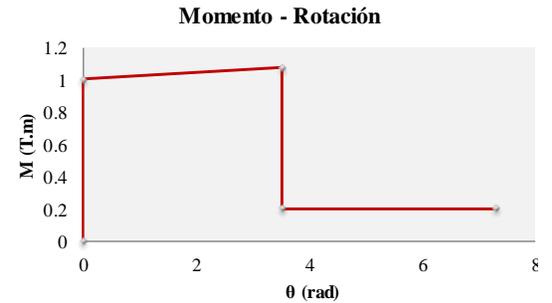
CRITERIOS DE ACEPTACIÓN	
Inmediatamente Ocupacional (IO)	0.005
Seguridad de Vida (LS)	0.005
Prevención de Colapso (CP)	0.006



### DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN

SAP 2000 v16.		
Punto	Momento (T.m)	Rotación (rad)
A	0	0
B	1.00	0
C	1.07	3.531
D	0.20	3.531
E	0.20	7.328

CRITERIOS DE ACEPTACIÓN	
Inmediatamente Ocupacional (IO)	2.11
Seguridad de Vida (LS)	2.11
Prevención de Colapso (CP)	2.53



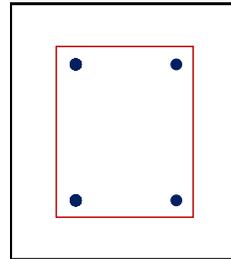
# R:V1-V2-V3-V4: Rótulas en vigas

## DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA

Insertar datos	
b=	25 cm
h=	30 cm
r=	5 cm
# de $\phi$ sup=	2
# de $\phi$ inf=	2
ln=	3.00 m
$\phi$	12 mm
s	10 cm
$\phi_{est}$	8 mm
$f_c$ =	210.00 kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$ =	4200.00 kg/cm <sup>2</sup>

Viga Simplemente Armada

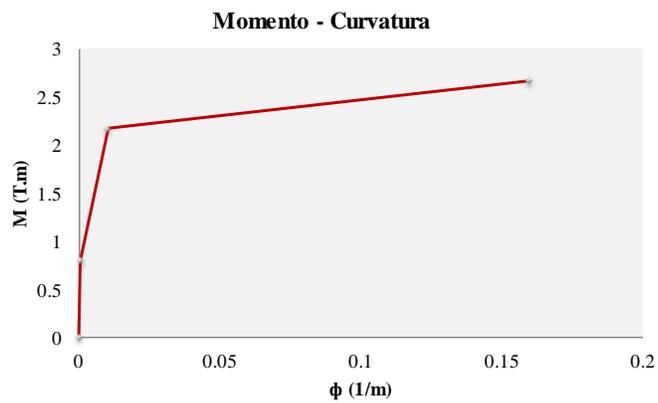
VIGA 25x30



As= 2.26 cm<sup>2</sup>  
As'= 2.26 cm<sup>2</sup>

Punto A	Ton.m
ct	0.15
fct	210
I	0.00057
MA	0.79
$\phi_A$	0.0006
Punto Y	
$\rho_t$	0.072
$\rho_t'$	0.072
$\epsilon_o$	0.0021
$\alpha_y$	0.952
$\beta_c$	0.20
k	0.24
$\phi_Y$	0.0105
$\epsilon_c$	0.0006
$\eta$	0.16
$\alpha_c$	0.05
MY	2.17
Punto U	
C1	1.05
c	0.03
$\epsilon_b$	0.011
$\theta_s$	0.0002
$\epsilon_p$	0.010987
$\rho_w$	1.2
$\mu_\phi$	1
$\phi_U$	0.16
MU	2.67

Punto	Momento (T.m)	Curvatura (1/m)
0	0	0
A	0.794	0.0006
Y	2.169	0.0105
U	2.666	0.1597



$\mu_\phi$	15.26
------------	-------

### DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN

FEMA - 356	
My	2.17
Ig	0.00056
fr	289.83
Mcr	1.09
Icr	0.0002
Ie	0.0002
Ec	2173706.51
$\theta_y$	0.002
Lp	0.15
$\rho$	0.004
$\rho'$	0.004
$\beta$	0.85
$\rho_b$	0.021

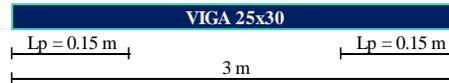
#### PARÁMETROS

a	0.02
b	0.04
c	0.2

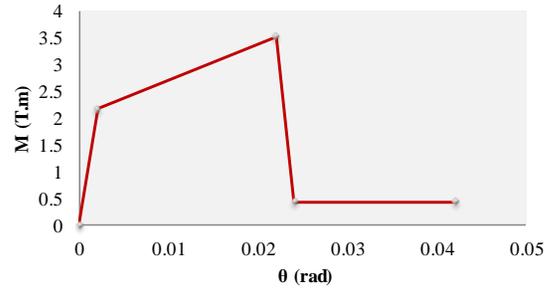
#### CONDICIONES

V	7.59	Ton
$(\rho-\rho')/\rho_b$	0.00	
Av	1.01	cm2
Vs	10.56	Ton
d/3	0.083	m
s	0.08	m
$(V/bd((f_c)^{0.5}))$	3.16	Pound/in

Refuerzo Transversal: Confinado



#### Momento - Rotación



CRITERIOS DE ACEPTACIÓN	
Inmediatamente Ocupacional (IO)	0.005
Seguridad de Vida (LS)	0.01
Prevención de Colapso (CP)	0.02

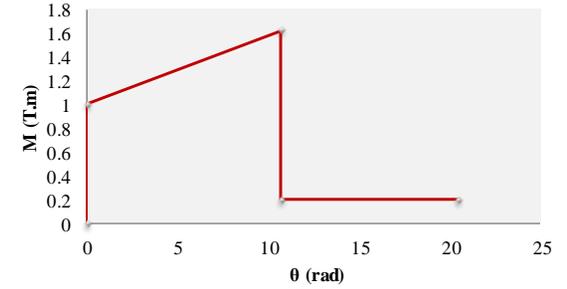
### DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN

SAP 2000 v16.		
Punto	Momento (T.m)	Rotación (rad)
A	0	0
B	1.00	0
C	1.62	10.738
D	0.20	10.738
E	0.20	20.476

#### CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

Inmediatamente Ocupacional (IO)	2.43
Seguridad de Vida (LS)	4.87
Prevención de Colapso (CP)	9.74

#### Momento - Rotación



Una vez determinado los valores de los diagramas momento rotación ingresamos estos al programa SAP.

- Para las columnas se realiza el siguiente procedimiento.

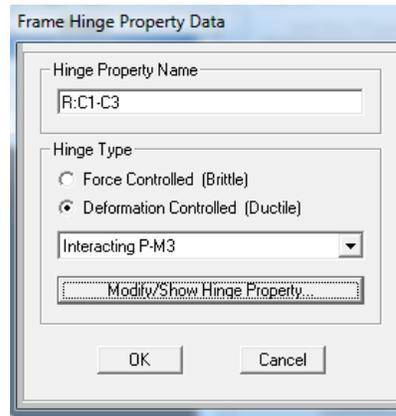


Figura 3.19. Deformación Controlada de las columnas.

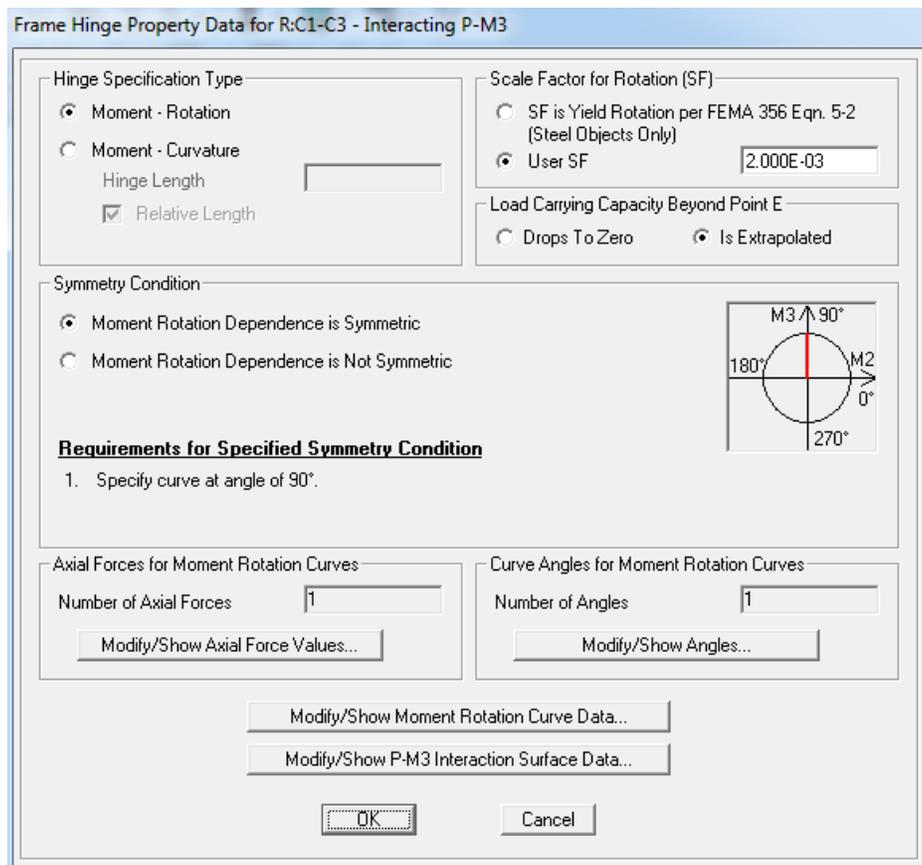


Figura 3.20. Momento rotación.

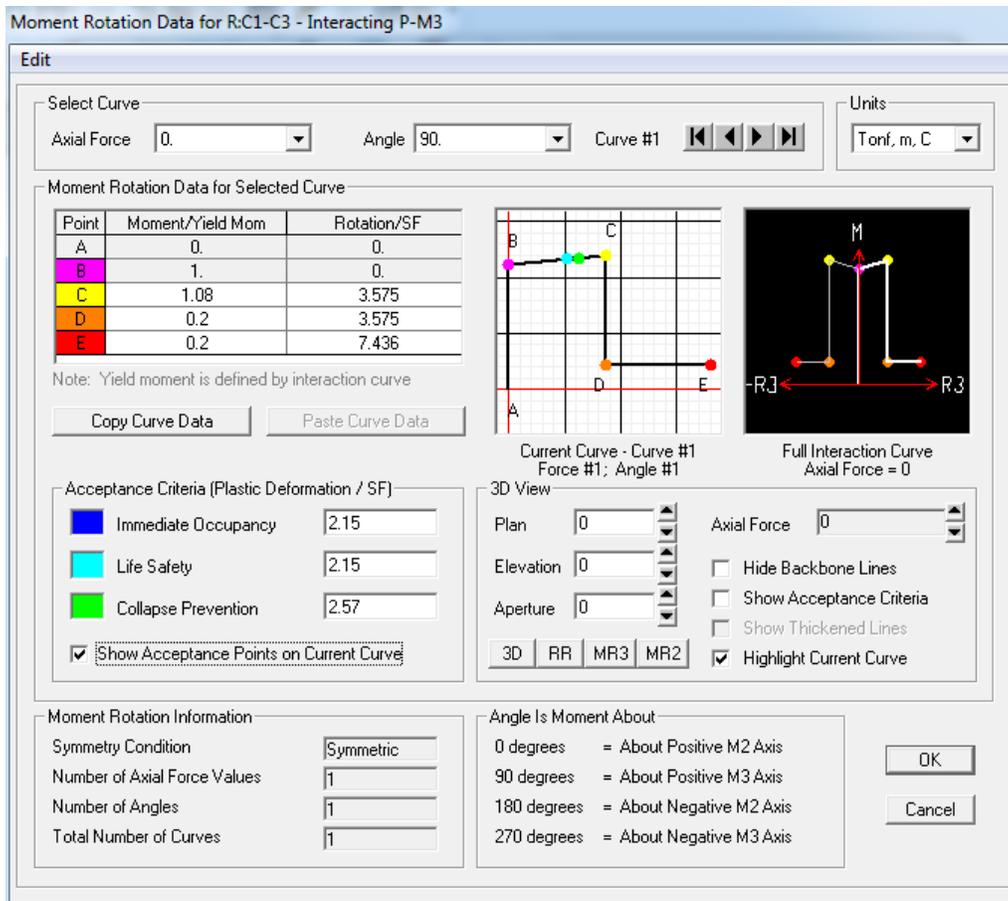


Figura 3.21. Momento rotación.

- Para las vigas se realiza el siguiente procedimiento.

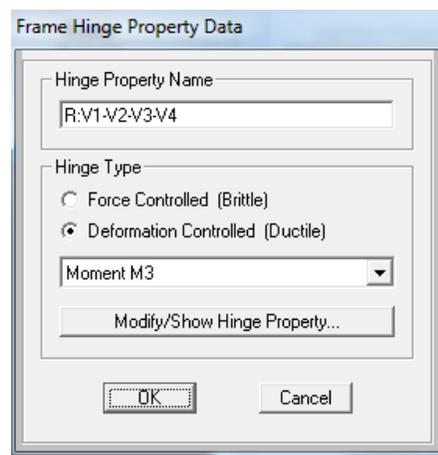


Figura 3.22. Deformación controlada.

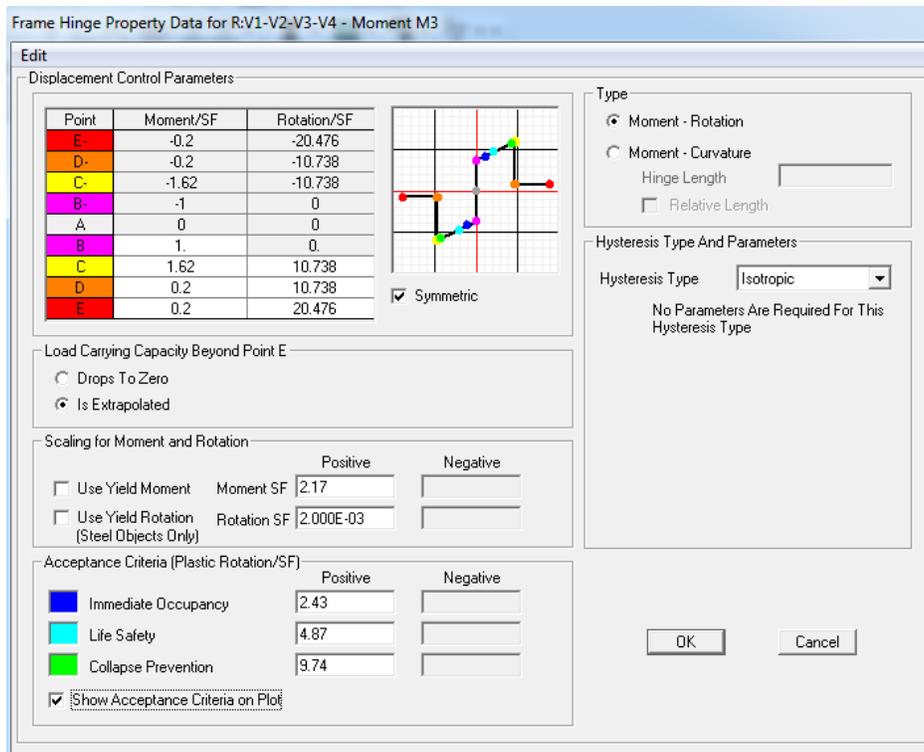


Figura 3.23. Momento rotación.

De esta manera se realiza para todos los elementos, luego se selecciona los elementos y se asigna las rótulas (Hinges), en la figura 3.24 muestra el mecanismo de rótulas plásticas.

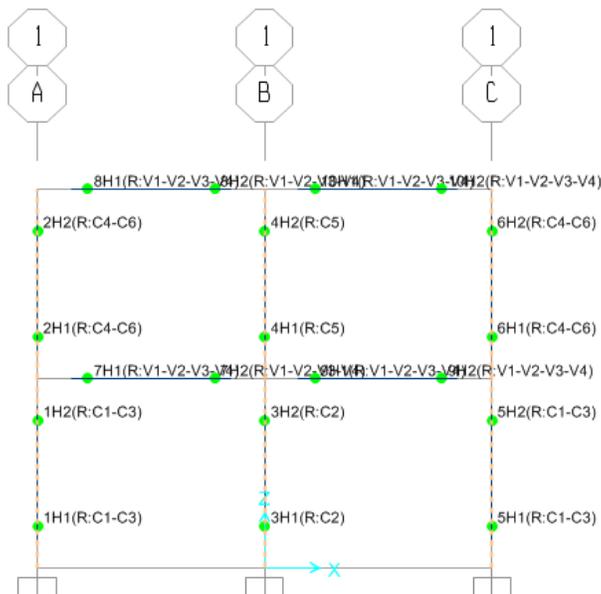


Figura 3.24. Mecanismo de rótulas plásticas.

Finalmente se corre el programa y se obtiene la curva de capacidad y los valores del método de desplazamiento FEMA 356.

### 3.6.2.11. Parámetros por el método del coeficiente de desplazamiento FEMA 356.

Antes de obtener los resultados se modifica el factor de escala del espectro de diseño que lo ingresamos ya que los valores de la aceleración no incluían la gravedad, por tal motivo se lo multiplica por  $g=9.8$ , en la figura 3.25 se muestra lo mencionado.

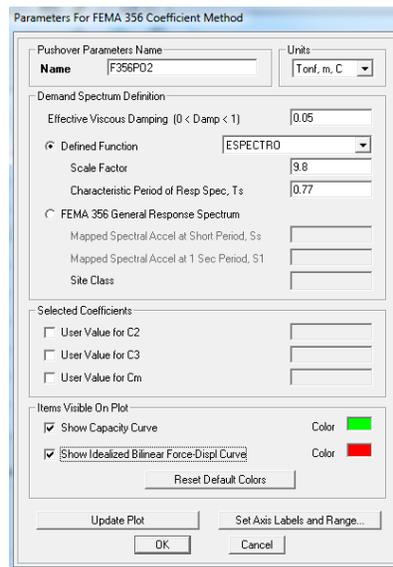


Figura 3.25. Factor de escala para modificar el espectro de diseño.

### 3.6.2.12. Curva de Pushover.

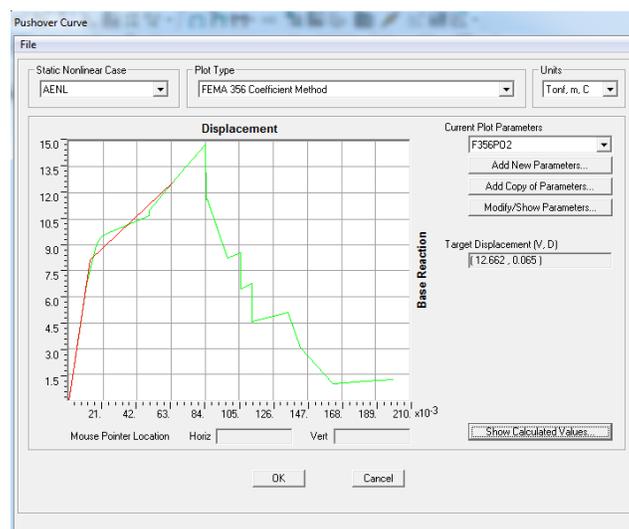


Figura 3.26. Curva de Pushover.

Además presenta valores de parámetros del coeficiente de desplazamiento por FEMA 356.

Item	Value
C0	1.2122
C1	1.2952
C2	1.
C3	1.
Sa	1.1892
Te	0.3744
Ti	0.3744
Ki	630.0433
Ke	630.0433
Alpha	0.1392
R	4.5226
Vy	8.1371
Weight	30.9457
Cm	1.

Figura 3.27. Parámetros para el cálculo del drift.

En la figura 3.27 muestra los valores que se utilizan para el cálculo del drift, se emplea la expresión descrita en la sección 2.2.22.1, sin embargo se vuelve a presentar:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Con la ayuda de una hoja de cálculo en Microsoft Excel se determina el desplazamiento máximo de piso empleando la expresión antes anotada.

Insertar datos			
ki=	630.0433	T/m	Rigidez Lateral Elástica o inicial
ke=	630.0433	T/m	Rigidez Lateral Efectiva
α=	0.1392		Rigidez del sistema
Vy=	8.1371	T	Cortante de Fluencia de la estructura
W=	30.9457	T	Carga Reactiva
Nivel de Desempeño: <b>Inmediatamente ocupacional</b>			
FEMA 356			
Co	1.2		
C1	3.24		
C2	1.0		
C3	1.00		
Sa	1.19		
Te	0.20		
Ti	0.20		
R	4.53		
Cm	1.00		
Desplazamiento máximo de piso			
δt=	0.046	m	
			4.6 cm
SAP			
Desplazamiento máximo de piso			
δt=	0.0650	m	
			6.50 cm

Figura 3.28. Cálculo del drift.

El valor determinado aplicando la metodología propuesta por FEMA 356 es  $\delta_t = 0.046$ .

De igual manera se realiza el Análisis Estático No Lineal de los pórticos planos de concreto reforzado del proyecto de investigación.

### 3.6.2.13. Formación de articulaciones mediante el criterio fuerza deformación

A continuación se muestra las deformaciones de la estructura que presenta SAP, paso a paso en las cuales se indica los más relevantes, se vendrá evidenciando que la estructura se va degradando tal es el caso que va perdiendo rigidez, mientras se van formando las articulaciones.

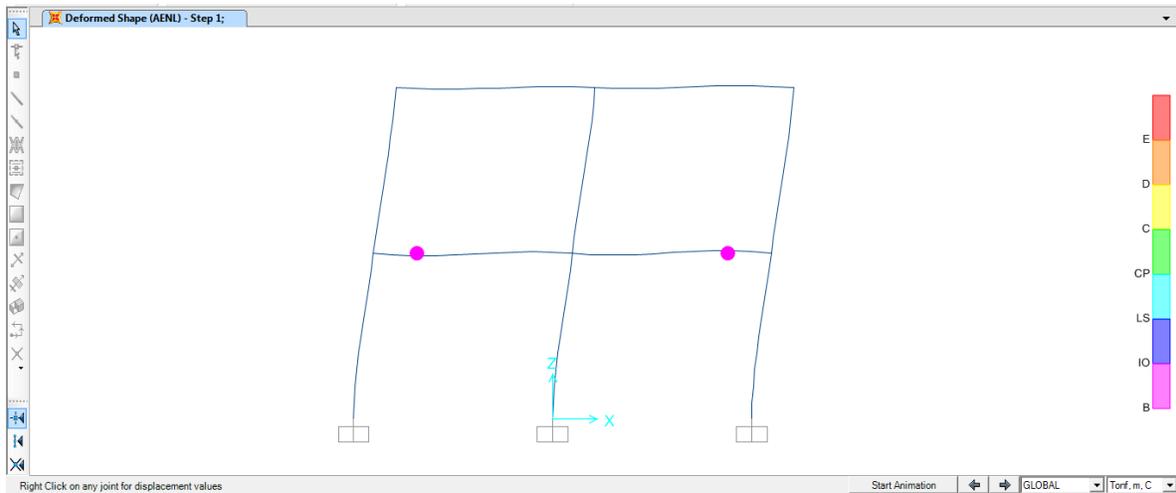


Figura 3.29. Paso 1.

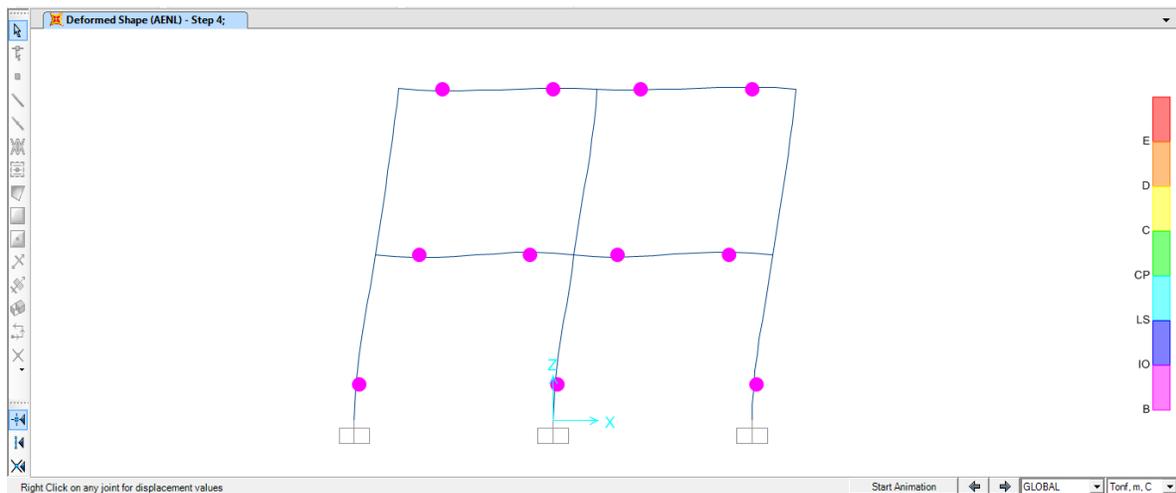


Figura 3.30. Paso 4.

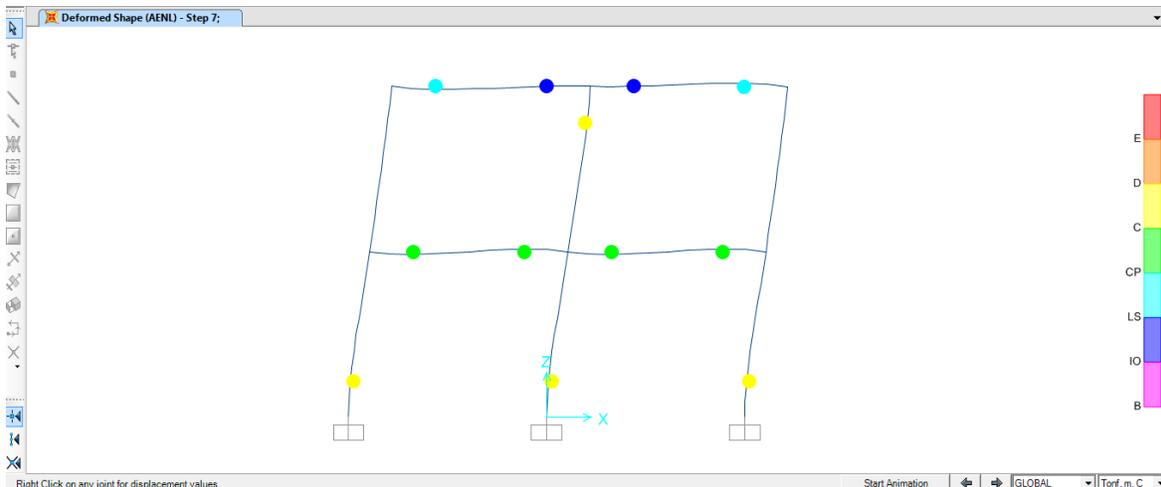


Figura 3.31. Paso 7.

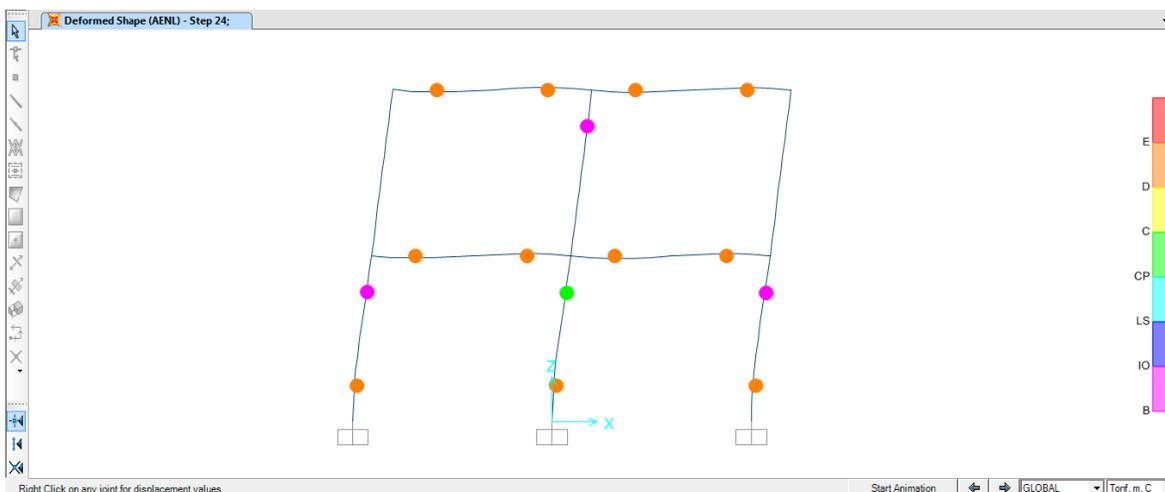


Figura 3.32. Paso 24.

Como se puede observar en el paso 24 aparecen las articulaciones para un criterio fuerza deformación tipo D, especificado en la sección 2.2.18.1.6.

### 3.6.3. MODELACIÓN DE UN PÓRTICO PLANO POR EL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL EN EL PROGRAMA MODAL 2D

El Programa MODAL 2D, se realizó en vista que al modelar un pórtico plano de concreto reforzado en SAP 2000 v. 16 Demo, lleva mucha demanda de tiempo al insertar los datos como se verá más adelante al modelar un pórtico plano en SAP 2000 v. 16 Demo.

Es importante destacar que el uso del programa MODAL 2D es aplicable a la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 y a la que se encuentre vigente.

No está de más mencionar que el programa MODAL 2D fue desarrollado en el lenguaje de programación Matlab ya que es una herramienta poderosa en cuanto se refiere a cálculos que involucran matrices.

Se realiza el análisis sísmico de superposición modal espectral de una estructura de concreto reforzado de 2 pisos indicada en la figura 3.2, con secciones transversales de 30/30 cm y 25/30 cm de las columnas y vigas respectivamente, con una carga muerta de 0.92 T/m<sup>2</sup> y carga viva del piso 1 de 0.20 T/m<sup>2</sup>, del piso 2 de 0.10 T/m<sup>2</sup>, situada en la zona de peligrosidad sísmica V correspondiente a una aceleración máxima en roca de  $A_0=0.40g$ , sobre un perfil de suelo C, considerar para el espectro inelástico los datos que proporcionan la figura 3.3, las características de los materiales del hormigón 210kg/cm<sup>2</sup>, el acero de refuerzo de 4200kg/cm<sup>2</sup> y un módulo de elasticidad de  $E_c=2173706.51$  T/m<sup>2</sup>, estos parámetros responden al problema de análisis sísmico no lineal presentado anteriormente.

- **Datos que requiere el programa MODAL 2D**

- Módulo de Elasticidad:  $E_c=2173706.51$  T/m<sup>2</sup>
- Masa: Calcular la masa de cada piso (Sección 3.6.1.3)
- Aceleración espectral elástica: Determinada en la figura 3.3

- **Datos de ingreso**

Número de pisos: 2

Número de vanos: 2

Altura de entrepiso [m]: 2.50

Longitud de vano [m]: 3.00

Sección de Columnas:

Base [m]:0.30

Altura [m]:0.30

Sección de Vigas:

Base [m]:0.25

Altura [m]:0.30

- Se presenta los resultados del programa.

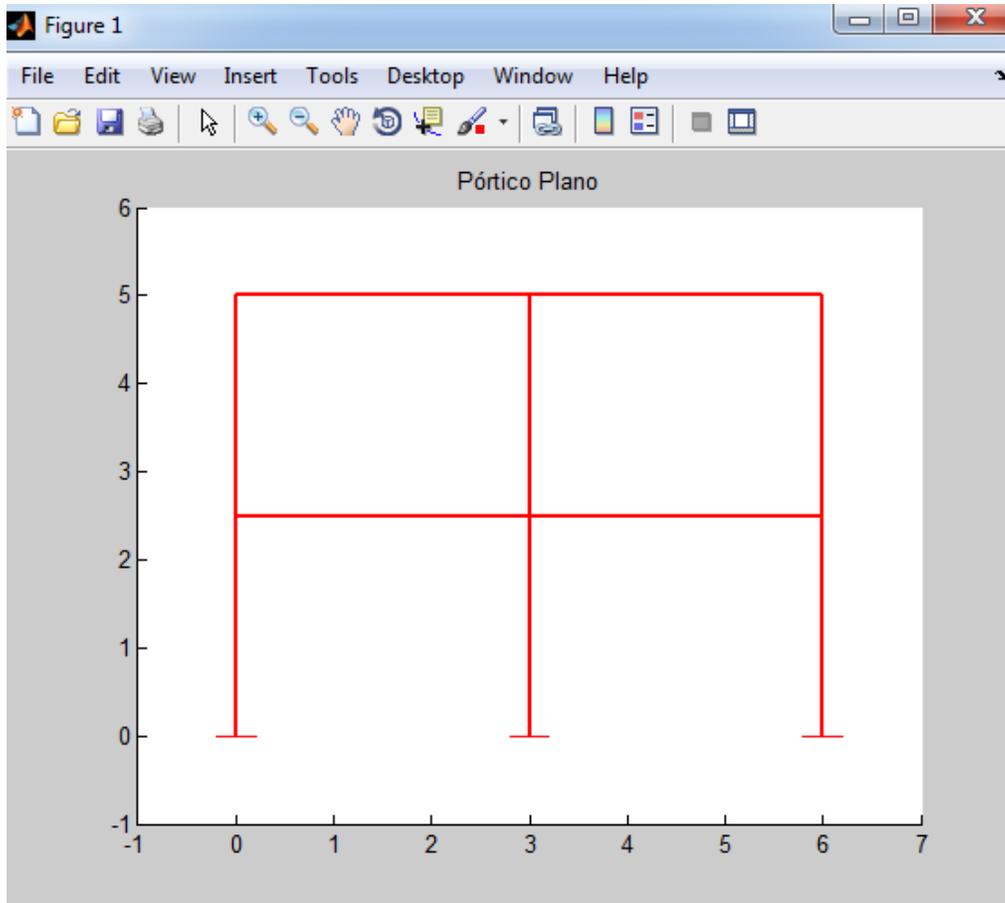


Figura 3.33. Pórtico plano en estudio.

- Matriz de rigidez lateral con Inercias Agrietadas:

$$K_{LA} = \begin{bmatrix} 4218.3 & -1730.6 \\ -1730.6 & 1190.2 \end{bmatrix}$$

A continuación se ingresa la masa de cada piso.

Masa del piso 1:

Masa: 1.78

Masa del piso 2:

Masa: 1.74

Presenta los resultados.

- Matriz Masa [Ts<sup>2</sup>/m]:

$$M = \begin{bmatrix} 1.78 & \\ & 1.74 \end{bmatrix}$$

- Valores Propios:

$$\lambda_1 = 231.8$$

$$\lambda_2 = 2822.1$$

- Modos de Vibración (Vectores Propios):

$$\phi_1 = \begin{bmatrix} -0.3132 \\ -0.6887 \end{bmatrix}$$

$$\phi_2 = \begin{bmatrix} -0.6810 \\ 0.3168 \end{bmatrix}$$

### **Propiedades dinámicas:**

- Frecuencias Naturales [1/s]:

$$w_1 = 15.2240$$

$$w_2 = 53.1234$$

- Periodos de Vibración [s]:

$$T_1 = 0.4127$$

$$T_2 = 0.1183$$

- Factores de Participación Modal:

$$\gamma_1 = 1.7559$$

$$\gamma_2 = 0.6609$$

Luego se necesita ingresar la aceleración espectral elástica, no está demás mostrar el cálculo que se desarrolla para obtener la variable  $Ad_i$ .

- Aceleración Espectral Inelástica:

Con cada periodo de vibración se ingresa al espectro de diseño figura 3.3 y se determina la aceleración espectral  $Ad_{(i)}$ .

$$Ad_{(1)} = 0.1983.g = 0.1983 \times 9.8 = 1.94334 \frac{m}{s^2}$$

$$Ad_{(2)} = 0.1983.g = 0.1983 \times 9.8 = 1.94334 \frac{m}{s^2}$$

Después de este paréntesis se continúa con el proceso del ingreso de datos.

Aceleración espectral elástica 1: 1.19

Aceleración espectral elástica 2: 1.19

Factor de Reducción de respuesta estructural: 6

Finalmente se presenta los resultados obtenidos.

- Desplazamientos Máximos Modales  $q$  [m]:

$$q_{(1)} = \begin{bmatrix} -0.0046 \\ -0.0101 \end{bmatrix}$$

$$q_{(2)} = \begin{bmatrix} -0.000310 \\ 0.0001442 \end{bmatrix}$$

- Fuerzas Máximas Modales  $F$  [Ton]:

$$F_1 = \begin{bmatrix} -1.9026 \\ -4.0900 \end{bmatrix}$$

$$F_2 = \begin{bmatrix} -1.5571 \\ 0.7081 \end{bmatrix}$$

· Cortantes de piso V [Ton]:

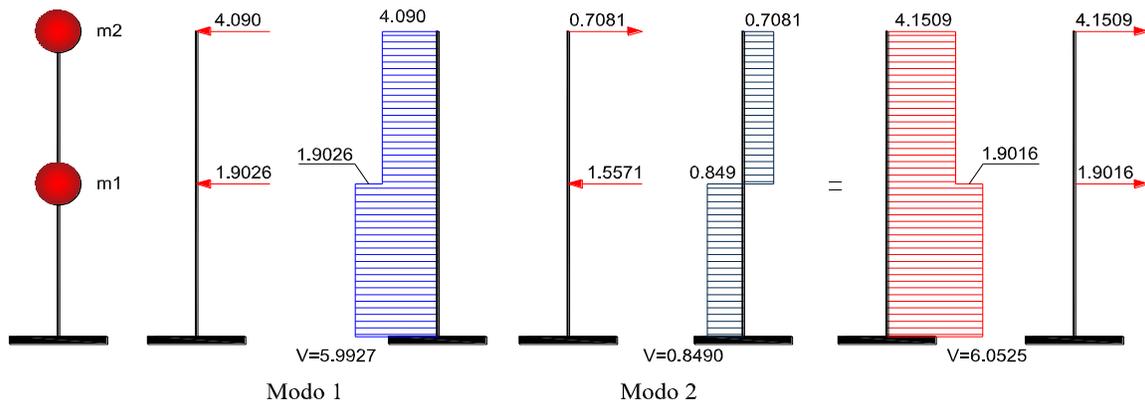


Figura. 3.34. Fuerzas laterales y cortantes en cada modo de vibración.

· Criterio de Combinación Modal V [Ton]:

$$V_{piso1} = \sqrt{(-5.9927)^2 + (-0.8490)^2} = 6.0525$$

$$V_{piso2} = \sqrt{(-4.0900)^2 + (0.7081)^2} = 4.1509$$

El cortante basal hallado del método modal espectral es: 6.0525 Ton

· **Control del Cortante Basal Mínimo:**

Peso Reactivo de cada piso  $w$  [Ton]:

$$w_1 = m_1 \cdot g$$

$$w_1 = 1.78 \times 9.8 = 17.4440$$

$$w_2 = 1.74 \times 9.8 = 17.0520$$

Peso Reactivo  $W$  [Ton]:

$$W = w_1 + w_2$$

$$W = 17.4440 + 17.0520 = 34.4960$$

- Cortante Basal Mínimo  $V_{min}$  [Ton]:

$$V_{min} = \frac{1.00 \times 1.19}{6.00 \times 1.00 \times 1.00} 34.4960 = 6.8417$$

$V_o < V_{min}$  Es necesario corregir las fuerzas estáticas

- Corrección de las Fuerzas Estáticas  $V$  [Ton]:

$$f_c = \frac{6.8417}{6.0525} = 1.1304$$

$$1.9016 \times 1.1304 = 2.1496$$

$$4.1509 \times 1.1304 = 4.6921$$

$$V_o = 2.1496 + 4.6921$$

$$V_o = 6.8417$$

$$V_o \geq V_{min} \text{ ok}$$

- **Control de la Deriva de Piso:**

Es importante destacar que cuando se trabaja con inercias agrietadas todos los elementos de la estructura se ven reducidos su rigidez pero esto no es cierto ya que no todos los elementos van a ingresar al rango no lineal durante un sismo muy severo. Esto es una debilidad de trabajar con  $I_{cr}$ , (Aguiar, R.).

Por esta razón para el control de la deriva de piso se determina la matriz de rigidez lateral con inercias gruesas.

Matriz de rigidez lateral con Inercias Gruesas KLG:

$$K_{LG} = \begin{bmatrix} 5583.9 & -2392.0 \\ -2392.0 & 1780.8 \end{bmatrix}$$

Vector de cargas generalizadas:

$$Q = \begin{bmatrix} 2.1496 \\ 4.6921 \end{bmatrix}$$

- Desplazamientos Laterales Elásticos  $q$  [m]:

$$q = \begin{bmatrix} 0.0036 \\ 0.0074 \end{bmatrix}$$

- Desplazamientos Laterales Inelásticos  $q_{ine}$  [m]:

$$q_{ine} = \begin{bmatrix} 0.0214 \\ 0.0445 \end{bmatrix}$$

- Derivas de piso  $\gamma$  :

$$\gamma_1 = 0.0086$$

$$\gamma_2 = 0.0093$$

La deriva máxima de piso es:  $\gamma = 0.93\% < 2\%$  ok

- **Control Efecto  $P-\Delta$  :**

Tabla 3.2. Índice de estabilidad de piso.

Piso	Deriva de Piso	Pi [Ton]	Vi [Ton]	Qi
2	0.0093	17.052	4.6921	0.034
1	0.0086	34.496	6.8417	0.043

$$Q_i < 0.10 \text{ ok}$$

La deriva máxima de piso por el método de superposición modal espectral es  $\gamma = 0.0093$

### 3.6.4. MODELACIÓN DE UNA ESTRUCTURA ESPACIAL POR EL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL

En este apartado se presenta la resolución de la estructura mostrada en la figura 3.1, las características fueron planteadas anteriormente, en la figura 3.31 muestra la estructura en elevación y los grados de libertad a considerar, además el centro de masa se ubica a distancia de 3m en los sentidos en otras palabras en la intersección de los ejes B-2.

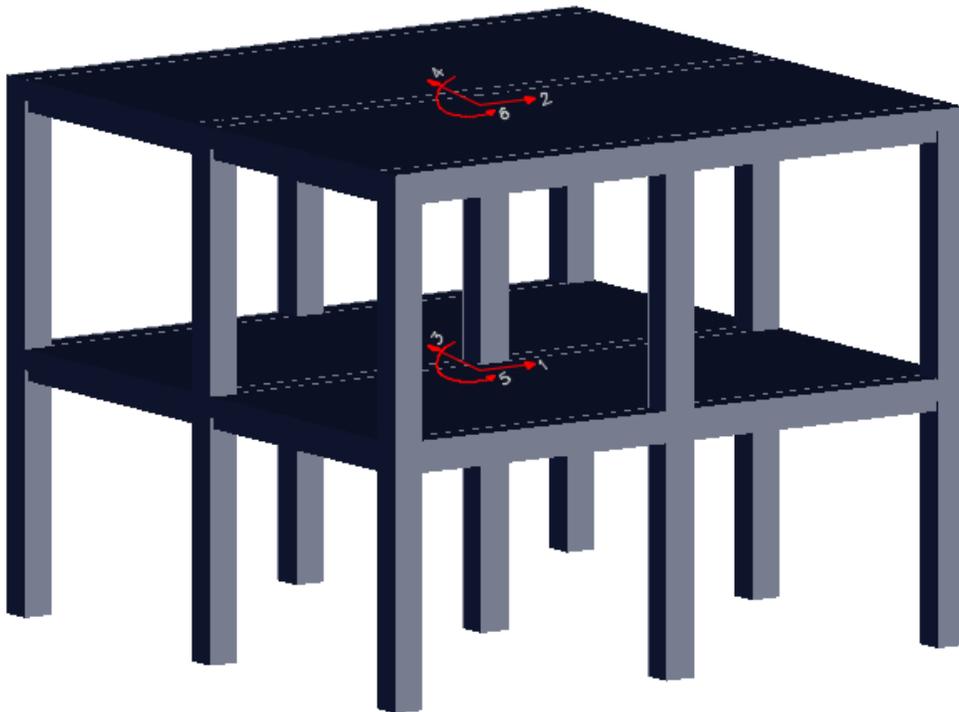


Figura. 3.35. Grados de libertad considerados en el análisis sísmico.

Para el análisis sísmico de superposición modal espectral espacial se sigue el procedimiento descrito en la sección 2.2.18.2.1.1.3 (Procedimiento de cálculo), a continuación se presenta la resolución de la estructura planteada en este apartado y se hará paréntesis de acuerdo se amerite en el proceso ya que no es prioridad del tema, mostrar el desarrollo de los cálculos. Si el lector necesita profundizar este método se recomienda tomar como referencia el libro Análisis Sísmico de Edificios de Aguiar, R. (2008).

- Matriz de rigidez lateral con Inercias Agrietadas:

$$K_{LA} = \begin{bmatrix} 4218.3 & -1730.6 \\ -1730.6 & 1190.2 \end{bmatrix}$$

- Distancia del centro de masa al pórtico:

Tabla 3.3. Distancia del centro de masa al pórtico.

Pórtico	Piso 1	Piso 2
1	-3.00	-3.00
2	0.00	0.00
3	3.00	3.00
A	-3.00	-3.00
B	0.00	0.00
C	3.00	3.00

- Matriz r:

$$r^{(1)} = \begin{bmatrix} -3.00 & 0.00 \\ 0.00 & -3.00 \end{bmatrix}; \quad r^{(2)} = \begin{bmatrix} 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 \end{bmatrix}; \quad r^{(3)} = \begin{bmatrix} 3.00 & 0.00 \\ 0.00 & 3.00 \end{bmatrix}$$

$$r^{(A)} = \begin{bmatrix} -3.00 & 0.00 \\ 0.00 & -3.00 \end{bmatrix}; \quad r^{(B)} = \begin{bmatrix} 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 \end{bmatrix}; \quad r^{(C)} = \begin{bmatrix} 3.00 & 0.00 \\ 0.00 & 3.00 \end{bmatrix}$$

- Matriz de compatibilidad de deformaciones:

Para los pórticos 1, 2, 3  $\alpha = 0^\circ$  y para A, B, C  $\alpha = 90^\circ$

$$A^{(i)} = \begin{bmatrix} \cos\alpha & & & r_i & & \\ & \dots & & & \dots & \\ & & \cos\alpha & & & \\ & & & & & r_n \end{bmatrix}$$

$$A^{(i)} = [\cos\alpha I \quad \text{sen}\alpha I \quad r]$$

$$A^{(1)} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & -3 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & -3 \end{bmatrix}; \quad A^{(2)} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}; \quad A^{(3)} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 3 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 3 \end{bmatrix}$$

$$A^{(A)} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 & -3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -3 \end{bmatrix}; \quad A^{(B)} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix}; \quad A^{(C)} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 & 3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 3 \end{bmatrix}$$

· Matriz de rigidez de la estructura con Inercias agrietadas:

$$KE = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{x\theta} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{y\theta} \\ K_{\theta x} & K_{\theta y} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix}$$

$K_{xx}$  : Sumatoria de  $K_{LA}$  en la dirección x:

$$K_{xx} = K_{LA}^{(1)} + K_{LA}^{(2)} + K_{LA}^{(3)}$$

$$K_{xx} = \begin{bmatrix} 12655 & -5192 \\ -5192 & 3571 \end{bmatrix}$$

$K_{yy}$  : Sumatoria de  $K_{LA}$  en la dirección y:

$$K_{yy} = K_{LA}^{(A)} + K_{LA}^{(B)} + K_{LA}^{(C)}$$

$$K_{yy} = \begin{bmatrix} 12655 & -5192 \\ -5192 & 3571 \end{bmatrix}$$

$K_{xy}$  : En pórticos ortogonales  $K_{xy} = 0$  :

$$K_{yx} = K'_{xy}$$

$$K_{xy} = K_{yx} = \begin{bmatrix} 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 \end{bmatrix}$$

$K_{x\theta}$  : Sumatoria de  $K_{LA} \cdot r$  en la dirección x:

$$K_{x\theta} = K_{LA}^{(1)} \cdot r^{(1)} + K_{LA}^{(2)} \cdot r^{(2)} + K_{LA}^{(3)} \cdot r^{(3)}$$

$$K_{x\theta} = \begin{bmatrix} 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 \end{bmatrix}$$

$$K_{\theta x} = K'_{x\theta}$$

$K_{y\theta}$  : Sumatoria de  $K_{LA} \cdot r$  en la dirección  $y$ :

$$K_{y\theta} = K_{LA}^{(A)} \cdot r^{(A)} + K_{LA}^{(B)} \cdot r^{(B)} + K_{LA}^{(C)} \cdot r^{(C)}$$

$$K_{y\theta} = \begin{bmatrix} 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 \end{bmatrix}$$

$$K_{\theta y} = K'_{y\theta}$$

$K_{\theta\theta}$  : Sumatoria de  $K_{LA} \cdot r^2$

$$K_{\theta\theta} = K_{LA}^{(1)} \cdot (r^{(2)})^2 + K_{LA}^{(2)} \cdot (r^{(2)})^2 + K_{LA}^{(3)} \cdot (r^{(3)})^2 + K_{LA}^{(A)} \cdot (r^{(A)})^2 + K_{LA}^{(B)} \cdot (r^{(B)})^2 + K_{LA}^{(C)} \cdot (r^{(C)})^2$$

$$K_{\theta\theta} = \begin{bmatrix} 151860 & -62300 \\ -62300 & 42850 \end{bmatrix}$$

$$KE = \begin{bmatrix} 12655 & -5192 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ -5192 & 3571 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 12655 & -5192 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & -5192 & 3571 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 151860 & -62300 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & -62300 & 42850 \end{bmatrix}$$

· Matriz de masas:

$$M = \begin{bmatrix} m & & \\ & m & \\ & & J \end{bmatrix}$$

Donde  $m$  es la submatriz de masas y  $J$  es la submatriz de momentos de inercia de la masa.

$$m = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & \\ & m_2 & & & & \\ & & \dots & & & \\ & & & m_i & & \\ & & & & \dots & \\ & & & & & m_n \end{bmatrix}$$

$$J = \begin{bmatrix} J_1 & & & & & \\ & J_2 & & & & \\ & & \dots & & & \\ & & & J_i & & \\ & & & & \dots & \\ & & & & & J_n \end{bmatrix}$$

Donde  $J_i$  es el momento de inercia de la masa  $m_i$ . Para una planta rectangular de dimensiones  $a_i, b_i$ , el momento de inercia con respecto al centro de masa, se determina con la expresión:

$$J_i = \frac{m_i}{12} (a_i^2 + b_i^2)$$

· Cálculo de masas y momentos de inercia de cada piso:

$$m_1 = \frac{(0.92 + 0.25 \times 0.20) \times 6.00 \times 6.00}{9.8} = 3.5633 \frac{T \cdot s^2}{m}$$

$$m_2 = \frac{(0.92 + 0.25 \times 0.10) \times 6.00 \times 6.00}{9.8} = 3.4714 \frac{T \cdot s^2}{m}$$

$$J_1 = \frac{3.5633}{12} (6.00^2 + 6.00^2) = 21.3798 T \cdot m \cdot s^2$$

$$J_2 = \frac{3.4714}{12} (6.00^2 + 6.00^2) = 20.8284 T \cdot m \cdot s^2$$

Por lo tanto tenemos:

$$M = \begin{bmatrix} 3.5633 & & & & & \\ & 3.4714 & & & & \\ & & 3.5633 & & & \\ & & & 3.4714 & & \\ & & & & 21.3798 & \\ & & & & & 20.8284 \end{bmatrix}$$

- Valores Propios:

$$\lambda_1 = 348.3; \lambda_2 = 348.3; \lambda_3 = 696.6 \quad \lambda_4 = 4231.7; \lambda_5 = 4231.7 \quad \lambda_6 = 8463.5$$

- Modos de Vibración (Vectores Propios):

$$\phi_1 = \begin{bmatrix} -0.2217 \\ -0.4874 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \end{bmatrix}; \quad \phi_2 = \begin{bmatrix} 0.00000 \\ 0.00000 \\ -0.2217 \\ -0.4874 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \end{bmatrix}; \quad \phi_3 = \begin{bmatrix} 0.00000 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \\ -0.0905 \\ -0.1990 \end{bmatrix}$$

$$\phi_4 = \begin{bmatrix} -0.4811 \\ 0.22460 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \end{bmatrix}; \quad \phi_5 = \begin{bmatrix} 0.00000 \\ 0.00000 \\ -0.4811 \\ 0.22460 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \end{bmatrix}; \quad \phi_6 = \begin{bmatrix} 0.00000 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \\ -0.1964 \\ 0.09170 \end{bmatrix}$$

### Propiedades dinámicas:

- Frecuencias Naturales [1/s]:

$$w_1 = 18.6630; w_2 = 18.6630; w_3 = 26.3935$$

$$w_4 = 65.0519; w_5 = 65.0519; w_6 = 91.9972$$

- Periodos de Vibración [s]:

$$T_1 = 0.3367$$

$$T_2 = 0.3367$$

$$T_3 = 0.2381$$

$$T_4 = 0.0966$$

$$T_5 = 0.0966$$

$$T_6 = 0.0683$$

- Factores de Participación Modal:

CASO 1: Análisis en sentido x

$$\gamma_i = \frac{\bar{\phi}_{(i)}^t \bar{M} \bar{J}_x}{\bar{\phi}_{(i)}^t \bar{M} \bar{\phi}_{(i)}}$$

$$\bar{J}_x = \begin{bmatrix} \bar{1} \\ \bar{0} \\ \bar{0} \end{bmatrix}$$

Siendo  $\bar{1}$  un vector unitario cuyo orden es el número de pisos de la estructura.

Tabla 3.4. Factores de participación modal y aceleraciones espectrales inelásticas en [m/s<sup>2</sup>].

Modos	Factores de participación modal	Aceleraciones espectrales
1	2.4822	1.943
2	0.000	1.943
3	0.000	1.943
4	0.9346	1.943
5	0.000	1.943
6	0.000	1.943

- Cargas Máximas Modales en el centro de masa  $Q^{(i)}$ :

$$Q^{(i)} = \gamma_{ix} A_{di} M \phi^{(i)}$$

$$Q^{(i)} = \begin{bmatrix} F_x \\ F_y \\ M_T \end{bmatrix}$$

$F_x$  : Fuerzas horizontales en sentido x que van desde el primer piso al último.

$F_y$  : Fuerzas horizontales en sentido y que van desde el primer piso al último.

$M_T$  : Momentos de torsión.

Fuerzas horizontales en sentido x correspondientes al modo 1 y modo 4 respectivamente.

$$F_x^{(1)} = \begin{bmatrix} -3.8118 \\ -8.1638 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \end{bmatrix}; F_x^{(4)} = \begin{bmatrix} -3.1141 \\ 1.41650 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \\ 0.00000 \end{bmatrix}$$

· Cortantes de piso V [Ton]:

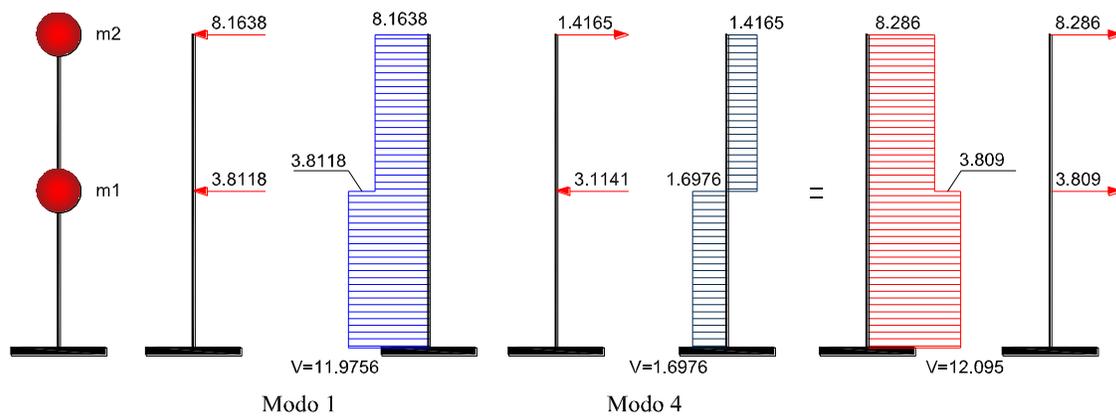


Figura. 3.36. Fuerzas laterales y cortantes en cada modo de vibración.

· Criterio de Combinación Modal V [Ton]:

$$V_{piso1} = \sqrt{(-11.9756)^2 + (-1.6976)^2} = 12.095$$

$$V_{piso2} = \sqrt{(-8.1638)^2 + (1.4165)^2} = 8.286$$

El cortante basal hallado del método modal espectral espacial es: 12.095 Ton

- Fuerzas resultantes en el centro de masas  $F_x$  [Ton]:

$$F_x = \begin{bmatrix} 3.809 \\ 8.286 \end{bmatrix}$$

- Momentos de torsión accidental  $M_T$  [T.m]:

$$M_{ij} = 0.05B_jV_j$$

Donde  $B_j$  : Es la distancia mayor de la planta j, perpendicular a la dirección del análisis sísmico.

$$M_{T1} = 0.05 \times 3.00 \times 1.00 \times 3.809 = 0.5714 T.m$$

$$M_{T2} = 0.05 \times 3.00 \times 1.00 \times 8.286 = 1.2429 T.m$$

- Vector de cargas para la torsión accidental [T]:

$$Q = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.5714 \\ 1.2429 \end{bmatrix}$$

- Matriz de rigidez lateral con Inercias Gruesas:

$$K_{LG} = \begin{bmatrix} 5583.9 & -2392.0 \\ -2392.0 & 1780.8 \end{bmatrix}$$

- Matriz de rigidez de la estructura con Inercias Gruesas:

$$K_{xx} = \begin{bmatrix} 16752 & -7176 \\ -7176 & 5342 \end{bmatrix}; K_{yy} = \begin{bmatrix} 16752 & -7176 \\ -7176 & 5342 \end{bmatrix}$$

$$K_{\theta\theta} = \begin{bmatrix} 201020 & -86110 \\ -86110 & 64110 \end{bmatrix}$$

$$KE = \begin{bmatrix} 16752 & -7176 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ -7176 & 5342 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 16752 & -7176 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & -7176 & 5342 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 201020 & -86110 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & -86110 & 64110 \end{bmatrix}$$

- Vector de cargas generalizadas q [m]:

$$Q = KE.q$$

$$q = \begin{bmatrix} 0.00000000 \\ 0.00000000 \\ 0.00000000 \\ 0.00000000 \\ 0.00002626 \\ 0.00005465 \end{bmatrix}$$

- Desplazamientos laterales en cada pórtico p [m]:

$$p^{(i)} = A^{(i)}q$$

Sentido x:

$$p^{(1)} = \begin{bmatrix} -0.00007878 \\ -0.00016395 \end{bmatrix}; p^{(2)} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \end{bmatrix}; p^{(3)} = \begin{bmatrix} 0.00007878 \\ 0.00016395 \end{bmatrix}$$

Sentido y:

$$p^{(A)} = \begin{bmatrix} -0.00007878 \\ -0.00016395 \end{bmatrix}; p^{(B)} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \end{bmatrix}; p^{(C)} = \begin{bmatrix} 0.00007878 \\ 0.00016395 \end{bmatrix}$$

- Fuerzas laterales por torsión accidental en pórticos P [Ton]:

Sentido x:

$$P^{(1)} = \begin{bmatrix} -0.047731242 \\ -0.103520400 \end{bmatrix}; P^{(2)} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \end{bmatrix}; P^{(3)} = \begin{bmatrix} 0.047731242 \\ 0.103520400 \end{bmatrix}$$

Sentido y:

$$P^{(A)} = \begin{bmatrix} -0.047731242 \\ -0.103520400 \end{bmatrix}; P^{(B)} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \end{bmatrix}; P^{(C)} = \begin{bmatrix} 0.047731242 \\ 0.103520400 \end{bmatrix}$$

- Al sumar estas Fuerzas laterales de los pórticos en sentido x resulta:

$$F_{DIN} = P^{(1)} + P^{(2)} + P^{(3)}$$

$$F_{DIN} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \end{bmatrix}$$

$$F_{TOTAL} = F_{DIN} + F_{TOR}; F_{TOTAL} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 3.809 \\ 8.286 \end{bmatrix}$$

$$F_{TOTAL} = \begin{bmatrix} 3.809 \\ 8.286 \end{bmatrix}$$

- Vector de cargas Q considerando la torsión accidental resulta:

$$Q = \begin{bmatrix} 3.809 \\ 8.286 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \end{bmatrix}$$

- Desplazamientos laterales elásticos [m]:

$$q = \begin{bmatrix} 0.0021 \\ 0.0044 \\ 0.0000 \\ 0.0000 \\ 0.0000 \\ 0.0000 \end{bmatrix}$$

- **Control de la deriva:**

- Desplazamientos laterales inelásticos  $q_{ine}$  [m]:

$$q_{ine} = \begin{bmatrix} 0.0126 \\ 0.0262 \\ 0.0000 \\ 0.0000 \\ 0.0000 \\ 0.0000 \end{bmatrix}$$

- Derivas de piso  $\gamma$ :

$$\gamma_1 = 0.00504$$

$$\gamma_2 = 0.0054$$

La deriva máxima de piso es:  $\gamma = 0.54\% < 2\%$  ok

- **Control Efecto  $P-\Delta$ :**

Tabla 3.5. Índice de estabilidad de piso.

Piso	Deriva de Piso	Pi [Ton]	Vi [Ton]	Qi
2	0.00540	34.0197	8.2860	0.022
1	0.00504	68.9401	12.095	0.029

$$Q_i < 0.10 \text{ ok}$$

La deriva máxima de piso por el método de superposición modal espectral espacial es  $\gamma = 0.0054$

### 3.6.5. MODELACIÓN DE UN PÓRTICO PLANO POR EL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL EN SAP

Se presenta la resolución del pórtico plano que se ha venido estudiando, con el objeto de comparar resultados.

No viene al caso repetir la sección 3.6.2.1 hasta 3.6.2.7, ya que fueron presentadas anteriormente, si bien resulta describir algunos cambios que se debe realizar al ingresar los datos al programa.

Una vez realizado las secciones 3.6.2.1, damos paso a definir los materiales como se muestra en la figura 3.37.

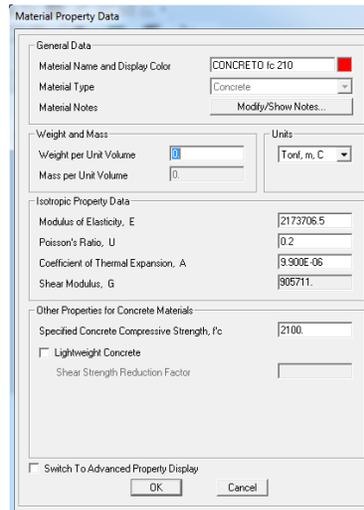


Figura 3.37. Materiales de la estructura de concreto armado.

A continuación se define las secciones en las cuales se debe modelar con inercias agrietadas, en este caso no interesa la armadura.

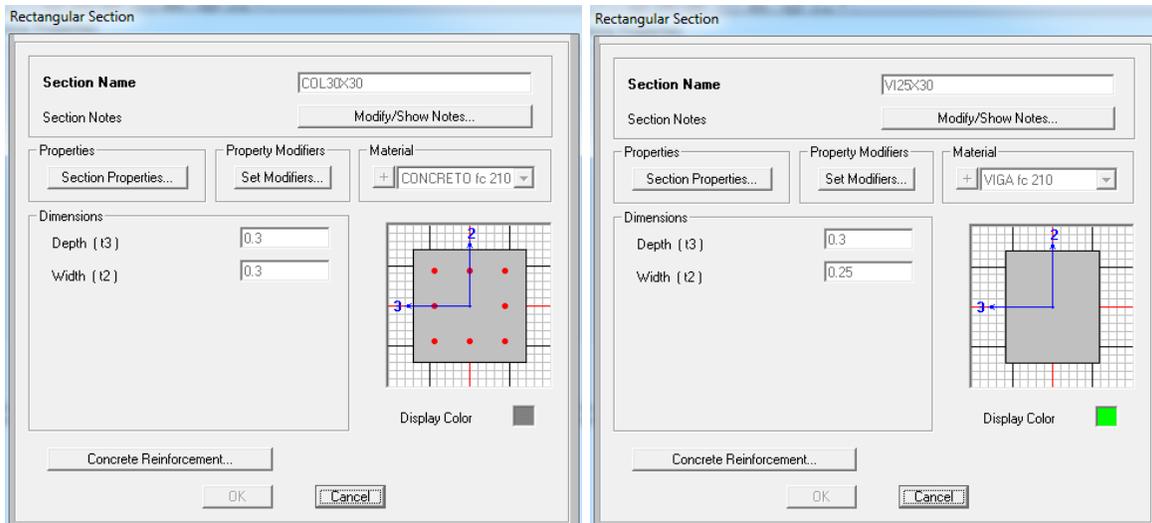


Figura 3.38. Secciones transversales de columnas y vigas de hormigón armado.

Luego se restringe la base de la estructura como empotramiento y seleccionamos los elementos y asignamos los materiales respectivamente y nos aparecerá la figura 3.39.

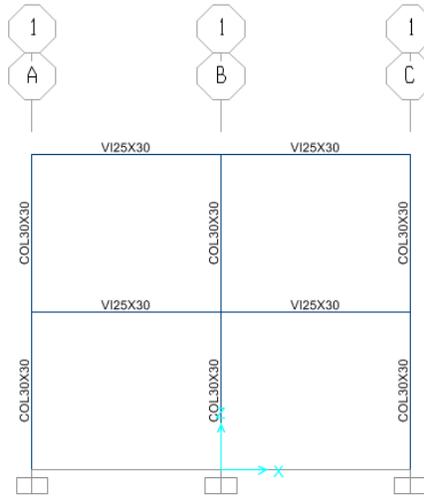


Figura 3.39. Secciones transversales de elementos y empotramiento en la base.

- Patrones de cargas
- Asignación de cargas

### 3.6.5.1. Centro de masas

Una vez definidos los puntos anteriores se ingresa el punto de masa o de control de cada piso, nos dirigimos a (Draw special Joint), seleccionamos y con el puntero se coloca el punto de masa como muestra las figuras 3.40 y 3.41.

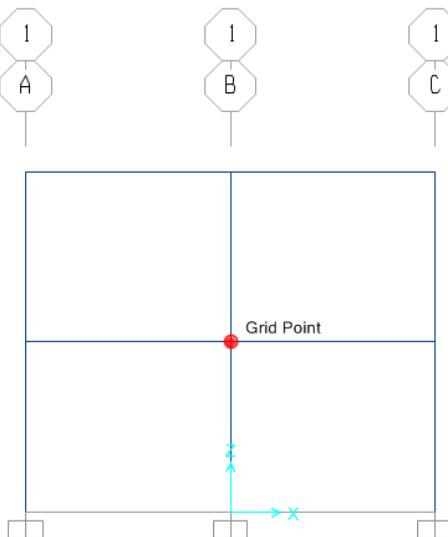


Figura 3.40. Punto de masa del piso 1.

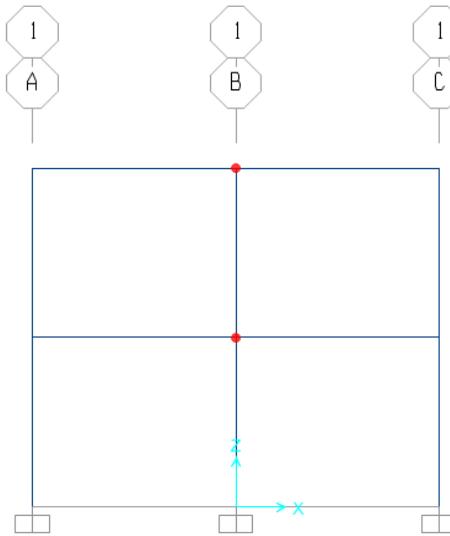


Figura 3.41. Punto de masa del piso 2.

### 3.6.5.2. Diafragmas

Se modela como piso rígido, se selecciona el piso (vigas y nudos), nos dirigimos a asignar los diafragmas, esto se lo debe hacer para cada piso y nos queda como muestra la figura 3.42.

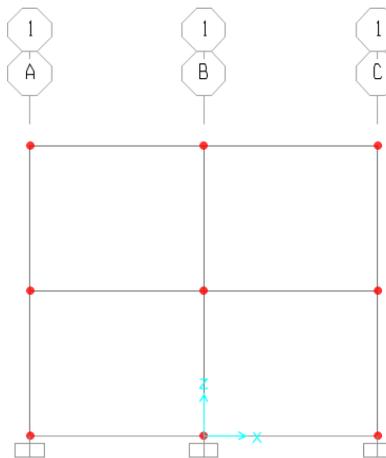


Figura 3.42. Diafragmas en cada piso.

### 3.6.5.3. Asignación de masas

Se asigna el punto de masa que se realizó en la sección 3.6.5.1, en la figura 3.44 muestra los valores definidos en la sección 3.6.1.3, los cuales se debe ingresar como se muestra en la figura 3.43.

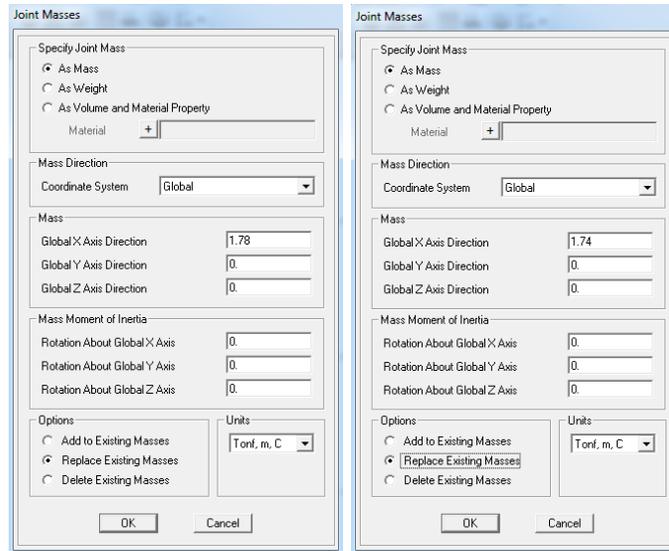


Figura 3.43. Asignación de masas de cada piso.

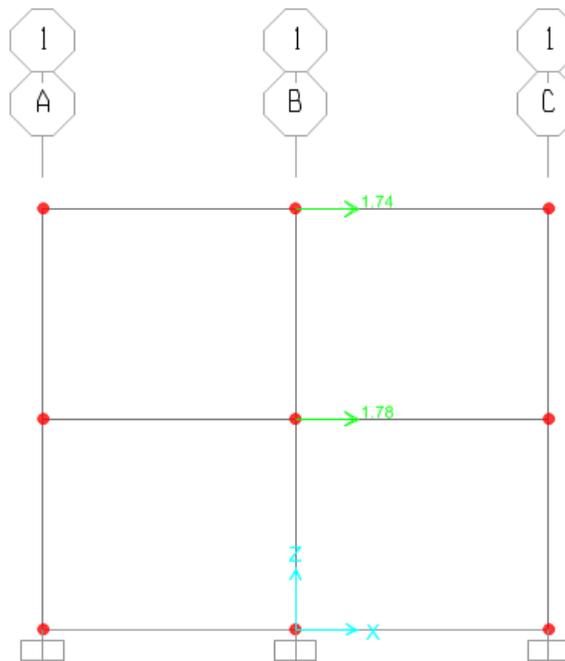


Figura 3.44. Masas de cada piso.

### 3.6.5.4. Función espectral.

Se ingresa el espectro de diseño inelástico, los valores se encuentran en la sección 3.6.1.5

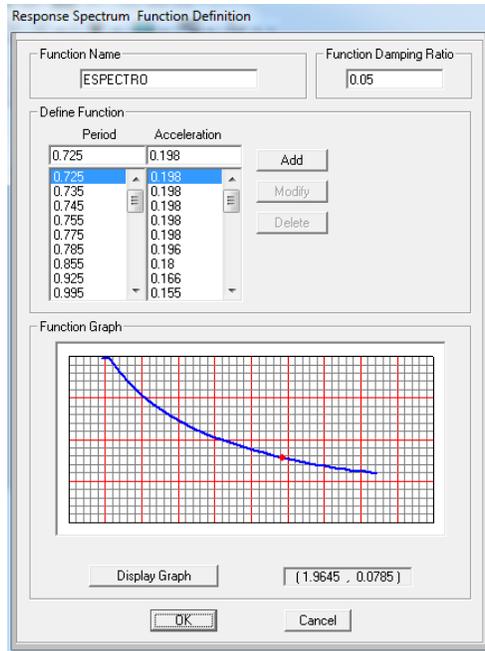


Figura 3.45. Espectro de diseño inelástico.

### 3.6.5.5. Casos de Cargas.

Se define los casos de cargas (Load Cases), en la figura 3.46 muestra los grados de libertad a considerar, luego nos dirigimos a seleccionar un nuevo modelo para definir la combinación modal como se presenta en la figura 3.47.

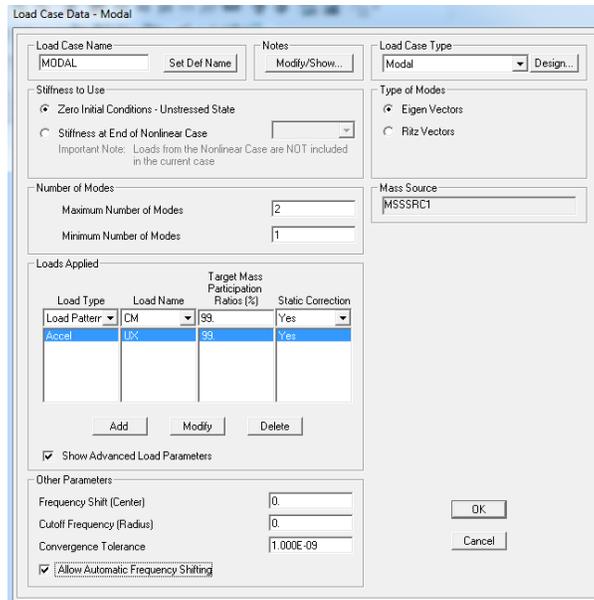


Figura 3.46. Grados de libertad a considerar.

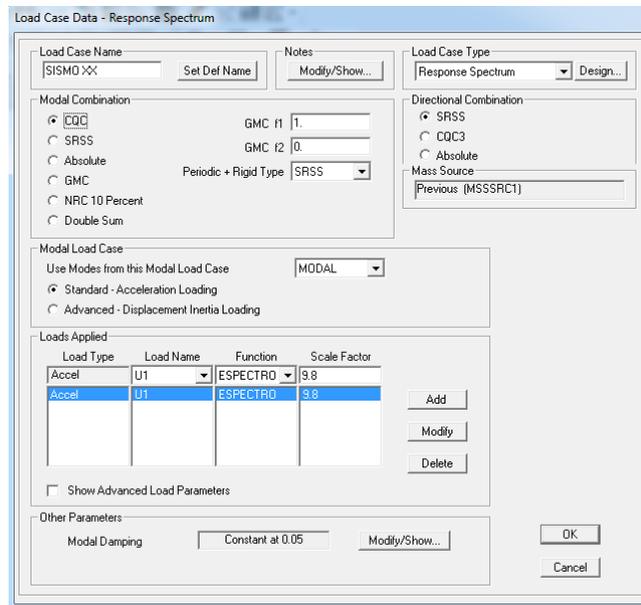


Figura 3.47. Combinación Modal.

### 3.6.5.6. Combinaciones de Cargas.

Se amplifica las combinaciones de carga como se indica en la figura 3.48.

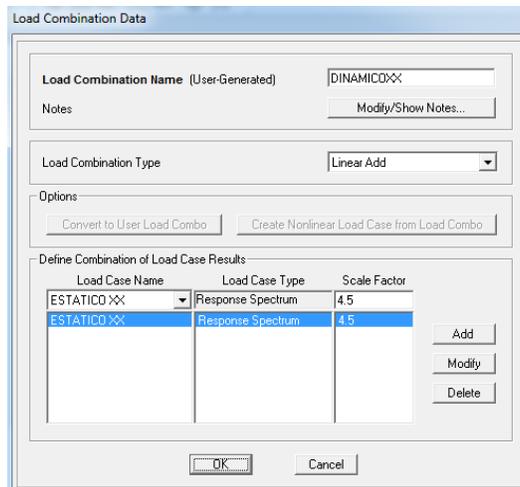


Figura 3.48. Combinaciones de cargas.

Finalmente se manda a correr al programa y se presenta los resultados.

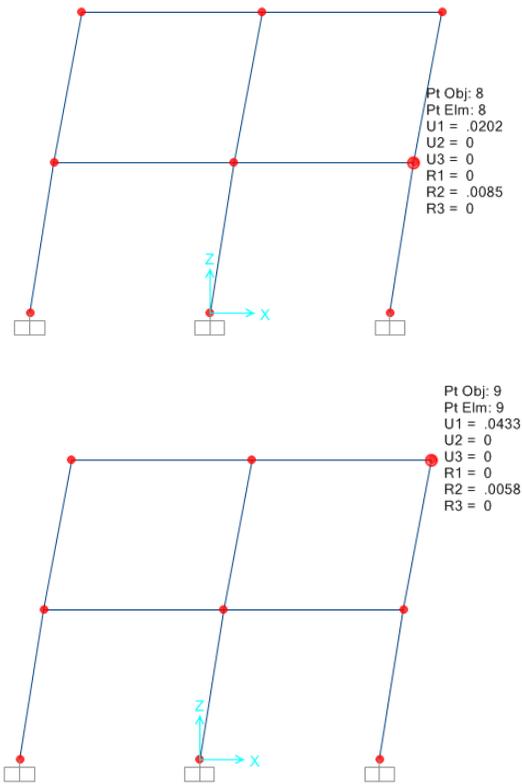


Figura 3.49. Desplazamientos laterales inelásticos en cada piso.

· Deriva de piso

Se calcula la deriva de piso con la expresión anteriormente anotada pero se la vuelve a escribir.

$$\gamma_i = \frac{q_{ine(i)} - q_{ine(i-1)}}{h_i}$$

$$\gamma_2 = \frac{0.0433 - 0.0202}{2.50} = 0.0092$$

$$\gamma_1 = \frac{0.0202}{2.50} = 0.0081$$

La deriva máxima de piso por el método de superposición modal espectral es  $\gamma = 0.0092$

Además, el primer periodo de vibración es de  $T=0.403s$ .

### 3.6.6. MODELACIÓN DE UNA ESTRUCTURA ESPACIAL POR EL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL EN SAP

En este apartado se presenta la resolución de la estructura mostrada en la figura 3.1, las características fueron planteadas anteriormente.

#### 3.6.6.1. Ingreso de la estructura.

Se ingresa los datos como se indica en la figura 3.50.

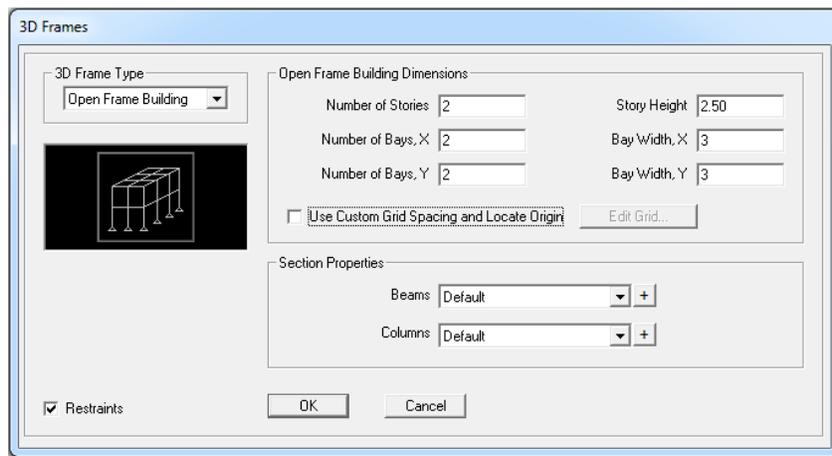


Figura 3.50. Datos de ingreso.

Luego damos ok y tenemos.

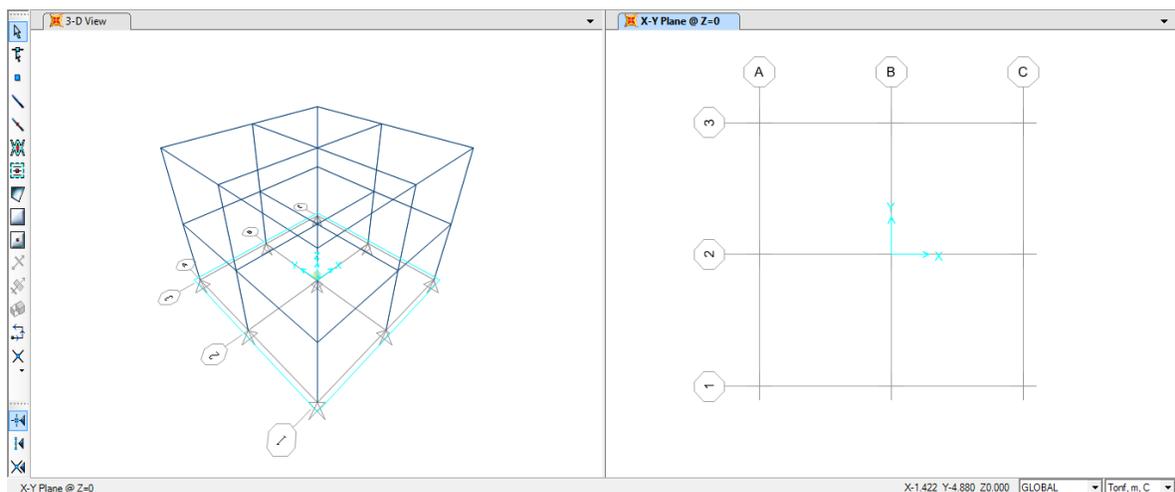


Figura 3.51. Estructura de hormigón armado.

### 3.6.6.2. Materiales.

En la figura 3.52 muestra los materiales de ingreso anteriormente establecidos, cabe mencionar que la masa y el peso volumétrico es cero.

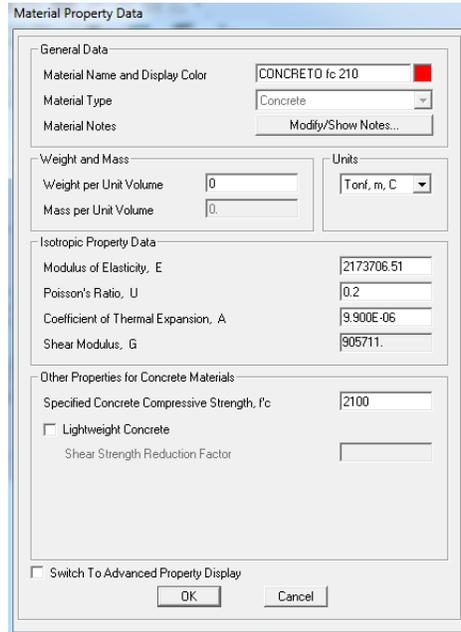


Figura 3.52. Materiales de la estructura.

### 3.6.6.3. Secciones transversales.

Queda de la forma que se indica en la figura 3.53, se recuerda que se modela las secciones transversales como inercias agrietadas.

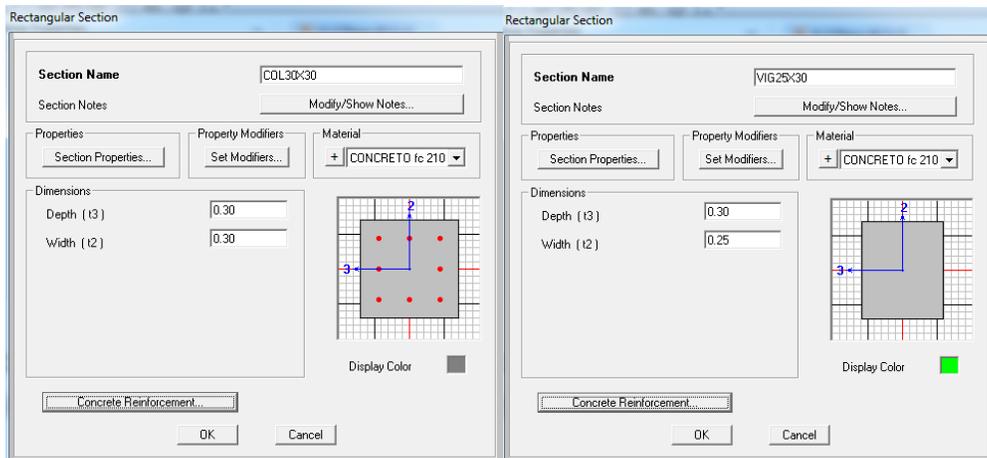


Figura 3.53. Secciones de transversales de columnas y vigas respectivamente.

### 3.6.6.4. Restricciones.

Se asigna la base de la estructura y se modela como empotramiento perfecto.

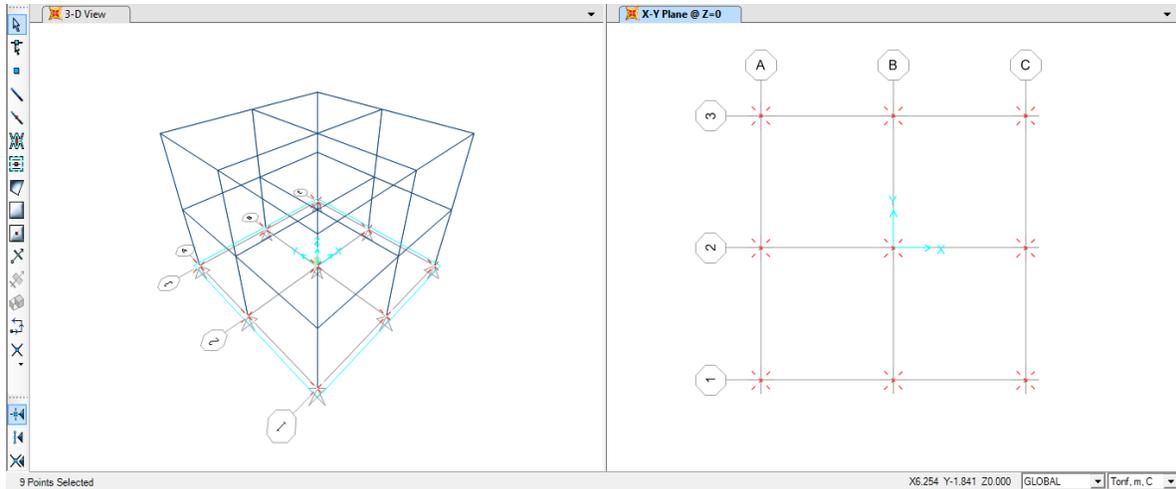


Figura 3.54. Asignación de la base de la estructura.

La modelación de empotramiento perfecto se indica en la figura 3.55

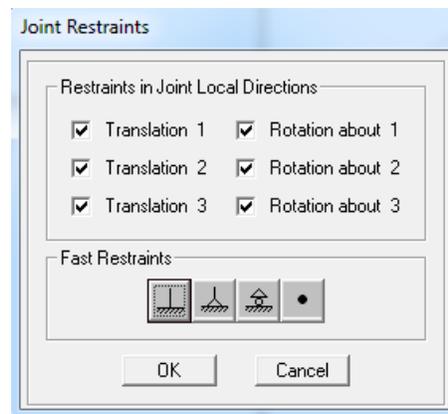


Figura 3.55. Empotramiento perfecto.

Una vez asignado estos puntos se seleccionan los elementos de la estructura y se asigna sus secciones como fueron definidas en la sección 3.6.1.10.3 y queda así.

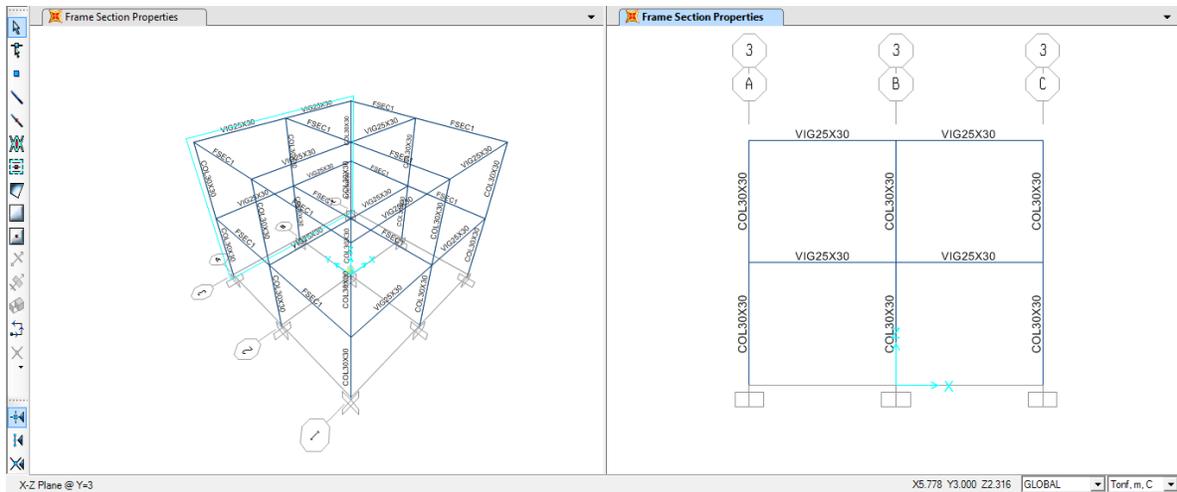


Figura 3.56. Secciones y empotramiento.

### 3.6.6.5. Centro de masas

Una vez definidos los puntos anteriores se ingresa el punto de masa o de control de cada piso, nos dirigimos a (Draw special Joint), seleccionamos y con el puntero se coloca el punto de masa como muestra las figuras 3.57 y 3.58.

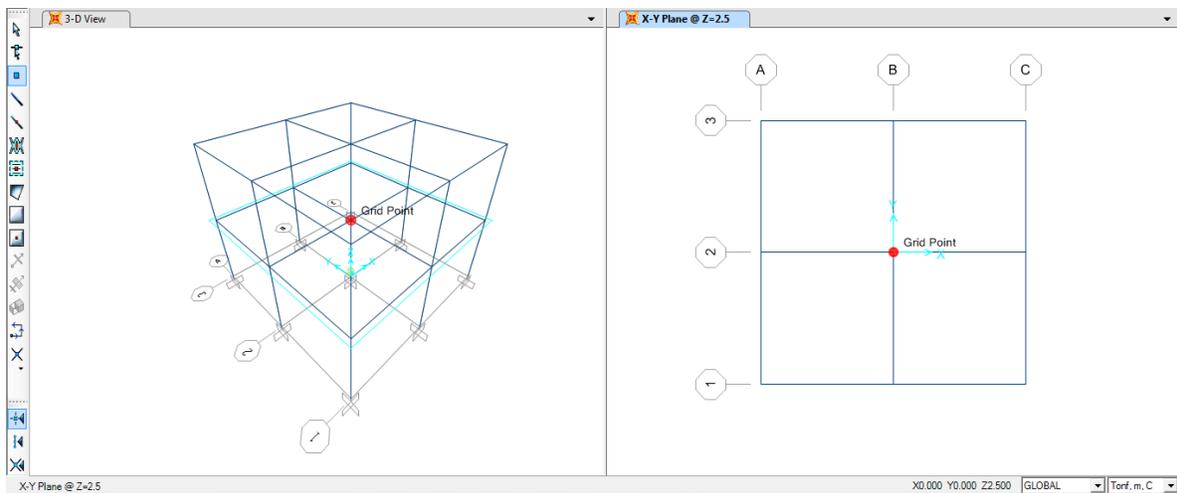


Figura 3.57. Punto de masa del piso 1.

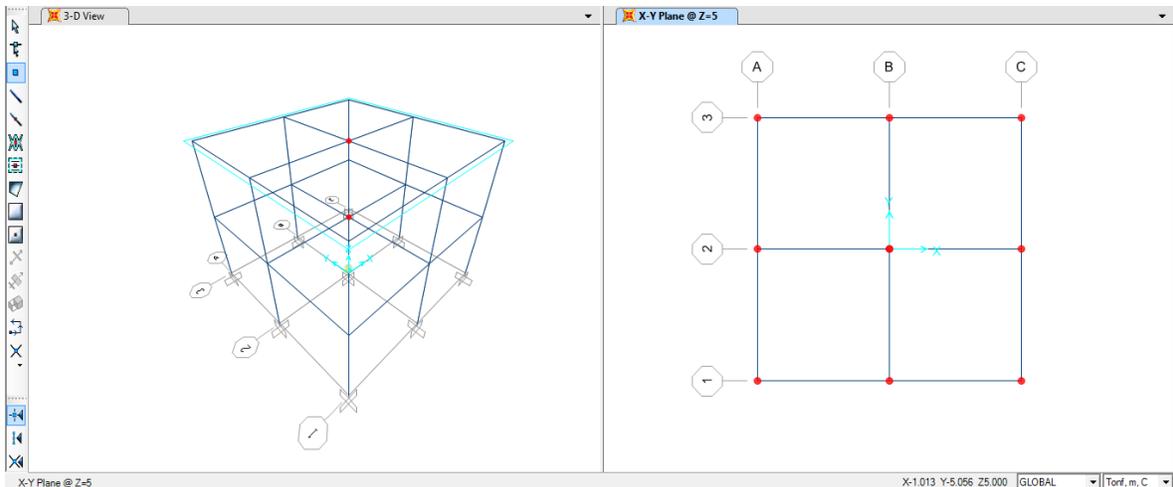


Figura 3.58. Punto de masa del piso 2.

Después se restringe los nudos de control de cada piso como se muestra la en la figura 3.59.

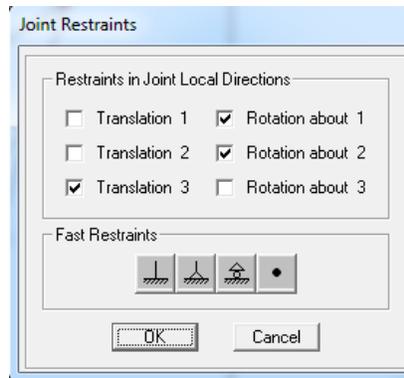


Figura 3.59. Restricciones.

### 3.6.6.6. Diafragmas

Se modela como piso rígido, se selecciona el piso (vigas y nudos), nos dirigimos a asignar los diafragmas, esto se lo debe hacer para cada piso y nos queda como se muestra en la figura 3.60.

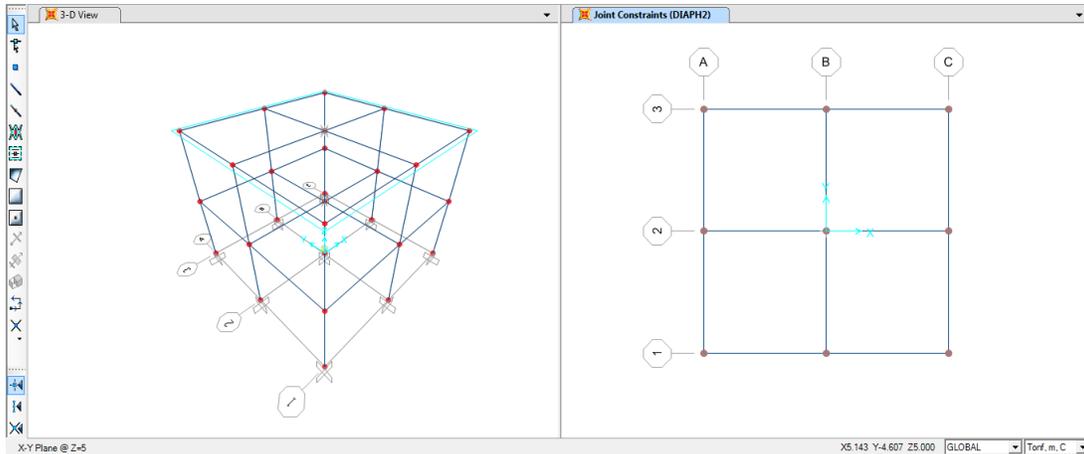


Figura 3.60. Diafragmas.

### 3.6.6.7. Asignación de masas

Se asigna el punto de masa que se realizó en la sección 3.6.6.5, en la figura 3.62 muestra los valores de masas y momentos de inercia determinados en la sección 3.6.4 ítem (Cálculo de masas y momentos de inercia de cada piso), la figura 3.61 indica el ingreso de los valores antes mencionados.

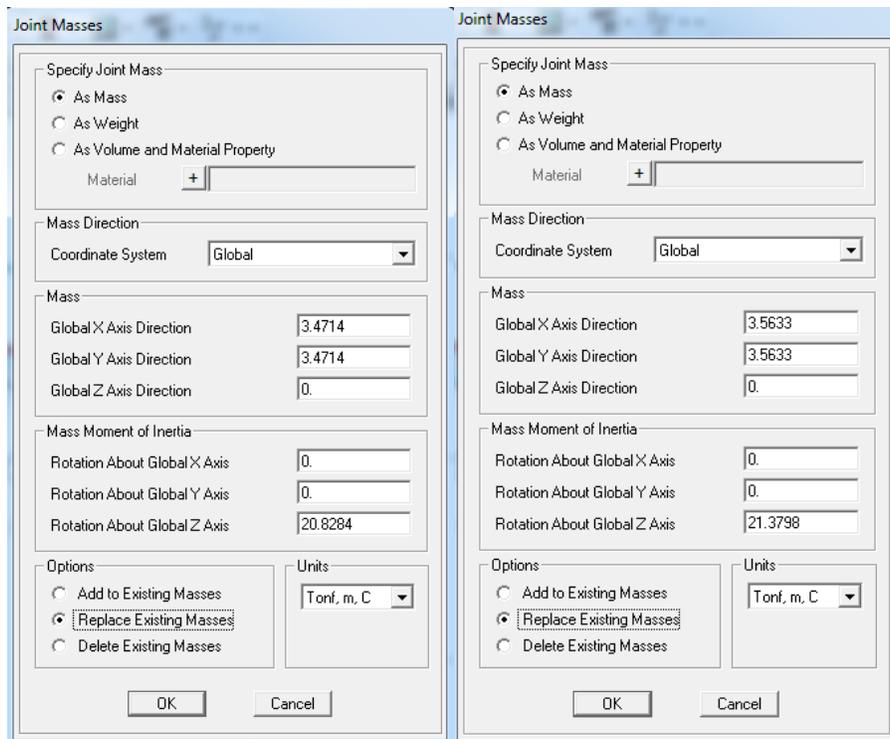


Figura 3.61. Masas de cada piso.

Entonces tenemos.

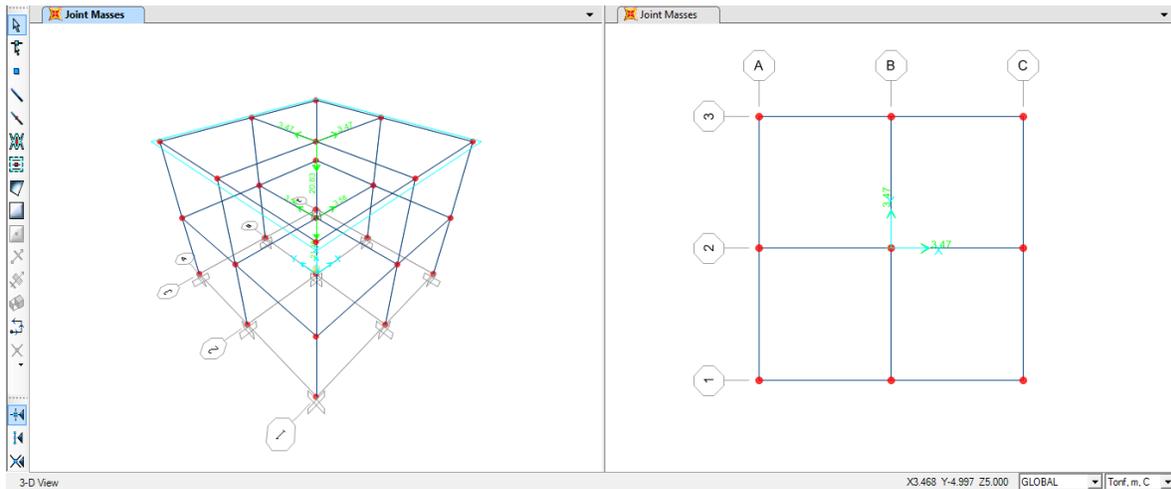


Figura 3.62. Masas y momento de inercia de cada piso.

### 3.6.6.8. Función espectral.

Se ingresa el espectro de diseño inelástico, los valores se encuentran en la sección 3.6.1.5

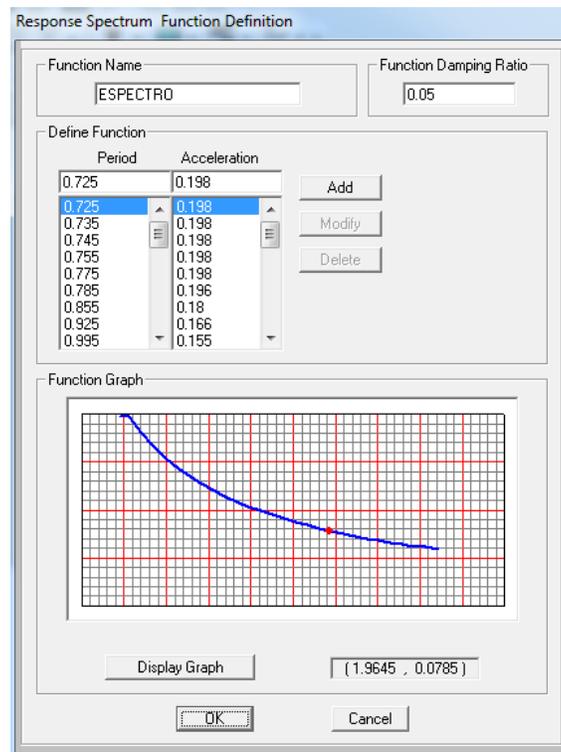


Figura 3.63. Espectro de diseño inelástico.

### 3.6.6.9. Casos de Cargas.

Se define los casos de cargas (Load Cases), en la figura 3.64 muestra los grados de libertad a considerar, luego nos dirigimos a seleccionar un nuevo modelo para definir la combinación modal en ambas direcciones como se presenta en la figura 3.65.

Load Case Data - Modal

Load Case Name: MODAL [Set Def Name] [Modify/Show...]

Load Case Type: Modal [Design...]

Stiffness to Use:  
 Zero Initial Conditions - Unstressed State  
 Stiffness at End of Nonlinear Case  
Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Type of Modes:  
 Eigen Vectors  
 Ritz Vectors

Number of Modes:  
Maximum Number of Modes: 6  
Minimum Number of Modes: 1

Mass Source: MSSSRC1

Loads Applied:  
 Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:  
Frequency Shift (Center): 0.  
Cutoff Frequency (Radius): 0.  
Convergence Tolerance: 1.000E-09  
 Allow Automatic Frequency Shifting

[OK] [Cancel]

Figura 3.64. Grados de libertad a considerar.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: SISMO X+ [Set Def Name] [Modify/Show...]

Load Case Type: Response Spectrum [Design...]

Modal Combination:  
 CQC GMC f1: 1.  
 SRSS GMC f2: 0.  
 Absolute  
 GMC Periodic + Rigid Type: SRSS  
 NRC 10 Percent  
 Double Sum

Directional Combination:  
 SRSS  
 CQC3  
 Absolute  
Scale Factor: [ ]

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Modal Load Case:  
Use Modes from this Modal Load Case: MODAL  
 Standard - Acceleration Loading  
 Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ESPECTRO	9.8
Accel	U1	ESPECTRO	9.8

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:  
Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

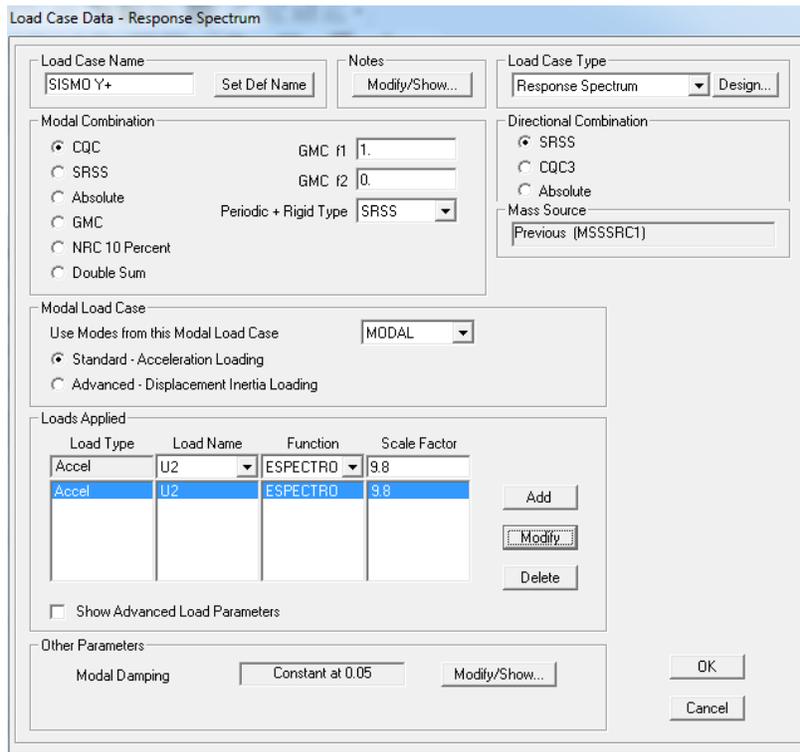


Figura 3.65. Combinación Modal a cada sentido de análisis sísmico.

### 3.6.6.9. Combinaciones de Cargas.

Se amplifica las combinaciones de carga como se indica en la figura 3.66.

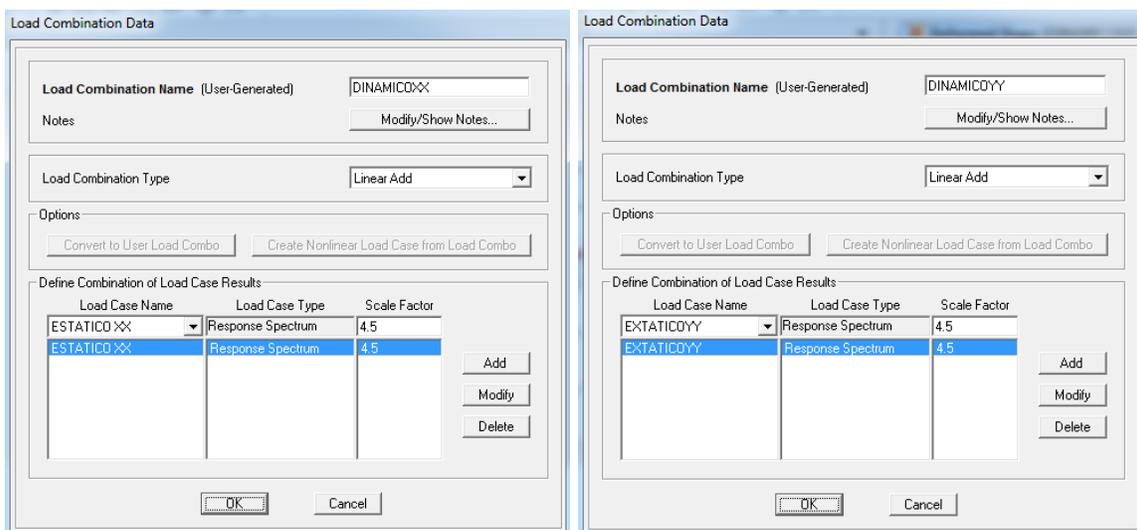


Figura 3.66. Combinaciones de cargas.

Finalmente se manda a correr al programa y se presenta los resultados.

- Parte de los resultados en la figura 3.67 se indica los periodos de vibración en cada modo.

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.322695	3.0989	19.471	379.12
MODAL	Mode	2	0.287522	3.478	21.853	477.55
MODAL	Mode	3	0.213651	4.6805	29.409	864.87
MODAL	Mode	4	0.097772	10.228	64.264	4129.8
MODAL	Mode	5	0.093231	10.726	67.394	4541.9
MODAL	Mode	6	0.066474	15.044	94.522	8934.3

Figura 3.67. Periodos de vibración de la estructura.

- Desplazamientos inelásticos de piso

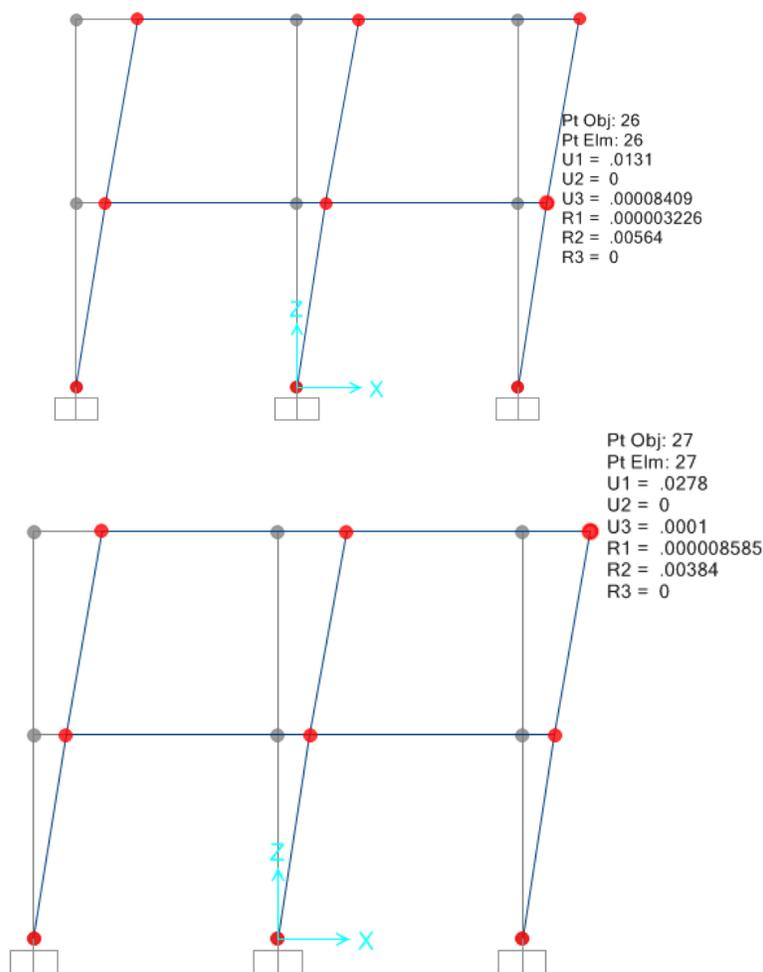


Figura 3.68. Desplazamiento inelásticos de cada piso.

- Deriva de piso

Se calcula la deriva de piso con la expresión anteriormente anotada pero se la vuelve a escribir, para el sentido x.

$$\gamma_i = \frac{q_{ine(i)} - q_{ine(i-1)}}{h_i}$$

$$\gamma_2 = \frac{0.0278 - 0.0131}{2.50} = 0.0059$$

$$\gamma_1 = \frac{0.0131}{2.50} = 0.00524$$

La deriva máxima de piso por el método de superposición modal espectral espacial es  $\gamma = 0.0059$

### 3.6.7. MODELACIÓN DE UNA ESTRUCTURA ESPACIAL POR EL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL EN ETABS

En este apartado se presenta la resolución de la estructura mostrada en la figura 3.1, estructura la cual se viene estudiando.

La modelación de la estructura se realiza en el programa ETABS.

#### 3.6.7.1. Ingreso de la estructura.

Antes de llegar al punto que se muestra en la figura 3.69 se debe cambiar las unidades e ingresar la grilla.

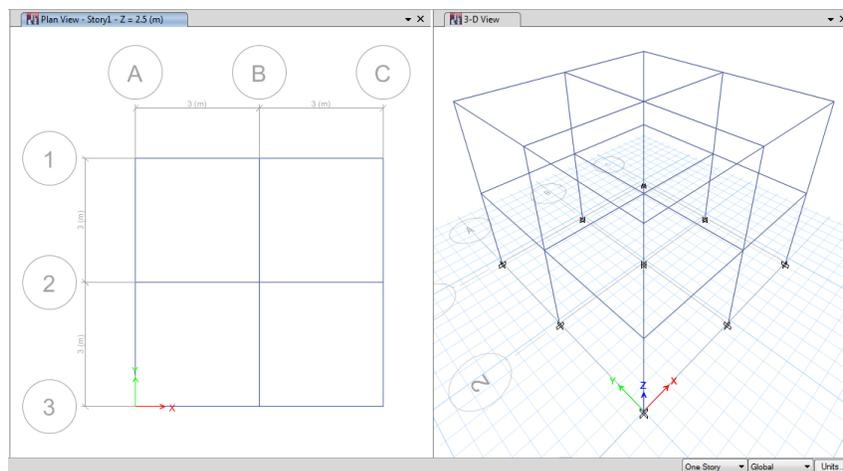


Figura 3.69. Grilla de la estructura.

### 3.6.7.2. Definición de materiales y secciones (vigas, columnas, losas).

La figura 3.70 muestra el ingreso de datos de los materiales a emplearse y la figura 3.71 indica las secciones transversales de la estructura, como se mencionó en el apartado anterior las secciones se debe modelar con inercias agrietadas lo que respecta a vigas y columnas.

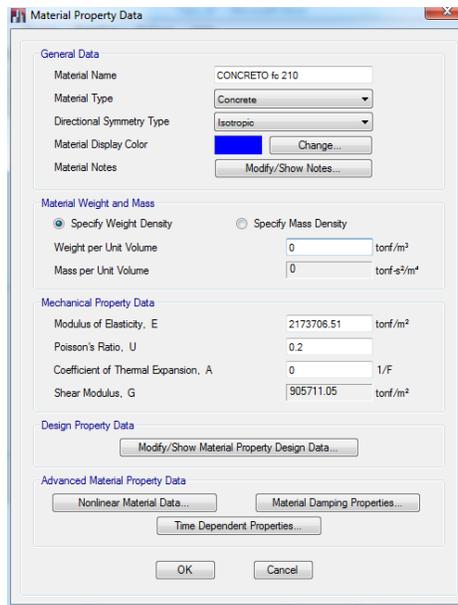


Figura 3.70. Materiales.

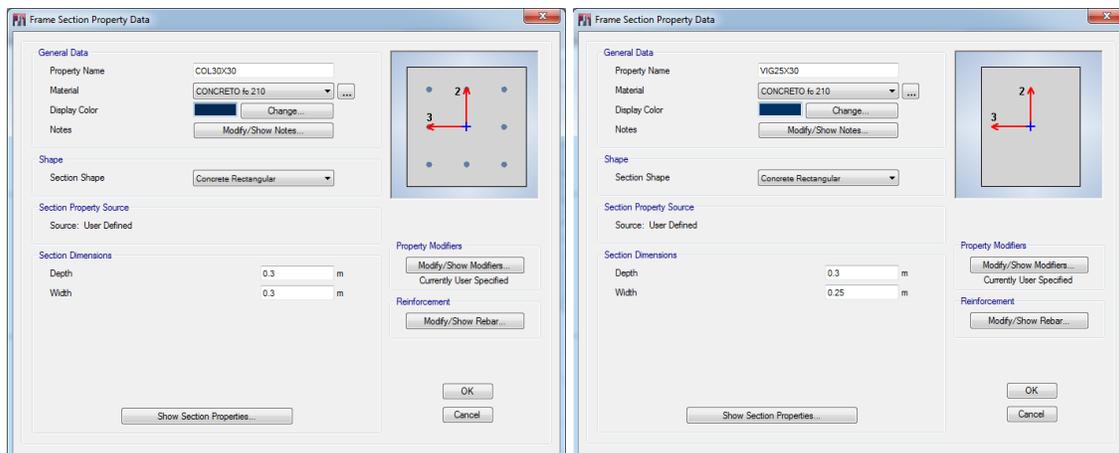


Figura 3.71. Columnas y vigas de hormigón armado.

Luego definimos la losa como se indica en la figura 3.72.

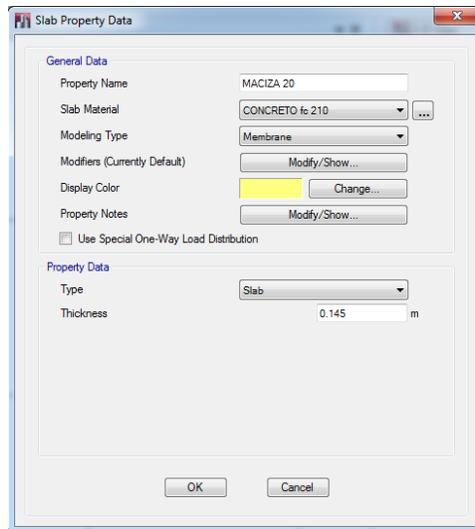


Figura 3.72. Losa alivianada.

A continuación se asigna los elementos que hemos definido.

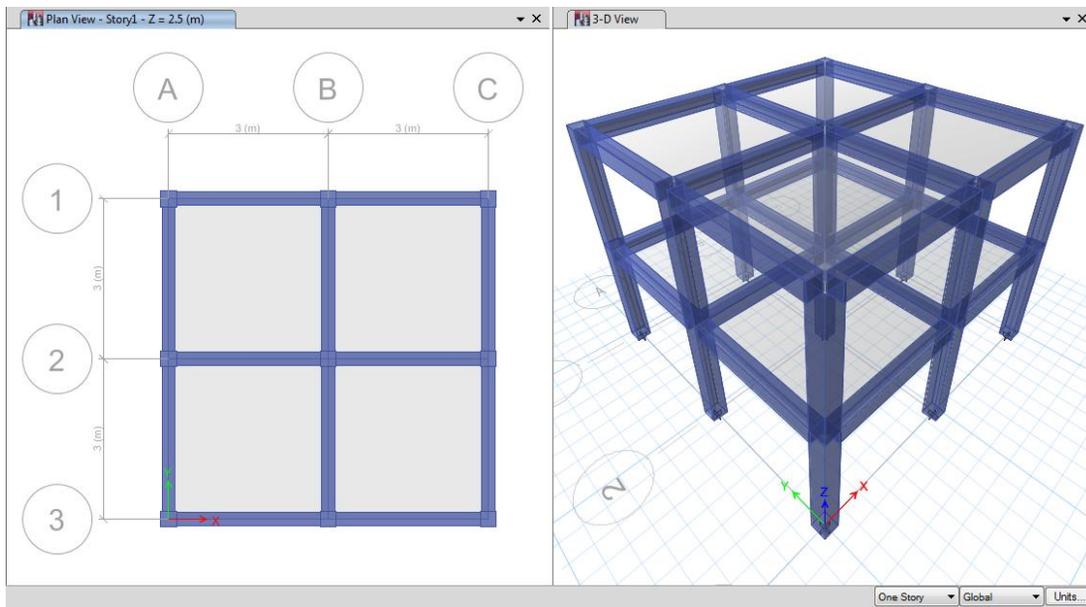


Figura 3.73. Estructura de hormigón armado.

### 3.6.7.3. Restricciones.

Se asigna la base de la estructura y se modela como empotramiento perfecto.

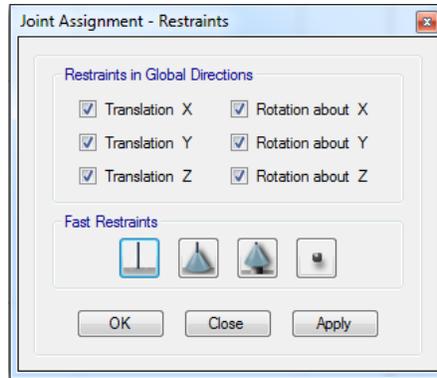


Figura 3.74. Empotramiento perfecto.

### 3.6.7.4. Función espectral.

Se ingresa el espectro de diseño inelástico, los valores se encuentran en la sección 3.6.1.5, además el espectro está en unidades  $m/s^2$ , en otras palabras ya está incluida la gravedad.

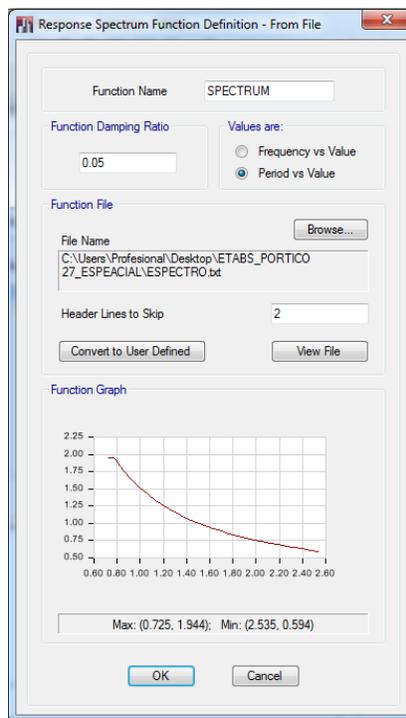


Figura 3.75. Espectro de respuesta inelástica.

### 3.6.7.5. Cargas en losas (Shell Loads)

Primeramente se selecciona la losa y se le carga según los valores establecidos del problema, en la figura 3.76 muestra lo mencionado.

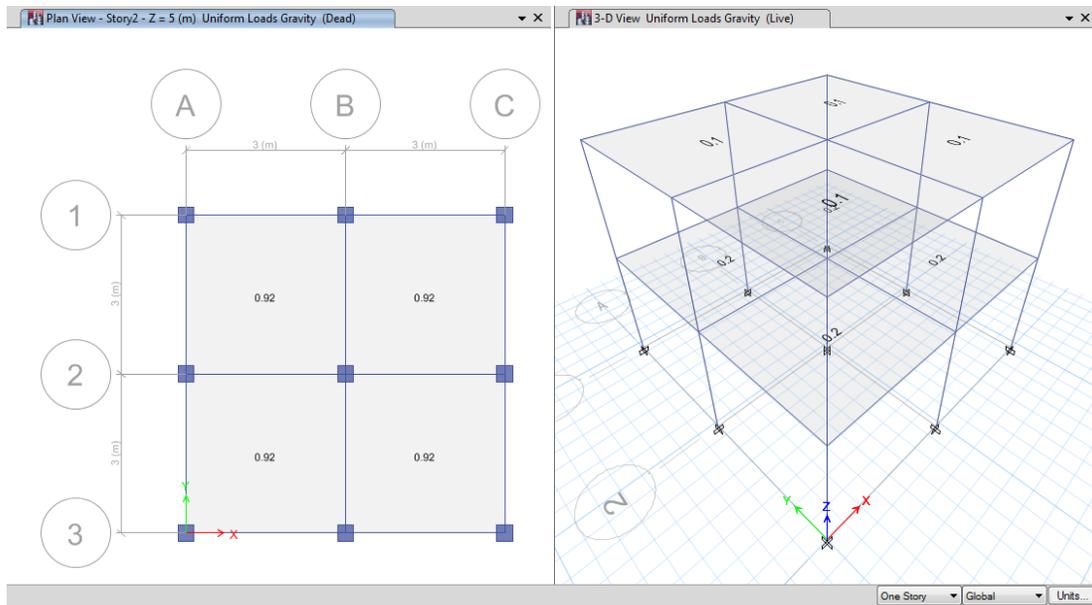


Figura 3.76. Cargas en cada piso.

### 3.6.7.6. Diafragmas

Se modela como piso rígido, se selecciona el piso, nos dirigimos a asignar los diafragmas, esto se lo debe hacer para cada piso y nos queda como se muestra en la figura 3.77.

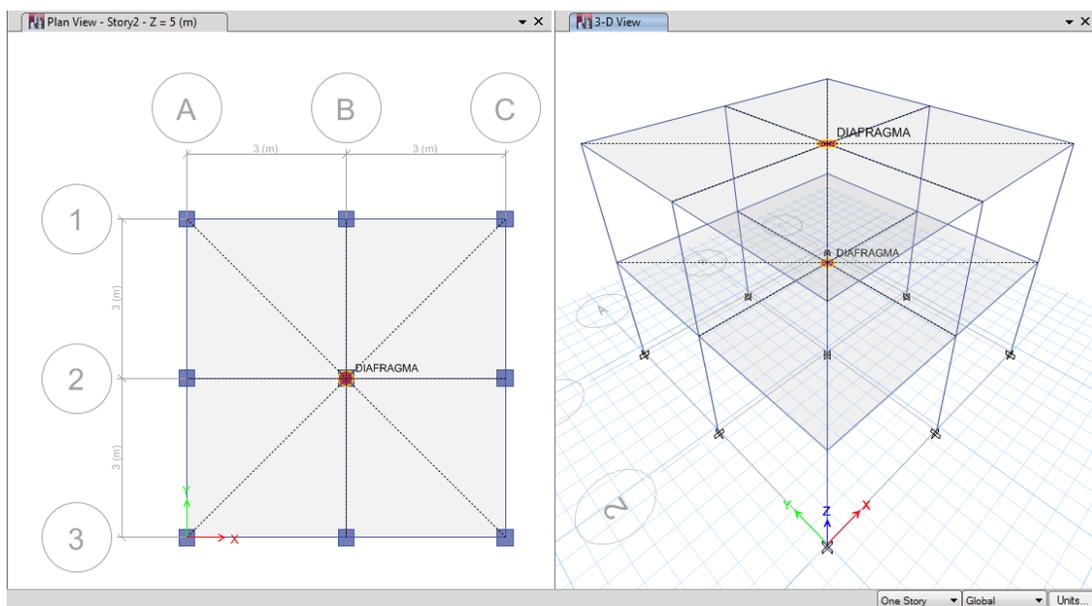


Figura 3.77. Diafragmas de piso.

### 3.6.7.7. Casos de Cargas.

Se define los casos de cargas (Load Cases), el programa define dos tipos de carga, la muerta y la viva por defecto, por lo tanto se debe añadir el caso de carga sísmica en ambos sentidos x e y, en la figura 3.78 se indica lo señalado.

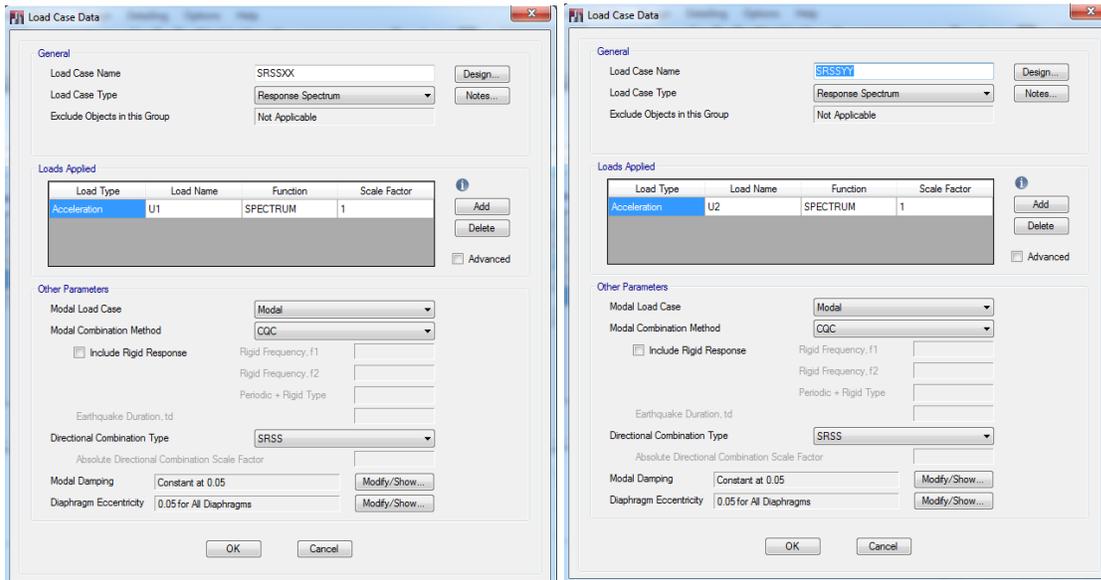


Figura 3.78. Casos de cargas.

### 3.6.7.8. Combinaciones de Cargas.

La sección 2.2.17 nos proporciona las combinaciones de carga las cuales son 10, además se añade una en sentido x, en sentido y, y una envolvente como se indica en la figura 3.79.

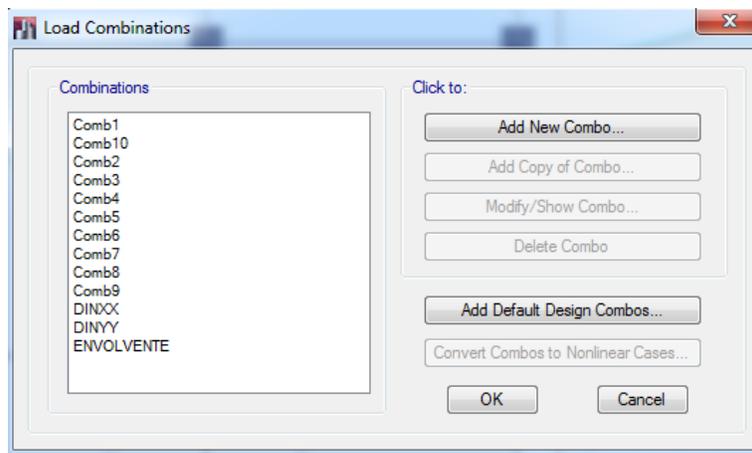


Figura 3.79. Combinaciones de cargas.

### 3.6.1.5.1. Masa.

Se define la masa según la sección 2.2.10, la figura 3.80 indica lo mencionado.

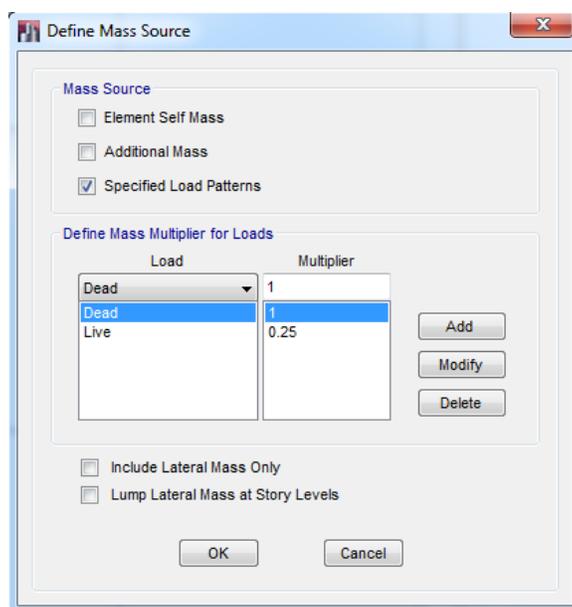


Figura 3.80. Masa de la estructura.

Finalmente se selecciona Run y se presenta los resultados.

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency	Eigenvalue rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	0.341	2.936	18.4495	340.3847
Modal	2	0.341	2.936	18.4495	340.3847
Modal	3	0.271	3.689	23.1783	537.2337
Modal	4	0.098	10.208	64.1399	4113.9316
Modal	5	0.098	10.208	64.1399	4113.9316
Modal	6	0.082	12.267	77.0746	5940.5016

Figura 3.81. Periodos de vibración de la estructura.

La ventaja de ETABS es la interfaz gráfica que conlleva, que nos da alternativas de cómo ir solicitando los resultados ya sea por tablas o gráficamente a continuación se presenta en forma gráfica el desplazamiento máximo y el cortante basal de la estructura.

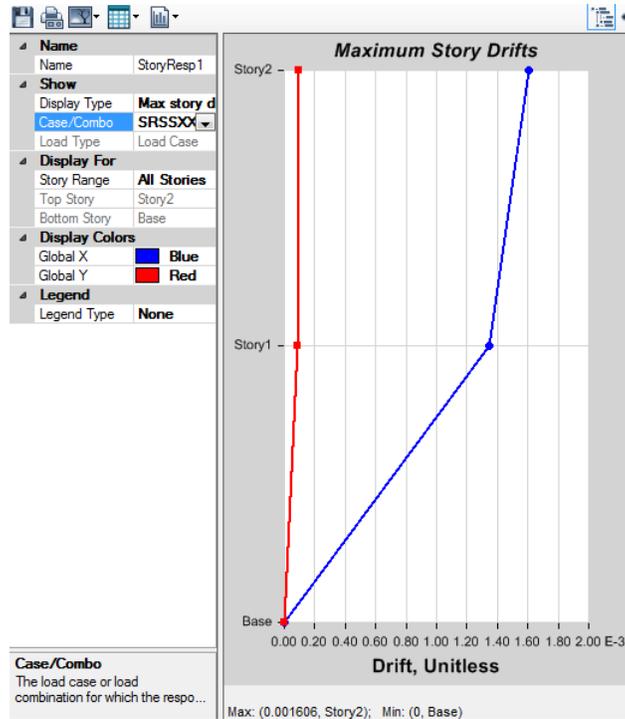


Figura 3.82. Desplazamiento máximo en el tope de la edificación.

De la figura 3.82 se indica un desplazamiento lateral en el tope de la edificación de 0.00161, el cual podemos emplear la siguiente expresión para obtener la deriva máxima de piso.

$$\Delta_M = R\Delta_E$$

$$\Delta_M = 6 \times 0.00161 = 0.0097$$

Por lo tanto la deriva máxima de piso por el método de superposición modal espectral espacial es  $\gamma = 0.0097$

Por otra parte el cortante basal indicado en la figura 3.83 es de:

$$V = 12.097 \text{Ton}$$

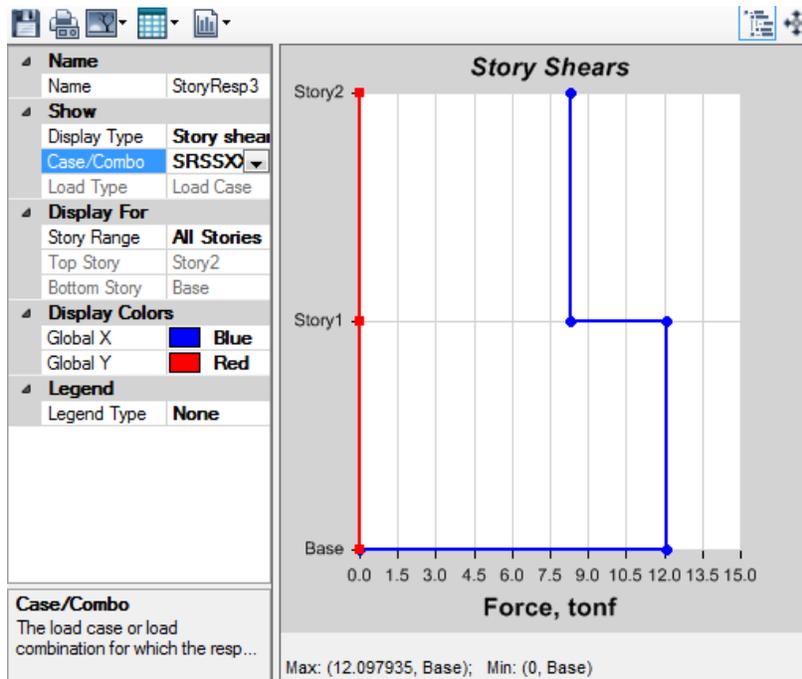


Figura 3.83. Cortante basal.

### 3.7.SUSTENTO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2014.

Con el objeto de validar la presente investigación surge la necesidad de realizar el análisis sísmico no lineal mediante la norma vigente NEC 2014.

Se exhibe los parámetros a utilizar para el análisis sísmico no lineal de la estructura que se viene tratando en las secciones anteriores (figuras 3.1 y 3.2).

- Parámetros

$$Z = 0.40$$

$$F_a = 1.2$$

$$F_d = 1.11$$

$$\eta = 2.48$$

$$r = 1.00$$

$$I = 1.00$$

$$R = 8$$

$$\phi_p = 1.00$$

$$\phi_E = 1.00$$

- Periodo de Vibración

$$T = ct(h_n)^\alpha ; ct = 0.055 \text{ y } \alpha = 0.9$$

$$T = 0.055(5.00)^{0.9}$$

$$T = 0.239 \text{seg}$$

- Periodo cambio de segmento del espectro de diseño

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55(1.11) \left( \frac{1.11}{1.2} \right)$$

$$T_c = 0.565 \text{seg}$$

- Aceleración espectral elástica

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = 2.48 \times 0.40 \times 1.2$$

$$S_a = 1.190 \text{g}$$

- Cortante Basal

$$V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E} W$$

$$V = \frac{1.00 \times 1.190}{8 \times 1.00 \times 1.00} W$$

$$V = 0.149 W$$

W: Representa la carga reactiva por sismo, en este caso es igual a la carga muerta total de la estructura, ( $W = 33.124 \text{Ton}$ ).

- Masa de piso

$$m_1 = m_2 = \frac{2.76 \times 6}{9.8} = 1.69 \frac{T \cdot s^2}{m}$$

- Por otro lado se tiene el Módulo de Elasticidad

$$E_c = 4.7 \sqrt{f'_c}$$

donde:

$E_c$  : Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa)

$f'_c$  : Resistencia a la resistencia del hormigón (MPa)

$$E_c = 4.7 \sqrt{21}$$

$$E_c = 21.54 GPa$$

$$E_c = 2196283.72 T/m^2$$

Dado los parámetros anteriores se ejecuta el análisis sísmico no lineal utilizando SAP, de la misma manera que se indica en la sección 3.6.2, el cual nos proporciona los siguientes resultados.

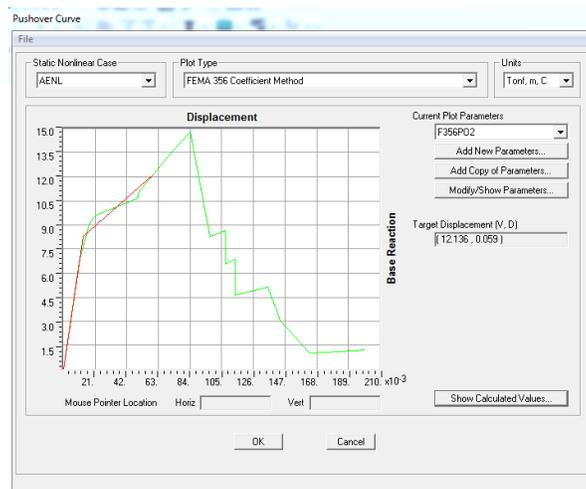


Figura 3.84. Curva de Capacidad.

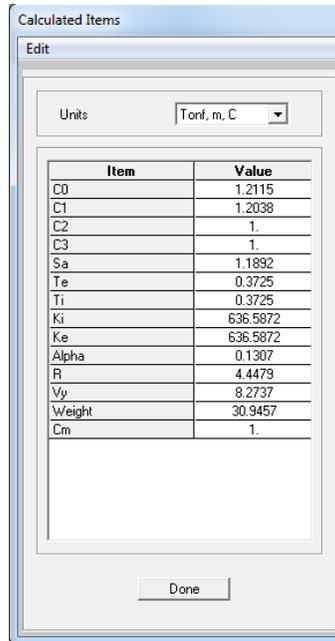


Figura 3.85. Parámetros para el cálculo del drift.

En la figura 3.85 muestra los valores que se utilizan para el cálculo del drift, se emplea la expresión descrita en la sección 2.2.22.1, sin embargo se vuelve a presentar:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Con la ayuda de una hoja de cálculo en Microsoft Excel se determina el desplazamiento máximo de piso empleando la expresión antes anotada.

Insertar datos			
ki=	636.5872	T/m	Rigidez Lateral Elástica o inicial
ke=	636.5872	T/m	Rigidez Lateral Efectiva
α=	0.1307		Rigidez del sistema
Vy=	8.2737	T	Cortante de Fluencia de la estructura
W=	30.9457	T	Carga Reactiva
Nivel de Desempeño: <b>Inmediatamente ocupacional</b>			
FEMA 356			
Co	1.2		
C1	2.09		
C2	1.0		
C3	1.00		
Sa	1.19		
Te	0.23		
Ti	0.23		
R	4.45		
Cm	1.00		
Desplazamiento máximo de piso			
δt=	0.041	m	4.1 cm
SAP			
Desplazamiento máximo de piso			
δt=	0.0590	m	5.90 cm

Figura 3.86. Cálculo del drift.

El valor determinado aplicando la metodología propuesta por FEMA 356 es  $\delta_t = 0.041$ .

- Cálculo del Factor de Reducción de Fuerza Sísmica  $R_w$ .

Por otra parte en la figura 3.84 indica la Curva de Pushover y el modelo bilineal, del cual se estima el punto de fluencia teniendo un desplazamiento de fluencia de  $D_{ty} = 0.013m$  y para el punto de falla un desplazamiento último de  $D_{tu} = 0.059m$ , cortante último de  $V_u = 12.136T$ , el cortante basal de diseño resulta del análisis sísmico de superposición modal espectral teniendo  $V_o = 4.93T$ .

De igual manera de la figura 3.26 resulta un desplazamiento de fluencia de  $D_{ty} = 0.0136m$ , desplazamiento último de  $D_{tu} = 0.056m$ , cortante último de  $V_u = 12.662T$ , cortante basal de diseño  $V_o = 6.8417T$ .

El valor inicial del factor de reducción de fuerza sísmica resulta de la siguiente expresión:

$$R_w = R\phi_p\phi_E$$

$$R_w = 8 \times 1 \times 1$$

$$R_w = 8 \quad R_w = 6$$

- Factor de reducción de fuerza sísmica  $R_w$  en comparación de la NEC 2014 resulta:

$$R_s = \frac{V_u}{V_o} \quad R_s = \frac{12.136}{4.93} = 2.46$$

$$\mu = \frac{D_{tu}}{D_{ty}} \quad \mu = \frac{0.059}{0.013} = 4.54$$

$$R_w = R_s \mu \quad R_w = 2.46 \times 4.54 = 11.17$$

$$11.17 > 8$$

- Factor de reducción de fuerza sísmica  $R_w$  en comparación de la NEC 2011 resulta:

$$R_s = \frac{V_u}{V_o} \quad R_s = \frac{12.662}{6.8417} = 1.85$$

$$\mu = \frac{D_{tu}}{D_{ty}} \quad \mu = \frac{0.056}{0.0136} = 4.12$$

$$R_w = R_s \mu \quad R_w = 1.71 \times 4.12 = 7.05$$

$$7.62 > 6$$

donde  $R_s$  es la sobrerresistencia,  $\mu$  es la ductilidad.

Como se puede demostrar el valor del factor de reducción de fuerza sísmica  $R_w = 7.62$  es levemente mayor al valor inicial  $R_w = 6$ , en cambio el valor del factor de reducción de fuerza sísmica  $R_w = 11.17$  es arduamente mayor al valor inicial  $R_w = 8$ , lo que difiere notablemente.

En particular los valores calculados de factores de reducción de fuerza sísmica son mayores a los iniciales, lo cual es aceptable.

Además se puede considerar, el valor del cortante basal  $V_o = 6.8417T$  es mayor al valor  $V_o = 4.93T$ , lo que conlleva a que los desplazamientos máximos de piso sean menores por medio de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2014.

Estos aspectos nos proporcionan, tomar o considerar en el estudio, la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Por lo expuesto anteriormente queda sustentado el proyecto de investigación.

### **3.8.RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

Se encontró la deriva máxima de piso de las estructuras del proyecto de investigación las cuales se presentan en forma resumida a través de tablas de cada método empleado y se indican en la sección de anexos.

A continuación se presenta la relación drift determinada en SAP y la metodología propuesta por FEMA 356, con la intención de ver cuán próximos están a la unidad, los cuales hubieron cierta variabilidad, por tal motivo se calculó los valores medios y la desviación estándar, de esta manera podemos observar que cercanos están los resultados obtenidos por la metodología rápida del drift por FEMA 356 y SAP desarrollados por el método de análisis sísmico no lineal.

En la figura 3.87 muestra la relación mencionada anteriormente y la media, para poder observar de una mejor manera se presenta de forma gráfica la relación entre número de pisos y la relación calculada donde se incluye la media.

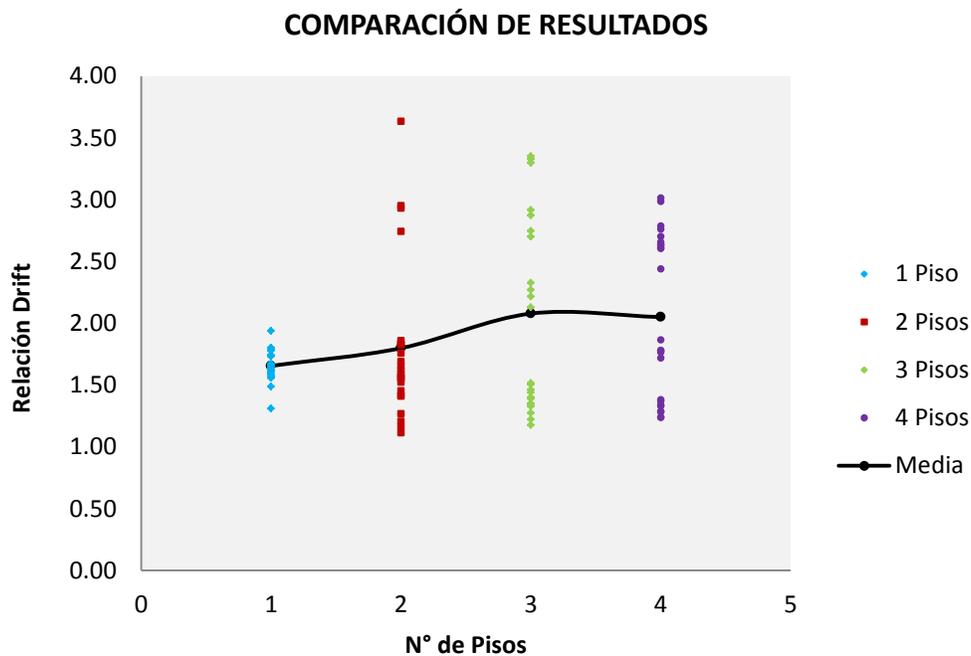


Figura 3.87. Comparación de resultados.

Como se puede observar en la figura 3.87 la media de la relación se encuentra alrededor de dos, esto quiere decir que los resultados obtenidos aplicando la metodología propuesta por FEMA 356 están alrededor de la mitad de los valores calculados por medio del programa SAP 2000 v.16 Demo.

De igual manera en la figura 3.88 muestra la desviación estándar determinada con el afán de que nos indique cuan lejanos están los valores de la media para cada piso.

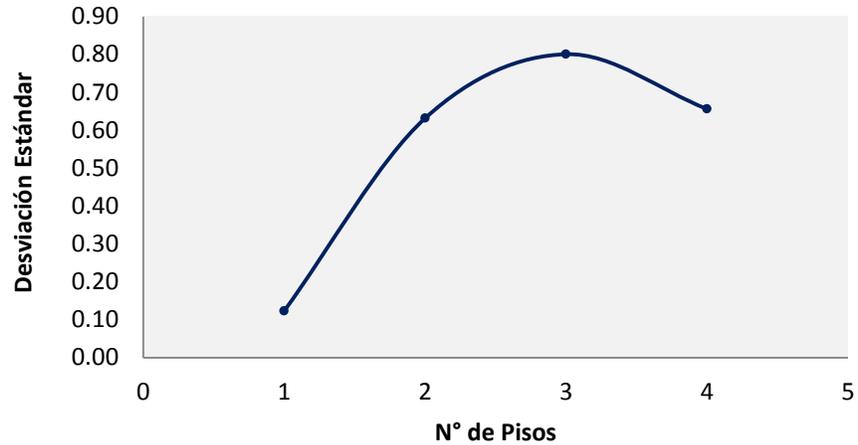


Figura 3.88. Desviación estándar.

Se puede apreciar de la figura 3.88 la desviación estándar alrededor de 0.75, parámetro que nos indica cual lejanos están los valores de resultados.

De la misma manera se realiza el cálculo de la media y desviación estándar para el drift de la metodología propuesta por FEMA 356, con el objeto de ajustar la curva de la media, a continuación se presenta de forma gráfica los cálculos obtenidos, cabe mencionar que dichos cálculos se despliegan en la sección 5 de apéndices y anexos.

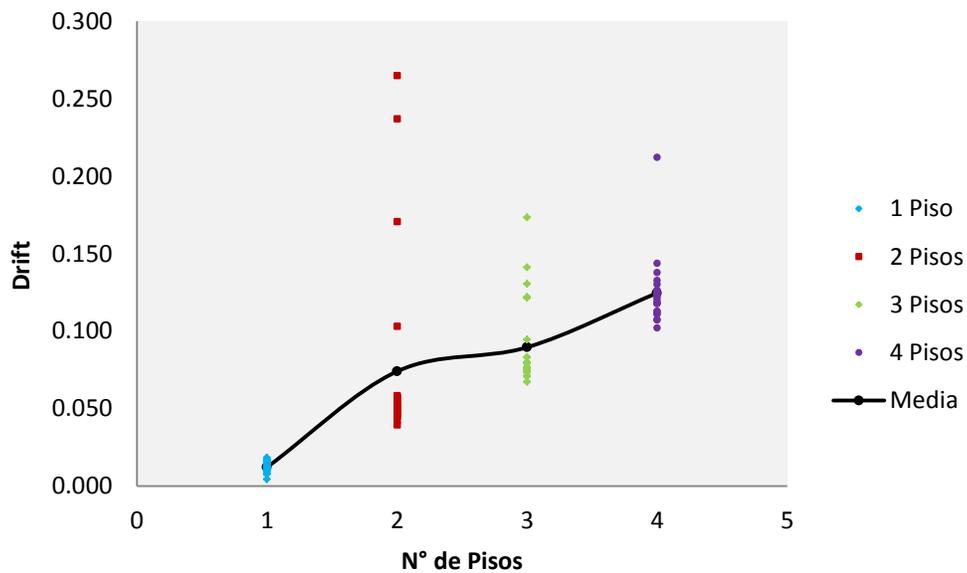


Figura 3.89. Drift vs Número de pisos.

Es así como se halla la expresión (1) y (2), para la evaluación rápida de la deriva máxima de piso.

En este proyecto se utilizó varios métodos para realizar el ajuste de curvas el cual se presenta a continuación, además como se mencionó en el apartado de 3.5 (Procesamiento y análisis) se manejará los programas de Microsoft Excel que contiene la herramienta Solver y MATH GRAPHER, el método que se utiliza para el ajuste de curvas es Levenberg-Marquardt, el cual es un algoritmo que permite realizar un ajuste de curvas por mínimos cuadrados de una serie de puntos a una función determinada, los puntos pueden estar dispuestos de forma lineal o no lineal.

### 3.8.1. Ajuste de curvas

Con el ente de llegar al objetivo, en este apartado no se pretende realizar una guía de insertar datos en los programas antes anotados, más bien se presenta las expresiones a cuales se ajustaron las curvas.

### 3.8.2. Expresiones en base al número de pisos

- Microsoft Excel

$$\delta_i = 0.15 - 0.42(\exp^{-0.47N}) \quad ec.1$$

- Math Grapher

$$\delta_i = -0.00675N^2 + 0.0692N - 0.0472 \quad ec.2$$

N: Número de pisos

En la figura 3.90 muestra las curvas de ajuste, donde se puede observar que la expresión hallada con el Programa Math Grapher se acerca más a la media, por tal motivo la expresión 2 es la que mejor se ajusta.

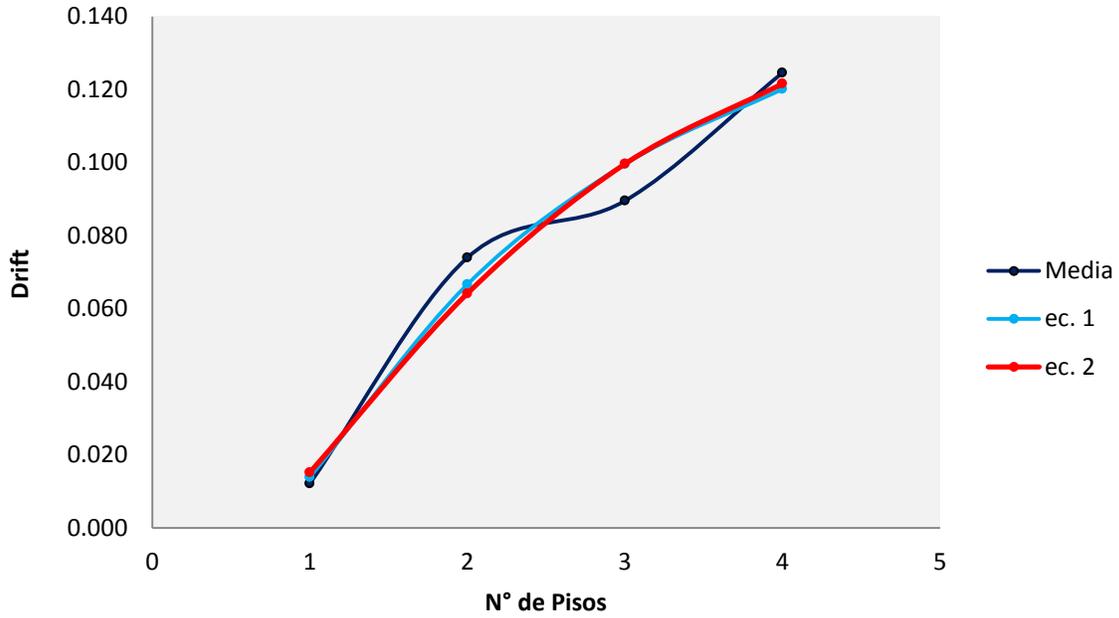


Figura 3.90. Ajuste de curvas en base al número de pisos.

### 3.8.3. Expresión en base a la altura total de la edificación

La expresión que se presenta a continuación se desarrolló utilizando el programa Math Grapher, es necesario presentar los resultados por el programa, dejando en constancia para la validación de la expresión.

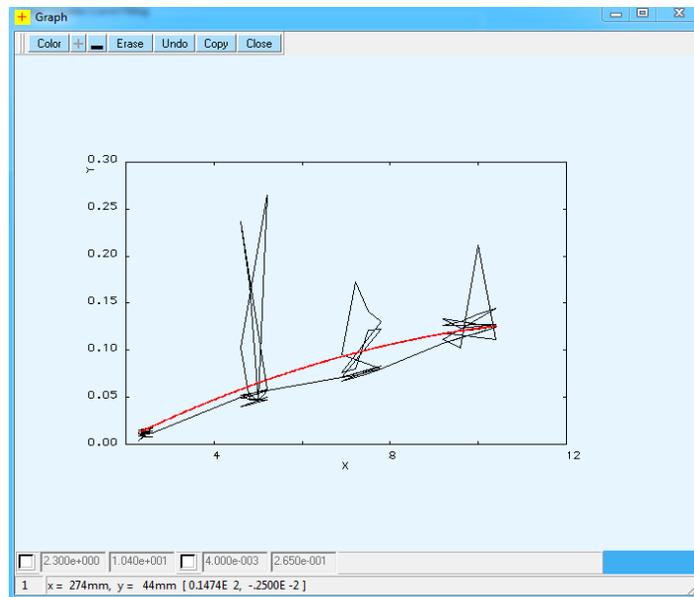


Figura 3.91. Ajuste de curva por Math Grapher.

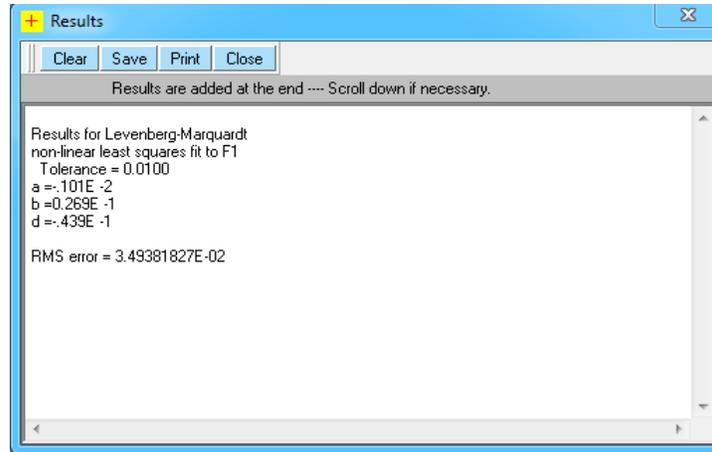


Figura 3.92. Resultados de coeficientes del ajuste de curva por Math Grapher.

En la figura 3.93 muestra la curva de ajuste hallada por el programa Math Grapher.

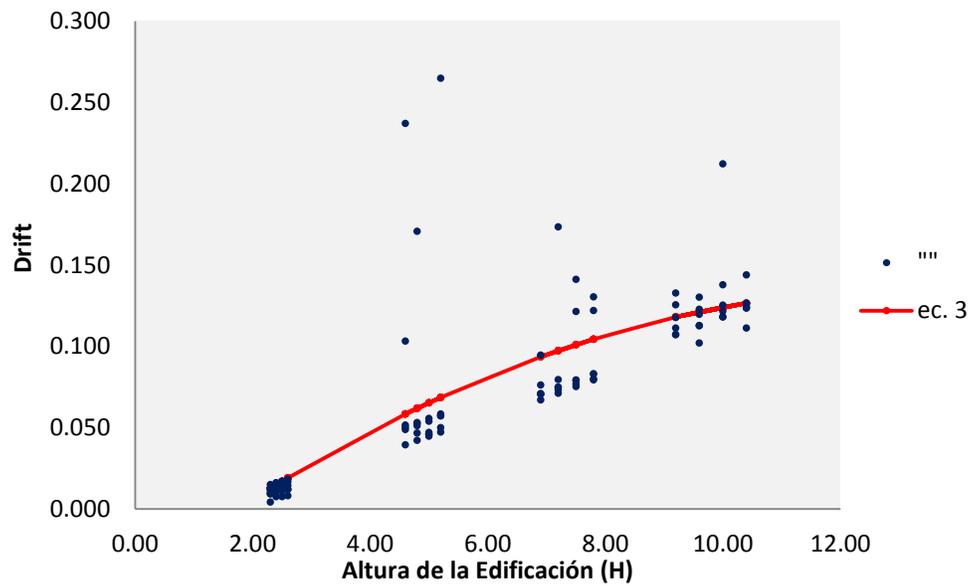


Figura 3.93. Ajuste de curva en base a la altura de la edificación.

Por lo tanto resulta:

$$\delta_i = -0.00101H^2 + 0.0269H - 0.0439 \quad ec.3$$

H: Altura total de la edificación.

### 3.8.4. Expresión propuesta de acuerdo al Método de Superposición Modal Espectral

Para hallar la expresión 4 se utilizó el Programa Math Grapher, a continuación se presenta los resultados del programa, cabe recalcar que los datos obtenidos fueron del Programa MODAL 2D.

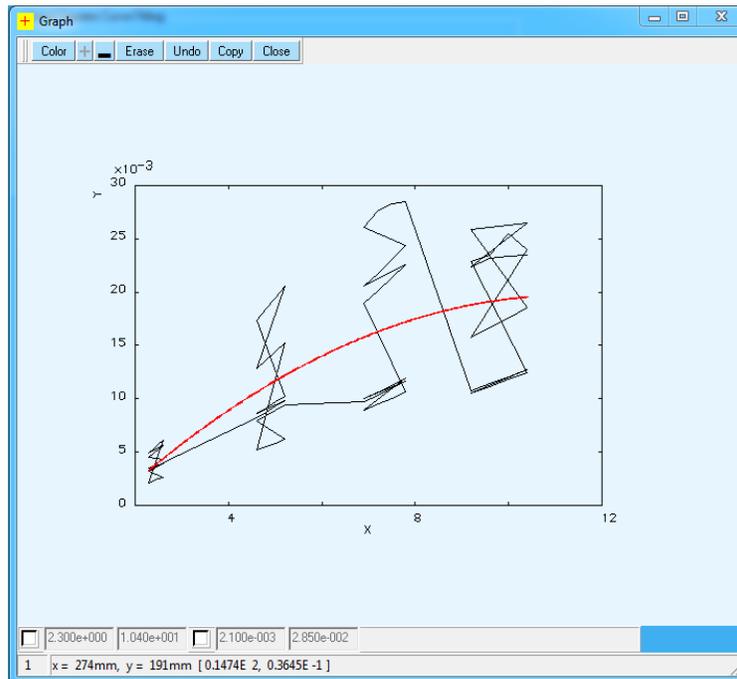


Figura 3.94. Ajuste de curva.

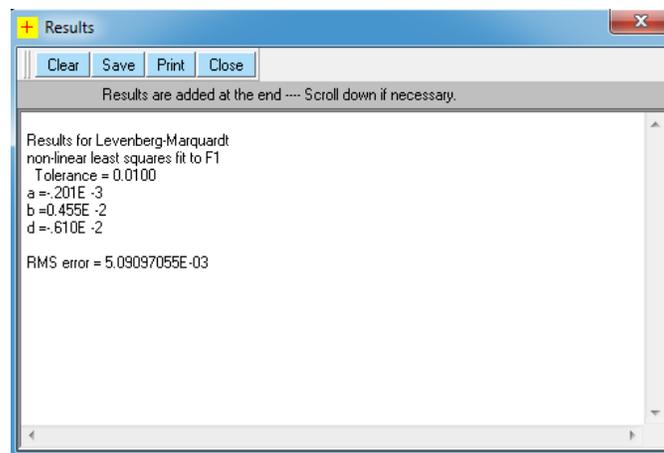


Figura 3.95. Coeficientes de la expresión.

De las figuras 3.94 y 3.95 tenemos:

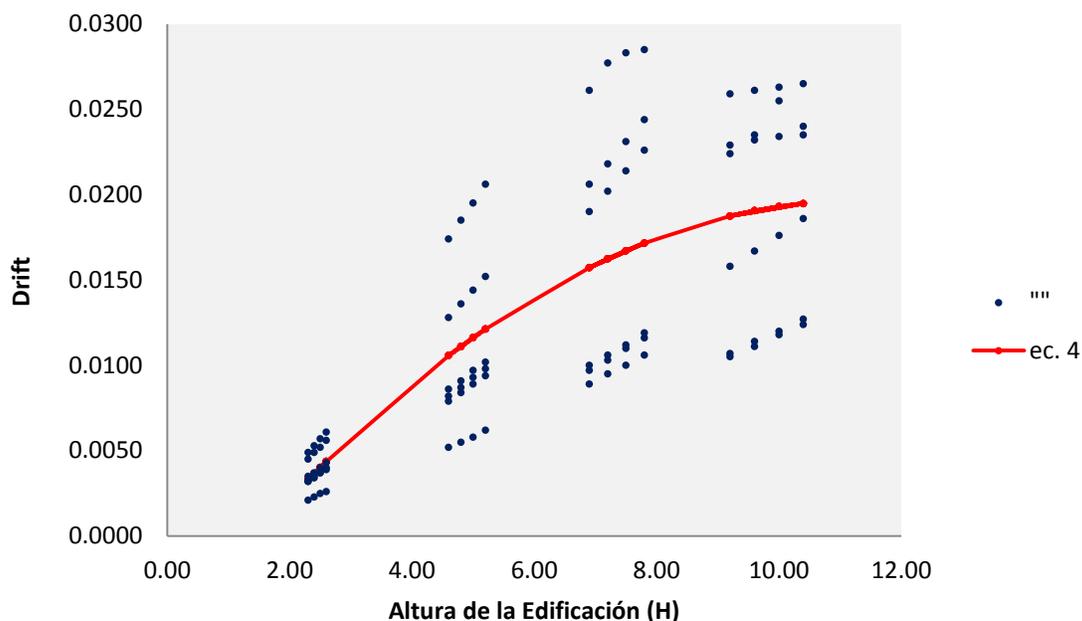


Figura 3.96. Ajuste de curva en base a la altura de la edificación (Drift Modal Espectral).

Por lo tanto la expresión obtenida es:

$$\delta_i = -0.000201H^2 + 0.00455H - 0.0061 \quad ec.4$$

H: Altura total de la edificación.

### 3.8.5. Evaluación rápida de la deriva máxima de piso empleando las expresiones expuestas.

Se desea determinar la deriva máxima de piso de una estructura de 2 pisos con una altura total de edificación de 5m mostrada en la figura 3.1, responde a las condiciones del problema que se ha venido estudiado en el proyecto de investigación.

- Cálculo del drift

Con la expresión (2) tenemos:

$$\delta_i = -0.00675N^2 + 0.0692N - 0.0472$$

$$\delta_i = -0.00675x(2)^2 + 0.0692x(2) - 0.0472$$

$$\delta_i = 0.0642$$

Con la expresión (3) tenemos:

$$\delta_i = -0.00101H^2 + 0.0269H - 0.0439$$

$$\delta_i = -0.00101x(5)^2 + 0.0269x(5) - 0.0439$$

$$\delta_i = 0.0654$$

Con la expresión (4) tenemos:

$$\delta_i = -0.000201H^2 + 0.00455H - 0.0061$$

$$\delta_i = -0.000201x(5)^2 + 0.00455x(5) - 0.0061$$

$$\delta_i = 0.0116$$

El drift  $\delta_i = 0.0642$  obtenido con la expresión (2) y el drift  $\delta_i = 0.0654$  obtenido con la expresión (3) tienden a ser iguales, esto quiere decir que están funcionando de una manera correcta, pero cabe mencionar que la expresión (2) proporciona valores de incertidumbre, ya que todas las edificaciones de 2 pisos no van a tener el mismo drift, por tal motivo el drift con la expresión (3) es la que rige en este estudio.

Entonces tenemos:

- Expresión propuesta aplicando el método estático no lineal:

$$\delta_i = -0.00101H^2 + 0.0269H - 0.0439$$

- Expresión propuesta aplicando el método de superposición modal espectral:

$$\delta_i = -0.000201H^2 + 0.00455H - 0.0061$$

Además el drift  $\delta_i = 0.0116$  obtenido con la expresión (4) se diferencia notablemente del drift calculado con las expresiones (2) y (3) esto sucede a que los métodos de análisis sísmicos empleados fueron diferentes, pero el resultado debe ser semejante esto en cuanto al desempeño.

#### · **Nivel de Desempeño**

Dentro de la sección 2.2.20 se encuentran las tablas de nivel de desempeño sísmico. De acuerdo a la tabla 2.17 y con los cálculos determinados del drift por las expresiones (2) y (3), la estructura corresponde a un nivel de desempeño de Seguridad de vida, por otro lado con la tabla 2.16 y el drift determinado con la expresión (4), la estructura corresponde a un nivel de desempeño de Seguridad de vida.

## CAPITULO IV

### 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 4.1.CONCLUSIONES

- La expresión cumple con el objetivo de evaluar en forma rápida y confiable, el probable nivel de desempeño de una estructura.
- Se estudió las metodologías propuestas por FEMA 356, Miranda y Aguiar, para obtener la evaluación rápida de la deriva máxima de piso, en las cuales, Miranda y Aguiar se fundamentan en el código mencionado, por tal motivo, se puso énfasis en la metodología propuesta por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA 356).
- Los parámetros comunes que intervienen en las expresiones para calcular la deriva máxima de piso, están en función del número de pisos y la altura total de la edificación, aplicando las expresiones, no se puede decir que todas las estructuras de uno, dos y más pisos asuman el mismo drift, por tal razón, la expresión que preside y lleva a resultados factibles es la que interviene con el parámetro de la altura total de la edificación.
- La expresión propuesta es aplicable solo para estructuras de hormigón armado conformadas por vigas y columnas, que no superen los seis pisos, con una altura total máxima de dieciocho metros.
- Se ha demostrado que la expresión propuesta, optando por la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011, conlleva a que los resultados del drift sean más conservadores, en comparación a la NEC 2014.

## **4.2.RECOMENDACIONES**

- Se sugiere a estudiantes o investigadores que tengan el interés en el proyecto, incluir estructuras con mayor número de pisos, y aún más la implementación del estudio de estructuras de hormigón armado con muros estructurales.
- Las estructuras que contemplan en el estudio se asemejan a la forma que se construye en el Ecuador, por tal motivo, la expresión funciona a escala nacional.

## 5. BIBLIOGRAFÍA

1. AGUIAR, Roberto. Análisis Sísmico por Desempeño. 1a ed, Quito-Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército; 2003, 340p.
2. AGUIAR, Roberto. Análisis Sísmico de Edificios. 1a ed, Quito-Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército; 2008, 322p.
3. AGUIAR, Roberto. Evaluación rápida de la deriva máxima de piso para calcular la vulnerabilidad sísmica de estructuras. Monografías de Ingeniería Sísmica, Quito-Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército; 2005, 129p.
4. AGUIAR, Roberto. Dinámica de Estructuras con Matlab. 1a ed, Quito-Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército; 2006, 292p.
5. AGUIAR, Roberto. Microzonificación Sísmica de Quito. 1a ed, Quito-Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército; 2013, 212p.
6. AGUIAR, Roberto. MORA David & RODRÍGUEZ Michael, Diagrama Momento Curvatura y Momento Rotación para Elementos de Hormigón Armado y Acero con ASCE/SEI 41 y Sistema de computación CEINCI-LAB: Departamento de Ciencias de la Tierra y Construcción Universidad de Fuerzas Armadas ESPE; 2015, 229p.
7. ACI, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08): American Concrete Institute. 2008, 518p.
8. ALEMÁN, Luis. y NARANJO, Luis. Diseño Por Desempeño De Elementos Estructurales De Hormigón Armado Mediante Los Códigos Fema Utilizando Etabs, Tesis de grado, Quito-Ecuador. 2011, 236p.
9. BAZÁN, Enrique y MELI, Roberto. Diseño Sísmico de Edificios. 1a ed, México, D.F; 1998, 317p.
10. BARAHONA, Diego. Requisitos Mínimos De Cálculos Para Diseño Sismo-Resistente De Estructuras De Edificación De Concreto Reforzado En La Ciudad De Riobamba, Tesis de grado, Ambato-Ecuador. 2009, 138p.
11. FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings: Federal Emergency Management Agency, Washington DC. 2000, 519p.

12. GARCÍA, Luis. Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico.1a ed, Bogotá-Colombia: Universidad de los Andes, Departamento de Ingeniería Civil; 1998, 574p.
13. HERNÁNDEZ, Eliud. Manual de Aplicación del Programa SAP 2000 v.14., Computers & Structures, Inc, 363p.
14. HERNÁNDEZ, Eliud. Manual de Etabs 2013, Computers & Structures, Inc, 274p.
15. MOORE, Holly. Matlab Para Ingenieros.1a ed, 608p.
16. NAVARRO, César y FERNÁNDEZ, Jhonny. Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis Pisos diseñado con las normas peruanas de Edificaciones, Tesis de grado, Lima-Perú.2006, 102p.
17. NILSON, Arthur. Diseño de Estructuras de Concreto.20a ed, Colombia: Edit. Mc Graw Hill; 1999, 722p.
18. NEC-11. Norma Ecuatoriana de la Construcción, Quito-Ecuador: Cámara de la Construcción de Quito; 2011.
19. NEC-14. Norma Ecuatoriana de la Construcción, Quito-Ecuador: Cámara de la Construcción de Quito; 2014.
20. PADILLA, Ángel. Edificio Sismo-Resistente del Edificio Valdivia con su respectivo desempeño y estudio de Daño Sísmico mediante la Técnica del Pushover, Tesis de grado, Manabí-Ecuador. 2007, 353p.
21. PARK, R. & PAULAY, T. Estructuras de Concreto reforzado.4a ed, México: Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda; 1988, 517p.
22. ROMO, Marcelo. Temas de Hormigón Armado.1a ed, Quito-Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército; 2008, 584p.
23. VALENCIA, Jairo. Análisis del método “Modal Push-over” y su incidencia en el cálculo de pórticos de Hormigón Armado en el cantón de Ambato, Tesis de grado, Ambato-Ecuador.2012, 150p.
24. VIERA, Paulina. Diseño Sísmico Basado En Desempeño De Edificios De Hormigón Armado, Tesis de grado, Ambato-Ecuador.2004, 84p.

## **6. APÉNDICES Y ANEXOS**

PARÁMETROS Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA PROCEDIMIENTOS NO LINEALES EN VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO.

**Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams**

Conditions	Modeling Parameters <sup>3</sup>			Acceptance Criteria <sup>3</sup>						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
<b>i. Beams controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d_s \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
<b>ii. Beams controlled by shear<sup>1</sup></b>										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
<b>iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span<sup>1</sup></b>										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
<b>iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint<sup>1</sup></b>										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $F_h$ ) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Figura 6.1. Parámetros y criterios de aceptación para vigas de hormigón armado.

Fuente. "Agencia Federal para el Manejo de Emergencias" de FEMA 356, (2000), pág. 228.

PARÁMETROS Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA PROCEDIMIENTOS NO LINEALES EN COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO.

**Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns**

Conditions	Modeling Parameters <sup>4</sup>			Acceptance Criteria <sup>4</sup>						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
<b>i. Columns controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d_s f'_c}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
<b>ii. Columns controlled by shear<sup>1,3</sup></b>										
All cases <sup>5</sup>			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
<b>iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>1,3</sup></b>										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
<b>iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P<sub>o</sub><sup>1,3</sup></b>										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V<sub>h</sub>) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Figura 6.2. Parámetros y criterios de aceptación para columnas de hormigón armado.

Fuente. "Agencia Federal para el Manejo de Emergencias" de FEMA 356, (2000), pág. 229.

## CARACTERÍSTICAS DE LOS PÓRTICOS ANALIZADOS

Tabla 6.1. Características de la geometría de las estructuras.

### 1 Piso

Modelo	VANOS (m)				ALTURA (m)				Pórticos Analizados
	A	B	C	D	H				
1	3.00	3.00			2.30	2.40	2.50	2.60	4
2	3.00	3.00	3.00		2.30	2.40	2.50	2.60	4
1	3.50	3.50			2.30	2.40	2.50	2.60	4
2	3.50	3.50	3.50		2.30	2.40	2.50	2.60	4
1	2.50	2.50			2.30	2.40	2.50	2.60	4
2	3.00	2.50	3.00		2.30	2.40	2.50	2.60	4
Total de Pórticos Analizados									24

### 2 Pisos

Modelo	VANOS (m)				ALTURA (m)				Pórticos Analizados
	A	B	C	D	H				
3	3.00	3.00			2.30	2.40	2.50	2.60	4
4	3.00	3.00	3.00		2.30	2.40	2.50	2.60	4
3	4.00	4.00			2.30	2.40	2.50	2.60	4
4	3.50	3.50	3.50		2.30	2.40	2.50	2.60	4
3	2.50	2.50			2.30	2.40	2.50	2.60	4
4	3.00	2.50	3.00		2.30	2.40	2.50	2.60	4
Total de Pórticos Analizados									24

### 3 Pisos

Modelo	VANOS (m)				ALTURA (m)				Pórticos Analizados
	A	B	C	D	H				
5	3.00	3.00	3.00		2.30	2.40	2.50	2.60	4
6	3.00	3.00	3.00	3.00	2.30	2.40	2.50	2.60	4
5	3.00	2.50	3.00		2.30	2.40	2.50	2.60	4
6	4.00	3.50	3.50	4.00	2.30	2.40	2.50	2.60	4
5	4.00	4.00	4.00		2.30	2.40	2.50	2.60	4
6	4.50	4.00	4.00	4.50	2.30	2.40	2.50	2.60	4
Total de Pórticos Analizados									24

### 4 Pisos

Modelo	VANOS (m)				ALTURA (m)				Pórticos Analizados
	A	B	C	D	H				
7	3.00	3.00	3.00	3.00	2.30	2.40	2.50	2.60	4
8	3.00	3.00	3.00		2.30	2.40	2.50	2.60	4
7	4.00	4.00	4.00	4.00	2.30	2.40	2.50	2.60	4
8	3.50	3.50	3.50		2.30	2.40	2.50	2.60	4
7	4.50	4.00	4.00	4.50	2.30	2.40	2.50	2.60	4
8	4.00	4.00	4.00		2.30	2.40	2.50	2.60	4
Total de Pórticos Analizados									24

TABLAS CORRESPONDIENTES AL MÉTODO ESTÁTICO NO LINEAL

RELACIÓN DRIFT FEMA 356 Y SAP

Tabla 6.2. Relación Drift de estructuras de 1 piso.

N° de Pórticos	Modelos	Parámetros						Drift	Drift	Relación
		C0	C1	C2	C3	Sa	Te	FEMA 356	SAP 2000 V.16	1 Piso
1	1	1.0	3.05	1.0	1.00	1.19	0.10	0.009	0.014	1.49
2	1	1.0	3.07	1.0	1.00	1.19	0.11	0.010	0.016	1.56
3	1	1.0	3.10	1.0	1.00	1.19	0.11	0.011	0.018	1.61
4	1	1.0	3.14	1.0	1.00	1.19	0.11	0.012	0.02	1.65
5	2	1.0	2.71	1.0	1.00	1.19	0.12	0.011	0.018	1.62
6	2	1.0	2.78	1.0	1.00	1.19	0.12	0.012	0.02	1.64
7	2	1.0	2.84	1.0	1.00	1.19	0.13	0.013	0.022	1.65
8	2	1.0	2.87	1.0	1.00	1.19	0.13	0.014	0.024	1.67
9	1	1.0	3.51	1.0	1.00	1.19	0.11	0.013	0.023	1.80
10	1	1.0	3.73	1.0	1.00	1.19	0.11	0.014	0.025	1.73
11	1	1.0	3.81	1.0	1.00	1.19	0.12	0.016	0.028	1.78
12	1	1.0	3.85	1.0	1.00	1.19	0.12	0.017	0.03	1.78
13	2	1.0	4.28	1.0	1.00	1.19	0.11	0.015	0.025	1.67
14	2	1.0	4.35	1.0	1.00	1.19	0.11	0.016	0.027	1.67
15	2	1.0	4.16	1.0	1.00	1.19	0.12	0.017	0.031	1.80
16	2	1.0	4.37	1.0	1.00	1.19	0.12	0.018	0.032	1.74
17	1	1.0	1.50	1.0	1.00	1.19	0.10	0.004	0.0085	1.94
18	1	1.0	2.26	1.0	1.00	1.19	0.11	0.008	0.01	1.31
19	1	1.0	2.06	1.0	1.00	1.19	0.11	0.008	0.012	1.57
20	1	1.0	2.04	1.0	1.00	1.19	0.12	0.008	0.013	1.57
21	2	1.0	2.60	1.0	1.00	1.19	0.11	0.009	0.015	1.59
22	2	1.0	2.74	1.0	1.00	1.19	0.11	0.011	0.017	1.62
23	2	1.0	2.72	1.0	1.00	1.19	0.12	0.012	0.02	1.63
24	2	1.0	2.74	1.0	1.00	1.19	0.12	0.012	0.02	1.65

Tabla 6.3. Relación Drift de estructuras de 2 pisos.

N° de Pórticos	Modelos	Parámetros						Drift	Drift	Relación
		C0	C1	C2	C3	Sa	Te	FEMA 356	SAP 2000 V.16	2 Pisos
25	3	1.2	2.68	1.0	1.00	1.19	0.23	0.050	0.078	1.55
26	3	1.2	2.60	1.0	1.00	1.19	0.24	0.053	0.087	1.65
27	3	1.2	3.24	1.0	1.00	1.19	0.20	0.046	0.065	1.41
28	3	1.2	2.45	1.0	1.00	1.19	0.26	0.057	0.105	1.83
29	4	1.2	2.76	1.0	1.00	1.19	0.23	0.052	0.081	1.57
30	4	1.2	2.62	1.0	1.00	1.19	0.24	0.053	0.09	1.69

31	4	1.2	2.56	1.0	1.00	1.19	0.25	0.056	0.098	1.76
32	4	1.2	2.51	1.0	1.00	1.19	0.26	0.058	0.107	1.83
33	3	1.2	3.66	1.0	5.31	1.19	0.19	0.237	0.334	1.41
34	3	1.2	3.05	1.0	4.15	1.19	0.20	0.171	0.312	1.83
35	3	1.2	3.24	1.0	1.00	1.19	0.20	0.046	0.167	3.64
36	3	1.2	3.29	1.0	5.28	1.19	0.21	0.265	0.414	1.56
37	4	1.2	2.81	1.0	2.61	1.19	0.20	0.103	0.192	1.86
38	4	1.2	3.17	1.0	1.00	1.19	0.20	0.047	0.128	2.74
39	4	1.2	2.98	1.0	1.00	1.19	0.21	0.047	0.139	2.95
40	4	1.2	3.00	1.0	1.00	1.19	0.22	0.050	0.147	2.93
41	3	1.2	2.63	1.0	1.00	1.19	0.21	0.040	0.044	1.11
42	3	1.2	2.60	1.0	1.00	1.19	0.21	0.042	0.049	1.16
43	3	1.2	2.56	1.0	1.00	1.19	0.22	0.045	0.054	1.21
44	3	1.2	2.52	1.0	1.00	1.19	0.23	0.047	0.06	1.27
45	4	1.2	2.69	1.0	1.00	1.19	0.23	0.049	0.071	1.45
46	4	1.2	2.62	1.0	1.00	1.19	0.23	0.051	0.078	1.52
47	4	1.2	2.58	1.0	1.00	1.19	0.24	0.054	0.086	1.59
48	4	1.2	2.59	1.0	1.00	1.19	0.25	0.057	0.093	1.62

Tabla 6.4. Relación Drift de estructuras de 3 pisos.

N° de Pórticos	Modelos							Drift	Drift	Relación
		C0	C1	C2	C3	Sa	Te	FEMA 356	SAP 2000 V.16	3 Pisos
49	5	1.3	2.09	1.0	1.00	1.19	0.30	0.071	0.094	1.33
50	5	1.3	2.04	1.0	1.00	1.19	0.31	0.075	0.104	1.39
51	5	1.3	1.99	1.0	1.00	1.19	0.32	0.079	0.114	1.44
52	5	1.3	1.95	1.0	1.00	1.19	0.33	0.083	0.126	1.51
53	6	1.3	2.09	1.0	1.00	1.19	0.30	0.071	0.096	1.35
54	6	1.3	2.05	1.0	1.00	1.19	0.31	0.075	0.105	1.40
55	6	1.3	1.99	1.0	1.00	1.19	0.32	0.079	0.116	1.46
56	6	1.3	1.96	1.0	1.00	1.19	0.33	0.083	0.125	1.50
57	5	1.3	2.13	1.0	1.00	1.19	0.29	0.067	0.079	1.18
58	5	1.3	2.08	1.0	1.00	1.19	0.30	0.071	0.087	1.22
59	5	1.3	2.03	1.0	1.00	1.19	0.31	0.075	0.096	1.27
60	5	1.3	1.98	1.0	1.00	1.19	0.32	0.080	0.106	1.33
61	6	1.3	1.94	1.0	1.14	1.19	0.33	0.095	0.22	2.33
62	6	1.3	1.21	1.0	1.00	1.19	0.61	0.173	0.369	2.13
63	6	1.3	1.41	1.0	1.00	1.19	0.51	0.141	0.313	2.22
64	6	1.3	1.51	1.0	1.00	1.19	0.47	0.130	0.296	2.27
65	5	1.3	2.28	1.0	1.00	1.19	0.30	0.076	0.219	2.87
66	5	1.3	2.23	1.0	1.00	1.19	0.30	0.080	0.232	2.92
67	5	1.3	1.60	1.0	1.00	1.19	0.45	0.121	0.328	2.70
68	5	1.3	1.60	1.0	1.00	1.19	0.45	0.122	0.335	2.75
69	6	1.3	2.54	1.0	1.00	1.19	0.27	0.071	0.237	3.35
70	6	1.3	2.44	1.0	1.00	1.19	0.28	0.073	0.242	3.30
71	6	1.3	2.38	1.0	1.00	1.19	0.29	0.077	0.256	3.33
72	6	1.3	2.33	1.0	1.00	1.19	0.30	0.080	0.266	3.33

Tabla 6.5. Relación Drift de estructuras de 4 pisos.

N° de Pórticos	Modelos	C0	C1	C2	C3	Sa	Te	Drift	Drift	Relación
								FEMA 356	SAP 2000 V.16	4 Pisos
73	7	1.35	1.73	1.0	1.00	1.19	0.39	0.107	0.133	1.24
74	7	1.35	1.68	1.0	1.00	1.19	0.41	0.113	0.145	1.29
75	7	1.35	1.64	1.0	1.00	1.19	0.43	0.118	0.158	1.34
76	7	1.35	1.60	1.0	1.00	1.19	0.44	0.124	0.171	1.38
77	8	1.35	1.72	1.0	1.00	1.19	0.40	0.107	0.133	1.24
78	8	1.35	1.68	1.0	1.00	1.19	0.41	0.113	0.145	1.28
79	8	1.35	1.64	1.0	1.00	1.19	0.43	0.118	0.157	1.33
80	8	1.35	1.59	1.0	1.00	1.19	0.44	0.124	0.169	1.37
81	7	1.35	1.57	1.0	1.00	1.19	0.46	0.133	0.324	2.44
82	7	1.35	1.68	1.0	1.00	1.19	0.43	0.123	0.32	2.60
83	7	1.35	1.69	1.0	1.00	1.19	0.43	0.125	0.339	2.70
84	7	1.35	1.66	1.0	1.00	1.19	0.44	0.127	0.334	2.64
85	8	1.35	1.56	1.0	1.00	1.19	0.45	0.126	0.216	1.72
86	8	1.35	1.53	1.0	1.00	1.19	0.46	0.130	0.23	1.77
87	8	1.35	1.47	1.0	1.00	1.19	0.48	0.138	0.245	1.78
88	8	1.35	1.43	1.0	1.00	1.19	0.50	0.144	0.256	1.78
89	7	1.35	2.03	1.0	1.14	1.19	0.35	0.111	0.31	2.79
90	7	1.35	1.98	1.0	1.00	1.19	0.36	0.102	0.308	3.01
91	7	1.35	1.92	1.0	1.98	1.19	0.37	0.212	0.396	1.87
92	7	1.35	1.86	1.0	1.00	1.19	0.39	0.111	0.332	2.98
93	8	1.35	1.75	1.0	1.00	1.19	0.41	0.118	0.31	2.63
94	8	1.35	1.74	1.0	1.00	1.19	0.42	0.120	0.318	2.66
95	8	1.35	1.69	1.0	1.00	1.19	0.42	0.122	0.336	2.76
96	8	1.35	1.68	1.0	1.00	1.19	0.43	0.125	0.326	2.61

## CÁLCULO ESTADÍSTICO

Tabla 6.6. Cálculo de la media y desviación estándar.

	Relación			
	1 Piso	2 Pisos	3 Pisos	4 Pisos
	1.49	1.55	1.33	1.24
	1.56	1.65	1.39	1.29
	1.61	1.41	1.44	1.34
	1.65	1.83	1.51	1.38
	1.62	1.57	1.35	1.24
	1.64	1.69	1.40	1.28
	1.65	1.76	1.46	1.33

1.67	1.83	1.50	1.37
1.80	1.41	1.18	2.44
1.73	1.83	1.22	2.60
1.78	3.64	1.27	2.70
1.78	1.56	1.33	2.64
1.67	1.86	2.33	1.72
1.67	2.74	2.13	1.77
1.80	2.95	2.22	1.78
1.74	2.93	2.27	1.78
1.94	1.11	2.87	2.79
1.31	1.16	2.92	3.01
1.57	1.21	2.70	1.87
1.57	1.27	2.75	2.98
1.59	1.45	3.35	2.63
1.62	1.52	3.30	2.66
1.63	1.59	3.33	2.76
1.65	1.62	3.33	2.61
Media	1.66	1.80	2.08
Desviación Estándar	0.12	0.63	0.80

Tabla 6.7. Cálculo estadístico del drift para la determinación de la expresión (1).

Drift			
1 Piso	2 Pisos	3 Pisos	4 Pisos
0.009	0.050	0.071	0.107
0.010	0.053	0.075	0.113
0.011	0.046	0.079	0.118
0.012	0.057	0.083	0.124
0.011	0.052	0.071	0.107
0.012	0.053	0.075	0.113
0.013	0.056	0.079	0.118
0.014	0.058	0.083	0.124
0.013	0.237	0.067	0.133
0.014	0.171	0.071	0.123
0.016	0.046	0.075	0.125
0.017	0.265	0.080	0.127
0.015	0.103	0.095	0.126
0.016	0.047	0.173	0.130
0.017	0.047	0.141	0.138
0.018	0.050	0.130	0.144
0.004	0.040	0.076	0.111
0.008	0.042	0.080	0.102
0.008	0.045	0.121	0.212
0.008	0.047	0.122	0.111
0.009	0.049	0.071	0.118

	0.011	0.051	0.073	0.120
	0.012	0.054	0.077	0.122
	0.012	0.057	0.080	0.125
Media	0.012	0.074	0.090	0.125
Desviación Estándar	0.003	0.061	0.027	0.021

## TABLAS CORRESPONDIENTES AL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL

### · ESTRUCTURAS ANALIZADAS DE 1 PISO

Tabla 6.8. Cálculo de masas y drift para la determinación de la expresión (4).

N° de Pórtico	Longitud		m1	Masas			Drift	
	Longitud total	Longitud Vano		m2	m3	m4	Modal	Espectral
1	6.00	3.00	1.78				0.0032	
2	6.00	3.00	1.78				0.0034	
3	6.00	3.00	1.78				0.0037	
4	6.00	3.00	1.78				0.0039	
5	9.00	3.00	2.67				0.0035	
6	9.00	3.00	2.67				0.0037	
7	9.00	3.00	2.67				0.0040	
8	9.00	3.00	2.67				0.0043	
9	7.00	3.50	2.43				0.0045	
10	7.00	3.50	2.43				0.0049	
11	7.00	3.50	2.43				0.0052	
12	7.00	3.50	2.43				0.0056	
13	10.50	3.50	3.64				0.0049	
14	10.50	3.50	3.64				0.0053	
15	10.50	3.50	3.64				0.0057	
16	10.50	3.50	3.64				0.0061	
17	5.00	2.50	1.24				0.0021	
18	5.00	2.50	1.24				0.0023	
19	5.00	2.50	1.24				0.0025	
20	5.00	2.50	1.24				0.0026	
21	8.50	3.00	2.52				0.0032	
22	8.50	3.00	2.52				0.0035	
23	8.50	3.00	2.52				0.0037	
24	8.50	3.00	2.52				0.0040	

ESTRUCTURAS ANALIZADAS DE 2 PISOS

Tabla 6.9. Cálculo de masas y drift para la determinación de la expresión (4).

N° de Pórtico	Longitud		Masas				Drift
	Longitud total	Longitud Vano	m1	m2	m3	m4	Modal Espectral
25	6.00	3.00	1.78	1.74			0.0082
26	6.00	3.00	1.78	1.74			0.0087
27	6.00	3.00	1.78	1.74			0.0093
28	6.00	3.00	1.78	1.74			0.0098
29	9.00	3.00	2.67	2.60			0.0086
30	9.00	3.00	2.67	2.60			0.0091
31	9.00	3.00	2.67	2.60			0.0097
32	9.00	3.00	2.67	2.60			0.0102
33	8.00	4.00	3.17	3.09			0.0174
34	8.00	4.00	3.17	3.09			0.0185
35	8.00	4.00	3.17	3.09			0.0195
36	8.00	4.00	3.17	3.09			0.0206
37	10.50	3.50	3.64	3.54			0.0128
38	10.50	3.50	3.64	3.54			0.0136
39	10.50	3.50	3.64	3.54			0.0144
40	10.50	3.50	3.64	3.54			0.0152
41	5.00	2.50	1.24	1.21			0.0052
42	5.00	2.50	1.24	1.21			0.0055
43	5.00	2.50	1.24	1.21			0.0058
44	5.00	2.50	1.24	1.21			0.0062
45	8.50	3.00	2.52	2.46			0.0079
46	8.50	3.00	2.52	2.46			0.0084
47	8.50	3.00	2.52	2.46			0.0089
48	8.50	3.00	2.52	2.46			0.0094

ESTRUCTURAS ANALIZADAS DE 3 PISOS

Tabla 6.10. Cálculo de masas y drift para la determinación de la expresión (4).

N° de Pórtico	Longitud		Masas				Drift
	Longitud total	Longitud Vano	m1	m2	m3	m4	Modal Espectral
49	9.00	3.00	2.67	2.67	2.60		0.0097
50	9.00	3.00	2.67	2.67	2.60		0.0103
51	9.00	3.00	2.67	2.67	2.60		0.0110
52	9.00	3.00	2.67	2.67	2.60		0.0116
53	12.00	3.00	3.56	3.56	3.47		0.0100
54	12.00	3.00	3.56	3.56	3.47		0.0106
55	12.00	3.00	3.56	3.56	3.47		0.0112
56	12.00	3.00	3.56	3.56	3.47		0.0119
57	8.50	3.00	2.52	2.52	2.46		0.0089
58	8.50	3.00	2.52	2.52	2.46		0.0095
59	8.50	3.00	2.52	2.52	2.46		0.0100
60	8.50	3.00	2.52	2.52	2.46		0.0106
61	15.00	4.00	5.94	5.94	5.79		0.0190
62	15.00	4.00	5.94	5.94	5.79		0.0202
63	15.00	4.00	5.94	5.94	5.79		0.0214
64	15.00	4.00	5.94	5.94	5.79		0.0226
65	12.00	4.00	4.75	4.75	4.63		0.0206
66	12.00	4.00	4.75	4.75	4.63		0.0218
67	12.00	4.00	4.75	4.75	4.63		0.0231
68	12.00	4.00	4.75	4.75	4.63		0.0244
69	17.00	4.50	7.57	7.57	7.38		0.0261
70	17.00	4.50	7.57	7.57	7.38		0.0277
71	17.00	4.50	7.57	7.57	7.38		0.0283
72	17.00	4.50	7.57	7.57	7.38		0.0285

ESTRUCTURAS ANALIZADAS DE 4 PISOS

Tabla 6.11. Cálculo de masas y drift para la determinación de la expresión (4).

N° de Pórtico	Longitud		Masas				Drift
	Longitud total	Longitud Vano	m1	m2	m3	m4	Modal Espectral
73	12.00	3.00	3.56	3.56	3.56	3.47	0.0107
74	12.00	3.00	3.56	3.56	3.56	3.47	0.0114
75	12.00	3.00	3.56	3.56	3.56	3.47	0.0120
76	12.00	3.00	3.56	3.56	3.56	3.47	0.0127
77	9.00	3.00	2.67	2.67	2.67	2.60	0.0105
78	9.00	3.00	2.67	2.67	2.67	2.60	0.0111
79	9.00	3.00	2.67	2.67	2.67	2.60	0.0118
80	9.00	3.00	2.67	2.67	2.67	2.60	0.0124
81	16.00	4.00	6.33	6.33	6.33	6.17	0.0229
82	16.00	4.00	6.33	6.33	6.33	6.17	0.0235
83	16.00	4.00	6.33	6.33	6.33	6.17	0.0255
84	16.00	4.00	6.33	6.33	6.33	6.17	0.0240
85	10.50	3.50	3.64	3.64	3.64	3.54	0.0158
86	10.50	3.50	3.64	3.64	3.64	3.54	0.0167
87	10.50	3.50	3.64	3.64	3.64	3.54	0.0176
88	10.50	3.50	3.64	3.64	3.64	3.54	0.0186
89	17.00	4.50	7.57	7.57	7.57	7.38	0.0259
90	17.00	4.50	7.57	7.57	7.57	7.38	0.0261
91	17.00	4.50	7.57	7.57	7.57	7.38	0.0263
92	17.00	4.50	7.57	7.57	7.57	7.38	0.0265
93	12.00	4.00	4.75	4.75	4.75	4.63	0.0224
94	12.00	4.00	4.75	4.75	4.75	4.63	0.0232
95	12.00	4.00	4.75	4.75	4.75	4.63	0.0234
96	12.00	4.00	4.75	4.75	4.75	4.63	0.0235