



Universidad Católica Andrés Bello  
Vicerrectorado Académico  
Dirección General de los Estudios de Postgrado  
Área: Ingeniería  
Programa: Ingeniería Estructural

**ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD SÍSMO-RESISTENTE EN  
EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO MODELADAS CON ACERO  
COMERCIAL APLICANDO EL MÉTODO ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL  
“PUSHOVER”**

Trabajo Especial de Grado Presentado Como Requisito Parcial para Optar al  
Título de Especialista en Ingeniería Estructural

Autor:

Ing. Carolina Ramírez Parisca

Tutor:

Ing. Juan Félix Díaz

Caracas, Septiembre del 2013.



## ACEPTACIÓN DEL ASESOR

Caracas, 01 de febrero de 2012.

Señores  
Director Programa “Ingeniería Estructural”  
UCAB.  
Presente.

Referencia: **Aceptación de Asesor**

Estimados Señores:

Por medio de la presente hago constar que estoy dispuesto a supervisar, en calidad de Tutor, el Trabajo Especial de Grado titulado **ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD SÍSMO-RESISTENTE EN EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO MODELADAS CON ACERO COMERCIAL APLICANDO EL MÉTODO ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”**, que será desarrollado por la Ing. Carolina Ramírez Parisca, titular de la cédula de identidad número 16.713.894, como requisito parcial para optar al Título de **Especialista en Ingeniería Estructural**.

Así mismo hago constar que he leído las “Normas para la Realización, Presentación y Evaluación del Trabajo Especial de Grado”, así como la “Descripción de Funciones del Asesor”, estando conforme con la responsabilidad que me corresponde asumir.

Atentamente,

---

Ing. Juan Félix Díaz  
C.I. N°



## ÍNDICE DE CONTENIDO

ACEPTACIÓN DEL ASESOR.....	ii
INTRODUCCIÓN.....	13
CAPÍTULO I. EL PROBLEMA.....	15
1.1. Planteamiento del Problema.....	15
1.2. Objetivos de la Investigación.....	17
1.2.1. Objetivo General.....	17
1.2.2. Objetivos Específicos.....	17
1.3. Justificación de la Investigación.....	18
1.4. Alcance de la Investigación.....	19
1.5. Limitaciones de la Investigación.....	19
CAPÍTULO II. MARCO METODOLÓGICO.....	21
2.1. Tipo y Diseño de la Investigación.....	21
2.1.1. Tipo.....	21
2.1.2. Diseño.....	22
2.2. Población y Muestra de la Investigación.....	23
2.3. Técnicas e Instrumentos para la Recolección de Datos.....	24
2.4. Técnicas para el análisis de los datos.....	26
2.5. Fases de la Investigación.....	27
2.6. Operacionalización de los Objetivos de La Investigación.....	27
CAPÍTULO III. MARCO TEÓRICO.....	30
3.1. Antecedentes de la Investigación.....	30
3.2. Bases Teóricas.....	33
3.2.1. Análisis Estático No Lineal (Pushover).....	33
3.2.2. Método ATC-40.....	36
3.2.3. Método FEMA-356.....	36
3.2.4. Método MPA.....	36
3.3. Bases Legales.....	37



3.4. Glosario de Términos.....	38
CAPÍTULO IV. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADO .....	44
4.1. Descripción de las Edificaciones .....	44
4.2. Descripción del Sistema Sismorresistente.....	46
4.3. Características de los Materiales Empleados .....	47
4.4. Métodos de Análisis.....	47
4.5. Normas y Códigos Empleados .....	48
4.6. Cargas y Sobrecargas de Diseño .....	48
4.7. Datos Sísmicos.....	50
4.8. Combinaciones de Carga para el Diseño .....	51
4.9. Análisis Estático.....	53
4.9.1. Descripción del Método de Análisis.....	53
4.9.2. Modelación Estática .....	53
4.10. Análisis Dinámico .....	54
4.10.1. Descripción del Método de Análisis .....	54
4.10.2. Modelación Dinámica.....	54
4.10.2.1. Modelación Dinámica Edificio No. 1 .....	55
4.10.2.2. Modelación Dinámica Edificio No. 2 .....	61
4.10.2.3. Resultados del Análisis y Diseño de la Modelación Dinámica Edificio Nro. 1 .....	65
4.10.2.4. Resultados del Análisis y Diseño de la Modelación Dinámica Edificio Nro. 2.....	72
4.11. Diseño Final con Acero Comercial .....	79
4.11.1. Edificio Nro. 1.....	79
4.11.2. Edificio Nro. 2.....	83
4.12. Análisis Estático No Lineal “Pushover” .....	85
4.12.1. Verificación Estructural para Aplicación del Método. ....	85
4.12.1.1. Criterio de Modos Altos .....	85
4.12.2. Elección de la Curva Esfuerzo - Deformación.....	86



4.12.3.	Implementación Computacional.....	87
4.12.4.	Modelación.....	88
4.12.5.	Patrón de Carga.....	88
4.12.5.1.	Cargas Gravitacionales.....	88
4.12.5.2.	Cargas Monotónicas.....	89
4.12.6.	Definición de Zonas de Plastificación.....	90
4.12.7.	Criterio de Discretización.....	94
4.12.8.	Criterio de Elección de Rótulas.....	95
4.12.9.	Modelado y Procesamiento de las Estructuras.....	95
4.12.9.1.	Modelado y Procesamiento – Edificio 1.....	95
4.12.9.2.	Modelado y Procesamiento – Edificio 2.....	118
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		136
5.1.	Conclusiones.....	136
5.2.	Recomendaciones.....	137
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		138



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1. Procedimiento “Pushover” para determinar la curva de capacidad de la edificación. ....	35
Figura 4.1. Planta Tipo Edificio No. 1.....	45
Figura 4.2. Planta Tipo Edificio No. 2.....	46
Figura 4.3. Espectros de Diseño.....	51
Figura 4.4. Geometría de la Estructura – Edificio Nro. 1.....	56
Figura 4.5. Predimensionado de la Estructura – Edificio Nro. 1.....	56
Figura 4.6. Asignación de Diafragmas Rígidos – Edificio Nro. 1.....	57
Figura 4.7. Asignación de Grupos – Edificio Nro. 1. ....	58
Figura 4.8. Secciones de Corte – Edificio Nro. 1. ....	58
Figura 4.9. Torsión Adicional en “X” – Edificio Nro. 1. ....	60
Figura 4.10. Torsión Adicional en “Y” – Edificio Nro. 1. ....	60
Figura 4.11. Geometría de la Estructura – Edificio Nro. 2.....	61
Figura 4.12. Predimensionado de la Estructura – Edificio Nro. 2.....	62
Figura 4.13. Asignación de Diafragmas Rígidos – Edificio Nro. 2.....	62
Figura 4.14. Asignación de Grupos – Edificio Nro. 2. ....	63
Figura 4.15. Secciones de Corte – Edificio Nro. 2. ....	63
Figura 4.16. Torsión Adicional en “X” – Edificio Nro. 2. ....	64
Figura 4.17. Torsión Adicional en “Y” – Edificio Nro. 2. ....	65
Figura 4.18. Períodos de Vibración en “X” – Edificio Nro. 1.....	65
Figura 4.19. Períodos de Vibración en “Y” – Edificio Nro. 1.....	66



Figura 4.20. Masa Participativa – Edificio Nro. 1. ....	68
Figura 4.21. Deformación de la Estructura por Desplazamientos Horizontales en “X” – Edificio Nro. 1.....	68
Figura 4.22. Deformación de la Estructura por Desplazamientos Horizontales en “Y” – Edificio Nro. 1.....	69
Figura 4.23. Diseño Pórtico A y C – Edificio Nro. 1.....	70
Figura 4.24. Diseño Pórtico B – Edificio Nro. 1.....	70
Figura 4.25. Diseño Pórtico 1 y 5 – Edificio Nro. 1.....	71
Figura 4.26. Diseño Pórtico 2 y 4 – Edificio Nro. 1.....	71
Figura 4.27. Diseño Pórtico 3 – Edificio Nro. 1. ....	72
Figura 4.28. Períodos de Vibración en “X” – Edificio Nro. 2.....	72
Figura 4.29. Períodos de Vibración en “Y” – Edificio Nro. 2.....	73
Figura 4.30. Masa Participativa – Edificio Nro. 2. ....	75
Figura 4.31. Deformación de la Estructura por Desplazamientos Horizontales en “X” – Edificio Nro. 2.....	75
Figura 4.32. Deformación de la Estructura por Desplazamientos Horizontales en “Y” – Edificio Nro. 2.....	76
Figura 4.33. Diseño Pórtico A y D – Edificio Nro. 2.....	77
Figura 4.34. Diseño Pórtico B y C – Edificio Nro. 2.....	77
Figura 4.35. Diseño Pórtico 1 y 4 – Edificio Nro. 2.....	78
Figura 4.36. Diseño Pórtico 2 y 3 – Edificio Nro. 2.....	78
Figura 4.37. Diseño Pórtico A y C – Edificio Nro. 1.....	79
Figura 4.38. Diseño Pórtico B – Edificio Nro. 1.....	80



Figura 4.39. Diseño Pórtico 1 y 5, 2 y 4 – Edificio Nro. 1.....	81
Figura 4.40. Diseño Pórtico 3 – Edificio Nro. 1. ....	82
Figura 4.41. Diseño Columnas – Edificio Nro. 1. ....	83
Figura 4.42. Diseño Pórtico A al D – Edificio Nro. 2.....	83
Figura 4.43. Diseño Pórtico 1 al 4 – Edificio Nro. 2.....	84
Figura 4.44. Diseño Columnas – Edificio Nro. 2. ....	84
Figura 4.45. Carga Normalizada del Análisis Pushover.....	89
Figura 4.46. Curvas Tipo para las Relaciones Carga-Deformación.....	90
Figura 4.47. Relaciones Carga-Deformación Normalizadas.....	91
Figura 4.48. Diagrama de Momento Típico (Derecha) para un Pórtico Sujeto a una Carga Horizontal (Izquierda). ....	94
Figura 4.49. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico A y C ..	96
Figura 4.50. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico B.....	97
Figura 4.51. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico 1 y 5 ...	97
Figura 4.52. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico 2 y 4 ...	98
Figura 4.53. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico 3 .....	98
Figura 4.54. Definición de Patrones de Carga .....	99
Figura 4.55. Cargas Asignadas – Pórticos A al C.....	100
Figura 4.56. Cargas Asignadas – Pórticos 1 y 5.....	100
Figura 4.57. Cargas Asignadas – Pórticos 2, 3 y 4.....	101
Figura 4.58. Definición de los Casos de Carga.....	102
Figura 4.59. Definición de Rótulas Plásticas en Vigas.....	103



Figura 4.60. Definición de Rótulas Plásticas en Columnas.....	103
Figura 4.61. Rótulas Plásticas en los Elementos .....	104
Figura 4.62. Análisis Pushover – Pórticos “A y C” Edificio Nro. 1 .....	106
Figura 4.63. Curva Pushover – Pórticos “A y C” Edificio Nro. 1 .....	107
Figura 4.64. Análisis Pushover – Pórtico “B” Edificio Nro. 1 .....	108
Figura 4.65. Curva Pushover – Pórtico “B” Edificio Nro. 1 .....	109
Pórticos 1 y 5 .....	110
Figura 4.66. Análisis Pushover – Pórticos “1 y 5” Edificio Nro. 1 .....	110
Figura 4.67. Curva Pushover – Pórticos “1 y 5” Edificio Nro. 1 .....	111
Figura 4.68. Análisis Pushover – Pórticos “2 y 4” Edificio Nro. 1 .....	112
Figura 4.69. Curva Pushover – Pórticos “2 y 4” Edificio Nro. 1 .....	113
Figura 4.70. Análisis Pushover – Pórtico “3” Edificio Nro. 1.....	114
Figura 4.70. Curva Pushover – Pórtico “3” Edificio Nro. 1 .....	115
Figura 4.71. Curva Demanda – Capacidad. Edificio Nro. 1 .....	116
Figura 4.72. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico A y D	118
Figura 4.73. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico B y C	119
Figura 4.74. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico 1 y 2 .	120
Figura 4.75. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico 3 y 4 .	120
Figura 4.76. Cargas Asignadas – Pórticos A al D.....	121
Figura 4.77. Cargas Asignadas – Pórticos 1 y 4.....	121
Figura 4.78. Cargas Asignadas – Pórticos 2 y 3.....	122
Figura 4.79. Definición de los Casos de Carga.....	123



Figura 4.80. Rótulas Plásticas en los Elementos .....	124
Figura 4.81. Análisis Pushover – Pórticos “A y D” Edificio Nro. 2 .....	126
Figura 4.82. Curva Pushover – Pórticos “A y D” Edificio Nro. 2 .....	127
Figura 4.83. Análisis Pushover – Pórticos “B y C” Edificio Nro. 2 .....	128
Figura 4.84. Curva Pushover – Pórticos “B y C” Edificio Nro. 2 .....	129
Pórticos 1 y 4 .....	130
Figura 4.85. Análisis Pushover – Pórticos “1 y 4” Edificio Nro. 2 .....	130
Figura 4.86. Curva Pushover – Pórticos “1 y 4” Edificio Nro. 2 .....	131
Figura 4.87. Análisis Pushover – Pórticos “2 y 3” Edificio Nro. 2 .....	132
Figura 4.88. Curva Pushover – Pórticos “2 y 3” Edificio Nro. 2 .....	133
Figura 4.89. Curva Demanda – Capacidad. Edificio Nro. 2 .....	134



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Operacionalización de Objetivos.....	28
Tabla 4.1. Características de los Materiales Empleados .....	47
Tabla 4.2. Análisis de Carga para Entrepiso y Techo Visitable .....	49
Tabla 4.3. Análisis de Carga para Techo No Visitable.....	49
Tabla 4.4. Datos Sísmicos .....	50
Tabla 4.5. Estructura Nro. 1. Combinaciones de Carga para el Diseño.....	52
Tabla 4.6. Cálculo de la Torsión Adicional – Edificio Nro. 1.....	59
Tabla 4.7. Cálculo de la Torsión Adicional – Edificio Nro. 2.....	64
Tabla 4.8. Fuerzas Cortantes de Pórticos en “X”– Edificio Nro. 1.....	66
Tabla 4.9. Fuerzas Cortantes de Pórticos en “Y” – Edificio Nro. 1.....	66
Tabla 4.10. Chequeo del Cortante Basal Mínimo y del Coeficiente Sísmico Edificio Nro. 1.....	67
Tabla 4.11. Chequeo de los Desplazamientos – Edificio Nro. 1. ....	69
Tabla 4.12. Fuerzas Cortantes de Pórticos en “X”– Edificio Nro. 2.....	73
Tabla 4.13. Fuerzas Cortantes de Pórticos en “Y”– Edificio Nro. 2.....	73
Tabla 4.14. Chequeo del Cortante Basal Mínimo y del Coeficiente Sísmico Edificio Nro. 2.....	74
Tabla 4.15. Chequeo de los Desplazamientos – Edificio Nro. 2. ....	76
Tabla 4.16. Cortes por Piso en Edificio No. 1 y No. 2 .....	86
Tabla 4.17. Parámetros y Criterios de Modelado Numérico de Aceptación de Procedimientos No Lineales– Vigas de Concreto Armado .....	92



Tabla 4.18. Parámetros y Criterios de Modelado Numérico de Aceptación de Procedimientos No Lineales-- Columnas de Concreto Armado ..... 93

Tabla 4.19. Desplazamientos Permitidos en el Diseño para Deformaciones que Incursionan en el Rango Elástico. Edificio Nro. 1 ..... 105

Tabla 4.20. Desplazamientos Permitidos en el Diseño para Deformaciones que Incursionan en el Rango Elástico. Edificio Nro. 2 ..... 125



## INTRODUCCIÓN

El modelado del comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos es complejo. La determinación precisa de la respuesta de las estructuras ante la acción de estos eventos requiere de técnicas de análisis que permitan incorporar la variación en el tiempo de las propiedades inelásticas de los materiales y determinar la historia de las respuestas.

La mayoría de los estudios de vulnerabilidad, se efectúan utilizando métodos simplificados incluidos en las normas de diseño sísmico. Sin embargo, en la mayoría de los casos, son demasiado conservadores y poco representativos del comportamiento real de las estructuras.

La metodología “Modal Pushover Analysis” (MPA), fue desarrollada por los investigadores A. K. Chopra y R. K. Goel (Chopra y Goel, 2001), la cual permite verificar el desempeño de una estructura para sismos severos. Se basa en un análisis estático no-lineal, de tipo “Push Over”, con distribuciones de fuerzas laterales equivalentes variantes proporcionalmente en la altura, que incluye las contribuciones de los modos de vibración del comportamiento elástico, y emplea de manera aproximada, la teoría clásica de la dinámica de estructuras. A partir de esto, se determina la capacidad resistente de la estructura e información del comportamiento no-lineal, como por ejemplo, la secuencia en que las secciones van ingresando al rango no-lineal, los desplazamientos laterales en cada incremento de carga, derivas, ductilidades, fallas de elementos por flexión y corte, esfuerzos, entre otros.

Esta investigación tiene como objetivo la estimación de la capacidad sísmo-resistente en edificaciones de concreto armado aplicando el Método de Análisis Estático No Lineal “Pushover”, motivado a que representa un



análisis más acertado del comportamiento de las estructuras, que permite en la mayoría de los casos, disminuir o eliminar costos de rehabilitación estructural.

Este documento que presenta el proyecto de estudio a realizar, está estructurado en tres capítulos:

El Capítulo I, “El Problema”, expone el problema existente en la estimación de capacidad sísmo-resistente en edificaciones de concreto armado modeladas con acero comercial aplicando el Método Análisis Estático No Lineal “Pushover”, los objetivos que se pretenden alcanzar en el proyecto y la justificación del presente Trabajo Especial de Grado.

El Capítulo II, “Marco Metodológico”, presenta la metodología a utilizar en el desarrollo del proyecto de TEG, que incluye: El tipo de investigación y su diseño, la población y muestra a utilizar, las técnicas e instrumentos para la recolección de datos así como las técnicas para el análisis de los mismos, las fases de la investigación y la operacionalización de los objetivos del estudio.

El Capítulo III, “Marco Teórico”, expone los antecedentes del proyecto TEG, así como información básica sobre el Método Análisis Estático No Lineal “Pushover”. También se incluyen las bases legales para la aplicación del método estudiado, y un glosario básico con términos de utilidad en el proyecto.

Finalmente se presentan las Referencias Bibliográficas utilizadas y consultadas para el desarrollo del proyecto.



## CAPÍTULO I. EL PROBLEMA

### 1.1. Planteamiento del Problema

Para los diseñadores estructurales, no es misterio que resulta costoso y con frecuencia innecesario diseñar estructuras que respondan en un rango elástico ante los sismos de diseño. En zonas de alta sismicidad la respuesta elástica puede implicar aceleraciones de magnitud similar a la de la gravedad. Diseñar para las fuerzas que se generan con estas aceleraciones tiene un alto costo asociado.

La contraparte a la que se enfrenta el diseñador de estructuras, es que si la resistencia del sistema estructural resistente a fuerzas laterales, se desarrolla a un nivel de respuesta sísmica menor que la correspondiente al sismo de diseño, aparecerán deformaciones inelásticas, con plastificación de algunas secciones.

En consecuencia a la difícil tarea que representa este tema para los especialistas estructurales, los investigadores A. K. Chopra y R. K. Goel (Chopra y Goel, 2001), desarrollaron la metodología “Modal Pushover Analysis” (MPA), la cual permite estimar la demanda sísmica y verificar el desempeño de una estructura para sismos severos. Se basa en un análisis estático no-lineal, de tipo “Push Over”, con distribuciones de fuerzas laterales equivalentes invariantes en la altura, que incluye las contribuciones de los modos de vibración del comportamiento elástico, y emplea de manera aproximada la teoría clásica de la dinámica de estructuras. A partir de esto, se determina la capacidad resistente de la estructura e información del comportamiento no-lineal.



Para poder estimar la capacidad sísmo-resistente de un edificio estructurado con pórticos de concreto armado, es necesario considerar en el comportamiento inelástico de los pórticos, la posibilidad de desarrollar modos de fallas. Al modelar una estructura podemos fácilmente conocer estas posibilidades, adicionalmente el software a utilizar proporcionará un acero por cálculo que va a satisfacer las solicitaciones de análisis de la estructura según éstos modos de falla, sin embargo, en el diseño final, este acero por cálculo se traduce a barras comerciales de acuerdo a diámetros existentes en el mercado, lo que proporciona un cambio de propiedades en el sistema estructural. Por esta razón, en el análisis final (diseño por capacidad y evaluación del criterio columna fuerte-viga débil) del comportamiento de los pórticos debe utilizarse un modelo que posea el acero comercial colocado en el sistema, con el fin de obtener resultados que se ajusten a las condiciones reales del mismo.

En el presente trabajo se pretende conocer cómo se comportan las estructuras cuando se ven sometidas a solicitaciones sísmicas que sobrepasan su capacidad elástica. Para ello, se estimará la capacidad sísmica-resistente de dos edificaciones apórticadas de concreto armado modeladas con acero comercial y aplicando el Método de Análisis Estático No lineal “Pushover”, el cual resulta razonable, pues entrega resultados similares al análisis de la respuesta por superposición modal espectral, para un análisis lineal de un edificio y entrega una estimación de la demanda sísmica total de un sistema inelástico.



## **1.2. Objetivos de la Investigación**

### **1.2.1. Objetivo General**

Estimar la capacidad sísmica-resistente en edificaciones apórticadas de concreto armado modeladas con acero comercial aplicando el Método Análisis Estático No Lineal “Pushover”.

### **1.2.2. Objetivos Específicos**

- Realizar los modelos de las estructuras apórticadas de concreto armado mediante el uso del programa SAP2000 V.14.2.4 y aplicando los criterios de la Norma COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Simorresistentes”.
- Diseñar las estructuras de concreto armado e incorporar acero comercial en el modelo cumpliendo con los requisitos dispuestos en la Norma COVENIN 1753-2006 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño”.
- Aplicar el método de Análisis Modal Pushover a los modelos.
- Determinar la curva de capacidad (relación entre el cortante basal y el desplazamiento en el techo) para una distribución específica de fuerzas laterales.
- Determinar la respuesta dinámica no lineal del sistema inelástico asociado a cada modo de vibración.



### 1.3. Justificación de la Investigación

La vulnerabilidad que tienen las estructuras ante un evento sísmico ha sido por años un tema de gran importancia por ser un fenómeno natural inevitable, cuya acción es capaz de producir catástrofes y por lo tanto, deben ser considerados en el momento de proyectar estructuras.

El diseño sísmico inadecuado de las estructuras es la causa principal de pérdidas humanas y económicas. Es de suma importancia mejorar el diseño sísmico en las estructuras nuevas, así como el comportamiento de las edificaciones antiguas (adecuación) para reducir el número de víctimas en el caso de un desastre natural.

Diseñar estructuras que respondan en un rango elástico ante los sismos de diseño resulta demasiado costoso y con frecuencia innecesario. Por esta razón los diseñadores proyectan estructuras en donde la resistencia del sistema estructural se desarrolla a un nivel de respuesta sísmica menor que la correspondiente al sismo de diseño, permitiendo la aparición de deformaciones inelásticas con plastificación en algunas secciones (daño controlado), las cuales se mantengan dentro de los estándares permitidos sin poner en riesgo la estabilidad de la estructuras y por consecuente las vidas humanas.

La determinación precisa de la respuesta de las estructuras ante la acción de los movimientos sísmicos requiere de técnicas de análisis dinámico no-lineal para incorporar la variación en el tiempo de las propiedades inelásticas de los materiales y determinar la historia de las respuestas. El Método de Análisis Estático No lineal “Pushover” permite estimar la demanda sísmica y verificar el desempeño de una estructura ante sismos severos.



Para el diseñador es de gran ayuda pues permite conocer el comportamiento no lineal de la estructura. Con este método se visualizan fácilmente la formación de rótulas plásticas, puntos importantes que permiten al especialista conducir el modelo a un sistema estable, seguro y económico.

#### **1.4. Alcance de la Investigación**

El estudio comprende la aplicación y evaluación del Método Análisis Estático No Lineal “Pushover”, también conocido como Análisis Modal Pushover, considerando dos estructuras apórticadas de concreto armado (una regular y otra irregular), modeladas con acero comercial y utilizando el programa SAP2000 V14.2.4. La investigación, pretende estimar la demanda que introducen los movimientos sísmicos en las estructuras y verificar el desempeño de las mismas ante sismos severos.

#### **1.5. Limitaciones de la Investigación**

El Método Análisis Estático No Lineal o “Pushover” en la actualidad es un tema controversial en el ámbito del diseño estructural, debido a que no existe una metodología única para su aplicación (La Norma Venezolana COVENIN 1756:2001 “Edificaciones Sismorresistentes” refiere al Método Estático Equivalente, también existe el FEMA 356 y el Método propuesto por Chopra). Los resultados obtenidos difieren entre un método y otro, por lo que su escogencia queda a criterio del diseñador.

Otra de las limitaciones que presenta un Análisis No Lineal es la forma como se generan las articulaciones, las cuales dependerán del patrón de carga utilizado (distribuido, triangular, trapezoidal, entre otros). Adicionalmente la aplicación del Método Pushover no proporciona al



diseñador un desplazamiento último (desplazamiento en el que la estructura falla), por lo que el especialista únicamente podrá evaluar el sistema según las cargas aplicadas.

Los efectos de torsión producidos por las variaciones de resistencia y rigidez no pueden ser considerados con un análisis Pushover, debido a que es un análisis en dos dimensiones. Poco trabajo se ha realizado para problemas referidos específicamente a sistemas tridimensionales asimétricos, con irregularidades de masa o rigidez. Por esta razón, no existe consenso sobre cómo determinar la aplicación de las cargas laterales en una o ambas direcciones horizontales.

Según el documento FEMA 356, el Análisis No lineal Estático se permite para estructuras en las cuales los efectos de modos altos no son significativos. En el caso de no cumplirse este criterio se puede realizar el análisis, sin embargo, se exige que los resultados sean complementados con un Procedimiento Dinámico Lineal (LDP: Linear Dynamic Procedure).



## CAPÍTULO II. MARCO METODOLÓGICO

El marco metodológico se refiere al conjunto de procedimientos implícitos en el proceso de investigación. Para garantizar que los resultados obtenidos sean confiables y sólidos, además de cumplir con los objetivos planteados, el marco metodológico ofrece un procedimiento ordenado de acción donde se busca identificar el tipo y diseño de investigación, los lineamientos y los métodos específicos que servirán para establecer la población y la muestra a utilizar, las técnicas de recolección de los datos y la técnica de análisis de los mismos.

### 2.1. Tipo y Diseño de la Investigación

#### 2.1.1. Tipo

El tipo de estudio, por tratarse de la estimación de la demanda sísmica en edificaciones de concreto armado mediante el uso del programa SAP2000 V14.2.4 y aplicando el Método Análisis Estático No Lineal “Pushover”, se enmarca dentro de una investigación de tipo proyectiva, bajo un nivel descriptivo.

Según Hurtado de B., (1998), al referirse a la investigación proyectiva explica:

*“Este tipo de investigación, también llamada proyecto factible (UPEL, 1990) consiste en la elaboración de una propuesta o de un modelo, los cuales constituyen una solución a un problema o necesidad de tipo práctico.”* (p. 311).



A continuación la autora (op. cit) explica que:

*“Se pueden ubicar como proyectivas, todas aquellas investigaciones que conducen a inventos, a programas, a diseños o a creaciones dirigidas a cubrir una determinada necesidad, y basadas en conocimientos anteriores.”*  
(p. 311)

En cuanto al carácter descriptivo de una investigación, Ary, Jacobs y Razavieh (1993) exponen que:

*“Los estudios de esta índole tratan de obtener información acerca del estado actual de los fenómenos. Con ello se pretende precisar la naturaleza de una situación tal como existe en el momento del estudio. El objetivo consiste en describir lo que existe con respecto a las variaciones o a las condiciones de una situación.”* (p. 308).

### **2.1.2. Diseño**

El diseño empleado para la elaboración de este trabajo de investigación se considera del tipo experimental, de campo y documental.

En cuanto a las investigaciones experimentales Tevni Grajales G. (2006) establece:

*“Es experimental, cuando el investigador no solo identifica las características que se estudian sino que las controla, las altera o manipula con el fin de observar los resultados al tiempo que procura evitar que otros factores intervengan en la observación.”* (p.03)



De acuerdo a lo señalado en el Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales de la UPEL (2006):

*“Se entiende por Investigación de Campo, el análisis sistemático de problemas en la realidad, con el propósito bien sea de describirlos, interpretarlos, entender su naturaleza y factores constituyentes, explicar sus causas o efectos, o predecir su ocurrencia, haciendo uso de métodos característicos de cualquiera de los paradigmas o enfoques de investigación conocidos o en desarrollo. Los datos de interés son recogidos en forma directa de la realidad; en este sentido se trata de investigaciones a partir de datos originales o primarios” (p 18).*

Esto, a su vez, es complementado en el Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales de la UPEL (2006) cuando define la investigación documental como:

*“El estudio de problemas con el propósito de ampliar y profundizar el conocimiento de su naturaleza, con apoyo, principalmente, en trabajos previos, información y datos divulgados por medios impresos, audiovisuales, o electrónicos. La originalidad del estudio se refleja en el enfoque, criterio, conceptualizaciones, reflexiones, conclusiones, recomendaciones y en general, el pensamiento del autor” (p. 20)*

## **2.2. Población y Muestra de la Investigación**

Para los efectos de esta investigación, se puede definir como población todas las edificaciones de tipo residencial de más de tres niveles de altura proyectadas en concreto armado en zonas de alto riesgo sísmico (Zona 6, según norma COVENIN 1756-2001), de la cual se toma como muestra de



estudio dos edificaciones que varían en geometría y vulnerabilidad ante la presencia de un sismo.

En tal sentido, Lerma (2003) define la población como *“... El conjunto de todos los elementos de la misma especie que presentan una característica determinada o que se corresponden a una misma definición y a cuyos elementos se les estudiarían sus características y relaciones”* (p. 73)

Por su parte, Palella y Martins (2006) definen la población como:

*“El conjunto de unidades de las que se desea obtener información sobre las que se van a generar conclusiones. La población puede ser definida como el conjunto finito e infinito de elementos, personas o cosas pertinentes a una investigación y que generalmente suele ser inaccesible”* (p.115)

En cuanto a la muestra Sabino (1996)<sup>9</sup> la define como:

*“Parte de todo lo que llamamos universo y que sirve para representarlo, es decir, consiste en un número de sujetos que reúnen las mismas características de la población estudiada y, por lo tanto, son representativos de la misma. Cuando la muestra cumple con las condiciones anteriores, es decir, cuando nos refleja en sus unidades lo que ocurre en el universo, la llamamos muestra representativa”* (p. 104)

### **2.3. Técnicas e Instrumentos para la Recolección de Datos**

En función de los objetivos definidos en el presente estudio, donde se plantea estimar la capacidad sísmica-resistente en edificaciones apórticadas



de concreto armado modeladas con acero comercial aplicando el Método Análisis Estático No Lineal “Pushover”, se emplearán una serie de instrumentos y técnicas de recolección de la información, orientadas de manera esencial a alcanzar los fines propuestos.

Según Méndez (2001) las técnicas e instrumentos de recolección de datos es:

*“La información que se obtiene de las fuentes, así como de su tabulación, ordenamiento, procesamiento y presentación”.*

Como técnicas de recolección de datos se ha de utilizar la observación directa en la modalidad experimental.

Según Méndez, C. (1999) la observación directa:

*“Es el proceso mediante el cual se perciben deliberadamente ciertos rasgos existentes en la realidad por medio de un esquema conceptual previo y con base en ciertos propósitos definidos generalmente por una conjetura que se quiere investigar”* (p. 99).

El instrumento fundamental para el procesamiento y recolección de datos será la utilización del programa SAP2000 V.14.2.4, mediante el cual se podrán modelar las estructuras, realizar el diseño y análisis de cada modelo y finalmente mediante la observación directa de los resultados se obtendrán los datos necesarios para la estimación de la capacidad sísmo-resistente de las edificaciones.



## 2.4. Técnicas para el análisis de los datos

La técnica de análisis de datos representa la forma de cómo será procesada la información recopilada para la investigación y puede ser: Cualitativa o Cuantitativa.

Según Hernández, Fernández y Baptista (2003), el análisis cualitativo se define como:

*“Un método busca obtener información de sujetos, comunidades, contextos, variables o situaciones en profundidad, asumiendo una postura reflexiva y evitando a toda costa no involucrar sus creencias o experiencia”* (p.451-452).

Por otra parte, Sabino (1992) conceptualiza el análisis cuantitativo como:

*“Una operación que se efectúa, con toda la información numérica resultante de la investigación. Esta, luego del procesamiento que ya se le habrá hecho, se nos presentará como un conjunto de cuadros y medidas, con porcentajes ya calculados”* (p.451).

Debido a lo señalado anteriormente, en esta investigación, se utilizarán ambas técnicas de análisis de datos. La técnica de análisis cualitativo, para la recolección y clasificación de datos obtenidos a través de la bibliografía, documentos, entre otros; y la técnica de análisis cuantitativo, en la utilización de los programas de análisis y cálculo estructural a los datos y a la información ya obtenida y clasificada.



## 2.5. Fases de la Investigación

Tomando en cuenta los objetivos que se proponen alcanzar, esta investigación consta de varias fases las cuales se describen a continuación:

Fase 1: Durante esta fase se inicia el proceso de modelación de las estructuras según lo dispuesto en planos de arquitectura. Se realiza un predimensionado de las secciones de las edificaciones, se define el espectro a utilizar considerando lo dispuesto en la norma COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistente” y se procede con los modelos utilizando el programa SAP2000.

Fase 2: En la cual se realizará el diseño de las edificaciones, momento en el cual el acero arrojado por el programa se lleva a barras con diámetro comercial. Seguidamente, el acero en barras comerciales se introduce a los modelos para preparar a los mismos para la fase 3.

Fase 3: Se aplica el Método de Análisis No Lineal “Pushover” a los modelos, se evalúa la formación de rótulas plásticas, se determinan las curvas de capacidad y la respuesta dinámica no lineal de los sistemas asociada a cada modo de vibración. Finalmente se establecen las conclusiones de la investigación.

## 2.6. Operacionalización de los Objetivos de La Investigación

### Objetivo General

Estimar la capacidad sísmica-resistente en edificaciones apórticadas de concreto armado modeladas con acero comercial aplicando el Método Análisis Estático No Lineal “Pushover”.



**Tabla 2.1. Operacionalización de Objetivos**

OBJETIVO ESPECÍFICO	VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADORES
Realizar los modelos estructurales de las estructuras apórticadas de concreto armado mediante el uso del programa SAP2000 V14.2.4 y aplicando los criterios de la Norma COVENIN 1756:2011 "Edificaciones Sismorresistente".	Geometría	Comprende los fundamentos necesarios para definir la geometría de los modelos estructurales.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Luces entre apoyos.</li> <li>- Altura de entresijos.</li> </ul>
Diseñar las estructuras de concreto armado e incorporar acero comercial en el modelo cumpliendo con los requisitos dispuestos en la Norma COVENIN 1753:2006 "Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño".	Espectro	Comprende los fundamentos necesarios para definir el espectro de las edificaciones estudiadas.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Zona Sísmica.</li> <li>- Forma espectral del suelo.</li> <li>- Uso de la edificación.</li> <li>- Nivel de diseño.</li> <li>- Tipo y regularidad estructural.</li> </ul>
	Diseño	Comprende los fundamentos necesarios para realizar el diseño de los modelos estructurales.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Acero en vigas.</li> <li>- Acero en columnas.</li> </ul>



OBJETIVO ESPECÍFICO	VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADORES
Aplicar el método de Análisis Modal Pushover a los modelos.	Fuerza	Comprende los fundamentos necesarios para aplicar fuerzas a los modelos estructurales.	- Patrón de carga.
Determinar la curva de capacidad (relación entre el cortante basal y el desplazamiento en el techo) para una distribución específica de fuerzas laterales, cada una correspondiente a la de un modo de vibración en las estructuras analizadas.	Cortante Basal	Comprende los fundamentos necesarios para determinar el cortante basal en los modelos.	- Ordenada del espectro de diseño. - Peso Total de la Estructura. - Niveles de la Edificación.
	Desplazamiento	Comprende los fundamentos necesarios para determinar los desplazamientos ocurridos en los modelos.	- Deriva X - Deriva Y.
Determinar la respuesta dinámica no lineal del sistema inelástico asociado a cada modo de vibración.	Daños	Comprende los fundamentos necesarios para determinar daños en sistemas estructurales.	- Rótulas plásticas en vigas. - Rótulas plásticas en columnas.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



---

## CAPÍTULO III. MARCO TEÓRICO

El marco teórico, tiene el propósito de dar a la investigación un sistema coordinado y coherente de conceptos y proposiciones que permitan abordar el problema. Se trata de integrar al problema dentro de un ámbito donde éste cobre sentido, incorporando los conocimientos previos relativos al mismo y ordenándolos de modo tal que resulten útil en el alcance de los objetivos.

### 3.1. Antecedentes de la Investigación

Iniciativas Norteamericanas: Anil K. Chopra y Rakesh K. Goel en el año 2001, publicaron un trabajo titulado “A modal pushover procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation”, el cual es una combinación de las metodologías Análisis dinámico cronológico no lineal y estático no lineal. Inicialmente, se implementa un Análisis estático no lineal (pushover) para evaluar la capacidad por modo; posteriormente, todo el sistema de  $N$  grados de libertad (MDF) se reduce a  $N$  sistemas de un solo grado de libertad (SDF), que se someten a la acción sísmica, para, finalmente, combinar todos los aportes modales y encontrar una aproximación a la respuesta total. Propusieron el Análisis pushover modal (MPA) como una herramienta para determinar la respuesta inelástica pico de un edificio sometido a un sismo.

El procedimiento también se presenta como una solución a las deficiencias encontradas en el Análisis pushover tradicional, ya que se define una sola distribución de carga horizontal y toma en cuenta el aporte de todos los modos de vibración a la respuesta total de la estructura.



Iniciativas Chilenas: L. Arévalo y V. Cruz, en el año 2006, realizó un estudio que comprende la aplicación y evaluación de los resultados del método “Modal Pushover Analysis” (MPA), a un conjunto de modelos de edificios estructurados con muros de hormigón armado, frente al análisis “exacto” de la respuesta no-lineal en el tiempo (NL-RHA). La investigación, pretende evaluar la precisión de la demanda sísmica determinada por el Análisis Modal Pushover.

Se estudió un modelo de edificio simétrico, en el que se varió el número de pisos en 10, 15, 20 y 25, y se usaron espesores de muros de acuerdo a la práctica de estructuración chilena. Se consideró un modelo inelástico plano, el cual incluyó modos de fallas por flexión y corte en los muros. A los modelos, se les aplicó el procedimiento MPA incluyendo el efecto  $P - \Delta$  en todos los modos. Se utilizó un conjunto de registros de aceleraciones del sismo del 3 de Marzo de 1985 ocurrido en la zona central de Chile, los cuales se ajustaron al espectro elástico de diseño de la norma chilena. Además, los registros se escalaron por los multiplicadores de 0.75 y 1.5, para abarcar un rango de intensidades de la acción sísmica y respuestas de los modelos.

Los resultados mostraron que el procedimiento MPA tiende a subestimar las respuestas obtenidas por el análisis NL-RHA, pero la descripción cuantitativa del comportamiento de las respuestas globales de los modelos obtenidas con MPA, son buenas aproximaciones. También, se destaca la dispersión de los resultados obtenidos con el procedimiento MPA, lo que significa que la estimación de la demanda sísmica debe ser analizada para un amplio rango de registros de aceleraciones.



Iniciativas Colombianas: Mauricio Alexander Mora, Jesús Daniel Villalba y Esperanza Maldonado (2006), de la Universidad de Medellín, presentaron un estudio titulado “Deficiencias, Limitaciones, Ventajas y Desventajas de las Metodologías de Análisis Sísmico No Lineal”. El cual estuvo dirigido a la comparación de las metodologías de análisis sísmico: Dinámico Cronológico No Lineal, Pushover Tradicional, y dos procedimientos modales. La comparación se realizó a partir del estudio de un edificio de mediana altura, aporricado, de concreto reforzado, representativo de las edificaciones típicamente construidas en Bucaramanga. La estructura fue sometida a uno de los sismos definidos por el estudio de microzonificación de la ciudad, escalado a diferentes valores de aceleración pico efectiva. Los resultados obtenidos fueron comparados en términos de desplazamientos y derivas, con lo cual se pudieron detectar algunas deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías utilizadas, concluyendo que las metodologías modales son una buena aproximación para la determinación del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado.

Iniciativas Venezolanas: Oscar A. López, Gianina Del Re Ruíz, en el año 2008 realizaron un trabajo de investigación dirigido a evaluar varios procedimientos simplificados de uso internacional para la determinación de la demanda que introducen los movimientos sísmicos sobre las estructuras y que se basan en el uso del análisis estático no-lineal. Se consideraron pórticos de concreto armado de uno, dos y siete pisos, de alta y moderada capacidad de disipación de energía, sujetos a seis acelerogramas representativos de diversas condiciones de intensidad, suelo y distancia a la falla. La demanda que introduce el movimiento sísmico sobre cada estructura fue determinada con estos procedimientos simplificados y comparada con la demanda “exacta” obtenida mediante un análisis dinámico no-lineal (ADNL). El Método MPA (“Modal Pushover Analysis”) condujo a las mejores



estimaciones de la demanda sísmica, con diferencias absolutas respecto al ADNL que en término medio son menores que 17, 2 %, para todos los 30 casos analizados, pudiendo ser de subestimación o de sobrestimación. La incorporación dentro del MPA de la degradación de rigidez de la estructura no introduce una mejora aparente en los resultados.

El método FEMA-356 suministro diferencias con el ADNL que en promedio valen 45,5%. Los procedimientos “A” y “B” del ATC-40 dan lugar a diferencias medias del orden de 24,4 %, pero no suministraron resultados en un 40 % y en un 27 % de los casos estudiados, respectivamente, debido a la no convergencia o a las limitaciones implícitas en ellos. Cuando se consideran únicamente aquellos casos con demandas bajas o moderadas de ductilidad las diferencias entre todos los métodos y el ADNL se reducen en alguna medida. Las menores diferencias con el ADNL corresponden de nuevo al método MPA y son en término medio menores que 9 %. Aún cuando el método MPA es el que suministra los mejores resultados, requiere cálculos adicionales para determinar la respuesta dinámica no-lineal de sistemas de un grado de libertad; sin embargo existen actualmente herramientas de fácil acceso que permiten hacer estos cálculos de manera directa y sencilla.

## **3.2. Bases Teóricas**

### **3.2.1. Análisis Estático No Lineal (Pushover)**

El Análisis Estático No Lineal o Análisis Pushover es un tipo de metodología para determinar la respuesta no lineal de la estructura, en la cual se calculan los valores máximos de cualquier respuesta de la edificación.

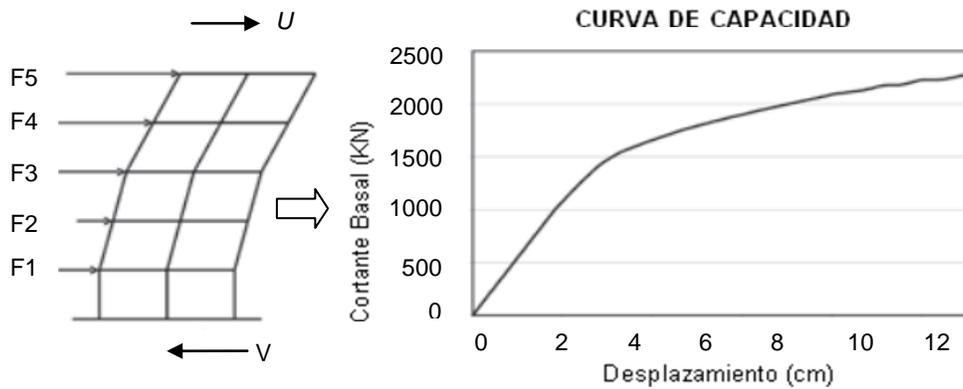


El análisis tiene como base dos conceptos primordiales: La capacidad y la demanda. La primera puede entenderse como una característica propia de la edificación que depende de factores como la geometría de los elementos, la cantidad de refuerzo, las propiedades de los materiales como: Rigidez y ductilidad, entre otras. La demanda depende de un sismo en particular, representado mediante un acelerograma o un espectro de diseño, y hace referencia a las fuerzas y deformaciones impuestas por éste. De manera que la demanda, a diferencia de la capacidad, no es en teoría un valor constante, pues depende del conjunto de fuerzas externas o aceleraciones a las que se somete la edificación.

Para evaluar la capacidad de la edificación se debe construir la curva de capacidad, la cual se obtiene graficando los valores máximos de cortante basal y desplazamiento en el último piso. El procedimiento para construir la curva de capacidad consiste en aplicar cargas laterales monotónicas, las cuales se van incrementando hasta llevar la estructura al colapso.

En la figura 3.1 se muestra un esquema de las fuerzas que se aplican por piso a la estructura; la sumatoria de todas las fuerzas  $F_i$  es igual al cortante basal  $V$ .

La edificación responde a la aplicación de las cargas, desplazándose lateralmente hasta que alcanza un máximo  $U_{max}$ . El par de valores  $U$  y  $V$  representa un punto en la curva de capacidad de la edificación, de manera que para determinar otros puntos se carga la estructura nuevamente con fuerzas mayores y, así, hasta generar un mecanismo de colapso en la estructura.



**Figura 3.1. Procedimiento “Pushover” para determinar la curva de capacidad de la edificación.**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

La demanda varía dependiendo del sismo al que se somete la edificación y se evalúa mediante espectros de respuesta (o diseño).

Los métodos más difundidos en la actualidad para la aplicación de un Análisis Estático No Lineal son los que se describen a continuación: ATC-40, FEMA-356 y el método MPA (“Modal Pushover Análisis”).

Un examen de dichos métodos permite inferir que todos ellos deberían suministrar el valor correcto del desplazamiento máximo de la estructura en el caso particular de un sistema de un sólo grado de libertad que responda en el rango elástico. Las aproximaciones que se introducen en cada método se refieren al tratamiento de los sistemas que tienen múltiples grados de libertad y modos de vibración, y a las consideraciones sobre la respuesta inelástica.



### 3.2.2. Método ATC-40

El ATC-40 presenta tres diferentes métodos denominados A, B y C para estimar la demanda sísmica; todos se basan en el mismo principio de la intercepción de los espectros de demanda y de capacidad pero se diferencian en su implementación. Para los alcances de este trabajo se evaluarán sólo los procedimientos A y B. El primer paso en ambos procedimientos consiste en determinar la capacidad de la estructura considerando las propiedades inelásticas de las secciones de cada elemento del modelo, mediante un análisis estático no-lineal. La capacidad es representada por la relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento lateral en el techo. La curva de capacidad es generalmente construida para representar la respuesta del primer modo basándose en la suposición de que éste sea el que predomina en la respuesta. La curva de demanda sísmica sobre la estructura se determina a partir del espectro de pseudo-aceleración del movimiento sísmico, escalado de acuerdo al amortiguamiento efectivo del sistema.

### 3.2.3. Método FEMA-356

A partir del desplazamiento del sistema elástico de un grado de libertad, este método utiliza factores de corrección ( $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$ ) para estimar el desplazamiento en el techo de una estructura de  $N$  grados de libertad que responde inelásticamente.

### 3.2.4. Método MPA

Mediante el análisis dinámico de sistemas inelásticos Chopra y Goel evaluaron los errores que se obtienen de aplicar los procedimientos A y B del



ATC-40 y señalaron las limitaciones de los mismos. Los autores propusieron el procedimiento denominado análisis estático no-lineal modal (MPA) el cual está basado en la teoría de dinámica estructural. A diferencia de los métodos previos el MPA incorpora el efecto de otros modos de vibración además del modo fundamental, y utiliza la respuesta dinámica inelástica de sistemas de un grado de libertad que representan a cada modo de vibración.

### 3.3. Bases Legales

En la actualidad, no existe normativa para la aplicación del Método de Análisis No Lineal “Pushover”. Sin embargo, diferentes metodologías de aplicación son utilizadas por los especialistas en diseño estructural, respetando los principios de los códigos normativos de cada país. Los métodos más difundidos en la bibliografía internacional para estimar la demanda sísmica en términos del desplazamiento de la estructura son: ATC-40, FEMA-356 y el método MPA (“Modal Pushover Análisis”) que denominaremos análisis estático no-lineal modal.

La necesidad de proveer métodos prácticos para predecir el comportamiento no-lineal de las estructuras en el diseño ingenieril ha sido el objetivo de numerosas investigaciones en las últimas décadas. Los procedimientos conocidos como ATC-40 y FEMA-356, respectivamente, incorporan el análisis estático no-lineal con el objetivo de estimar la demanda que imponen los sismos sobre las estructuras y mejorar la precisión de los métodos tradicionales de diseño que utilizan técnicas de análisis lineal con espectros reducidos u otras técnicas similares. A diferencia de estos últimos, el uso del análisis estático no-lineal permite la identificación de los mecanismos probables de falla durante la respuesta dinámica.



De la evaluación de estos procedimientos se han propuesto otros que incorporan mayor información de las propiedades dinámicas de la estructura dentro de las técnicas de análisis estático no-lineal para estimar la demanda. Sin embargo son escasas las evaluaciones acerca de la precisión de estos procedimientos, de sus ventajas y desventajas, especialmente en el caso de estructuras de concreto armado.

### 3.4. Glosario de Términos

**Acciones Permanentes:** Representa las cargas gravitatorias debidas al peso de todos los componentes estructurales y no estructurales, tales como muros, pisos, techos, tabiques, equipos de servicio unidos a la estructura y cualquiera otra carga de servicio fija.

**Acción Sísmica:** Acción accidental debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos traslacionales y los rotacionales respecto al eje vertical.

**Acciones Variables:** Carga originada por el uso y ocupación del edificio, excluidas las cargas permanentes, de viento o sismo.

**Aceleración de Diseño:** Valor de la aceleración del terreno para el diseño sismorresistente de obras de ingeniería.

**Análisis Dinámico:** En sistemas elásticos es un análisis de superposición modal para obtener la respuesta estructural a las acciones dinámicas. En sistemas inelásticos es un análisis en el cual se calcula la historia en el tiempo de la respuesta estructural a las acciones dinámicas.



**Cedencia:** Condición del sistema resistente a sismos, caracterizada por aumentos considerables de los desplazamientos, para pequeños incrementos del cortante basal.

**Centro de Cortante:** Punto donde actúa la fuerza cortante en un nivel, considerando que las fuerzas horizontales en cada nivel actúan en los centros de masa respectivos.

**Centro de Rigidez de un Nivel:** Punto del nivel donde al aplicar una fuerza cortante horizontal, el nivel se traslada sin rotar respecto al nivel inferior.

**Coefficiente de Aceleración Horizontal.** Cociente de la aceleración horizontal máxima entre la aceleración de la gravedad.

**Coefficiente de Amortiguamiento:** Mide el amortiguamiento de la estructura como una fracción (generalmente expresada en porcentaje) del amortiguamiento crítico. El amortiguamiento crítico es el valor límite por encima del cual el movimiento libre de la estructura no es vibratorio.

**Coefficiente Sísmico:** Cociente entre la fuerza cortante horizontal de diseño que actúa en el nivel de base y el peso total por encima del mismo.

**Conexión:** Combinación de juntas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros.

**Demanda de Ductilidad:** Cociente entre el máximo valor del desplazamiento alcanzado por un sistema durante su respuesta sísmica y el desplazamiento cedente.



**Deriva:** Diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles o pisos consecutivos.

**Diafragma:** Parte de la estructura, generalmente horizontal, con suficiente rigidez en su plano, diseñada para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos.

**Ductilidad.** Capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente.

**Edificación:** Es una estructura que posee diafragmas, que compatibilizan los desplazamientos horizontales de los miembros que llegan a ese nivel.

**Efecto de Columna Corta:** Marcada reducción de la longitud libre de columnas por efecto de restricciones laterales.

**Efecto P- $\Delta$ :** Efecto producido por las cargas axiales y los desplazamientos laterales sobre los momentos flectores en los miembros.

**Entrepiso:** Espacio entre dos pisos consecutivos.

**Espectro de Diseño:** Espectro que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado.

**Espectro de Respuesta:** Representa la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo coeficiente de amortiguamiento,



sometidos a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del período.

**Excentricidad Accidental:** Valor adicional a la excentricidad estática que toma en cuenta los efectos debidos a: irregularidades en la distribución de masas y rigideces, y a la excitación rotacional del terreno.

**Excentricidad Dinámica:** Cociente entre el momento torsor proveniente de un análisis dinámico con tres grados de libertad por nivel, calculado respecto al centro de rigidez, y la fuerza cortante en ese nivel.

**Excentricidad Estática:** Distancia entre la línea de acción de la fuerza cortante y el centro de rigidez.

**Factor de Amplificación Dinámico:** Cociente entre la excentricidad dinámica y la excentricidad estática.

**Factor de Reducción de Respuesta:** Factor que divide las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño.

**Fuerzas de Diseño:** Fuerzas que representan la acción sísmica sobre la edificación o sus componentes; están especificadas a nivel de cedencia.

**Fuerzas Sísmicas:** Fuerzas externas, capaces de reproducir los valores extremos de los desplazamientos y las sollicitaciones internas causadas por la excitación sísmica actuando en el nivel de base.



**Momento Torsor:** Suma de los pares torsores en cada nivel por encima del nivel considerado, incluido éste, mas el momento torsor normal a ese nivel, producto de la fuerza cortante del nivel multiplicada por su excentricidad.

**Movimientos de Diseño:** Movimientos del terreno seleccionados en forma tal que su probabilidad de excedencia sea suficientemente pequeña durante la vida útil de la edificación; están caracterizados por sus espectros de respuesta.

**Nivel de Diseño:** Conjunto de requisitos normativos asociadas a un determinado factor de reducción de respuesta, que se aplica en el diseño de miembros del sistema resistente a sismos, tipificados en esta Norma.

**Peligro Sísmico:** Cuantifica la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos futuros que pueden afectar en forma adversa la integridad de edificaciones y sus ocupantes.

**Piso:** Cada uno de las plantas que integran la edificación.

**Radio de Giro Inercial:** Es la raíz cuadrada del cociente entre la inercia rotacional respecto al centro de cortante y la masa, para cada planta de la edificación.

**Radio de Giro Torsional:** Es la raíz cuadrada del cociente entre la rigidez torsional respecto al centro de cortante y la rigidez lateral en la dirección considerada, para cada planta de la edificación.

**Resistencia Lateral de un Entrepiso:** Es la suma de las máximas fuerzas cortantes que puedan ser transmitidas por los miembros de ese entrepiso.



**Rigidez Lateral de un Entrepiso:** Resultado de dividir la fuerza cortante y la diferencia de desplazamientos laterales elásticos entre los dos pisos del entrepiso en consideración.

**Sobrerresistencia.** Valor real de la capacidad resistente, incluidos los elementos estructurales y no estructurales, la cual excede la resistencia nominal de cálculo.

**Vida Útil.** Tiempo o duración en la cual se supone que una edificación se va a utilizar para el propósito que fue diseñada. La Norma COVENIN 1756-2011 supone una vida útil de 50 años.

**Zona Sísmica:** Zona geográfica en la cual se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas, en un período de tiempo prefijado, es similar en todos sus puntos.



---

## CAPÍTULO IV. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADO

### 4.1. Descripción de las Edificaciones

La estructuración de los edificios a diseñar consiste en columnas y vigas de concreto junto con losas de hormigón armado actuando como diafragma rígido. Las edificaciones presentan las siguientes características.

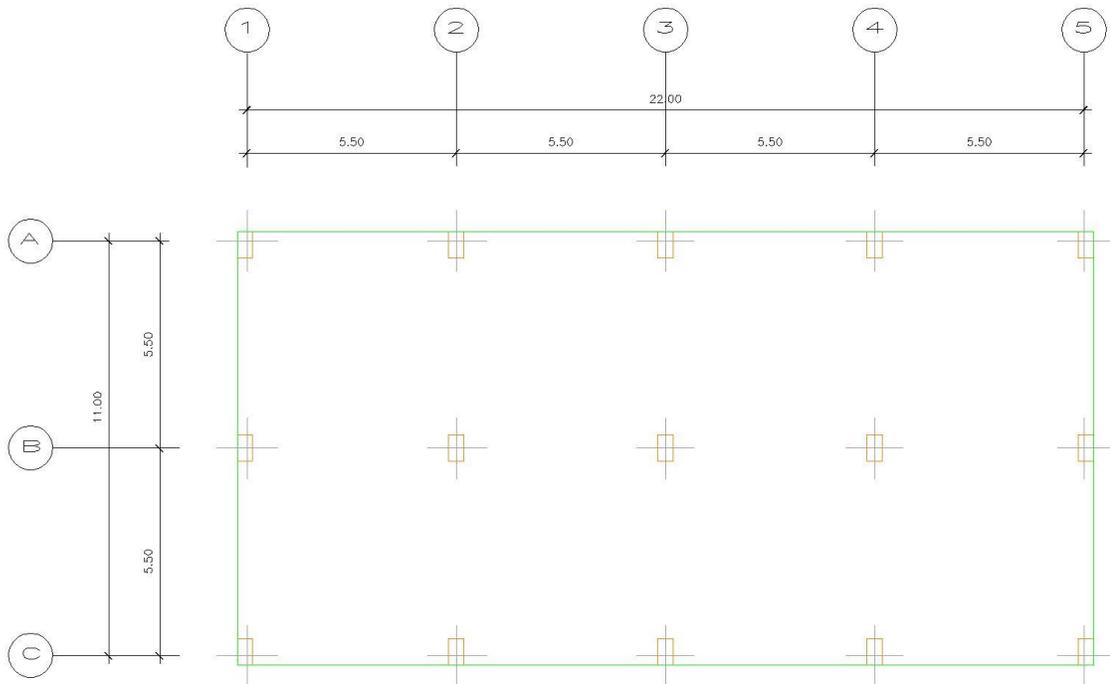
**Edificio Nro. 1:** Edificación residencial de 5 pisos. La altura de entrepiso es de 3.15 metros, mientras que la altura total es de 15.75 metros. Las dimensiones en planta son de 22.00 metros de ancho por 11 metros de largo. Se considera un espesor de losas de 30 centímetros. En su dirección mayor (X), posee 5 ejes de resistencia (ortogonales a la dirección) distanciados cada 5.5 metros. En su dirección menor (Y), 3 ejes distanciados a 5.5 metros.

**Edificio Nro. 2:** Edificación residencial de 4 pisos. La altura del primer entrepiso es de 3.70 metros, mientras que el resto son de 2.80 metros, la altura total es de 12.10 metros. Las dimensiones en planta son de 18.00 metros de ancho por 18 metros de largo. Se considera un espesor de losas de 30 centímetros. En su dirección mayor (X), posee 4 ejes de resistencia (ortogonales a la dirección) distanciados cada 6.10 metros los tramos extremos y el tramo central a 5.80 metros. En su dirección menor (Y), 4 ejes distanciados a 6 metros.

Los edificios se ubican en la ciudad de Puerto La Cruz, Estado Anzoátegui, y sobre un suelo de arena limosa no saturada, sin singularidades geomorfológicas ni topográficas.

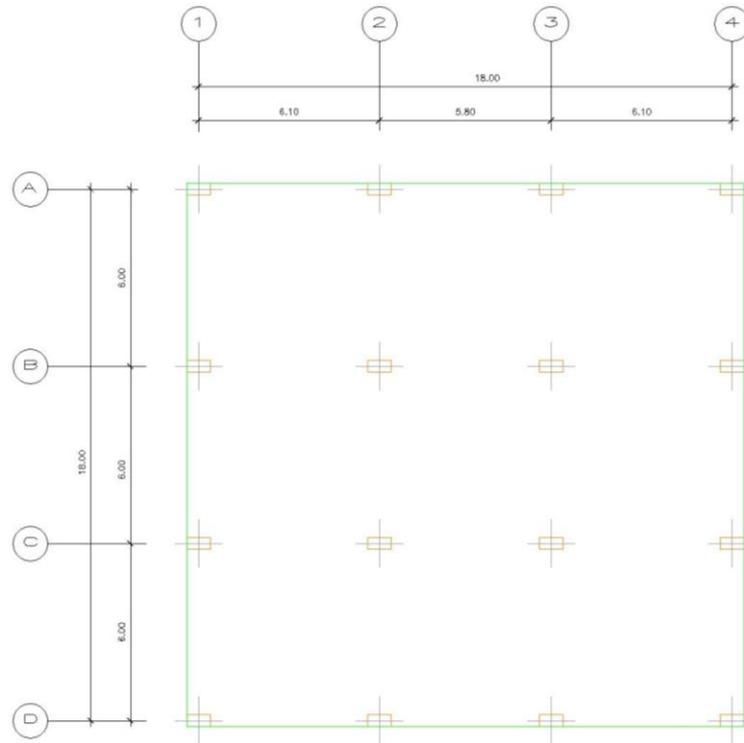


Una planta general de los edificios se muestra a continuación:



**Figura 4.1. Planta Tipo Edificio No. 1**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



**Figura 4.2. Planta Tipo Edificio No. 2**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

#### 4.2. Descripción del Sistema Sismorresistente

Todos los edificios presentan simetría con respecto a un eje vertical ubicado en la mitad del vano central. Las características particulares para cada uno se describen a continuación:

**Edificio No. 1:** Edificación completamente regular, sistema ortogonal, el cual tiene la misma altura en todos sus pisos, las columnas conservan su sección de piso a techo, las cargas actuantes son las mismas en cada entrepiso, incluso en el techo por ser una terraza visitable. No presenta



ninguna de las irregularidades descritas en el capítulo 6, artículo 6.5.2 de la norma COVENIN 1756-2001.

**Edificio No. 2:** Edificación irregular, es un sistema ortogonal, que tiene mayor altura en su primer entrepiso, las columnas disminuyen su sección cada 2 niveles, las cargas actuantes son las mismas en cada entrepiso excepto en el techo por ser una terraza no visitable. Las irregularidades se describen en el capítulo 6, artículo 6.5.2 de la norma COVENIN 1756-2001.

#### 4.3. Características de los Materiales Empleados

En la tabla 4.1 se listan las propiedades de los materiales empleados en el análisis.

**Tabla 4.1. Características de los Materiales Empleados**

MATERIAL	ELEMENTO	RESISTENCIA
Concreto	Losas, vigas y columnas	$F'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
Acero	Losas, vigas y columnas	$Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

#### 4.4. Métodos de Análisis

De acuerdo a lo descrito en el capítulo 9, de la norma COVENIN 1756-2001 cada edificio se analizó según el siguiente método:

- *Análisis Dinámico Espacial*, en el cual los efectos traslacionales se determinan según el **Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel** (Artículo 9.6 Norma COVENIN 1756-2001).



#### 4.5. Normas y Códigos Empleados

Las siguientes normas establecen los requisitos mínimos que deben cumplir las estructuras. Por ser estructuras con fines de estudio, sólo se consultan las normativas relacionadas con el diseño.

- COVENIN (2001). *Edificaciones Sismorresistentes 1756-2001*. Fondonorma. Caracas.
- COVENIN (1988). *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones 2002-88*. Fondonorma. Caracas.
- COVENIN (2006). *Estructuras de Concreto Armado Para Edificaciones. Análisis y Diseño 1753-2006*. Fondonorma. Caracas.

#### 4.6. Cargas y Sobrecargas de Diseño

Las solicitaciones a considerar en este estudio se pueden dividir en tres grandes grupos: Cargas Permanentes, cargas variables y cargas accidentales.

Las cargas accidentales asumidas en el análisis de los edificios corresponden a un espectro sísmico que se define en la sección 4.7. Las cargas permanentes y variables presentan su análisis a continuación:



**Tabla 4.2. Análisis de Carga para Entrepiso y Techo Visitable**

<b>A. Distribución de las cargas sobre la losa (e=30cm)</b>			
<b>A.1. Carga Permanente</b>			
Loseta	125.00		Kg/cm <sup>2</sup>
Nervios	125.00		Kg/cm <sup>2</sup>
Bloques de Anime	0.00		Kg/cm <sup>2</sup>
Base de Pavimento + Piso	120.00		Kg/cm <sup>2</sup>
Friso	30.00		Kg/cm <sup>2</sup>
Bloques de Arcilla + Friso (Tabiquería)	150.00		Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Total</b>	<b>D=</b>	<b>550.00</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>A.2. Carga Variable</b>			
Uso Residencial	<b>Total</b>	<b>L=</b>	<b>175.00</b> Kg/cm <sup>2</sup>
<b>B. Combinaciones de Carga</b>			
<b>B.1. Estado Límite de Servicio</b>			
Cargas Totales	<b>Qu=D+L</b>	<b>725.00</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>B.2. Estado Límite de Resistencia</b>			
Carga Totales	<b>Qu=1.4D+1.7L</b>	<b>1067.00</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>C. Carga Última de Diseño por Nervio</b>			
Carga de Diseño	<b>Qult=Qu*0.50</b>	<b>533.75</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012)

**Tabla 4.3. Análisis de Carga para Techo No Visitable**

<b>A. Distribución de las cargas sobre la losa (e=30cm)</b>			
<b>A.1. Carga Permanente</b>			
Loseta	125.00		Kg/cm <sup>2</sup>
Nervios	125.00		Kg/cm <sup>2</sup>
Bloques de Anime	0.00		Kg/cm <sup>2</sup>
Sobrepiso e Impermeabilización	120.00		Kg/cm <sup>2</sup>
Friso	30.00		Kg/cm <sup>2</sup>
Bloques de Arcilla + Friso (Tabiquería)	0.00		Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Total</b>	<b>D=</b>	<b>400.00</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>A.2. Carga Variable</b>			
Techo No Visitable	<b>Total</b>	<b>L=</b>	<b>100.00</b> Kg/cm <sup>2</sup>
<b>B. Combinaciones de Carga</b>			
<b>B.1. Estado Límite de Servicio</b>			
Cargas Totales	<b>Qu=D+L</b>	<b>500.00</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>B.2. Estado Límite de Resistencia</b>			
Carga Totales	<b>Qu=1.4D+1.7L</b>	<b>820.00</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>C. Carga Última de Diseño por Nervio</b>			
Carga de Diseño	<b>Qult=Qu*0.50</b>	<b>410.00</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



#### 4.7. Datos Sísmicos

Tabla 4.4. Datos Sísmicos

Estructura Nro. 1		
Zona Sísmica	6.00	COVENIN 1756-2001
Aceleración (Ao)	0.35	COVENIN 1756-2001
Tipo de Estructura	I	COVENIN 1756-2001
Nivel de Importancia ( $\alpha$ )	1.00	COVENIN 1756-2001
Nivel de Diseño (ND)	ND3	COVENIN 1756-2001
Factor de Reducción de Respuesta (Estructuras Irregulares)	6.00	COVENIN 1756-2001
Espectro del Suelo	S3	Estudio de Suelo
Valor de $\phi$	0.90	Estudio de Suelo
Valor de $\beta$	2.80	COVENIN 1756-2001
Valor de To	0.25	COVENIN 1756-2001
Valor de T*	1.00	COVENIN 1756-2001
Valor de c	1.21	COVENIN 1756-2001
Estructura Nro. 2		
Zona Sísmica	6.00	COVENIN 1756-2001
Aceleración (Ao)	0.35	COVENIN 1756-2001
Tipo de Estructura	I	COVENIN 1756-2001
Nivel de Importancia ( $\alpha$ )	1.00	COVENIN 1756-2001
Nivel de Diseño (ND)	ND3	COVENIN 1756-2001
Factor de Reducción de Respuesta (Estructuras Regulares)	4.50	COVENIN 1756-2001
Espectro del Suelo	S3	Estudio de Suelo
Valor de $\phi$	0.90	Estudio de Suelo
Valor de $\beta$	2.80	COVENIN 1756-2001
Valor de To	0.25	COVENIN 1756-2001
Valor de T*	1.00	COVENIN 1756-2001
Valor de c	1.13	COVENIN 1756-2001

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

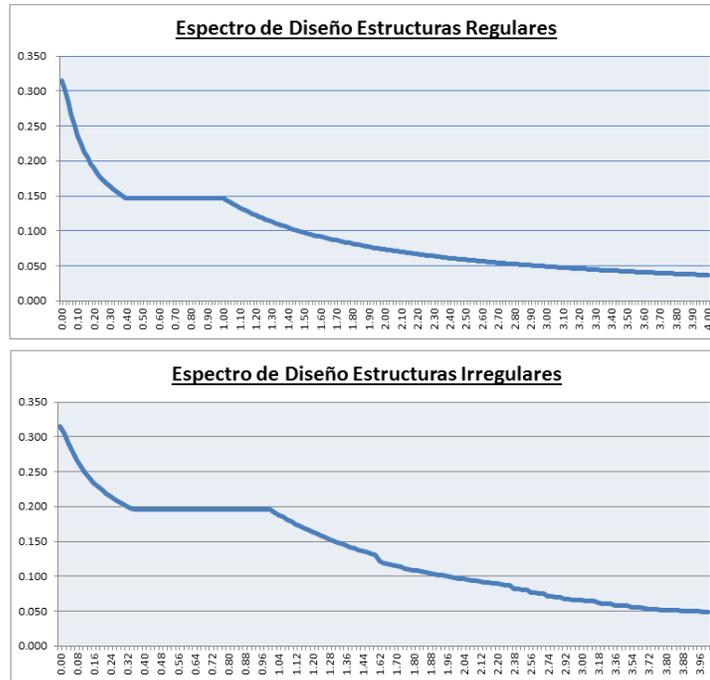


Figura 4.3. Espectros de Diseño

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

#### 4.8. Combinaciones de Carga para el Diseño

Según lo estipulado en la Norma COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”, capítulo 8, artículo 8.6, las estructuras deberán diseñarse para la acción simultánea de las dos componentes sísmicas horizontales. En los miembros estructurales, cada solicitación debida a una componente sísmica horizontal, incluidos los efectos de la torsión accidental, se combinará con la misma solicitación debida a la componente sísmica ortogonal. En el modelo estudiado, se utiliza el criterio de combinación (b): “La raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitaciones correspondientes a cada dirección del sismo”.



La Norma COVENIN 1753-06 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones Análisis y Diseño”, capítulo 9, artículo 9.3, indica que se investigarán las siguientes combinaciones para el Estado Límite de Agotamiento Resistente  $U$ .

**Tabla 4.5. Estructura Nro. 1. Combinaciones de Carga para el Diseño**

<b>Combinación Nro. 1</b>	$U = 1.4 CP$
<b>Combinación Nro. 2</b>	$U = 1.2 CP + 1.6CV + 0.5CVt$
<b>Combinación Nro. 3</b>	$U = 1.2 CP + 1.6CVt + CV$
<b>Combinación Nro. 4</b>	$U = 1.2CP + CV + S + T$
<b>Combinación Nro. 5</b>	$U = 0.9CP + S + T$

Fuente: COVENIN 1753, 2006.

Donde;

CP: Solicitación por Carga Permanente.

CV: Solicitación por Carga Variable.

CVt: Solicitación por Carga Variable en Techo.

S: Solicitación por Sismo, la cual viene dada por  $\sqrt{(S_x^2 + S_y^2)}$ .

$S_x$ : Solicitación por Sismo en dirección X.

$S_y$ : Solicitación por Sismo en dirección Y.

T: Solicitación por Torsión, la cual viene dada por  $\sqrt{(T_x^2 + T_y^2)}$ .

$T_x$ : Solicitación por Torsión en dirección X.

$T_y$ : Solicitación por Torsión en dirección Y.



## **4.9. Análisis Estático**

### **4.9.1. Descripción del Método de Análisis**

El “Método Estático” se fundamenta en la mecánica clásica de primer orden y en la consideración del equilibrio de la estructura sin deformar. A nivel de elemento, rige el “Método de Resistencia de Materiales”.

### **4.9.2. Modelación Estática**

La modelación se realiza en el programa SAP2000 V14.2.4 por las facilidades que ofrece para el análisis y diseño de estructuras aporricadas.

Para el análisis estático se ingresó completamente las estructuras dentro del programa computacional SAP2000 V14.2.4, esto significa modelar con elementos virtuales tipo “frame”, elementos estructurales de concreto tales como columnas y vigas.

La condición de apoyo es de empotramiento en todas las columnas con el fin de disminuir los desplazamientos máximos en el último piso.

Se definieron diafragmas rígidos en todas las plantas de los edificios, con esto se garantizó que la distribución de los esfuerzos horizontales en las columnas sea proporcional a su rigidez.

Los pesos de las losas al igual que las sobrecargas de uso se calcularon manualmente y se describen en la sección 4.6 del presente estudio. Las losas no fueron modeladas en el programa computacional, por lo que las cargas fueron asignadas como cargas distribuidas sobre un



elemento horizontal denominado “Membrana”, el cual no tiene propiedades dentro del análisis pero actúa a manera de losa en la transmisión de carga hacia las vigas.

Posteriormente se crearon los correspondientes estados de carga y se realizaron las combinaciones respectivas.

#### **4.10. Análisis Dinámico**

##### **4.10.1. Descripción del Método de Análisis**

El análisis modal espectral (o método de la respuesta espectral) es un método ventajoso para estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural. El método implica el cálculo solamente de los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño, el mismo que representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos, con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño. Luego se combinan estos valores máximos, por ejemplo mediante un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de tales valores máximos; otro método es el de la combinación cuadrática completa (método CQC), que considera además una correlación entre los valores modales máximos. De este modo, se obtienen los valores más probables de desplazamientos y fuerzas.

##### **4.10.2. Modelación Dinámica**

Se ingresa el edificio a analizar en el programa SAP2000 y se definen diafragmas rígidos por cada piso con el fin de modelar la gran rigidez que



poseen las losas en su plano. Las masas puntuales consideradas por el análisis corresponden a los pesos propios de los elementos (columnas y vigas) adicionando los pesos de las losas tributados como cargas y un 25% de la sobrecarga de uso según lo indicado en la Norma COVENIN 1756-2001 en su capítulo 7.

A fin de considerar los efectos de la componente rotacional del terreno y las incertidumbres en la ubicación de centros de masa y rigidez se añade a los resultados del análisis dinámico, una “Torsión Adicional” (COVENIN 1756-2001 capítulo 9, artículo 9.6.2.2).

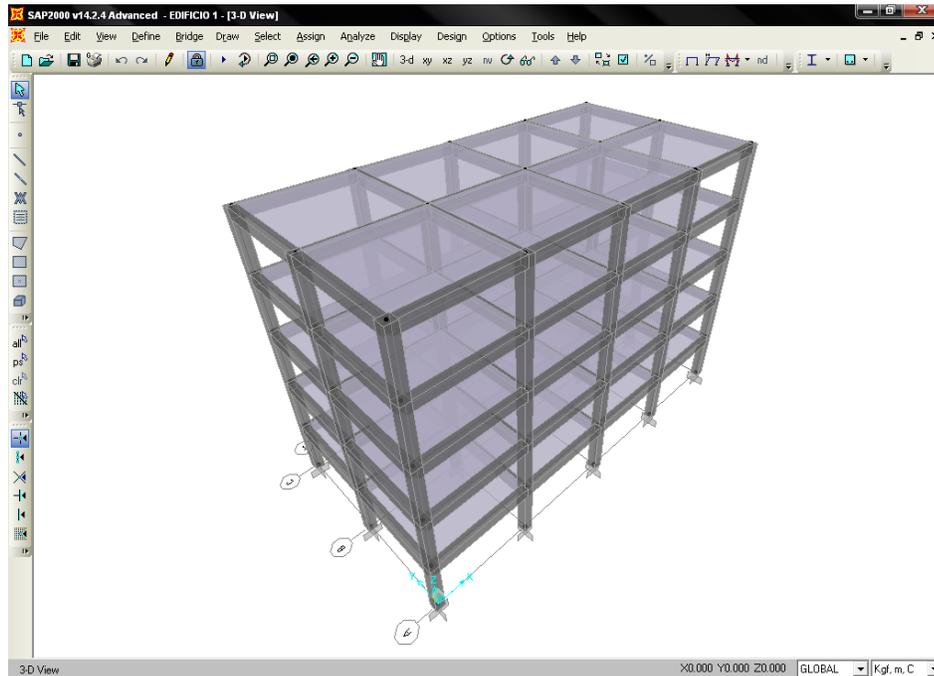
Por último se le indica al programa que la estructura posee 3 grados de libertad dinámicos por diafragma, es decir dos componentes traslaciones y una componente rotacional por planta.

La modelación se realiza en el programa SAP2000 V14.2.4 por las facilidades que ofrece para el análisis y diseño de estructuras aporricadas.

#### **4.10.2.1. Modelación Dinámica Edificio No. 1**

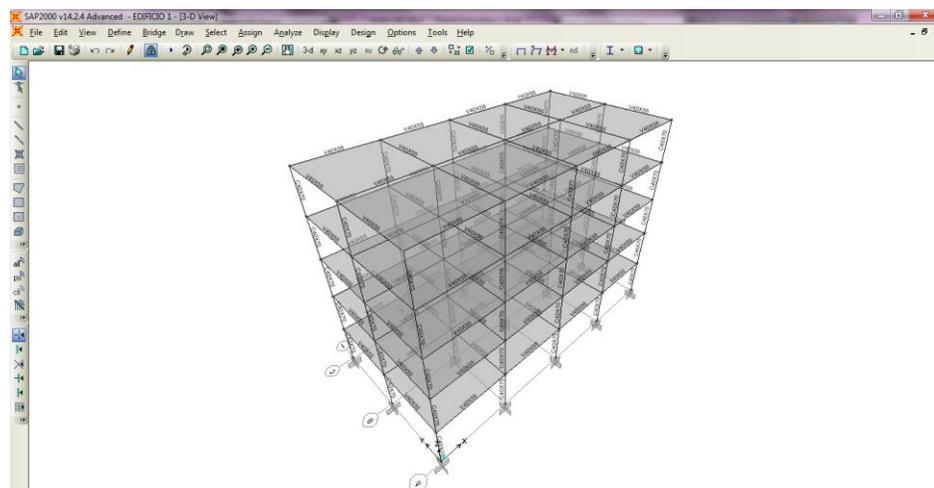
##### **4.10.2.1.1. Geometría y Predimensionado**

El edificio Nro. 1 corresponde a un sistema ortogonal con 4 luces de 5.5 m en el sentido “X” y 2 luces de 5.5 m en el sentido “Y”. La altura total es de 15.75 m, 5 niveles de 3.15 m cada uno. El predimensionado de la estructura se hace con columnas de 0.40x0.70 m y vigas de 0.40x0.55 m.



**Figura 4.4. Geometría de la Estructura – Edificio Nro. 1.**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



**Figura 4.5. Predimensionado de la Estructura – Edificio Nro. 1.**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



#### 4.10.2.1.2. Asignación de Diafragmas Rígidos.

El edificio Nro. 1 posee 5 diafragmas rígidos, correspondientes a las losas que conforman cada nivel.

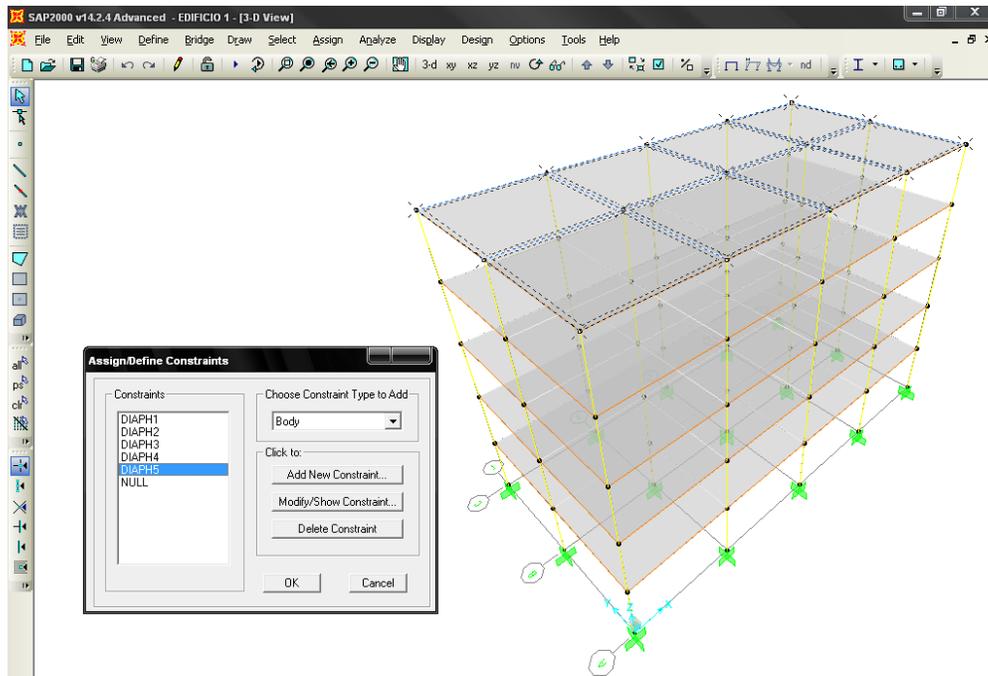


Figura 4.6. Asignación de Diafragmas Rígidos – Edificio Nro. 1.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



### 4.10.2.1.3. Asignación de Grupos y Secciones de Corte.

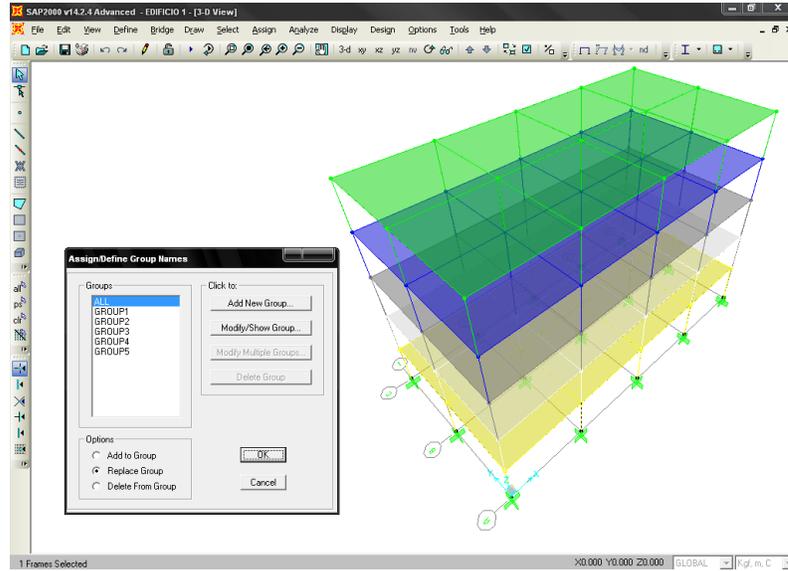


Figura 4.7. Asignación de Grupos – Edificio Nro. 1.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

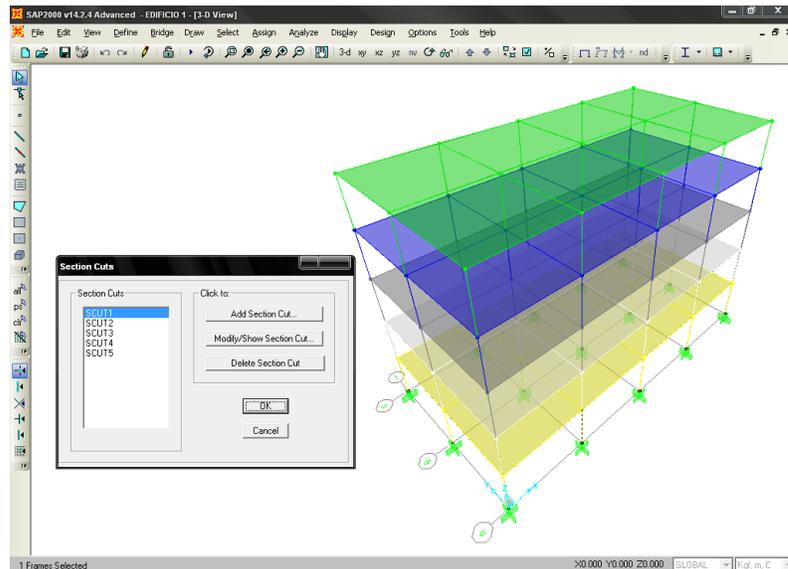


Figura 4.8. Secciones de Corte – Edificio Nro. 1.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



**4.10.2.1.4. Introducción de la Torsión Adicional.**

El cálculo de la torsión adicional se obtiene con las fuerzas cortantes de la estructura (Ver figura 4.9 y 4.10), y de acuerdo a lo indicado en la norma COVENIN 1756-2001 capítulo 9, artículo 9.6.2.2. A continuación se muestra el cálculo de los momentos torsores:

**Tabla 4.6. Cálculo de la Torsión Adicional – Edificio Nro. 1.**

Cálculo de la Torsión Adicional				
$Mt = Fi * 0.06 * Bi$				
Dirección X				
Nivel	Vx (Kg.)	Fx (Kg.)	Bx (m.)	MTX (Kg*m)
5	50.913.34	50.913.34	11.00	33.602.80
4	95.685.17	44.771.83	11.00	63.152.21
3	131.300.21	35.615.04	11.00	86.658.14
2	156.757.23	25.457.02	11.00	103.459.77
1	170.246.71	13.489.48	11.00	112.362.83
	<b>Vox</b>	<b>170.246.71</b>		
Dirección Y				
Nivel	Vy (Kg.)	Fy (Kg.)	By (m.)	MTY (Kg*m)
5	53.377.15	53.377.15	22.00	70.457.84
4	96.311.70	42.934.55	22.00	127.131.44
3	129.903.21	33.591.51	22.00	171.472.24
2	152.794.95	22.891.74	22.00	201.689.33
1	164.490.13	11.695.18	22.00	217.126.97
	<b>Voy</b>	<b>164.490.13</b>		

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

Seguidamente se procede a introducir en el modelo los momentos torsores calculados, para de esta manera realizar el análisis y diseño final de la edificación.

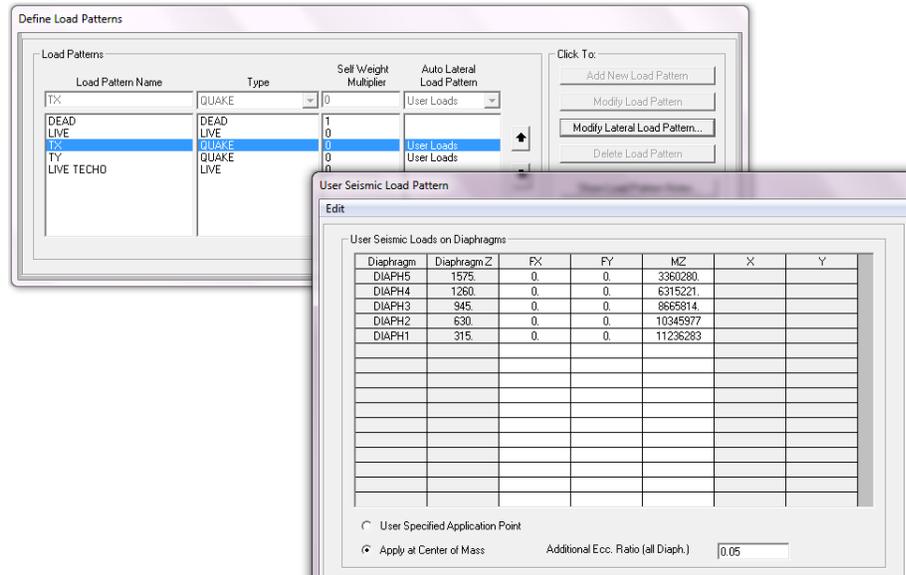


Figura 4.9. Torsión Adicional en “X” – Edificio Nro. 1.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

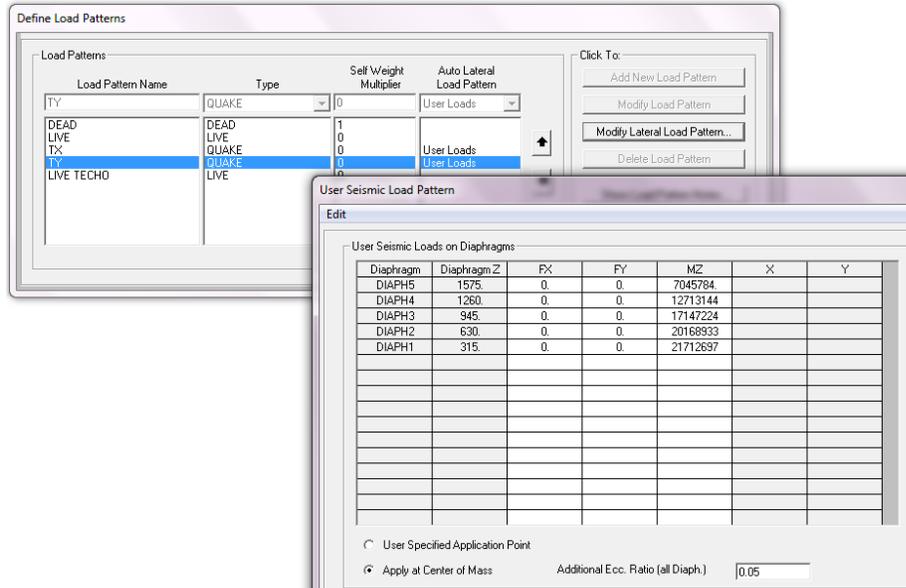


Figura 4.10. Torsión Adicional en “Y” – Edificio Nro. 1.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

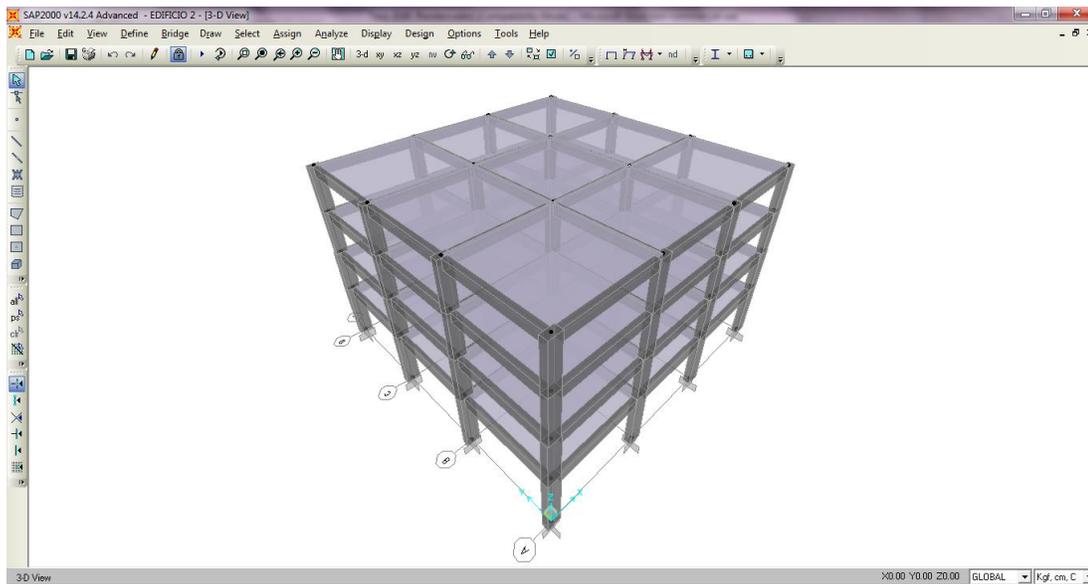


#### 4.10.2.2. Modelación Dinámica Edificio No. 2

##### 4.10.2.2.1. Geometría y Predimensionado.

El edificio Nro. 2 corresponde a un sistema ortogonal con 3 luces en el sentido “X”, los tramos extremos son de 6.1m y el tramo central de 5.8 m. En el sentido “Y” tiene 3 luces de 6 m cada una. La altura total es de 12.10 m, el primer piso de 3.70 m de altura y el resto de 2.80 m. El predimensionado de la estructura se hace con columnas de 0.40x0.80 m en los dos primeros niveles y el resto se reducen a 0.40x0.70 m. Todas las vigas tienen una sección de 0.30x0.60 m.

Los datos sísmicos de esta edificación pueden leerse en la sección 4.7, tabla 4.4.



**Figura 4.11. Geometría de la Estructura – Edificio Nro. 2.**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

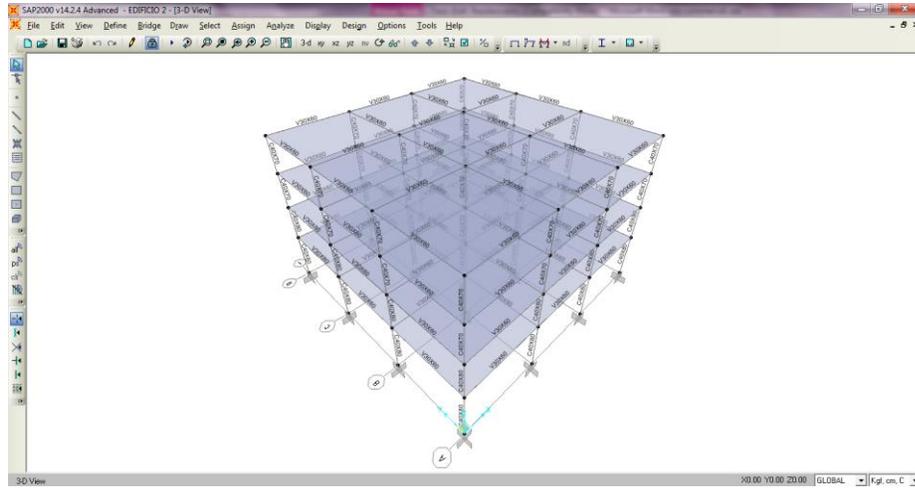


Figura 4.12. Predimensionado de la Estructura – Edificio Nro. 2.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

#### 4.10.2.2.2. Asignación de Diafragmas Rígidos.

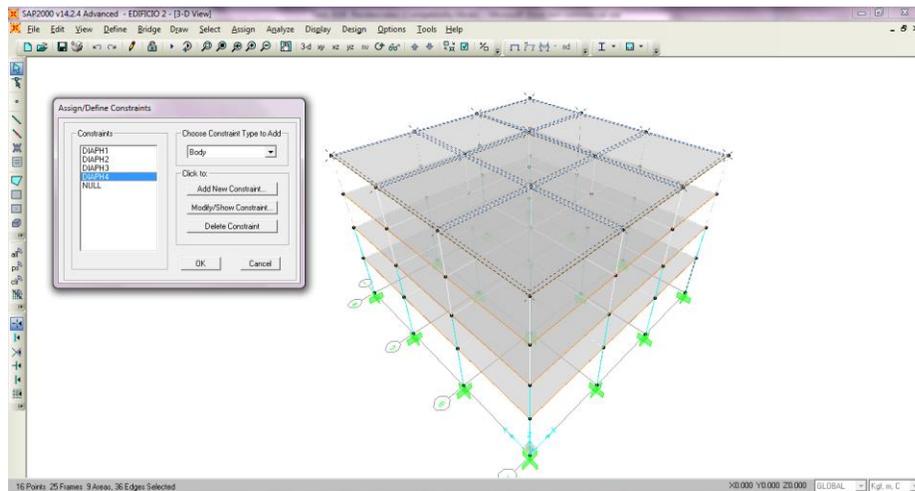


Figura 4.13. Asignación de Diafragmas Rígidos – Edificio Nro. 2.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



### 4.10.2.2.3. Asignación de Grupos y Secciones de Corte.

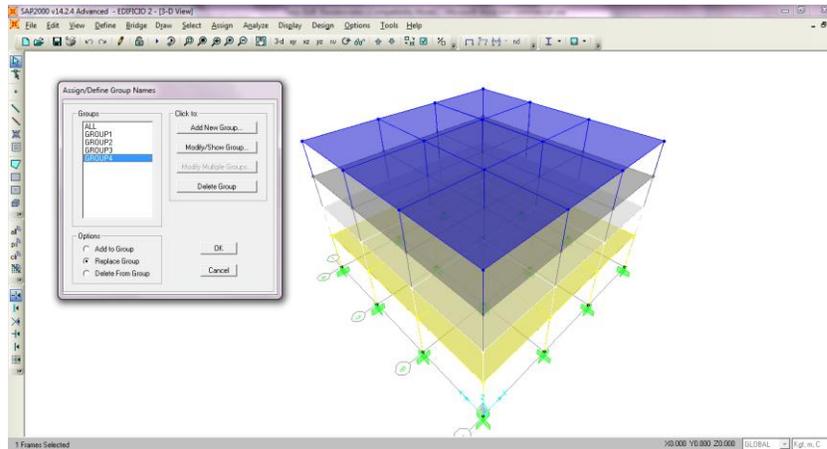


Figura 4.14. Asignación de Grupos – Edificio Nro. 2.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

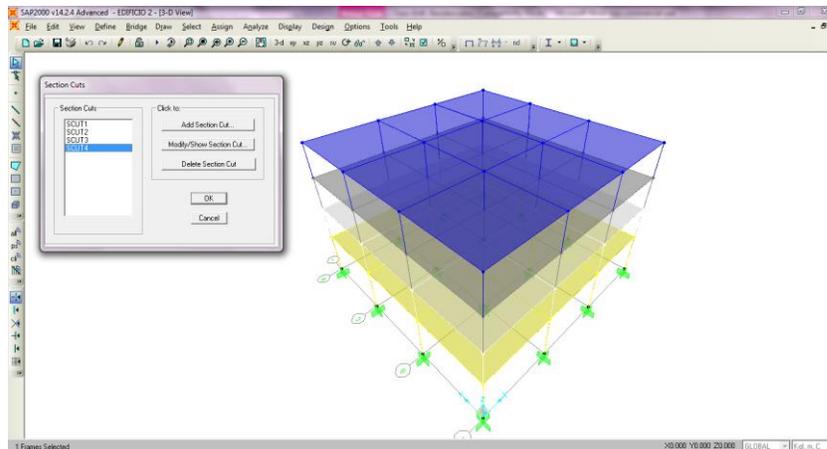


Figura 4.15. Secciones de Corte – Edificio Nro. 2.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



4.10.2.2.4. Introducción de la Torsión Adicional.

Las fuerzas cortantes con las que se calculan los momentos torsores la segunda edificación pueden verse en la figura 4.16 y 4.17. A continuación la tabla 4.7 muestra el cálculo de estos momentos:

Tabla 4.7. Cálculo de la Torsión Adicional – Edificio Nro. 2.

**Calculo de la Torsión Adicional**  $M_t = F_i * 0.06 * B_i$

DIRECCION X				
Nivel	Vx (Kg.)	Fx (Kg.)	Bx (m.)	MTX (Kg*m)
4	72.483.28	72.483.28	18.00	78.281.94
3	139.485.36	67.002.08	18.00	150.644.19
2	187.480.44	47.995.08	18.00	202.478.88
1	215.642.65	28.162.21	18.00	232.894.06
	<b>Vox</b>	<b>215.642.65</b>		

DIRECCION Y				
Nivel	Vy (Kg.)	Fy (Kg.)	By (m.)	MTY (Kg*m)
4	67.109.21	67.109.21	18.00	72.477.95
3	137.505.69	70.396.48	18.00	148.506.15
2	191.712.55	54.206.86	18.00	207.049.55
1	226.759.52	35.046.97	18.00	244.900.28
	<b>Voy</b>	<b>226.759.52</b>		

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

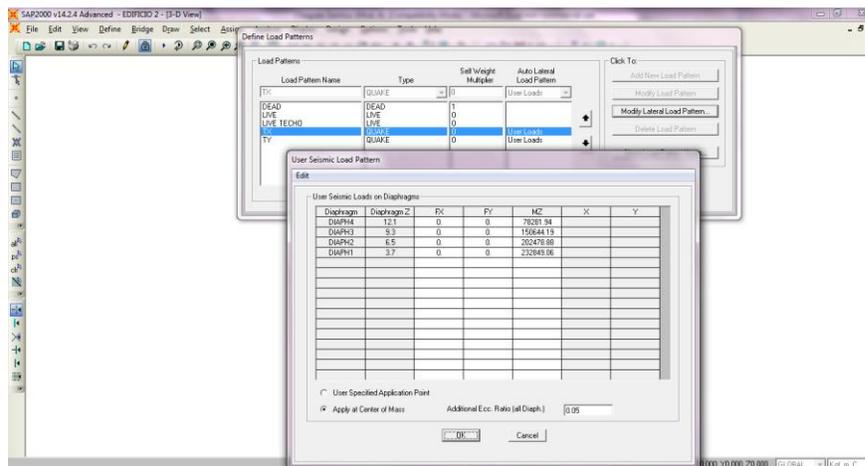


Figura 4.16. Torsión Adicional en “X” – Edificio Nro. 2.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

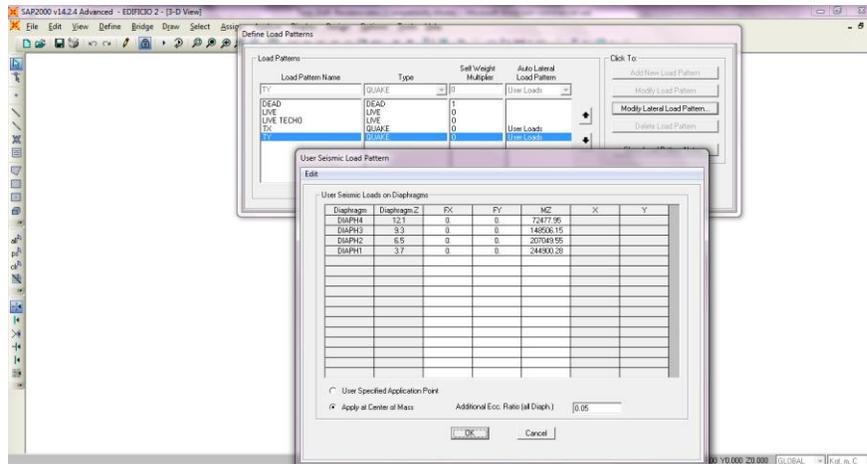


Figura 4.17. Torsión Adicional en “Y” – Edificio Nro. 2.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

### 4.10.2.3. Resultados del Análisis y Diseño de la Modelación Dinámica Edificio Nro. 1

#### 4.10.2.3.1. Períodos de Vibración

Response Spectrum Modal Information

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

OutputCase Text	ModalCase Text	StepType Text	StepNum Unless	Period Sec	DampRatio Unless	U1Acc cm/sec <sup>2</sup>	U2Acc cm/sec <sup>2</sup>	U3Acc cm/sec <sup>2</sup>	U1Amp cm	U2Amp cm	U3Amp cm
SK	MODAL	Mode	1	0.575779	0.05	144.207	0	0	569.218695	0	0
SK	MODAL	Mode	2	0.589127	0.05	144.207	0	0	0.00000001953	0	0
SK	MODAL	Mode	3	0.5311	0.05	144.207	0	0	0.00000007973	0	0
SK	MODAL	Mode	4	0.215659	0.05	180.801	0	0	24.702257	0	0
SK	MODAL	Mode	5	0.175438	0.05	193.674	0	0	0.00000019501	0	0
SK	MODAL	Mode	6	0.1632021	0.05	199.591	0	0	0.00000002419	0	0
SK	MODAL	Mode	7	0.120491	0.05	219.503	0	0	5.495887	0	0
SK	MODAL	Mode	8	0.089258	0.05	238.893	0	0	0.00000001153	0	0
SK	MODAL	Mode	9	0.084245	0.05	242.335	0	0	0.00000002525	0	0
SK	MODAL	Mode	10	0.080869	0.05	244.654	0	0	-1.718662	0	0
SK	MODAL	Mode	11	0.077778	0.05	246.994	0	0	0.00000001999	0	0
SK	MODAL	Mode	12	0.075352	0.05	249.867	0	0	0.009409	0	0
SK	MODAL	Mode	13	0.072486	0.05	251.147	0	0	0.00000002395	0	0
SK	MODAL	Mode	14	0.062354	0.05	299.099	0	0	0.546294	0	0
SK	MODAL	Mode	15	0.060826	0.05	260.298	0	0	0.00000001743	0	0

Record: 1 of 15

Figura 4.18. Períodos de Vibración en “X” – Edificio Nro. 1.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



Output Case Text	Modal Case Text	Step Type Text	Step Num Unitless	Period Sec	Damp Ratio Unitless	U1Acc cm/sec <sup>2</sup>	U2Acc cm/sec <sup>2</sup>	U3Acc cm/sec <sup>2</sup>	U1Amp cm	U2Amp cm	U3Amp cm
SY	MODAL	Mode	1	0.675779	0.05	0	144.207	0	0.0000000462	0	0
SY	MODAL	Mode	2	0.559127	0.05	0	144.207	0	0.42338539	0	0
SY	MODAL	Mode	3	0.5311	0.05	0	144.207	0	0.00000004206	0	0
SY	MODAL	Mode	4	0.215659	0.05	0	180.801	0	0.00000005957	0	0
SY	MODAL	Mode	5	0.176438	0.05	0	193.674	0	0.19038672	0	0
SY	MODAL	Mode	6	0.152021	0.05	0	199.331	0	0.00000003582	0	0
SY	MODAL	Mode	7	0.129491	0.05	0	219.503	0	0.00000004462	0	0
SY	MODAL	Mode	8	0.082359	0.05	0	236.893	0	0.2759185	0	0
SY	MODAL	Mode	9	0.084245	0.05	0	242.335	0	0.0000000749	0	0
SY	MODAL	Mode	10	0.080869	0.05	0	244.654	0	0.00000007699	0	0
SY	MODAL	Mode	11	0.077778	0.05	0	246.994	0	0.0000000327	0	0
SY	MODAL	Mode	12	0.075392	0.05	0	248.867	0	0.00000006327	0	0
SY	MODAL	Mode	13	0.072486	0.05	0	251.147	0	0.00000006371	0	0
SY	MODAL	Mode	14	0.062354	0.05	0	253.099	0	0.00000007051	0	0
SY	MODAL	Mode	15	0.060826	0.05	0	260.298	0	0.00000007855	0	0

Figura 4.19. Períodos de Vibración en “Y” – Edificio Nro. 1.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

4.10.2.3.2. Fuerza Cortante Basal

Tabla 4.8. Fuerzas Cortantes de Pórticos en “X”– Edificio Nro. 1.

	SISMO X		
	PÓRTICO A=C	PÓRTICO B	ΣFx
SCUT1	56.748,98	56.748,98	170.246,71
SCUT2	52.252,69	52.252,69	156.757,23
SCUT3	43.763,26	43.767,26	131.300,21
SCUT4	31.895,74	31.895,74	95.685,17
SCUT5	16.972,64	16.972,64	50.913,34

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

Tabla 4.9. Fuerzas Cortantes de Pórticos en “Y” – Edificio Nro. 1.

	SISMO Y			
	PÓRTICO 1=5	PÓRTICO 2=4	PÓRTICO 3	ΣFy
SCUT1	32.898,31	32.897,84	32.897,87	164.490,13
SCUT2	30.559,07	30.558,36	30.558,27	152.794,95
SCUT3	25.982,54	25.979,46	25.979,25	129.903,27
SCUT4	19.265,22	19.260,51	19.260,26	96.311,70
SCUT5	10.682,70	10.670,83	10.670,25	53.377,15

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



**Tabla 4.10. Chequeo del Cortante Basal Mínimo y del Coeficiente Sísmico Edificio Nro. 1.**

**Cortante Basal Mínimo (Vo\*/Vo)**

**Peso Total Estructura**

CP (Kg/m2)	550
CV (Kg/m2)	175
% CV	25
V y C (Kg)	120

Nivel	Area (m2)	W (Kg.)
1.00	262.16	187.116.70
2.00	262.16	187.116.70
3.00	262.16	187.116.70
4.00	262.16	187.116.70
5.00	262.16	187.116.70
<b>W TOTAL</b>		<b>935.583.50</b>

$$Ta = C * h_n^{0.75}$$

$$T_{diseño} = 1.6 * Ta$$

$$V_o = \mu * A_d * W$$

$$\mu_1 = 1.4 \left[ \frac{N + 9}{2N + 12} \right]$$

$$\mu_2 = 0.8 + \frac{1}{20} * \left[ \frac{T}{T^*} - 1 \right]$$

**Calculo de la Fuerza Cortante Basal Vo\***

W TOTAL (Kg)	935583.50
N	3.15
Hn (m)	15.75
C1	0.07
Ta (s.)	0.55
T Diseño (s.)	0.89
μ	0.93
Ad	0.15
<b>Vo*</b>	<b>127.835.98</b>
(Vo*/Vox)	0.75
(Vo*/Voy)	0.78

C	0.07	edificios de concreto o mixtos
C	0.08	edificios de acero
C	0.05	edificaciones tipo II, III y IV
hn		Altura de la edificación
Ad		Ordenada del espectro de diseño para T diseño
W		Peso total de la edificación
m		Mayor de los valores dados por las ecuaciones
N		Número de niveles
Tdiseño		Período 1.6*Ta

NOTA: Cuando el cociente Vo\*/Vo sea mayor a 1 se debera multiplicar los factores de escala del sismo en la direccion correspondiente.

**Chequeo del Coeficiente Sísmico**

Vo/W	0.14
(α*Ao)/R	0.06

NOTA: Se debe cumplir Vo/W mayor que (α\*Ao)/R

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



### 4.10.2.3.3. Masa Participativa

OutputCase Text	Step Type Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
MODAL	Mode	1	0.575779	0.85	0	0	0.85	0
MODAL	Mode	2	0.589127	0	0.82	0	0.85	0.82
MODAL	Mode	3	0.53111	0	0	0	0.85	0.82
MODAL	Mode	4	0.215659	0.09838	5.721E-19	1.096E-18	0.95	0.82
MODAL	Mode	5	0.176438	7.07E-18	0.11	1.193E-15	0.95	0.93
MODAL	Mode	6	0.162021	2.436E-19	5.341E-17	1.178E-17	0.95	0.93
MODAL	Mode	7	0.120491	0.03341	0	1.161E-17	0.98	0.93
MODAL	Mode	8	0.089258	0	0.04447	1.025E-15	0.98	0.97
MODAL	Mode	9	0.084245	0	2.162E-19	1.002E-17	0.98	0.97
MODAL	Mode	10	0.080869	0.01315	2.64E-17	7.989E-17	1	0.97
MODAL	Mode	11	0.077778	0	5.48E-16	0.4	1	0.97
MODAL	Mode	12	0.075392	0.000005043	2.734E-17	6.266E-17	1	0.97
MODAL	Mode	13	0.072486	3.633E-20	2.657E-17	0.01735	1	0.97
MODAL	Mode	14	0.062354	0.003353	5.589E-17	1.377E-15	1	0.97
MODAL	Mode	15	0.060826	3.734E-20	0.0005941	2.687E-17	1	0.97

Figura 4.20. Masa Participativa – Edificio Nro. 1.  
Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

### 4.10.2.3.4. Desplazamientos Horizontales

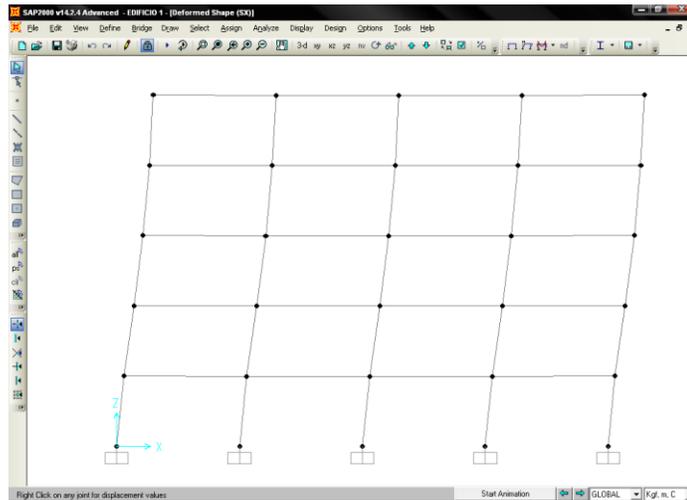
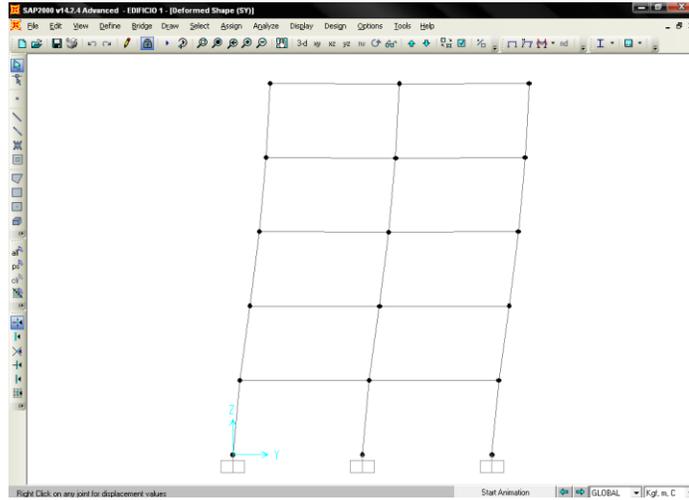


Figura 4.21. Deformación de la Estructura por Desplazamientos Horizontales en “X” – Edificio Nro. 1.  
Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



**Figura 4.22. Deformación de la Estructura por Desplazamientos Horizontales en “Y” – Edificio Nro. 1.**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

**Tabla 4.11. Chequeo de los Desplazamientos – Edificio Nro. 1.**

Derivas Laterales		Maxima Permitida	18	Direccion Y			NOTA: Dei es el desplazamiento absoluto de piso que se extrae el programa				
Direccion X		NOTA: Dei es el desplazamiento absoluto de piso que se extrae el programa			Direccion Y						
Portico	Nivel	h (cm.)	Dei (cm.)	dei (cm.)	Deriva (0/00)	Portico	Nivel	h (cm.)	Dei (cm.)	dei (cm.)	Deriva (0/00)
A	1	315	0.49	0.49	7.47	1.00	1	430	0.49	0.49	5.47
	2	315	1.07	0.58	8.84		2	315	1.07	0.58	8.84
	3	315	1.57	0.50	7.62		3	315	1.57	0.50	7.62
	4	315	1.93	0.36	5.49		4	315	1.93	0.36	5.49
	5	315	2.13	0.20	3.05		5	315	2.13	0.20	3.05
B	1	430	0.49	0.49	5.47	2.00	1	430	0.49	0.49	5.47
	2	315	1.07	0.58	8.84		2	315	1.07	0.58	8.84
	3	315	1.57	0.50	7.62		3	315	1.57	0.50	7.62
	4	315	1.93	0.36	5.49		4	315	1.93	0.36	5.49
	5	315	2.13	0.20	3.05		5	315	2.13	0.20	3.05
C	1	430	0.49	0.49	5.47	3.00	1	430	0.49	0.49	5.47
	2	315	1.07	0.58	8.84		2	315	1.07	0.58	8.84
	3	315	1.57	0.50	7.62		3	315	1.57	0.50	7.62
	4	315	1.93	0.36	5.49		4	315	1.93	0.36	5.49
	5	315	2.13	0.20	3.05		5	315	2.13	0.20	3.05
	1	430	0.49	0.49	5.47	4.00	1	430	0.49	0.49	5.47
	2	315	1.07	0.58	8.84		2	315	1.07	0.58	8.84
	3	315	1.57	0.50	7.62		3	315	1.57	0.50	7.62
	4	315	1.93	0.36	5.49		4	315	1.93	0.36	5.49
	5	315	2.13	0.20	3.05		5	315	2.13	0.20	3.05
	1	430	0.49	0.49	5.47	5.00	1	430	0.49	0.49	5.47
	2	315	1.07	0.58	8.84		2	315	1.07	0.58	8.84
	3	315	1.57	0.50	7.62		3	315	1.57	0.50	7.62
	4	315	1.93	0.36	5.49		4	315	1.93	0.36	5.49
	5	315	2.13	0.20	3.05		5	315	2.13	0.20	3.05

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



4.10.2.3.5. Diseño por Cálculo

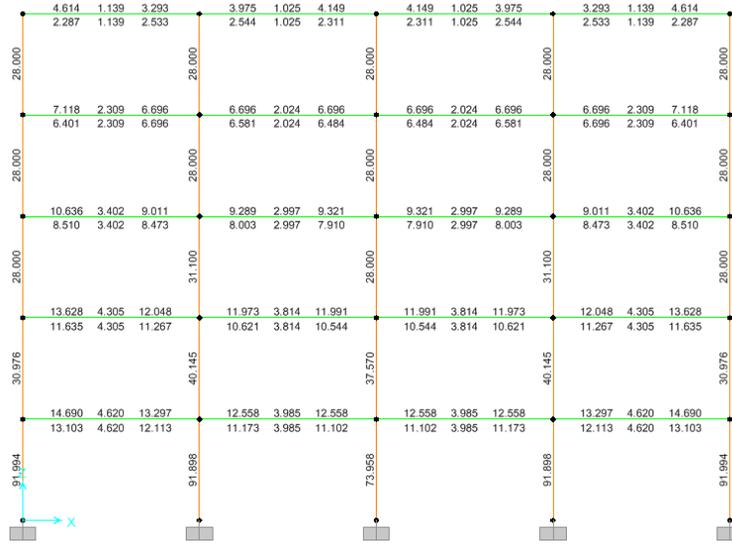


Figura 4.23. Diseño Pórtico A y C – Edificio Nro. 1.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

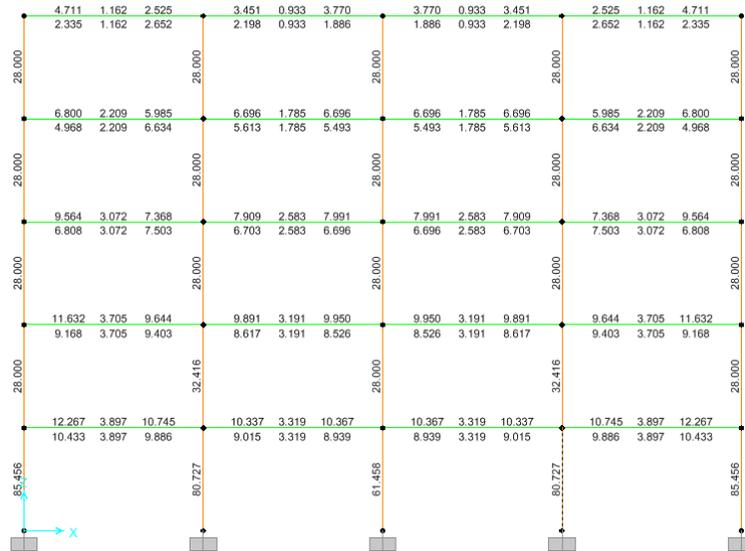


Figura 4.24. Diseño Pórtico B – Edificio Nro. 1.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



Capítulo IV. Presentación y Análisis de Resultado

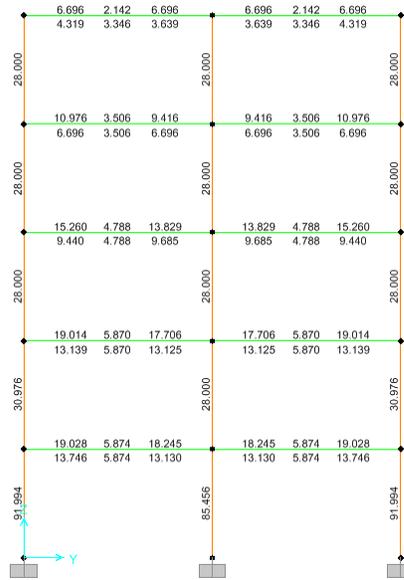


Figura 4.25. Diseño Pórtico 1 y 5 – Edificio Nro. 1.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

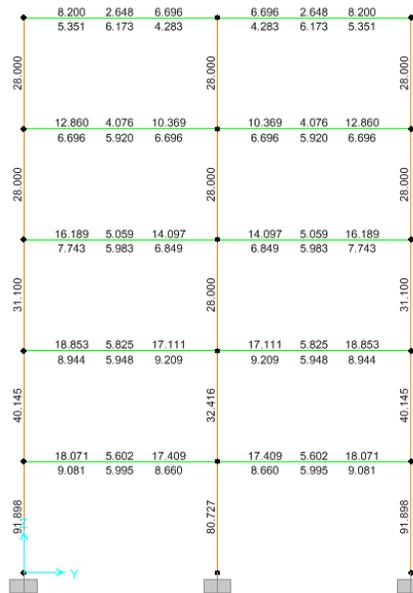


Figura 4.26. Diseño Pórtico 2 y 4 – Edificio Nro. 1.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

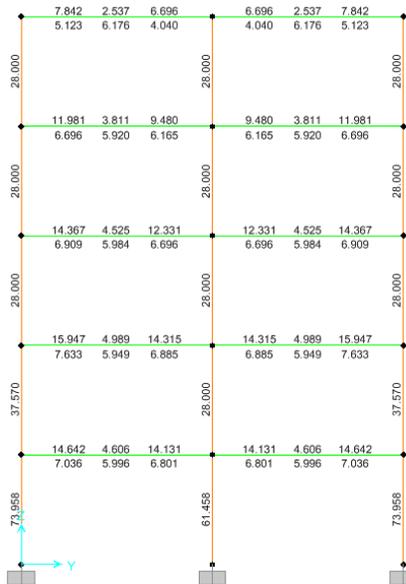


Figura 4.27. Diseño Pórtico 3 – Edificio Nro. 1.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

#### 4.10.2.4. Resultados del Análisis y Diseño de la Modelación Dinámica Edificio Nro. 2

##### 4.10.2.4.1. Períodos y Espectros

Response Spectrum Modal Information

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

OutputCase Text	ModalCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	DampRatio Unitless	U1Acc m/sec <sup>2</sup>	U2Acc m/sec <sup>2</sup>	U3Acc m/sec <sup>2</sup>	U1Amp m	U2Amp m	U3Amp m
SX	MODAL	Mode	1	0.580865	0.05	1.32276	0	0	0.00000004402	0	0
SX	MODAL	Mode	2	0.440616	0.05	1.32276	0	0	-3.146129	0	0
SX	MODAL	Mode	3	0.428554	0.05	1.32276	0	0	0.00000001951	0	0
SX	MODAL	Mode	4	0.17503	0.05	2.25131	0	0	0.00000001895	0	0
SX	MODAL	Mode	5	0.126227	0.05	2.41825	0	0	0.112045	0	0
SX	MODAL	Mode	6	0.126086	0.05	2.41891	0	0	0.00000003041	0	0
SX	MODAL	Mode	7	0.089563	0.05	2.57236	0	0	0.00000009211	0	0
SX	MODAL	Mode	8	0.064362	0.05	2.70364	0	0	0.00000005325	0	0
SX	MODAL	Mode	9	0.062575	0.05	2.71234	0	0	0.00000001674	0	0
SX	MODAL	Mode	10	0.062443	0.05	2.714	0	0	-0.000223	0	0
SX	MODAL	Mode	11	0.062076	0.05	2.71598	0	0	0.00000001902	0	0
SX	MODAL	Mode	12	0.060964	0.05	2.72198	0	0	0.00000001377	0	0

Record: 1 of 12

Add Tables... Done

Figura 4.28. Períodos de Vibración en "X" – Edificio Nro. 2.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



OutputCase Text	ModalCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	DampRatio Unitless	U1Acc m/sec2	U2Acc m/sec2	U3Acc m/sec2	U1Amp m	U2Amp m	U3Amp m
SY	MODAL	Mode	1	0.590965	0.05	0	1.92276	0	0	-5.632207	0
SY	MODAL	Mode	2	0.440616	0.05	0	1.92276	0	0	0.00000002234	0
SY	MODAL	Mode	3	0.428554	0.05	0	1.92276	0	0	-4.173E-13	0
SY	MODAL	Mode	4	0.17503	0.05	0	2.25131	0	0	0.164751	0
SY	MODAL	Mode	5	0.126227	0.05	0	2.41825	0	0	0.00000002018	0
SY	MODAL	Mode	6	0.126086	0.05	0	2.41881	0	0	0.00000003714	0
SY	MODAL	Mode	7	0.09563	0.05	0	2.57236	0	0	-0.021506	0
SY	MODAL	Mode	8	0.064362	0.05	0	2.70364	0	0	0.00000001413	0
SY	MODAL	Mode	9	0.06275	0.05	0	2.71234	0	0	0.000046	0
SY	MODAL	Mode	10	0.062443	0.05	0	2.714	0	0	0.00000003544	0
SY	MODAL	Mode	11	0.062076	0.05	0	2.71598	0	0	-5.284E-13	0
SY	MODAL	Mode	12	0.060964	0.05	0	2.72198	0	0	0.00000000103	0

Figura 4.29. Períodos de Vibración en “Y” – Edificio Nro. 2.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

#### 4.10.2.4.2. Fuerza Cortante Basal

Tabla 4.12. Fuerzas Cortantes de Pórticos en “X” – Edificio Nro. 2.

	SISMO X		
	PÓRTICO A=D	PÓRTICO B=C	ΣFx
SCUT1	53.846,43	53.846,18	215.385,21
SCUT2	46.808,32	46.806,44	187.229,51
SCUT3	34.823,43	34.821,22	139.289,30
SCUT4	17.913,67	17.907,62	71.642,60

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

Tabla 4.13. Fuerzas Cortantes de Pórticos en “Y” – Edificio Nro. 2.

	SISMO X		
	PÓRTICO 1=4	PÓRTICO 2=3	ΣFy
SCUT1	56.686,02	56.688,89	226.755,83
SCUT2	47.922,09	47.921,20	191.686,57
SCUT3	34.368,34	34.367,21	137.471,11
SCUT4	16.773,45	16.770,93	67.088,77

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



**Tabla 4.14. Chequeo del Cortante Basal Mínimo y del Coeficiente Sísmico Edificio Nro. 2.**

**Cortante Basal Mínimo (Vo\*/Vo)**

**Peso Total Estructura**

CP1 (Kg/m2)	550
CV1 (Kg/m2)	175
CP2 (Kg/m2)	400
CV2 (Kg/m2)	100
% CV	25
V y C (Kg)	120

$$Ta = C * h_n^{0.75}$$

$$T_{diseño} = 1.6 * Ta$$

$$V_0 = \mu * A_d * W$$

Nivel	Area (m2)	W (Kg.)
1.00	349.68	249.584.10
2.00	349.68	249.584.10
3.00	349.68	249.584.10
4.00	349.68	249.584.10
<b>W TOTAL</b>		<b>998.336.40</b>

$$\mu_1 = 1.4 \left[ \frac{N + 9}{2N + 12} \right]$$

$$\mu_2 = 0.8 + \frac{1}{20} * \left[ \frac{T}{T^*} - 1 \right]$$

**Calculo de la Fuerza Cortante Basal Vo\***

W TOTAL (Kg)	998336.40
N	2.80
Hn (m)	12.10
C1	0.07
Ta (s.)	0.45
T Diseño (s.)	0.73
μ	0.94
Ad	0.20
Vo*	183.666.67
(Vo*/Vox)	0.85
(Vo*/Voy)	0.81

- C 0.07 edificios de concreto o mixtos
- C 0.08 edificios de acero
- C 0.05 edificaciones tipo II, III y IV
- hn Altura de la edificación
- Ad Ordenada del espectro de diseño para T diseño
- W Peso total de la edificación
- m Mayor de los valores dados por las ecuaciones
- N Número de niveles
- Tdiseño Período 1.6\*Ta

NOTA: Cuando el cociente Vo\*/Vo sea mayor a 1 se debera multiplicar los factores de escala del sismo en la direccion correspondiente.

**Chequeo del Coeficiente Sísmico**

Vo/W	0.18
(α*Ao)/R	0.08

NOTA: Se debe cumplir Vo/W mayor que (α\*Ao)/R

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



### 4.10.2.4.3. Masa Participativa

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
MDDAL	Mode	1	0.580965	0	0.915	0	0	0.915
MDDAL	Mode	2	0.440616	0.863	0	0	0.863	0.915
MDDAL	Mode	3	0.428554	0	0	0	0.863	0.915
MDDAL	Mode	4	0.17503	9.173E-20	0.069	1.669E-18	0.863	0.984
MDDAL	Mode	5	0.126227	0.103	3.331E-19	2.779E-15	0.966	0.984
MDDAL	Mode	6	0.126086	7.599E-19	1.133E-20	4.802E-18	0.966	0.984
MDDAL	Mode	7	0.089563	2.42E-19	0.013	1.331E-18	0.966	0.997
MDDAL	Mode	8	0.064362	2.745E-17	1.934E-20	0.413	0.966	0.997
MDDAL	Mode	9	0.06275	2.983E-18	0.0000002293	4.217E-18	0.966	0.997
MDDAL	Mode	10	0.062443	0.000005394	0	2.631E-19	0.966	0.997
MDDAL	Mode	11	0.062076	4.012E-20	0	0	0.966	0.997
MDDAL	Mode	12	0.060964	2.252E-18	1.259E-20	6.06E-18	0.966	0.997

Figura 4.30. Masa Participativa – Edificio Nro. 2.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

### 4.10.2.4.4. Desplazamientos Horizontales

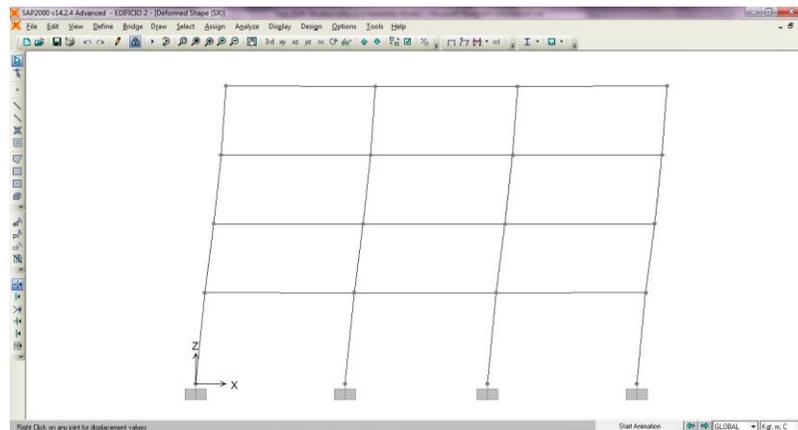


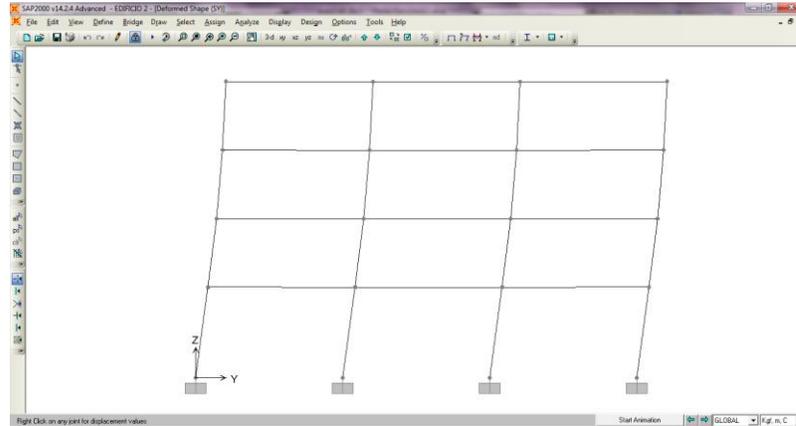
Figura 4.31. Deformación de la Estructura por Desplazamientos

Horizontales en “X” – Edificio Nro. 2.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



## Capítulo IV. Presentación y Análisis de Resultado



**Figura 4.32. Deformación de la Estructura por Desplazamientos Horizontales en “Y” – Edificio Nro. 2.**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

**Tabla 4.15. Chequeo de los Desplazamientos – Edificio Nro. 2.**

Derivas Laterales		Maxima Permitida	18		
<b>Dirección X</b>		NOTA: Dei es el desplazamiento absoluto de piso que se extrae el programa			
Portico	Nivel	h (cm.)	Dei (cm.)	dei (cm.)	Deriva (0/00)
A	1	430	0.37	0.37	3.10
	2	315	0.73	0.36	4.11
	3	315	1.04	0.31	3.54
	4	315	1.24	0.20	2.29
B	1	430	0.37	0.37	3.10
	2	315	0.73	0.36	4.11
	3	315	1.04	0.31	3.54
	4	315	1.24	0.20	2.29
C	1	430	0.37	0.37	3.10
	2	315	0.73	0.36	4.11
	3	315	1.04	0.31	3.54
	4	315	1.24	0.20	2.29
D	1	430	0.37	0.37	3.10
	2	315	0.73	0.36	4.11
	3	315	1.04	0.31	3.54
	4	315	1.24	0.20	2.29
<b>Dirección Y</b>		NOTA: Dei es el desplazamiento absoluto de piso que se extrae el programa			
Portico	Nivel	h (cm.)	Dei (cm.)	dei (cm.)	Deriva (0/00)
1.00	1	430	0.85	0.85	7.12
	2	315	1.42	0.57	6.51
	3	315	1.83	0.41	4.69
	4	315	2.06	0.23	2.63
2.00	1	430	0.85	0.85	7.12
	2	315	1.42	0.57	6.51
	3	315	1.83	0.41	4.69
	4	315	2.06	0.23	2.63
3.00	1	430	0.85	0.85	7.12
	2	315	1.42	0.57	6.51
	3	315	1.83	0.41	4.69
	4	315	2.06	0.23	2.63
4.00	1	430	0.85	0.85	7.12
	2	315	1.42	0.57	6.51
	3	315	1.83	0.41	4.69
	4	315	2.06	0.23	2.63

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



4.10.2.4.5. Diseño por Cálculo

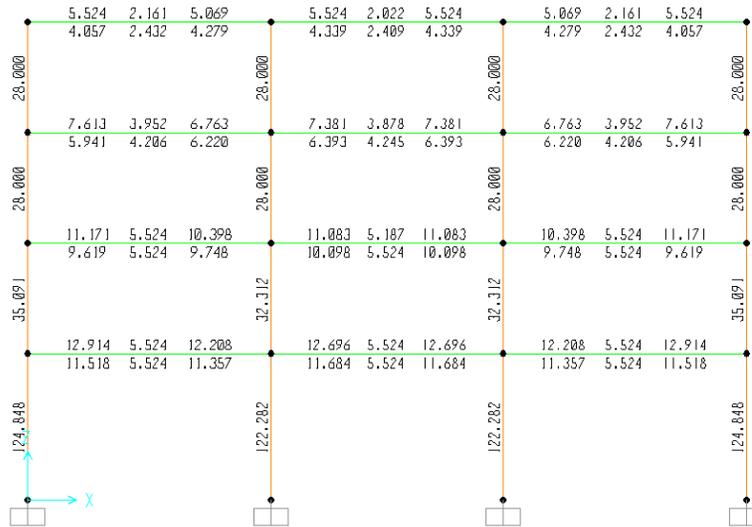


Figura 4.33. Diseño Pórtico A y D – Edificio Nro. 2.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

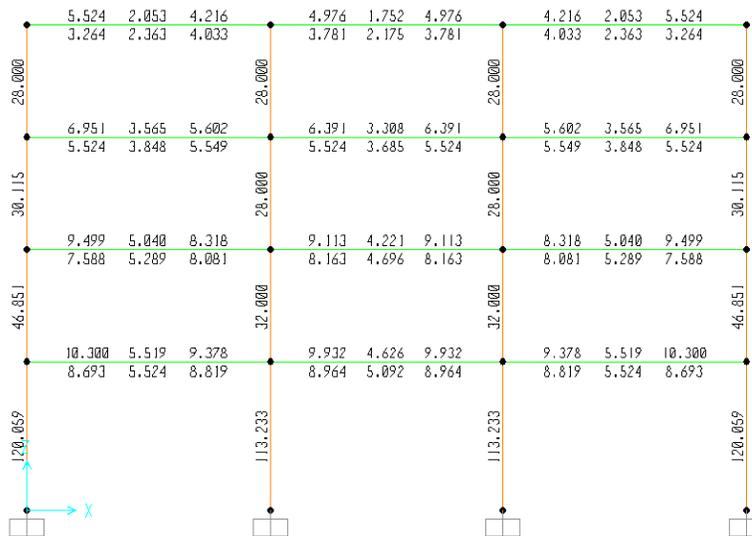
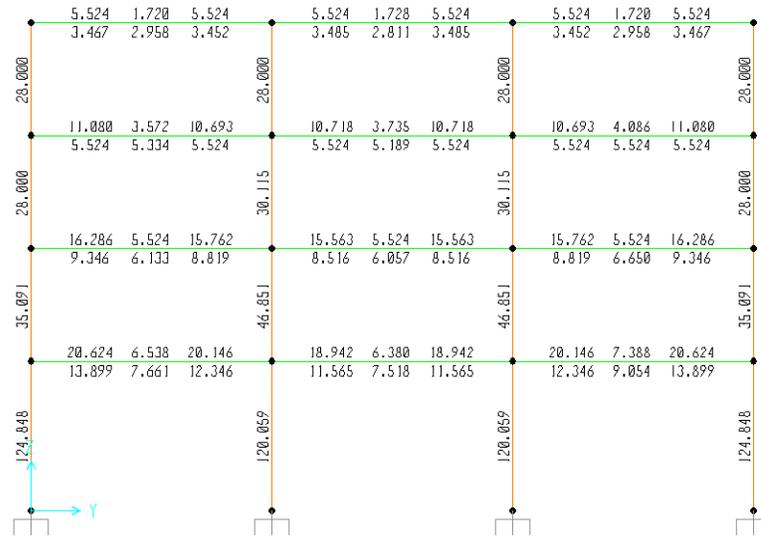


Figura 4.34. Diseño Pórtico B y C – Edificio Nro. 2.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

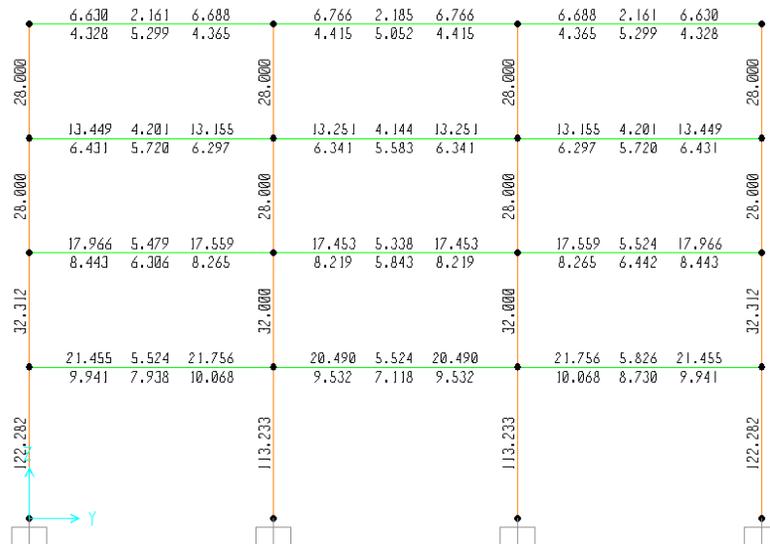


## Capítulo IV. Presentación y Análisis de Resultado



**Figura 4.35. Diseño Pórtico 1 y 4 – Edificio Nro. 2.**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



**Figura 4.36. Diseño Pórtico 2 y 3 – Edificio Nro. 2.**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



### 4.11. Diseño Final con Acero Comercial

#### 4.11.1. Edificio Nro. 1.

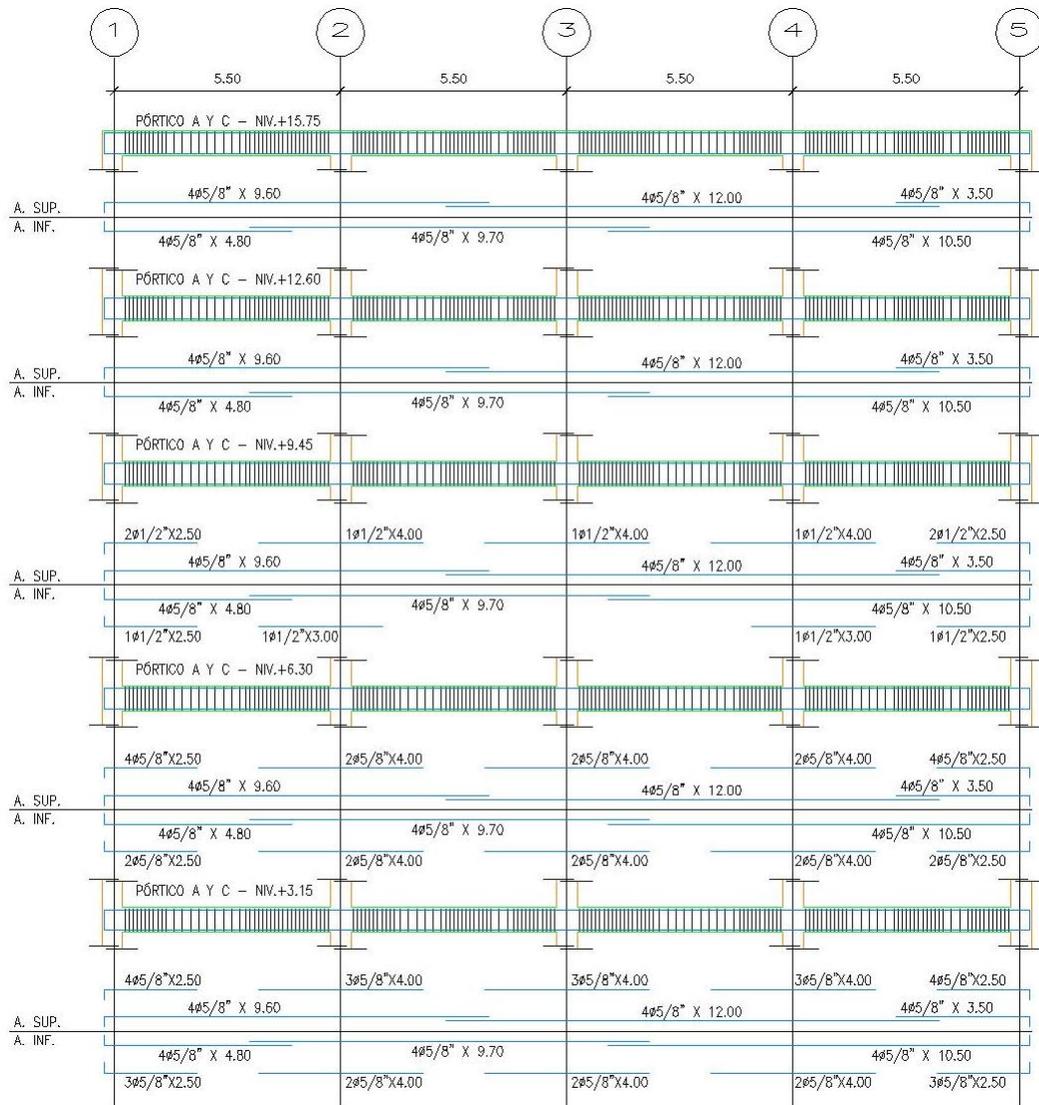
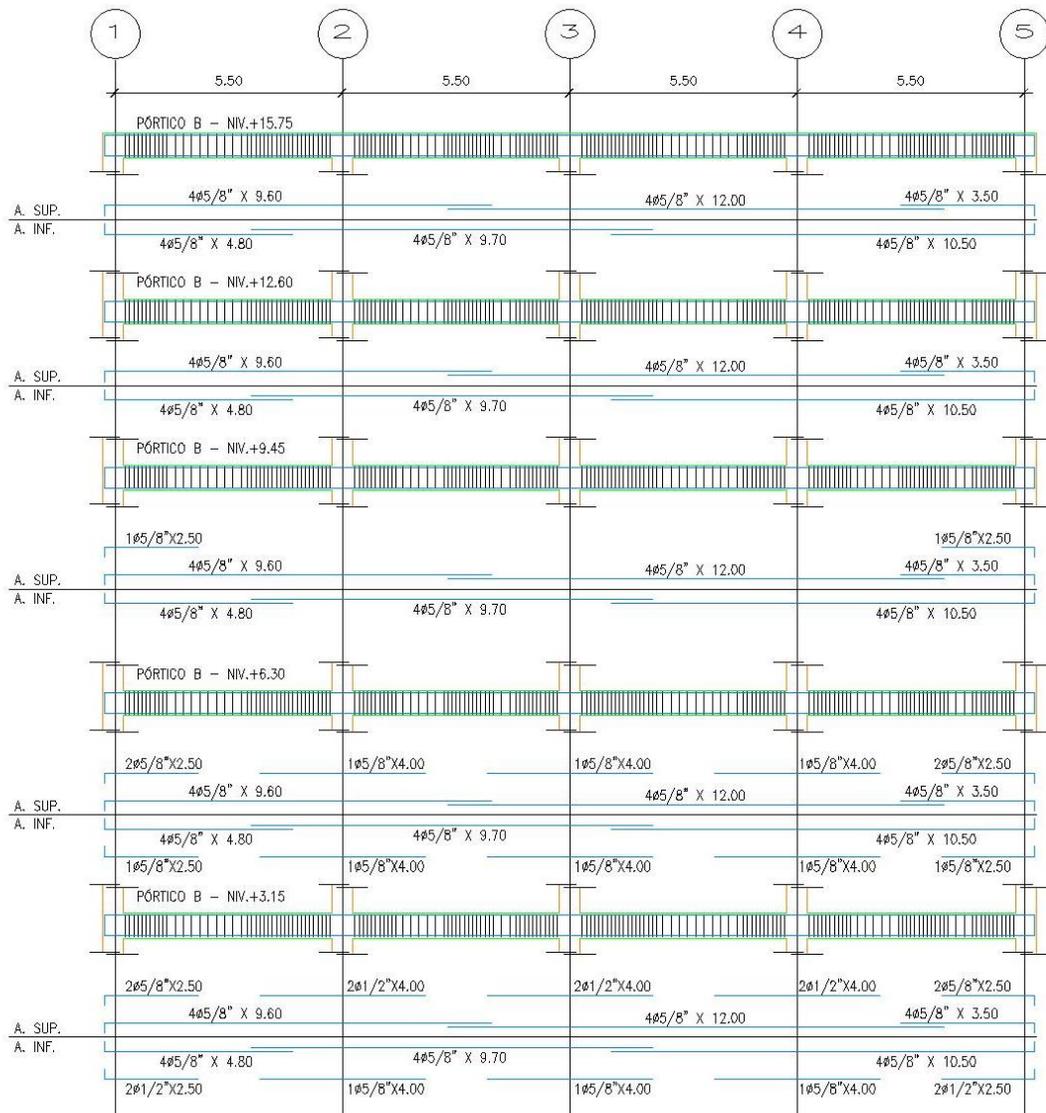


Figura 4.37. Diseño Pórtico A y C – Edificio Nro. 1.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



## Capítulo IV. Presentación y Análisis de Resultado

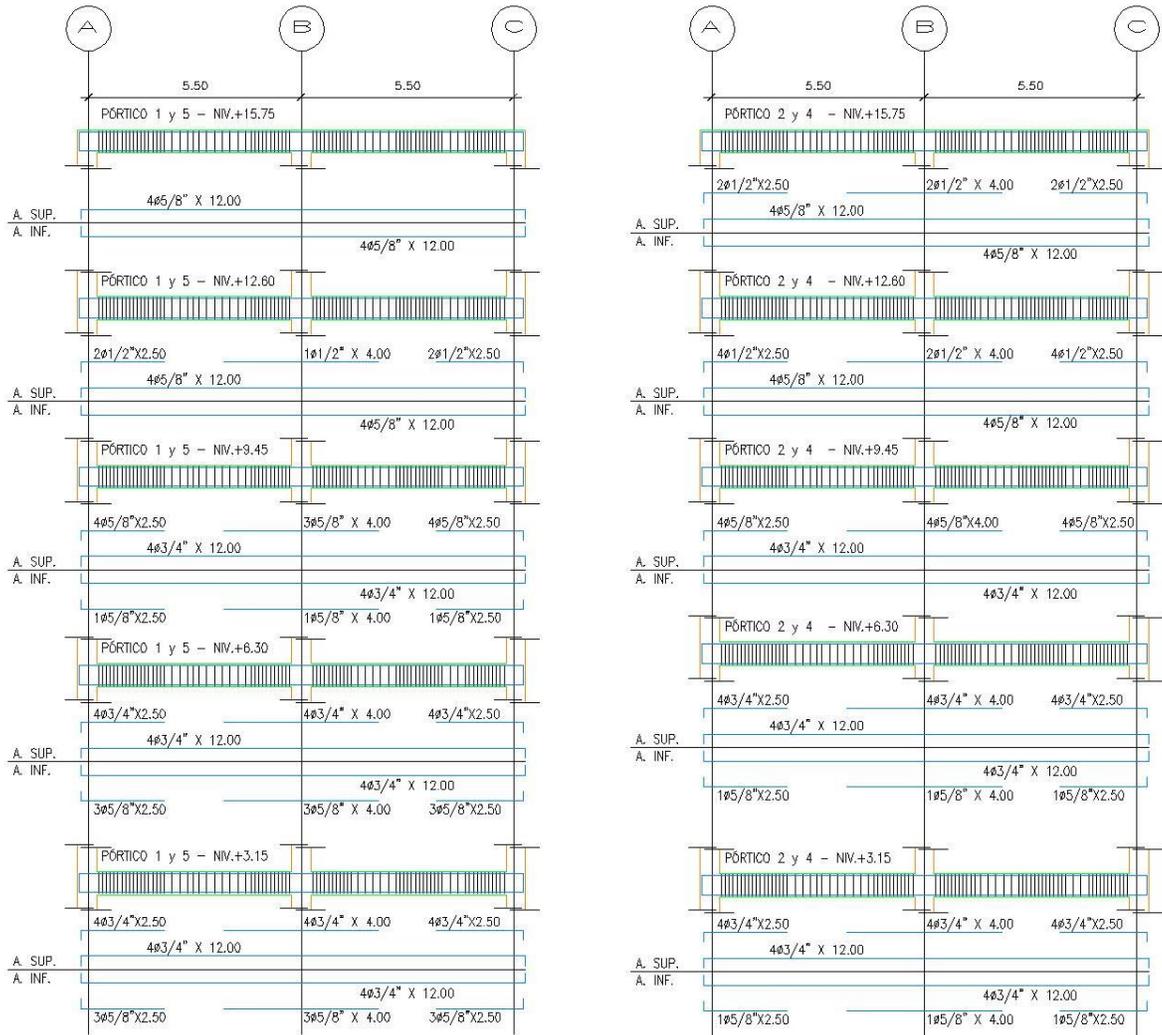


**Figura 4.38. Diseño Pórtico B – Edificio Nro. 1.**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



## Capítulo IV. Presentación y Análisis de Resultado

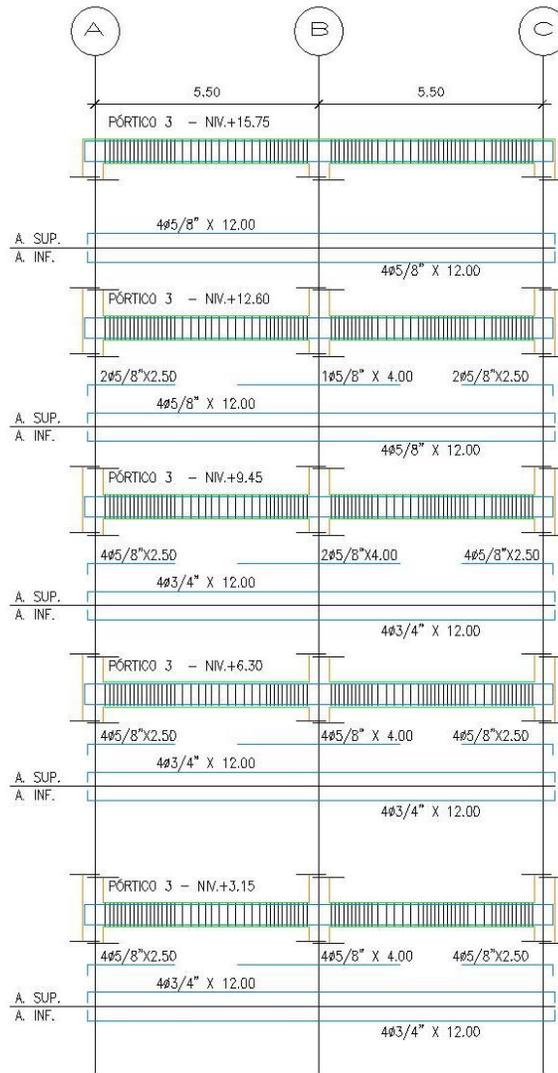


**Figura 4.39. Diseño Pórtico 1 y 5, 2 y 4 – Edificio Nro. 1.**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



## Capítulo IV. Presentación y Análisis de Resultado

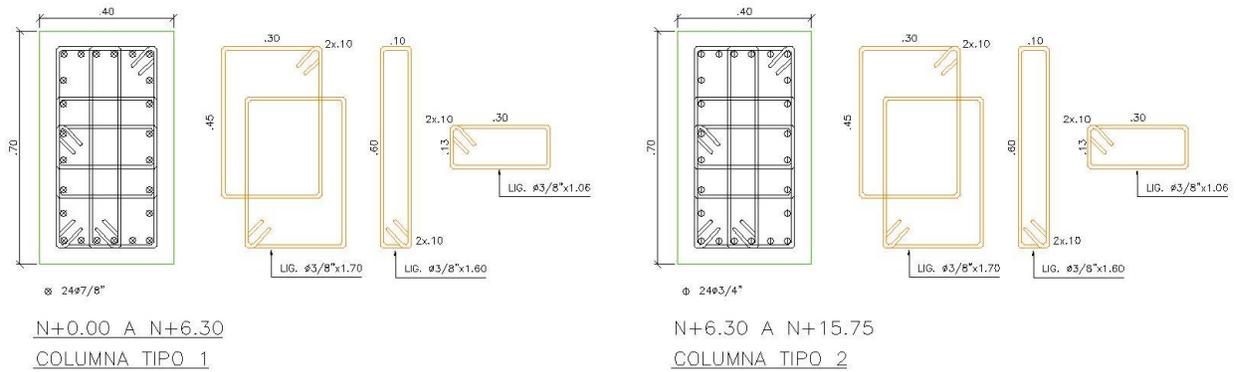


**Figura 4.40. Diseño Pórtico 3 – Edificio Nro. 1.**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



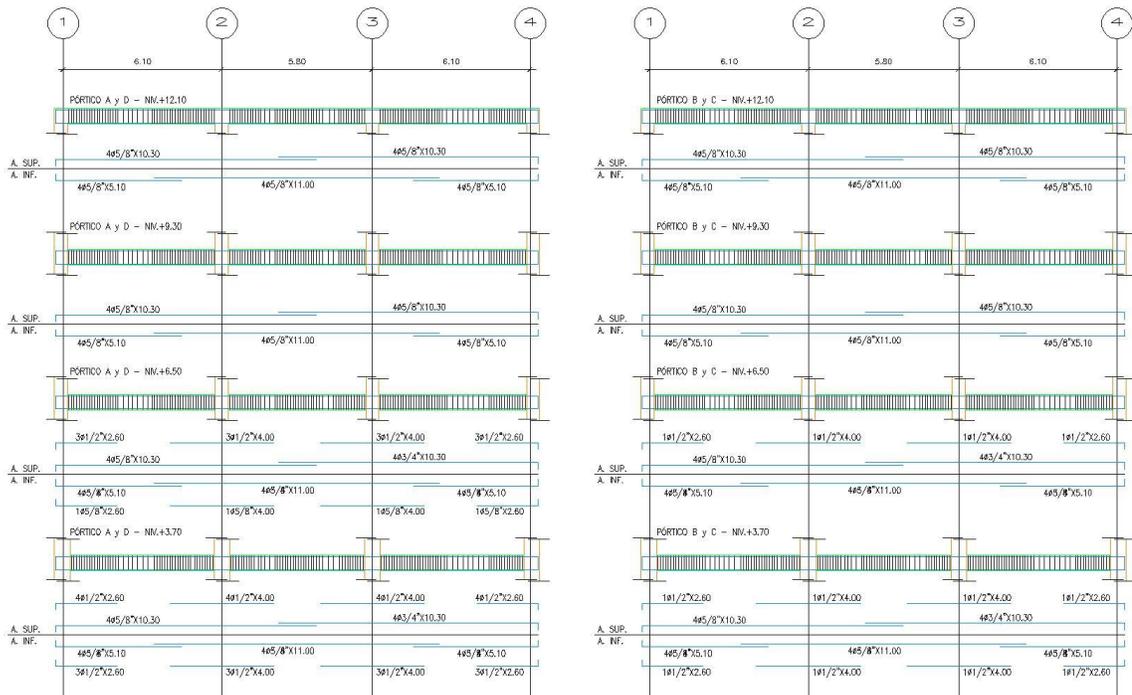
## Capítulo IV. Presentación y Análisis de Resultado



**Figura 4.41. Diseño Columnas – Edificio Nro. 1.**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

### 4.11.2. Edificio Nro. 2.



**Figura 4.42. Diseño Pórtico A al D – Edificio Nro. 2.**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

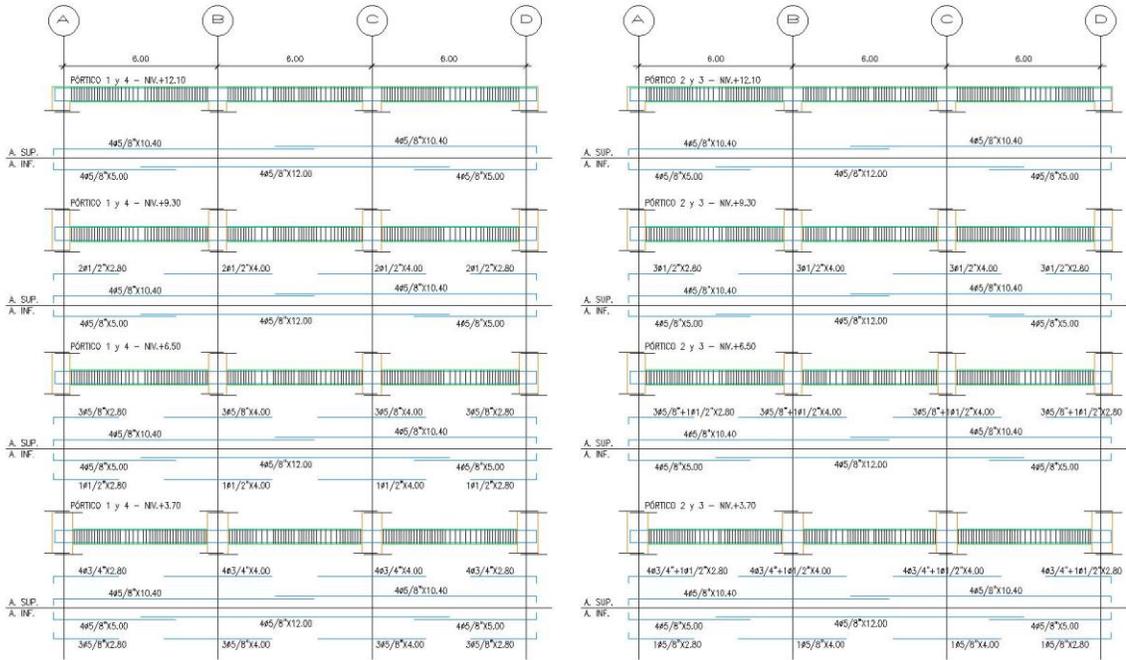


Figura 4.43. Diseño Pórtico 1 al 4 – Edificio Nro. 2.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

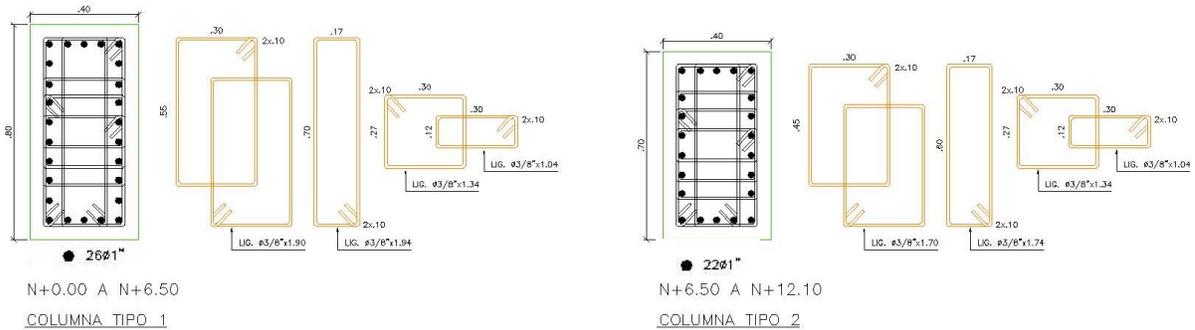


Figura 4.44. Diseño Columnas – Edificio Nro. 2.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



## **4.12. Análisis Estático No Lineal “Pushover”**

### **4.12.1. Verificación Estructural para Aplicación del Método.**

#### **4.12.1.1. Criterio de Modos Altos**

A raíz de que en este estudio, se analizan 2 edificaciones de concreto armado de mediana altura, es necesario cerciorarse de la factibilidad de aplicar el análisis Pushover a este tipo de estructuras con el fin de asegurar resultados óptimos y otorgarle un respaldo al análisis.

Según el documento FEMA 356, el Análisis No lineal Estático se permite para estructuras en las cuales los efectos de modos altos no son significativos. Para determinar esto, se debe realizar un análisis modal espectral a cada estructura incluyendo los modos de vibración necesarios para considerar una participación de masa modal superior al 90%. Un segundo análisis modal espectral debe ser realizado, considerando sólo la participación del primer modo de la estructura. De esta manera, se puede afirmar que los efectos de modos altos son significativos si el corte para algún piso (resultado del análisis modal considerando el 90% de participación de masa modal), excede el 130% del corte por piso correspondiente, considerando sólo la respuesta del primer modo.

En el caso de no cumplirse el criterio establecido por el FEMA 356, igualmente se puede realizar el análisis, sin embargo, se exige que los resultados sean complementados con un Procedimiento Dinámico Lineal (LDP: Linear Dynamic Procedure).



Alternativamente, se puede utilizar el Análisis Pushover Modal de Chopra y Goel, el que cuenta con un gran respaldo teórico y es evaluado como uno de los mejores. Cabe señalar que este método fue especialmente desarrollado para soslayar este problema.

**Tabla 4.16. Cortes por Piso en Edificio No. 1 y No. 2**

Edificio No. 1			
Nivel	Modelo $\varphi_1$ a $\varphi_{15}$	Modelo $\varphi_1$	Razón de Corte
No.	Kgf	Kgf	$V_{1-15} / V_1$
5	50913.34	46137.00	1.10
4	95685.17	92625.18	1.03
3	131600.21	130430.86	1.01
2	156757.23	156187.36	1.01
1	170246.71	167908.99	1.01
Edificio No. 2			
Nivel	Modelo $\varphi_1$ a $\varphi_{15}$	Modelo $\varphi_1$	Razón de Corte
No.	Kgf	Kgf	$V_{1-15} / V_1$
4	67109.21	63461.11	1.06
3	137505.69	135439.90	1.02
2	191712.55	191514.33	1.00
1	226759.52	225710.64	1.00

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

Los resultados del análisis, permiten concluir que los edificios no presentan efectos de modos altos, por lo tanto es factible realizar un análisis no lineal estático.

#### 4.12.2. Elección de la Curva Esfuerzo - Deformación

En el desarrollo del tema se trabajará con un material “elasto-plástico”, el cual tiene un comportamiento lineal hasta alcanzar una cierta tensión



(tensión de fluencia) a partir de la cual no puede soportar más carga y las deformaciones aumentan en forma ilimitada manteniéndose la carga constante.

#### 4.12.3. Implementación Computacional

Como se mencionó en el Capítulo I, el Análisis Pushover será realizado en el programa computacional SAP2000, versión 14.2.4. La implementación computacional del análisis pushover, integrada dentro del software, requiere de la realización de muchos pasos. La siguiente, es una secuencia general de los pasos involucrados en el análisis:

- Creación del modelo computacional básico.
- Definición arbitraria de patrones de cargas estáticas para usar en el análisis pushover. Alternativamente, el programa tiene la capacidad de definir la distribución de carga lateral sobre la altura de la estructura basada en aceleraciones uniformes y formas modales.
- Definir los casos de carga del análisis pushover. Pueden ser creados múltiples casos de carga, e incluso, puede usarse el estado final de uno como la condición inicial de otro. Generalmente, el estado de carga que incluye las cargas gravitacionales es el primer elegido y su estado final se utiliza como condición inicial para los casos de carga lateral monotónicamente creciente.
- Definición de las rótulas plásticas por medio de sus propiedades y criterios de aceptación. Parámetros controlados por la Norma COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Simorresistentes”.



- Asignación de las rótulas a los elementos del modelo.
- Realizar el análisis Pushover.
- Revisión de los resultados.

#### **4.12.4. Modelación**

Las estructuras se modelan en el plano XZ con elementos tipo frame para vigas y columnas (según corresponda) y trabajando con sus módulos de elasticidad correspondientes.

Se consideran 3 grados de libertad, los dos pertenecientes al plano de análisis más la componente rotacional a dicho plano. Los apoyos de los pórticos son empotramientos perfectos. El nodo de control del análisis se ubica en el extremo derecho del nivel superior de cada estructura.

#### **4.12.5. Patrón de Carga**

##### **4.12.5.1. Cargas Gravitacionales**

Las cargas gravitacionales que actúan en combinación con la carga monotónica,  $Q_G$ , se obtienen de la Ecuación (3-3) del documento FEMA 356 (2000).

$$Q_G = 1.1 Q_D + Q_L + Q_S$$



Donde:

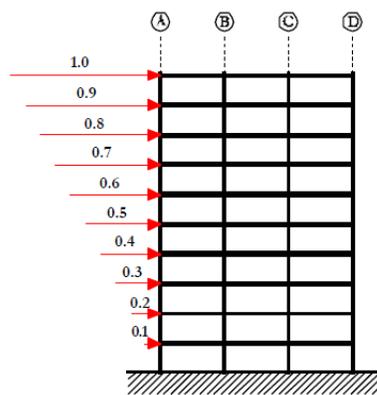
$Q_D$  = Carga Muerta.

$Q_L$  = Carga Viva Efectiva, igual al 25% de la carga viva de diseño sin reducir.

$Q_S$  = Carga de Nieve Efectiva que contribuye al peso sísmico efectivo. Si la carga de nieve de diseño ( $n$ ), es mayor a 30 [psf] (146 [kgf/m<sup>2</sup>]) entonces  $Q_S = 0.2 \times Q$ , de lo contrario  $Q_S = 0$ . Este último caso aplica en el estudio realizado.

#### 4.12.5.2. Cargas Monotónicas

Se considera un patrón modal de carga con una distribución vertical triangular que aumenta en altura. Las cargas se asignan dentro del programa SAP2000 V14.2.4 en forma normalizada, es decir no interesan los valores ni las unidades en que se ingresan, sólo la proporción entre ellas. La distribución vertical consiste en una carga puntual a nivel de losa, en dirección horizontal en un único sentido.



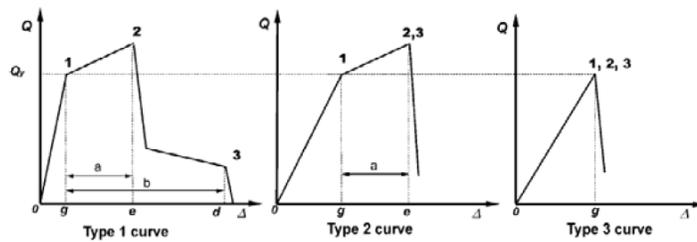
**Figura 4.45. Carga Normalizada del Análisis Pushover**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



#### 4.12.6. Definición de Zonas de Plastificación

La modelación de las rótulas plásticas se realiza mediante la definición de las curvas generalizadas Carga-Deformación. Estas curvas establecen criterios de aceptación de daño admisible (Niveles de Desempeño) para acciones controladas por deformación. El documento FEMA 356 (2000) establece 3 curvas tipo de relaciones carga-deformación dependientes del tipo de elemento estructural, clasificados como primarios o secundarios. Los elementos primarios son aquellos que proveen a la estructura de capacidad para resistir un colapso frente a cargas sísmicas, mientras que los secundarios no proveen dicha capacidad.



**Figura 4.46. Curvas Tipo para las Relaciones Carga-Deformación**

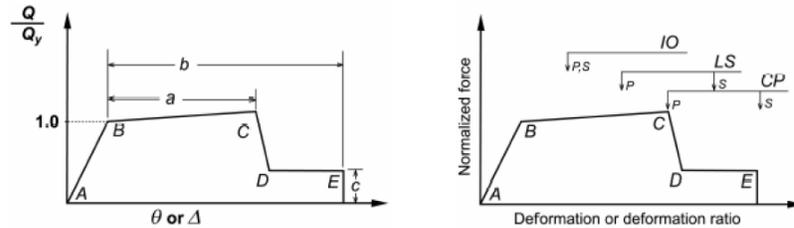
Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

Para este estudio, se consideran exclusivamente elementos primarios. Tanto las vigas como las columnas deben resistir el colapso frente a las cargas sísmicas.

La no inclusión de elementos secundarios dentro del modelo de análisis es denominada por el documento FEMA 356 como “Procedimiento Estático No Lineal Simplificado”. Junto con esto, se señala que las características fuerza-deformación de los elementos primarios es bilineal y la porción de



degradación de la curva no es explícitamente modelada. Los elementos que se han degradado no pueden ser utilizados con confianza para estimar los límites de la respuesta secundaria.



**Figura 4.47. Relaciones Carga-Deformación Normalizadas**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

En consecuencia, sólo se considerarán las zonas de comportamiento elástico y plástico de la curva generalizada Carga-Deformación (puntos A, B y C), no incluyendo la zona de degradación de la resistencia.

A continuación se presentan las tablas 4.17 y 4.18 del documento FEMA 356, de donde el programa computacional establece los valores de los puntos A, B, C para vigas y columnas:



**Tabla 4.17. Parámetros y Criterios de Modelado Numérico de Aceptación de Procedimientos No Lineales-- Vigas de Concreto 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		LS	CP		
					Primary	Secondary				
LS	CP	LS	CP	LS	CP	LS	CP			
<b>i. Beams controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{\rho_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 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 ( $V_h$ ) 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.

Fuente: FEMA 356, 2000.



**Tabla 4.18. Parámetros y Criterios de Modelado Numérico de Aceptación de Procedimientos No Lineales— Columnas de Concreto 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>	$\frac{V}{b_w d_n \sqrt{f'_c}}$								
≤ 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>0</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

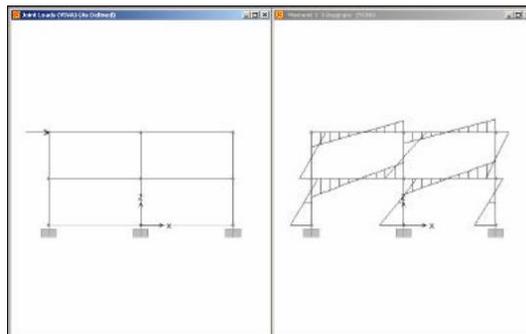
- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V<sub>s</sub>) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
- For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Fuente: FEMA 356, 2000.



#### 4.12.7. Criterio de Discretización

Los modelos a analizar deben ser discretizados para representar la respuesta Carga-Deformación de cada componente y así identificar zonas de comportamiento inelástico. Como el objetivo de esta tesis es estudiar el comportamiento global inelástico de las estructuras, se prescinde de realizar una discretización a lo largo de los elementos. Se puede demostrar analíticamente que los diagramas de momento en vigas y columnas ante una sollicitación horizontal que afecte a la estructura presentan sus máximos en los extremos de tales elementos, lo que señala una alta probabilidad de generar rótulas plásticas en estos puntos.



**Figura 4.48. Diagrama de Momento Típico (Derecha) para un Pórtico Sujeto a una Carga Horizontal (Izquierda).**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

En consecuencia, sólo se definirán rótulas plásticas en los extremos de los elementos “frame” con el objetivo de controlar el problema dentro de ciertos límites.



#### **4.12.8. Criterio de Elección de Rótulas**

Las estructuras a analizar se caracterizan por estar constituidas por elementos esbeltos. En consecuencia, se puede afirmar que el esfuerzo de corte no es predominante, siendo el esfuerzo por flexión para las vigas y la interacción entre el momento y la carga axial para las columnas, lo que controla la formación de rótulas plásticas en tales elementos. Por lo tanto, en este estudio no se considera la formación de rótulas por esfuerzo de corte.

#### **4.12.9. Modelado y Procesamiento de las Estructuras**

A continuación se presenta el procedimiento para la realización de los modelos y posterior procesamiento de acuerdo a lo indicado en el punto 4.12.3 y siguiendo los criterios descritos en los puntos posteriores.

El armado consignado en los modelos resulta del análisis y diseño de la estructura, realizado en la sección 4.11. En esta sección se estudia el desempeño de las estructuras, la capacidad que tienen los pórticos de incursionar en el rango inelástico.

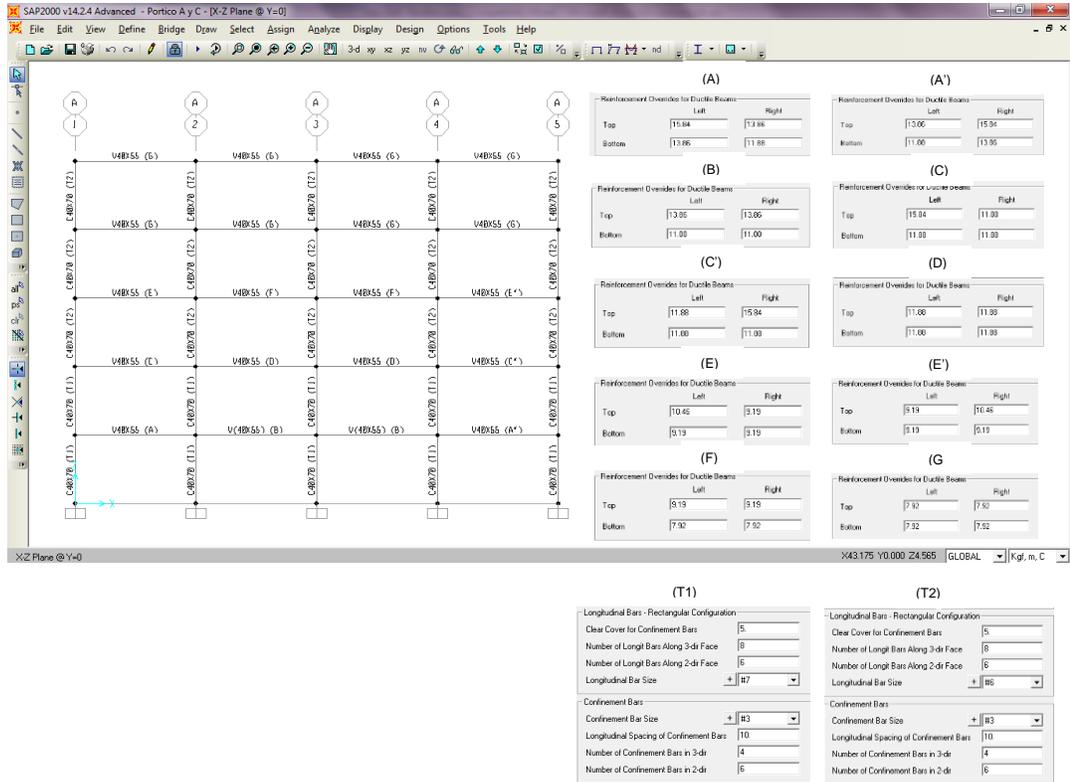
##### **4.12.9.1. Modelado y Procesamiento – Edificio 1**

###### **4.12.9.1.1. Creación de los Modelos**

Las figuras que se presentan a continuación corresponden a los pórticos que conforman el edificio 1. En la parte izquierda de las figuras se observa la geometría y secciones de pórtico y en la parte derecha, las áreas de acero de cada elemento.



## Capítulo IV. Presentación y Análisis de Resultado



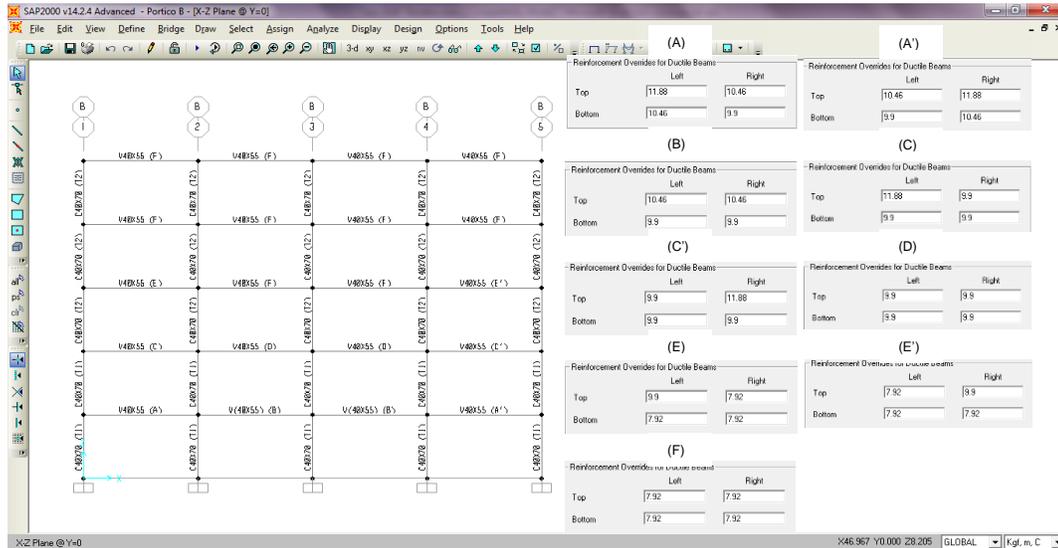
**Figura 4.49. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico A y C**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

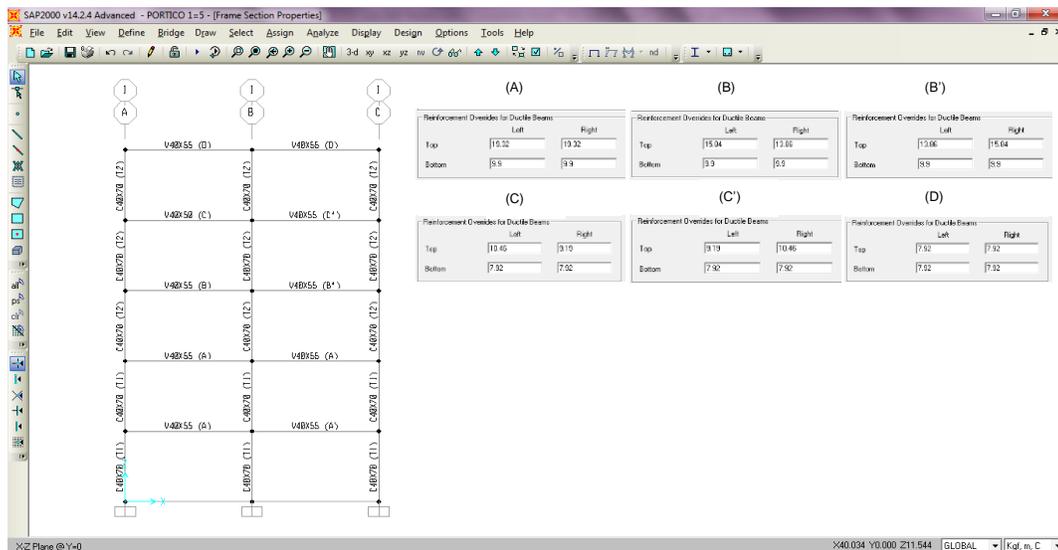
Las áreas de acero de las columnas se repiten en el resto de los pórticos mostrados a continuación:



## Capítulo IV. Presentación y Análisis de Resultado



**Figura 4.50. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico B**  
Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



**Figura 4.51. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico 1 y 5**  
Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

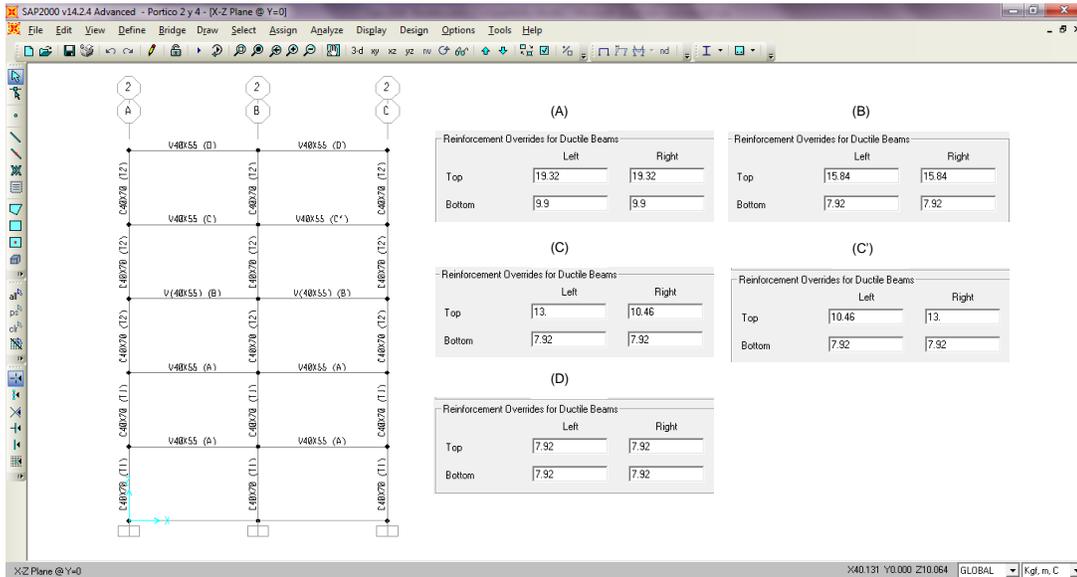


Figura 4.52. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico 2 y 4

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

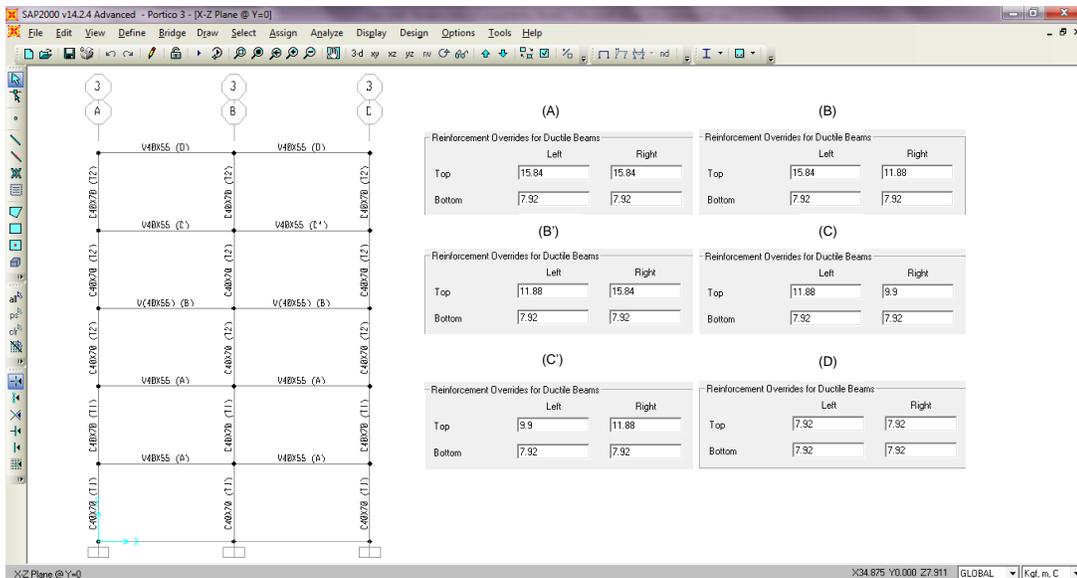


Figura 4.53. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico 3

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



#### 4.12.9.1.2. Definición de Patrones de Carga

Para el análisis no lineal se definen cuatro (4) patrones de carga. Estos patrones de carga corresponden a los mismos utilizados en el análisis dinámico: Carga muerta, carga viva, carga viva en techo, con la diferencia que se adiciona un patrón de carga que se denominará “Pushover” del tipo “Other” y con un factor multiplicador de cero.

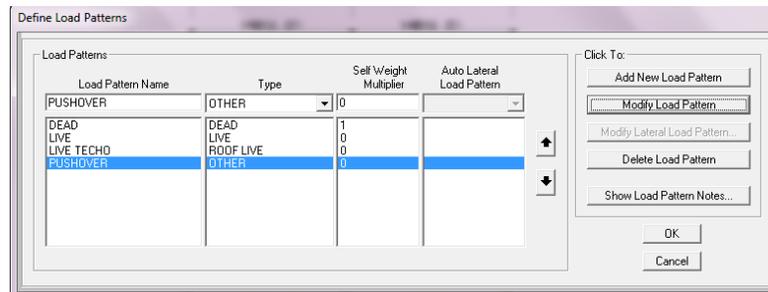


Figura 4.54. Definición de Patrones de Carga

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

Seguidamente se asignan las cargas por metro lineal de acuerdo al análisis de carga realizado anteriormente.

Las losas del edificio 1 están armadas en una dirección y las vigas de carga corresponden a los pórticos orientados en el sentido “Y”, por lo que los pórticos orientados en el sentido “X” sólo se analizarán por carga muerta de los elementos y la carga asignada “Pushover”.

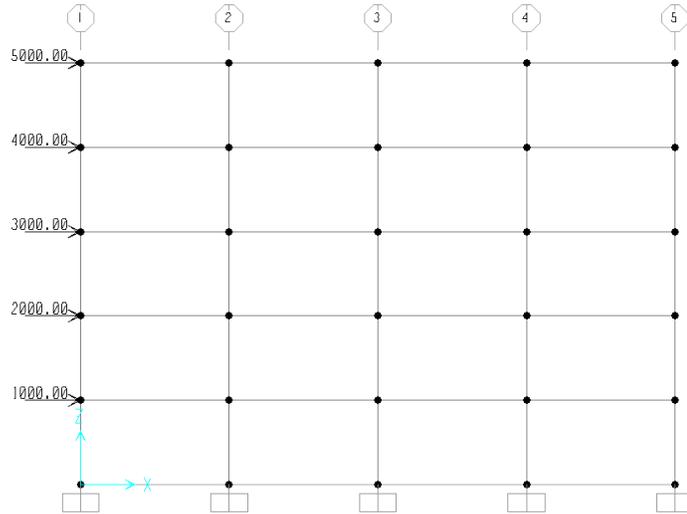


Figura 4.55. Cargas Asignadas – Pórticos A al C.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

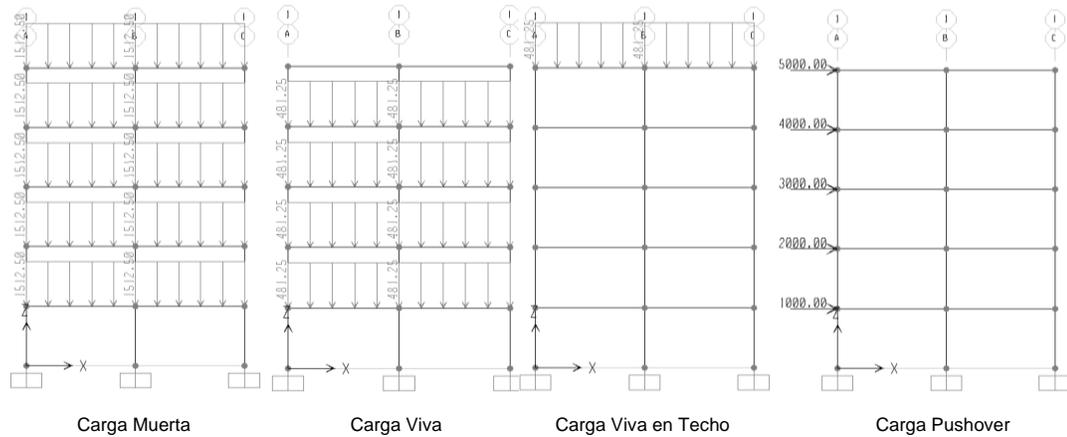
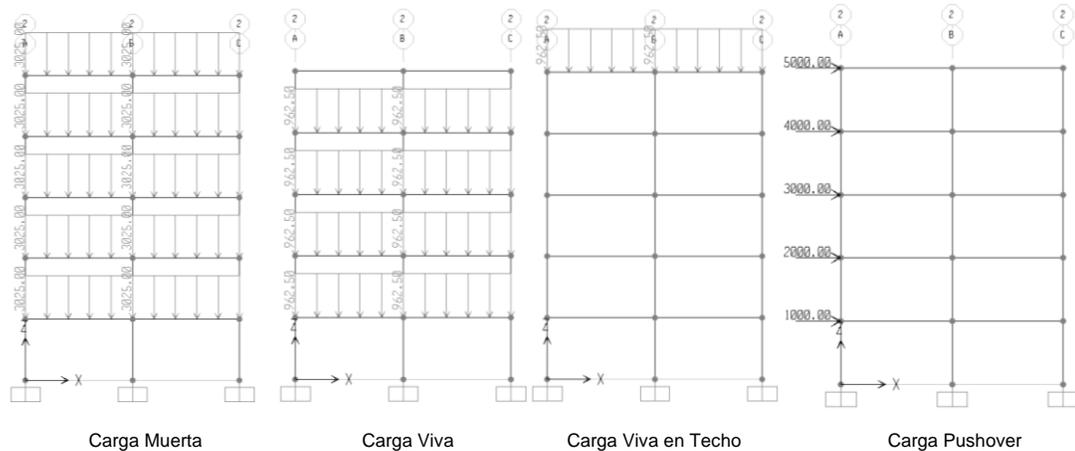


Figura 4.56. Cargas Asignadas – Pórticos 1 y 5.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



**Figura 4.57. Cargas Asignadas – Pórticos 2, 3 y 4.**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

#### 4.12.9.1.3. Definición de Casos de Carga

El procesamiento de los pórticos se realizará con 3 casos de carga:

Modal: El análisis modal dependerá de los modos de vibración de la estructura que permitan la participación del 90% de la masa total.

CGNL: Corresponde a un nuevo caso de carga que se denominará “Carga Gravitacional No Lineal”, el tipo de análisis es no Lineal, la condición inicial será cero “0”, la carga muerta tendrá un factor multiplicador de 1.1 y las cargas vivas de 0.25 tal como lo indica el documento FEMA 356, y como se explicó en la sección 4.12.5 de este estudio.

PUSHOVER (AENL): El caso de carga correspondiente a Pushover, lo llamaremos Análisis Estático No Lineal (AENL), el tipo de análisis es no lineal, parte del estado de carga gravitaciones (CGNL), y el factor multiplicador será 1. La aplicación de la carga será por control de



desplazamiento, donde fijamos el nodo de control (en todos los casos estudiados corresponderá al nodo superior derecho) y le permitimos un desplazamiento igual al máximo dado en las tablas 4.10 y 4.14, correspondientes a los edificios 1 y 2 respectivamente, según el sismo en X e Y. De esta manera podrá evaluarse el desempeño de la estructura para el desplazamiento permitido de acuerdo al diseño realizado.

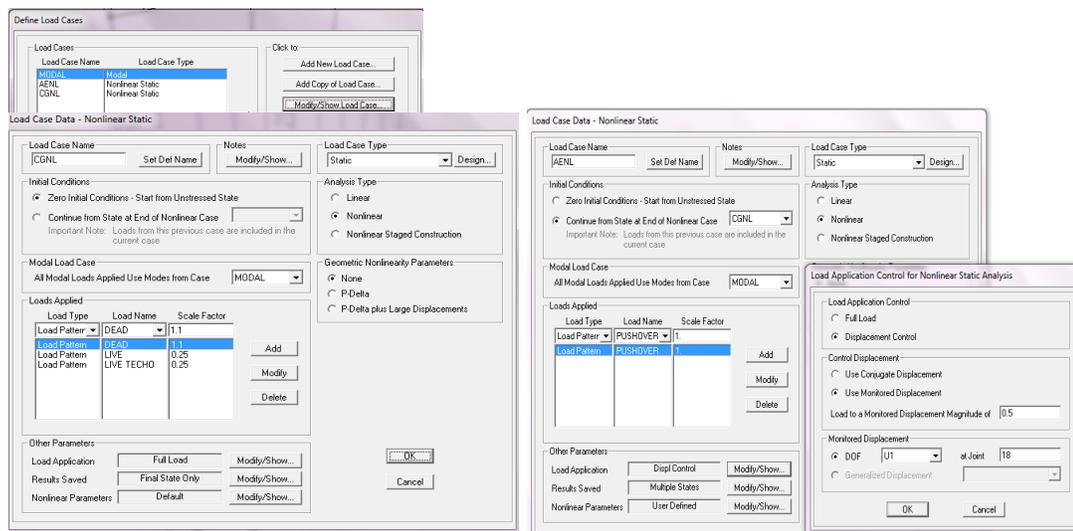


Figura 4.58. Definición de los Casos de Carga

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

En forma general, se realizará un análisis adicional permitiendo un desplazamiento exagerado de 50 centímetros con el fin de llevar la estructura al colapso y así poder observar la curva de capacidad y comparar en que rango de la curva se encuentra el desplazamiento permitido en el diseño.

#### 4.12.9.1.4. Definición y Asignación de Rótulas Plásticas

La definición y asignación de las rótulas plásticas se rigen por lo explicado en la sección 4.12.6, considerando en este caso todos los



elementos como primarios y asumiendo que las rótulas se forman al 5% y al 95% de la luz total del elemento. En un primer paso se asignan las rótulas plásticas a las vigas, se selecciona la tabla 4.17 correspondiente a vigas de concreto armado y la carga la obtendrá a partir de la carga gravitacional no lineal (CGNL). Y en un segundo paso a las columnas, se asignan las rótulas a las columnas, seleccionando la tabla 4.18 que contempla las columnas de concreto armado y la carga la obtendrá a partir del análisis estático no lineal (AENL).

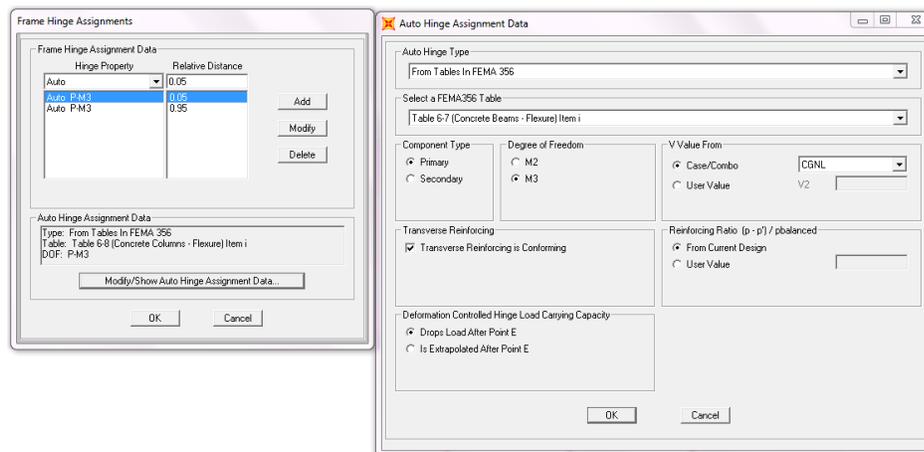


Figura 4.59. Definición de Rótulas Plásticas en Vigas

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

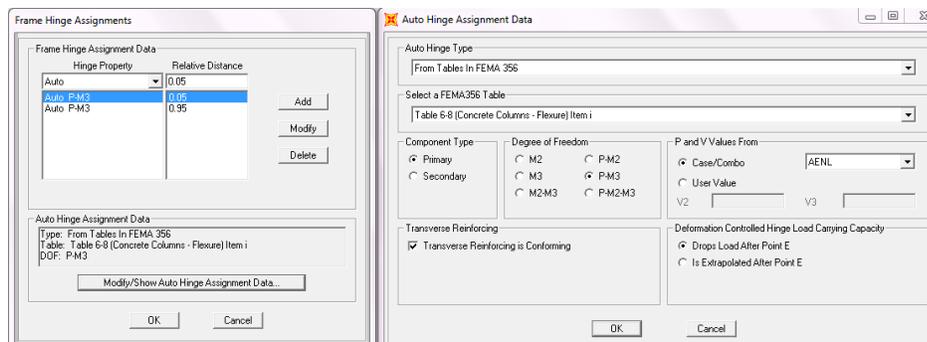


Figura 4.60. Definición de Rótulas Plásticas en Columnas

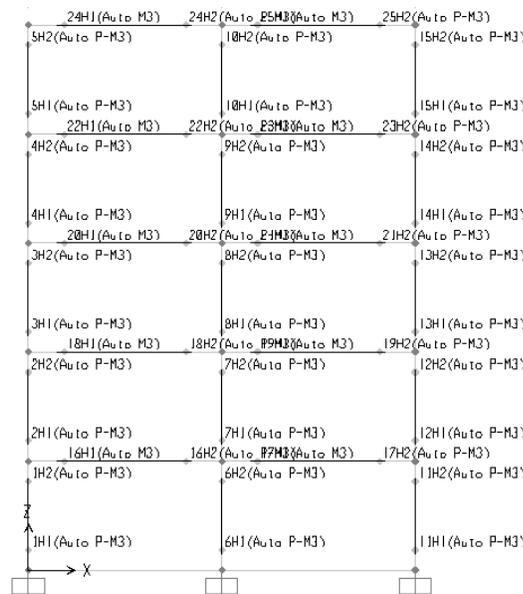
Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



## Capítulo IV. Presentación y Análisis de Resultado



Pórticos en Dirección X



Pórticos en Dirección Y

Figura 4.61. Rótulas Plásticas en los Elementos

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



#### 4.12.9.1.5. Análisis Pushover y Revisión de los Resultados

Para proceder al análisis se incorpora el espectro correspondiente a las condiciones locales del sitio donde se encuentra la edificación. En este documento se describe el espectro en la sección 4.7 correspondiente a los datos sísmicos. Luego de esto, se procede a correr la estructura en el programa para realizar el análisis los resultados.

La tabla 4.11 muestra los desplazamientos obtenidos de un análisis que permite incursiones en el rango inelástico al estar afectados por un factor de reducción de respuesta. Con estos valores, pueden obtenerse los desplazamientos estimados durante un proceso de deformación elástica, lo que permite interpretar los resultados obtenidos en el análisis Pushover.

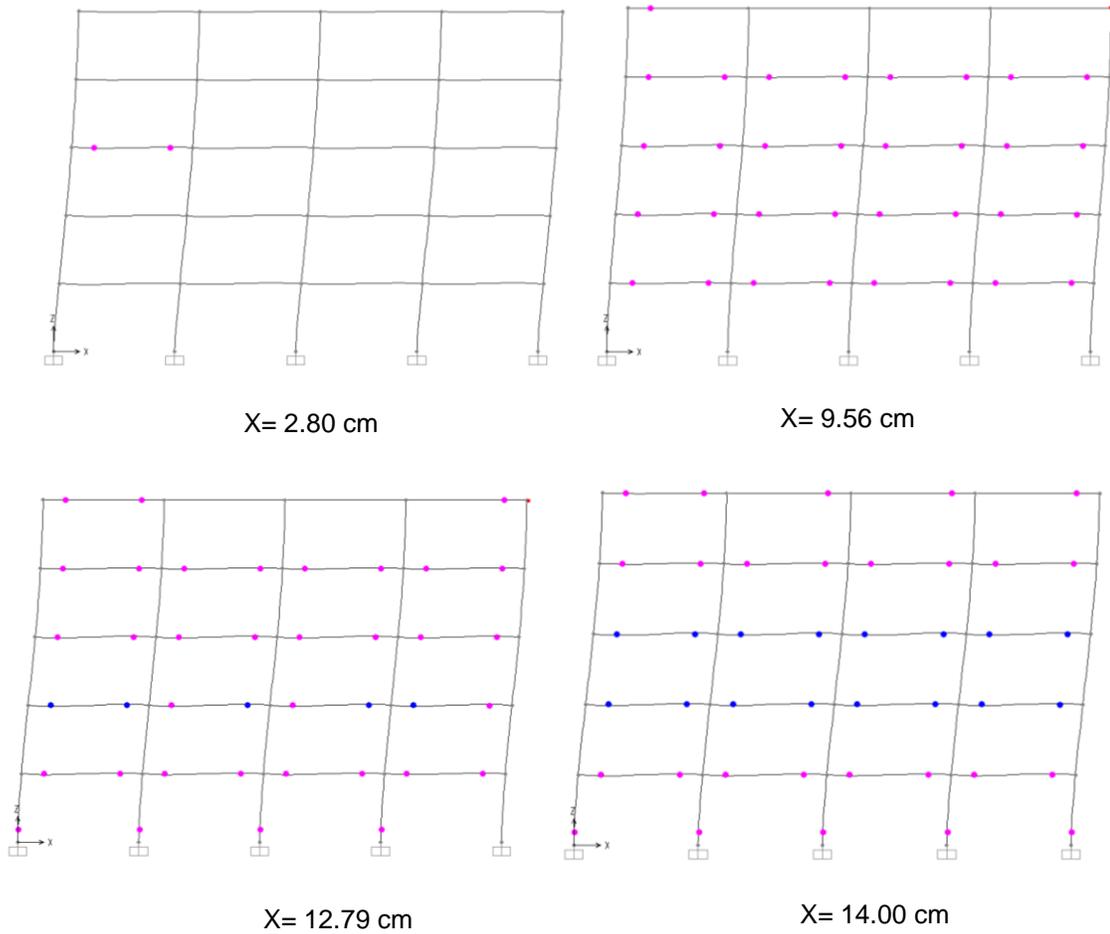
**Tabla 4.19. Desplazamientos Permitidos en el Diseño para Deformaciones que Incursionan en el Rango Elástico. Edificio Nro. 1**

Edificio No. 1			
Pórticos en X			
Nivel	$\Delta_{inelástico}$ (cm)	R	$\Delta_{elástico} = \Delta_{inelástico} * R^{0.8}$ (cm)
5	2.13	6	10.22
4	1.93	6	9.26
3	1.57	6	7.54
2	1.07	6	5.14
1	0.49	6	2.35
Pórticos en Y			
Nivel	$\Delta_{inelástico}$	R	$\Delta_{elástico} = \Delta_{inelástico} * R^{0.8}$
5	2.13	6	10.22
4	1.93	6	9.26
3	1.57	6	7.54
2	1.07	6	5.14
1	0.49	6	2.35

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

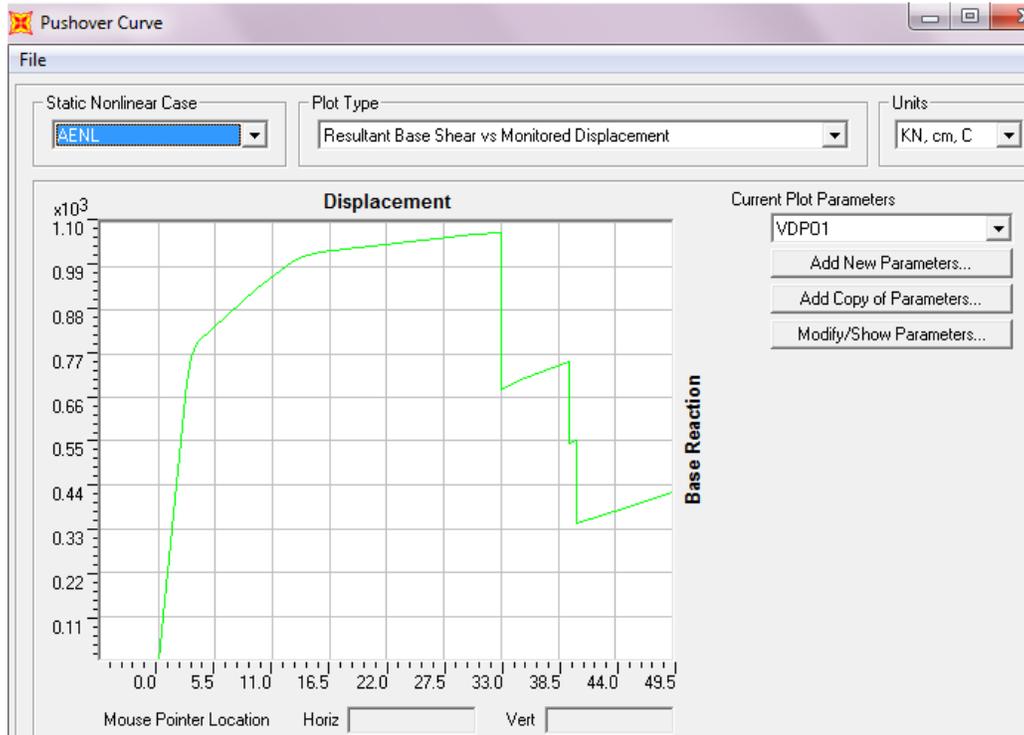


### Pórtico A y C



**Figura 4.62. Análisis Pushover – Pórticos “A y C” Edificio Nro. 1**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

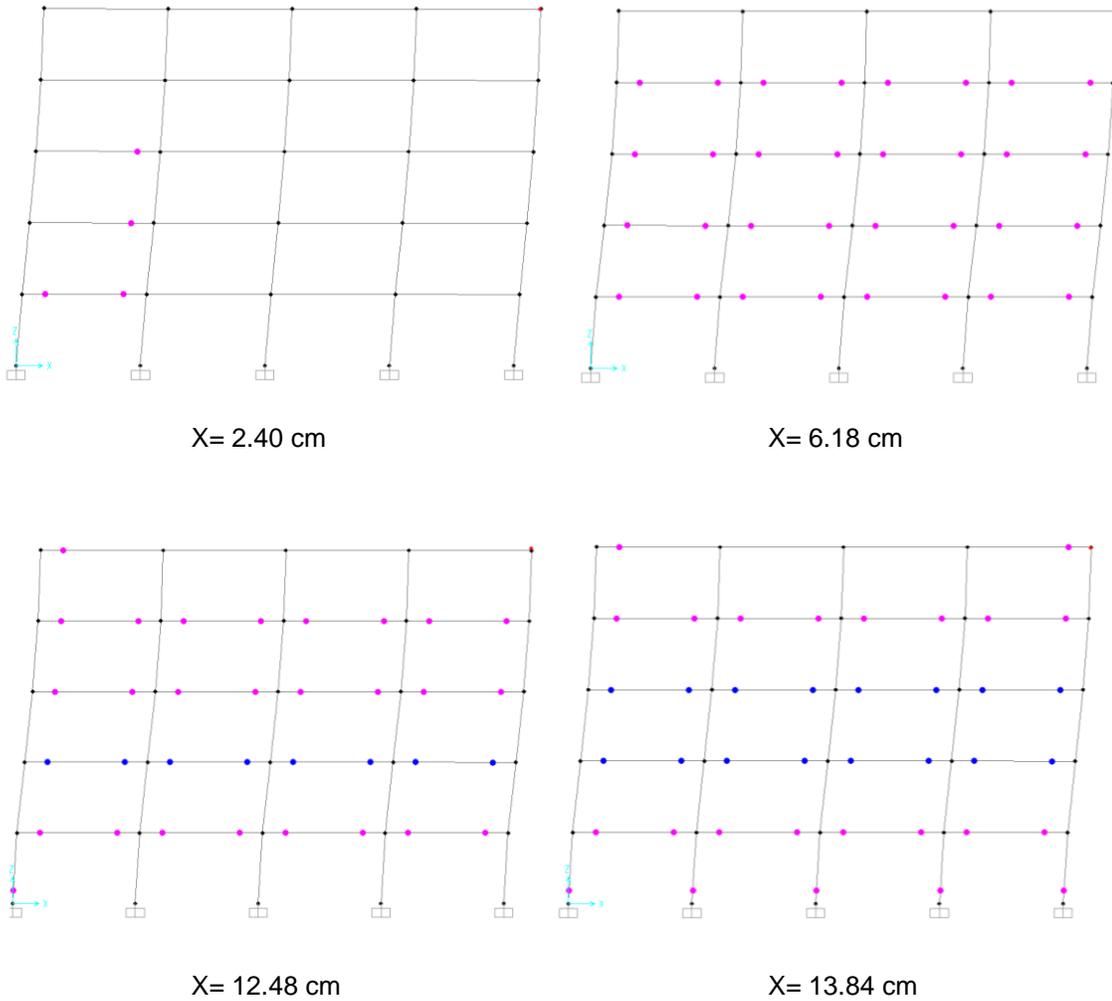


**Figura 4.63. Curva Pushover – Pórticos “A y C” Edificio Nro. 1**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

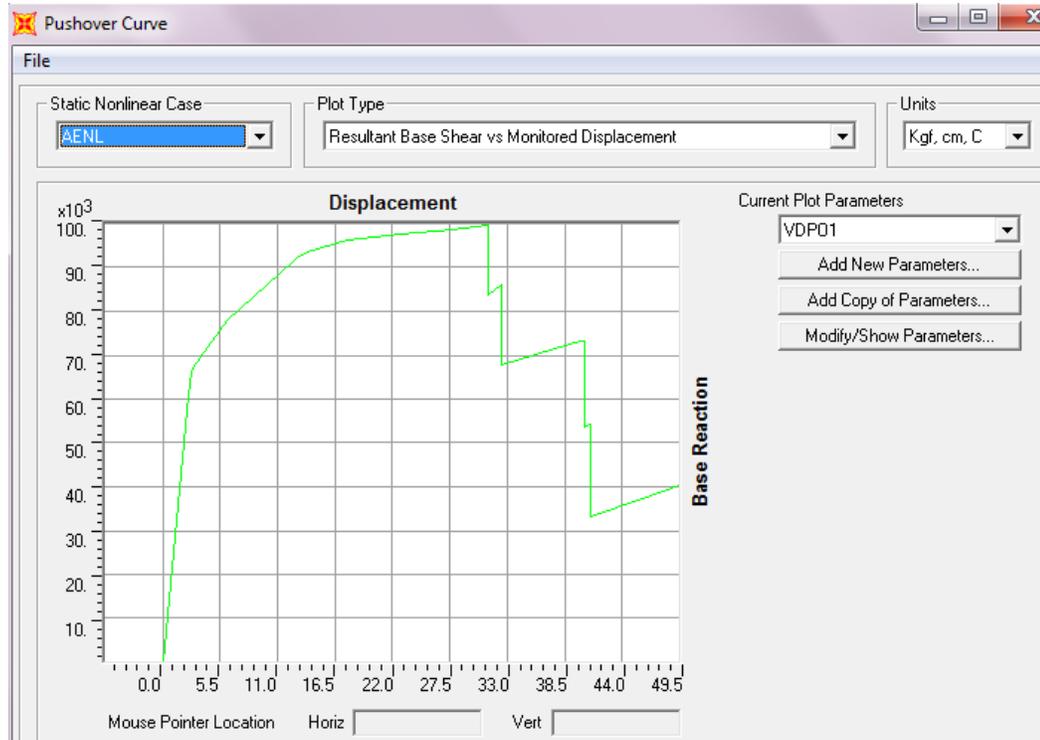


### Pórtico B



**Figura 4.64. Análisis Pushover – Pórtico “B” Edificio Nro. 1**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

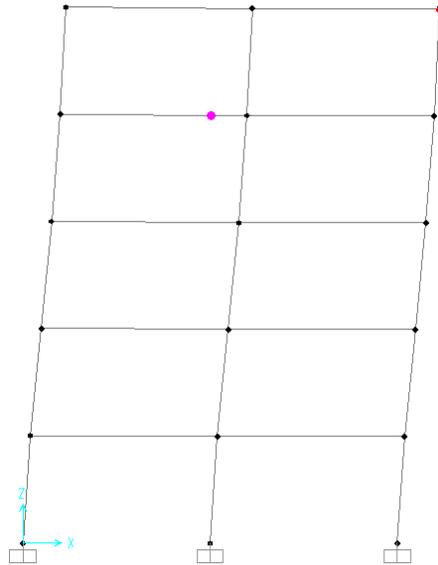


**Figura 4.65. Curva Pushover – Pórtico “B” Edificio Nro. 1**

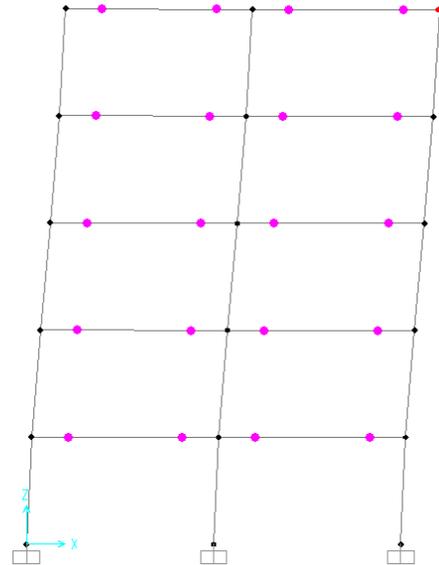
Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



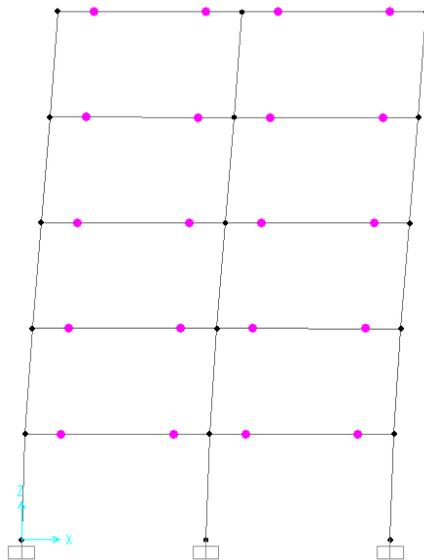
### Pórticos 1 y 5



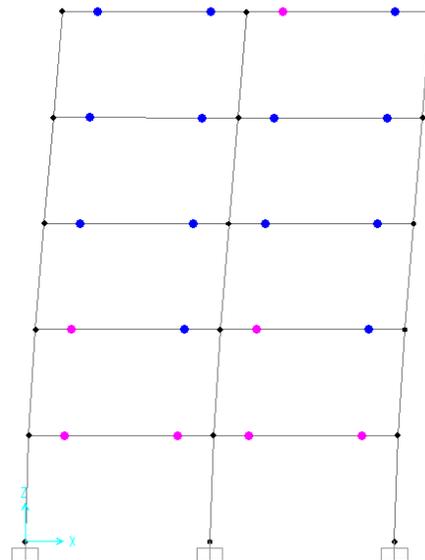
Y= 2.47 cm



Y= 5.73 cm



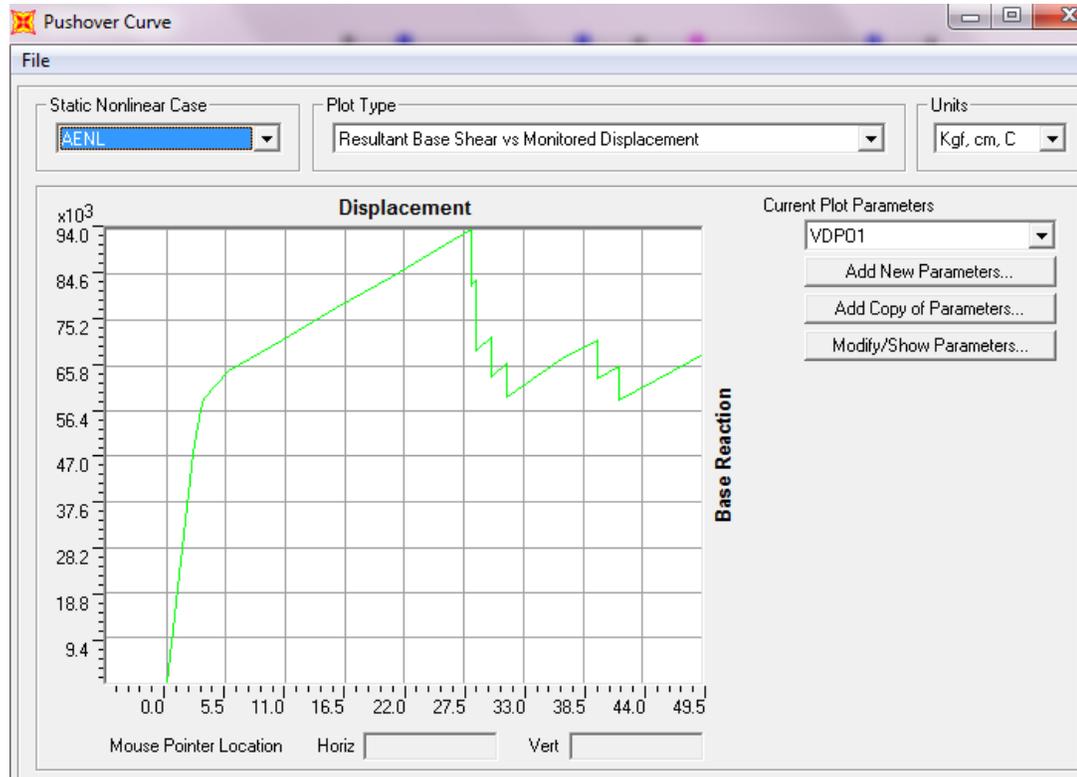
Y= 10.73 cm



Y= 15.73 cm

**Figura 4.66. Análisis Pushover – Pórticos “1 y 5” Edificio Nro. 1**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

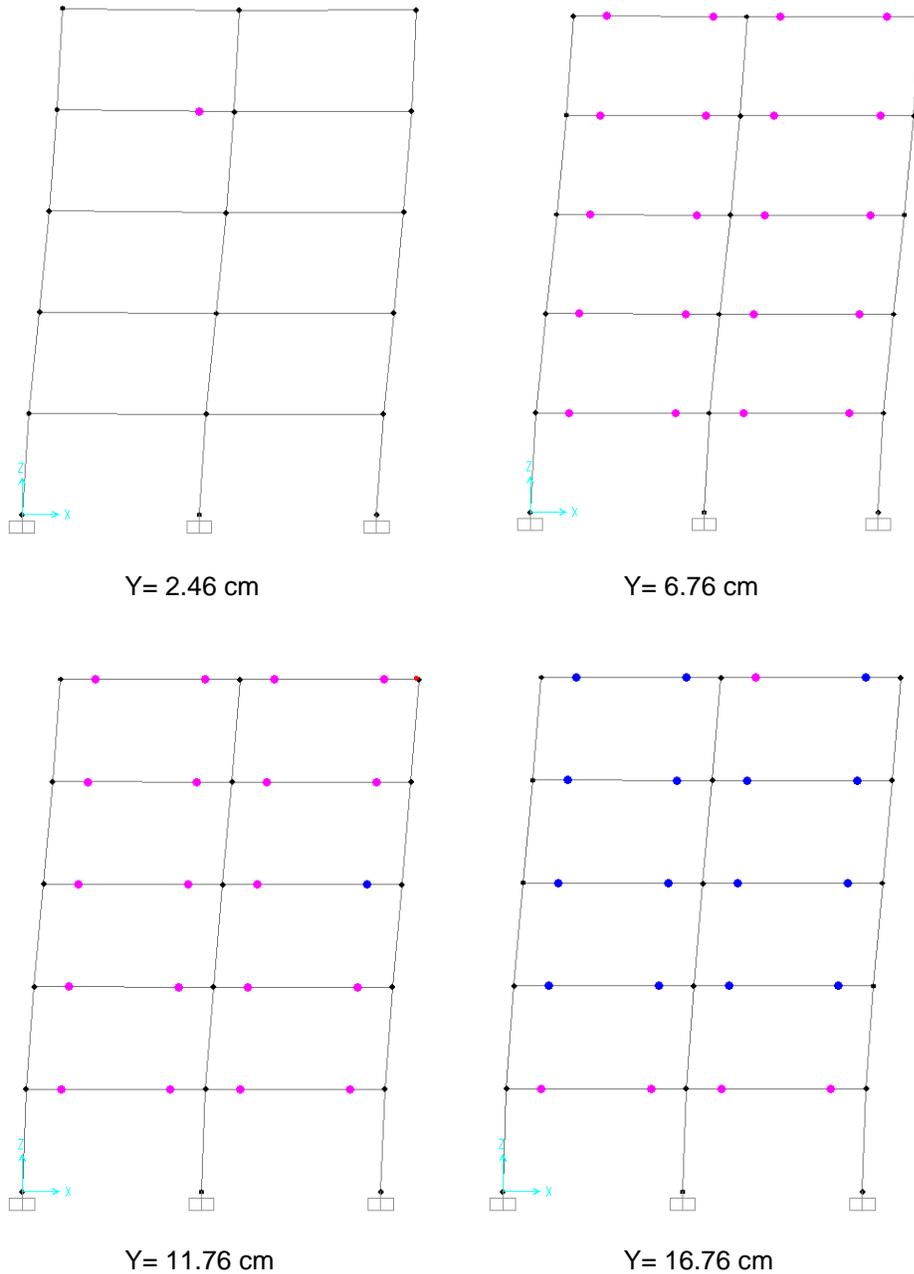


**Figura 4.67. Curva Pushover – Pórticos “1 y 5” Edificio Nro. 1**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

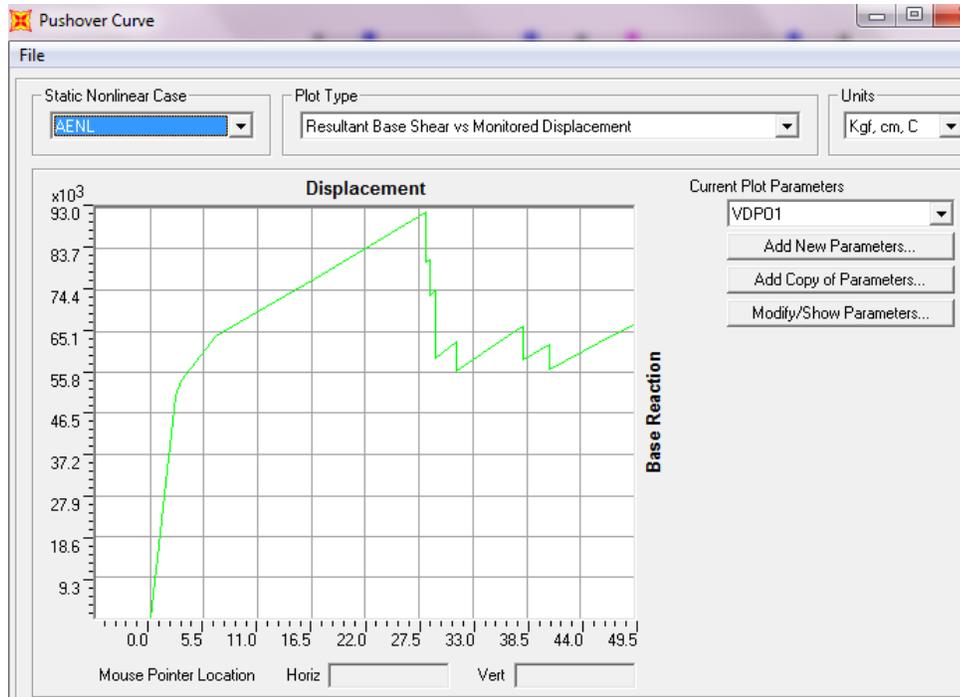


### Pórticos 2 y 4



**Figura 4.68. Análisis Pushover – Pórticos “2 y 4” Edificio Nro. 1**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

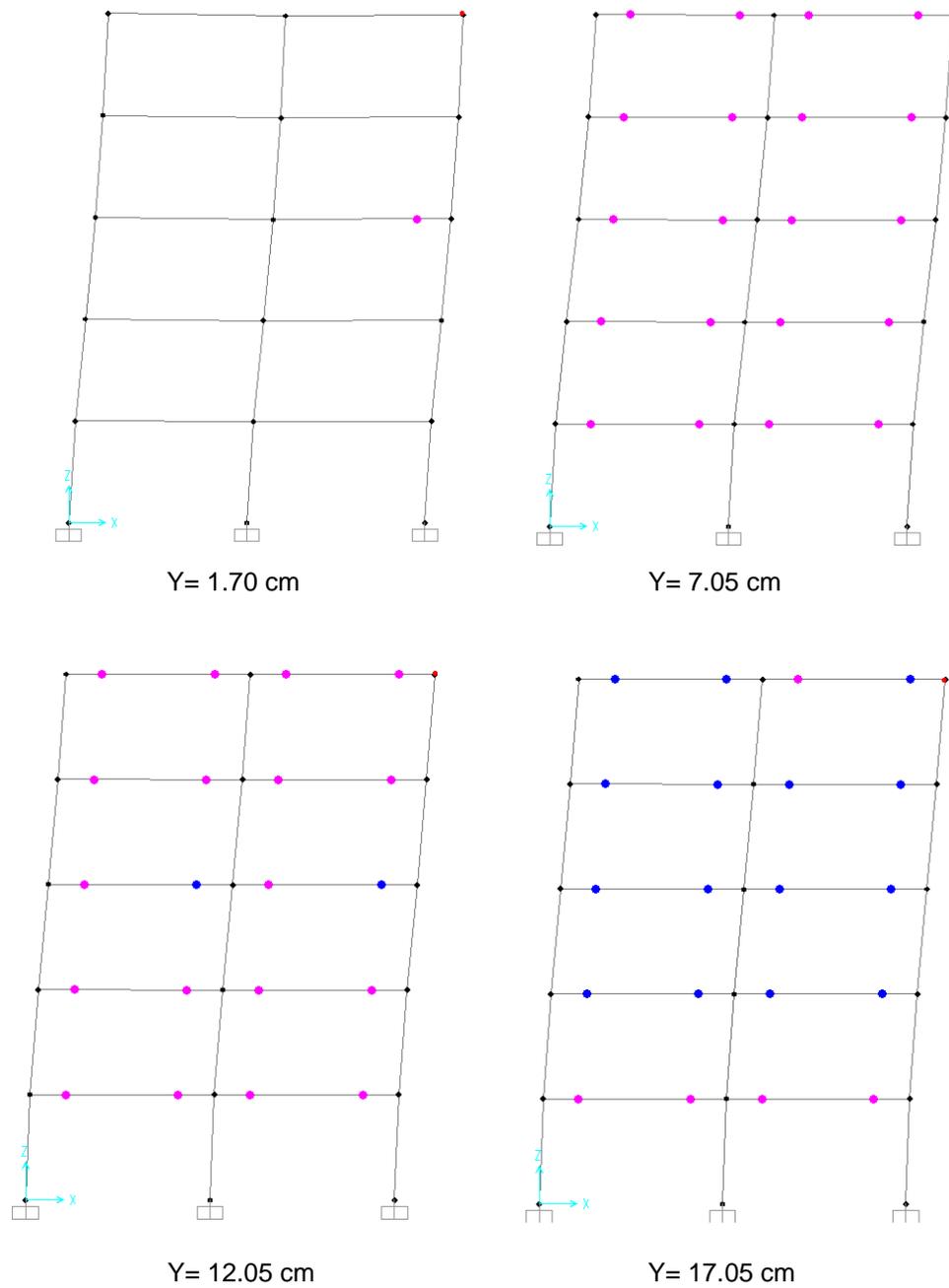


**Figura 4.69. Curva Pushover – Pórticos “2 y 4” Edificio Nro. 1**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

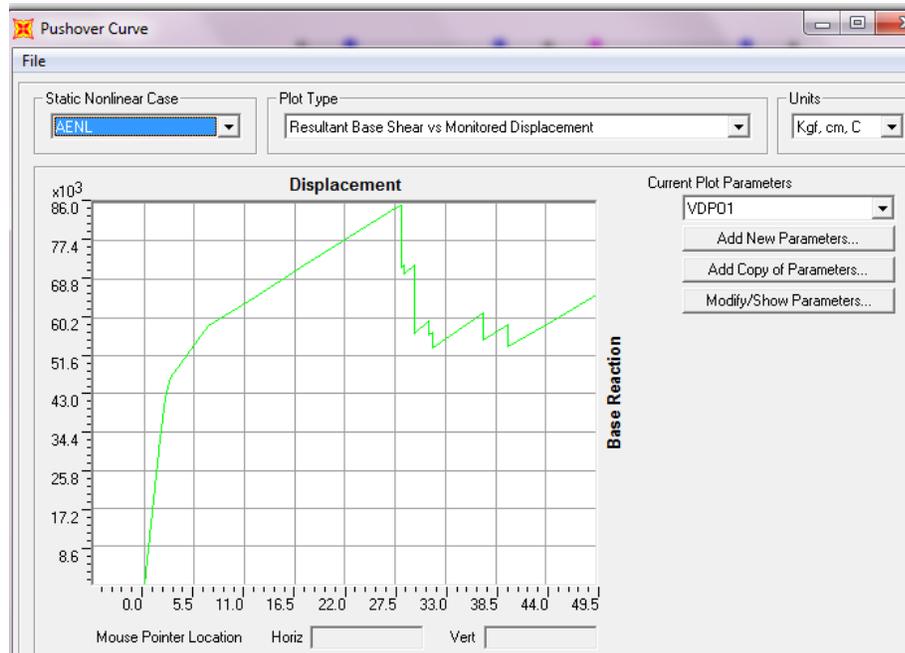


### Pórtico 3



**Figura 4.70. Análisis Pushover – Pórtico “3” Edificio Nro. 1**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



**Figura 4.70. Curva Pushover – Pórtico “3” Edificio Nro. 1**

**Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.**

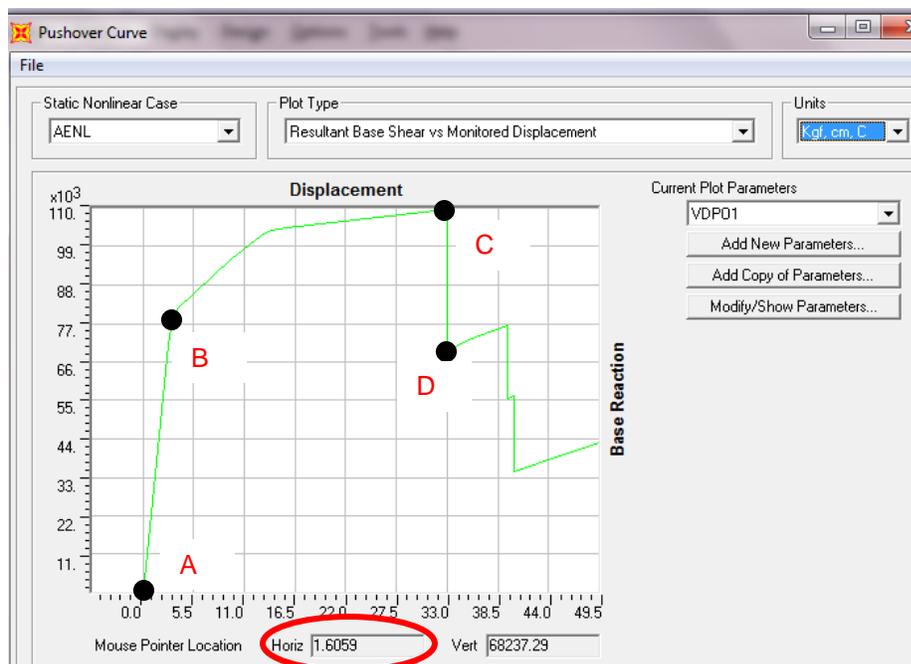
Al observar el comportamiento de los pórticos que conforman la estructura del edificio Nro. 1 en las figuras Nro. 4.62, 4.64, 4.66, 4.68 y 4.70, puede notarse que la primera aparición de rotulas en todos los casos ocurre en las vigas, y que a medida que aumenta el desplazamiento, aumenta la aparición de éstas.

Puede observarse también, que para el desplazamiento máximo permitido en el diseño,  $x = 10.22$  cm, no aparecen rótulas en las columnas, lo que significa que el diseño cumple con el comportamiento deseado. Sin embargo, al superar el máximo desplazamiento permitido en el diseño, la primera aparición de rótulas plásticas en las columnas, en algunos pórticos, ocurre antes de rotular las vigas en techo, por lo que sería importante acotar como recomendación un aumento del acero en las columnas que obligue a



que la aparición de las rotulas en las columnas ocurra luego de fallar todas las vigas.

Al analizar la curva de capacidad de los pórticos, se observa que la misma es característica de un sistema dúctil. En el eje horizontal se lee el desplazamiento y en el vertical la reacción en la base. En la primera rama de la curva se refleja la primera fluencia, la cual corresponde a un comportamiento elástico (hasta 60 Ton de cortante basal), en la segunda rama ocurren los daños inelásticos (entre 60 y 90 Ton aproximadamente de cortante basal). Al final de la segunda rama, la curva desciende drásticamente, lo que se traduce en el colapso de la estructura, en este caso puede leerse cuando el nodo de control se desplaza alrededor de 30 cm con 100 ton de reacción en la base.



A-B: Rama Elástica; B-C: Rama Plástica; C-D: Colapso

Figura 4.71. Curva Demanda – Capacidad. Edificio Nro. 1

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



Otro tópico importante, es conocer qué pasa con la ductilidad de la edificación. La ductilidad puede conocerse fácilmente partiendo de la curva Pushover, es la relación existente en el punto donde la estructura alcanza la cedencia (finalización de las deformaciones inelásticas) entre el punto donde finalizan las deformaciones elásticas. Como referencia, al observar la figura 4.71 puede traducirse que la ductilidad se define como:

$$\text{Ductilidad} = C / B$$

La ductilidad de la edificación Nro. 1 asumida durante el diseño es de 6, por ser una estructura completamente regular y con un desplazamiento máximo donde no se permite la aparición de rotulas plásticas en las columnas. Según lo antes dicho se comprueba que:

$$\text{Ductilidad}_{(\text{Inicial})} = 10.22 \text{ cm} / 1.6059 \text{ cm}$$

$$\text{Ductilidad}_{(\text{Inicial})} = \mathbf{6.36}$$

La ductilidad final de la estructura podemos obtenerla de las curvas Pushover, tomando como C, el valor donde todas las columnas han rotulado:

$$\text{Ductilidad}_{(\text{Final})} = 13.80 \text{ cm} / 1.6059 \text{ cm}$$

$$\text{Ductilidad}_{(\text{Final})} = \mathbf{8.59}$$

Al comparar los valores de ductilidad inicial y ductilidad final es fácil concluir que la ductilidad después del diseño aumenta considerablemente, resultado que puede observarse en la curva Pushover, donde luego de finalizar las deformaciones elásticas la estructura va perdiendo la capacidad de



deformarse pero va aumentando la resistencia, hasta agotar la resistencia y producirse el colapso.

### 4.12.9.2. Modelado y Procesamiento – Edificio 2

#### 4.12.9.2.1. Creación de los Modelos

Las figuras que se presentan a continuación corresponden a los pórticos que conforman el edificio 2. En la parte izquierda de las figuras se observa la geometría y secciones del pórtico y en la parte derecha, las áreas de acero de cada elemento.

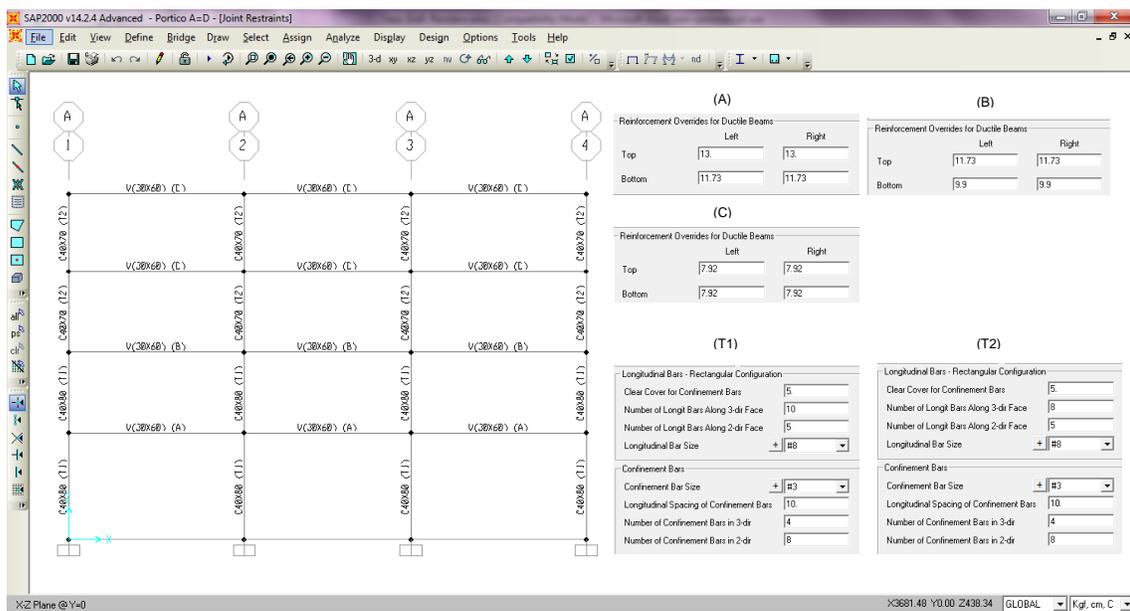


Figura 4.72. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico A y D

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



Las áreas de acero de las columnas se repiten en el resto de los pórticos mostrados a continuación:

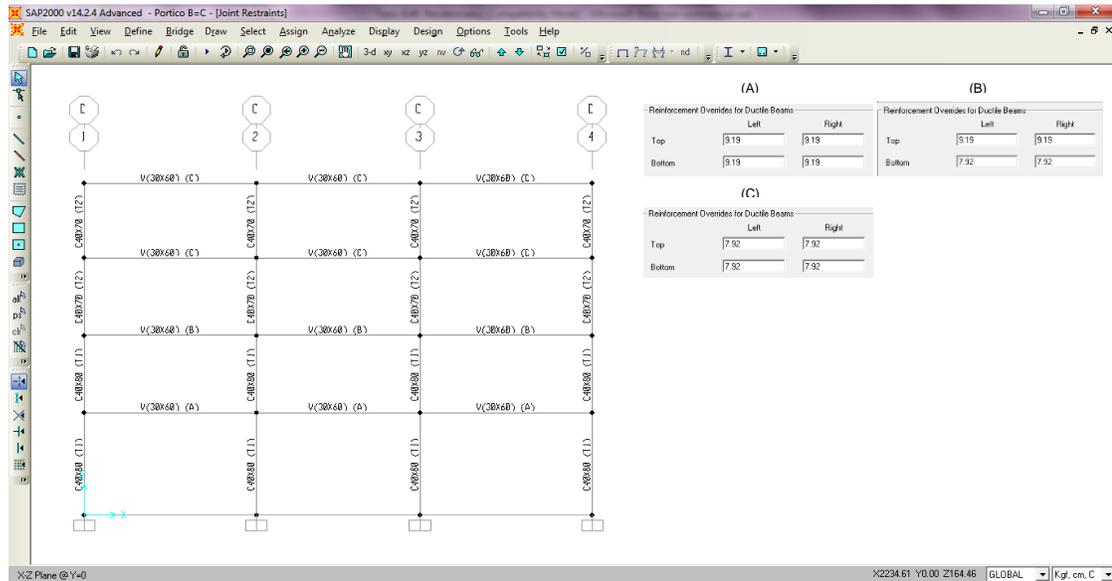
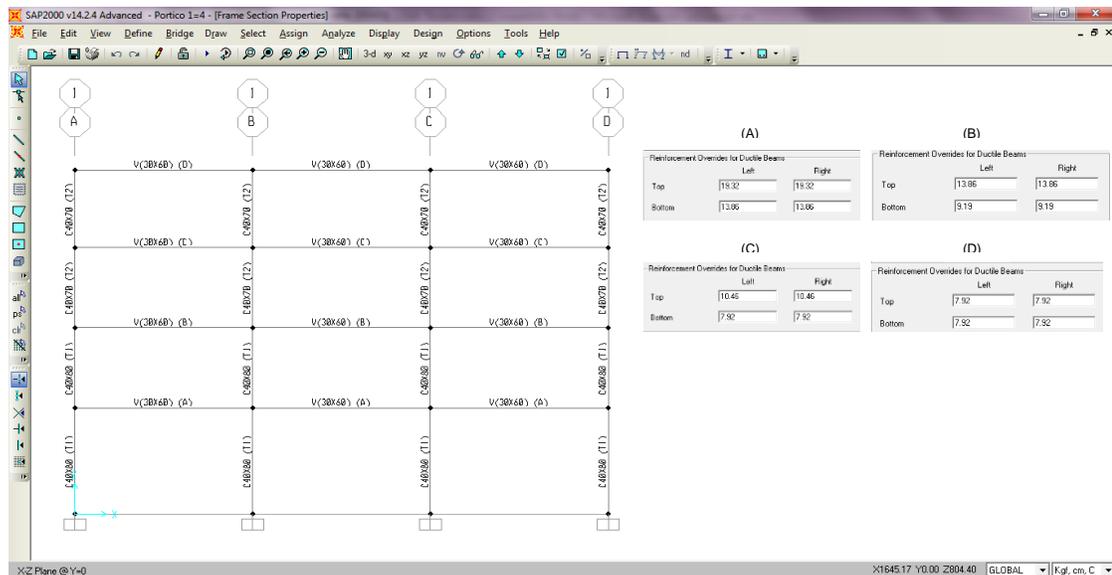


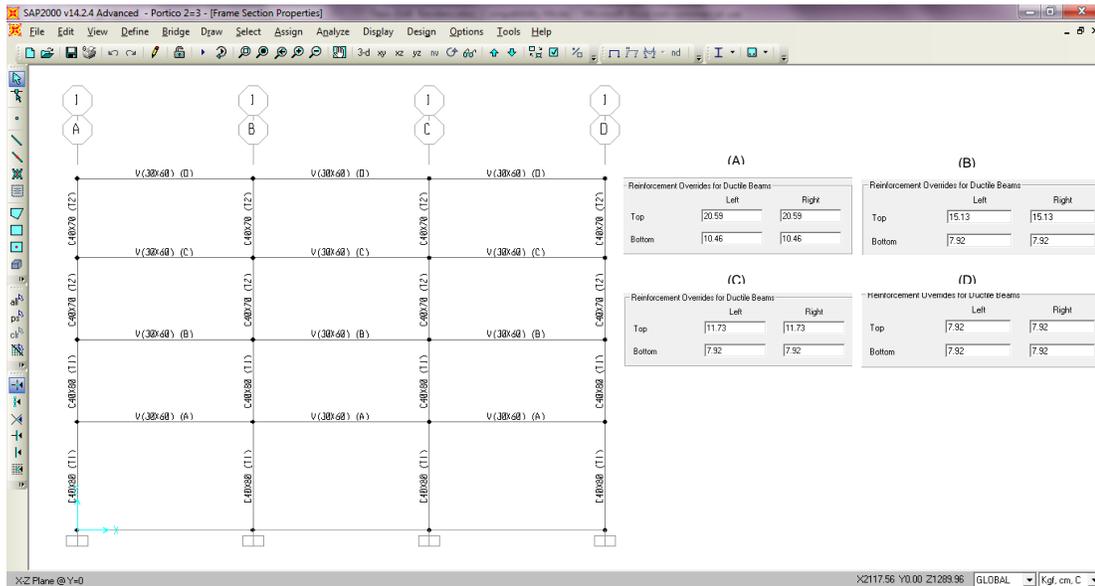
Figura 4.73. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico B y C

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.





**Figura 4.74. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico 1 y 2**  
Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



**Figura 4.75. Secciones y Áreas de Acero en Elementos del Pórtico 3 y 4**  
Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

#### 4.12.9.2.2. Definición de Patrones Carga

Para el análisis no lineal se definen cuatro (4) patrones de carga: Carga muerta, viva, viva en techo y la carga Pushover. Estos patrones de carga corresponden a los mismos utilizados en el Edificio 1. Pueden leerse en el punto 4.12.9.1.2 del presente estudio.

Las losas del edificio 2 esta armadas en una dirección y las vigas de carga corresponden a los pórticos orientados en el sentido “Y”, por lo que los pórticos orientados en el sentido “X” sólo se analizarán por carga propia de los elementos y la carga asignada “Pushover”.

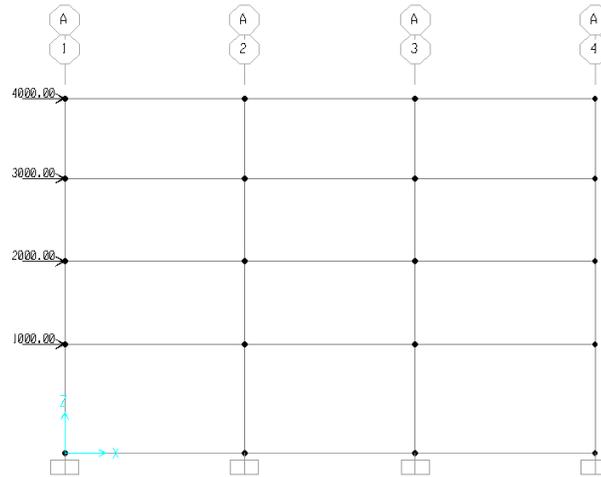


Figura 4.76. Cargas Asignadas – Pórticos A al D.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

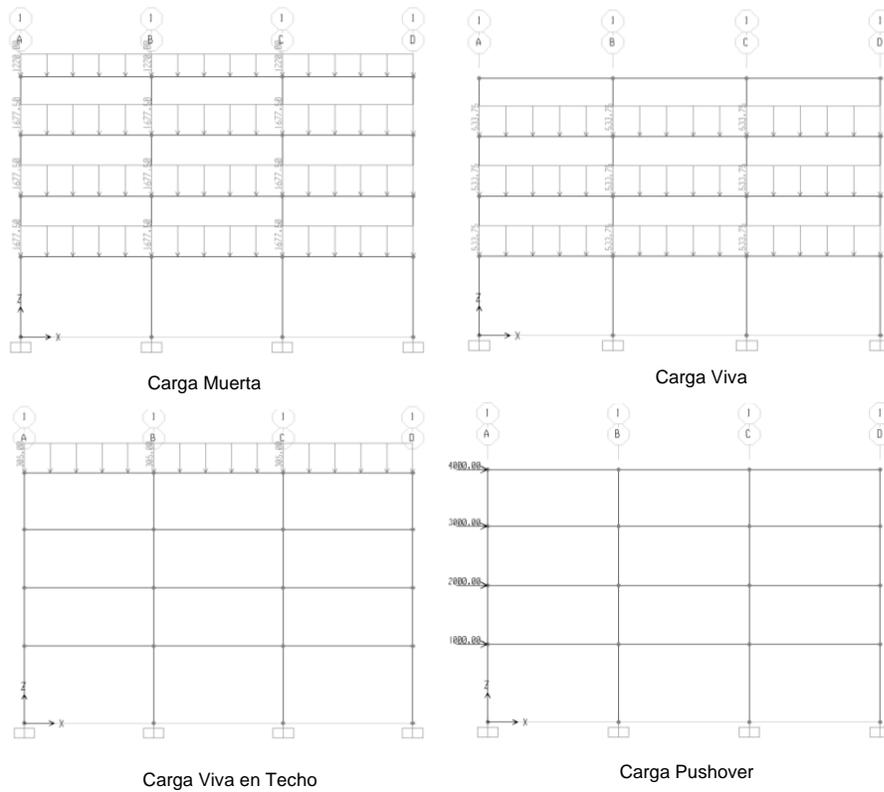
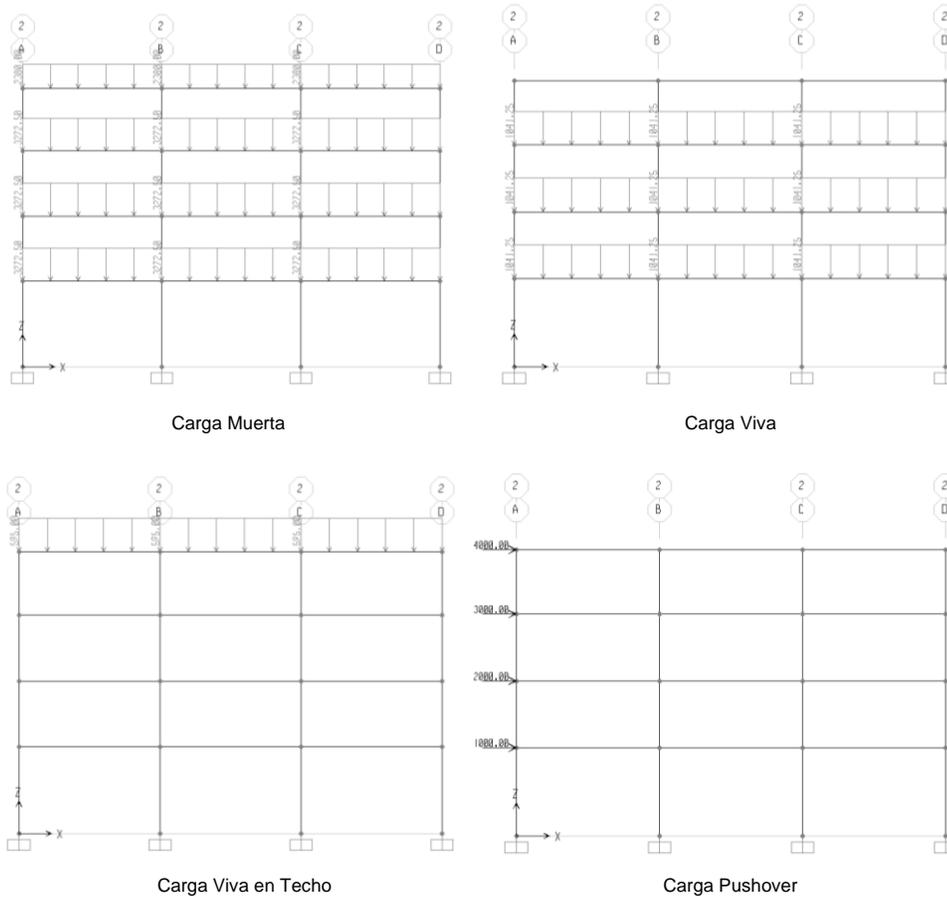


Figura 4.77. Cargas Asignadas – Pórticos 1 y 4.

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

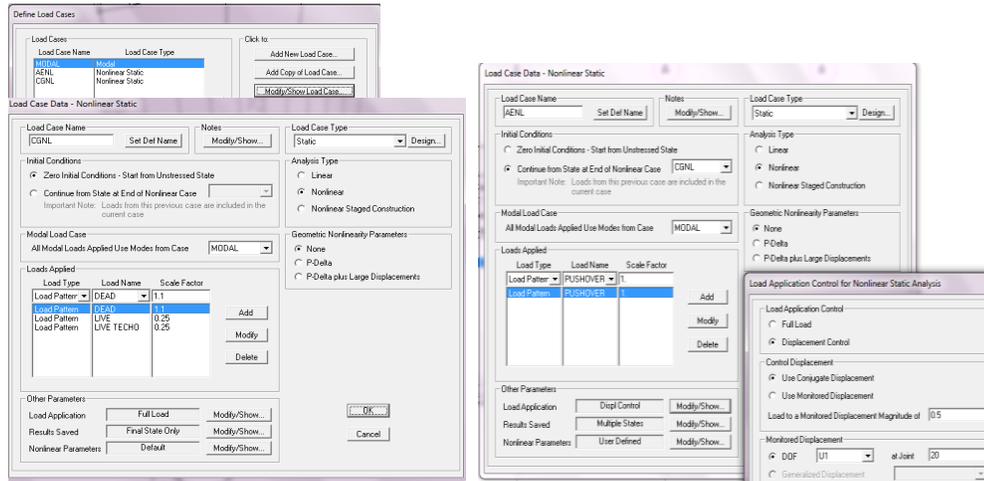


**Figura 4.78. Cargas Asignadas – Pórticos 2 y 3.**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

#### 4.12.9.2.3. Definición de Casos de Carga

El procesamiento de los pórticos se realizará con 3 casos de carga: Modal, CGNL “Carga Gravitacional No Lineal”, Pushover (AENL). Estos casos se explican detalladamente en el punto 4.12.9.1.3 del presente estudio.



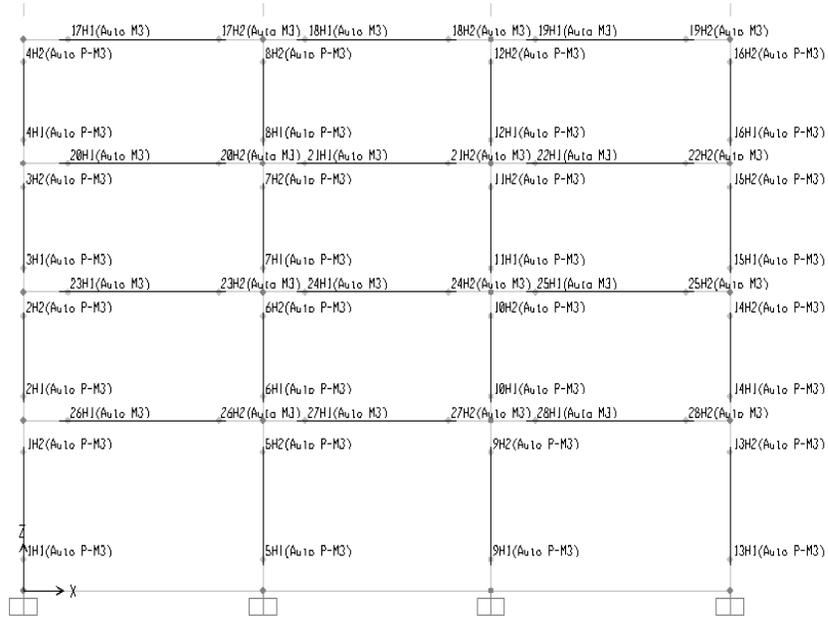
**Figura 4.79. Definición de los Casos de Carga**  
Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

#### 4.12.9.2.4. Definición y Asignación de Rótulas Plásticas

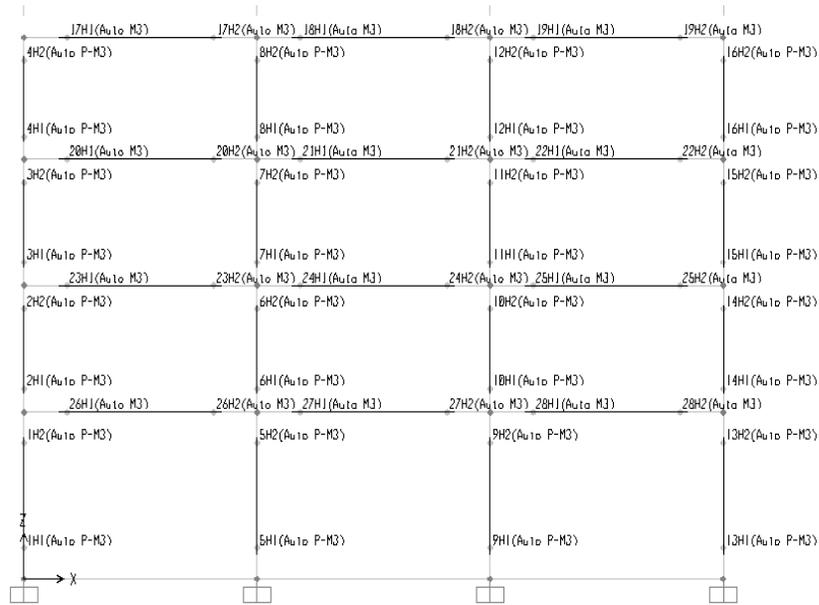
La definición y asignación de las rótulas plásticas se rigen por lo explicado en la sección 4.12.6, como referencia puede verse el punto 4.12.1.3.4.



## Capítulo IV. Presentación y Análisis de Resultado



Pórticos en dirección X



Pórticos en dirección Y

**Figura 4.80. Rótulas Plásticas en los Elementos**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



#### 4.12.9.2.5. Análisis Pushover y Revisión de los Resultados

Para proceder al análisis se incorpora el espectro correspondiente a las condiciones locales del sitio donde se encuentra la edificación. En este documento se describe el espectro en la sección 4.7 correspondiente a los datos sísmicos. Luego de esto se procede a correr la estructura en el programa para luego interpretar los resultados.

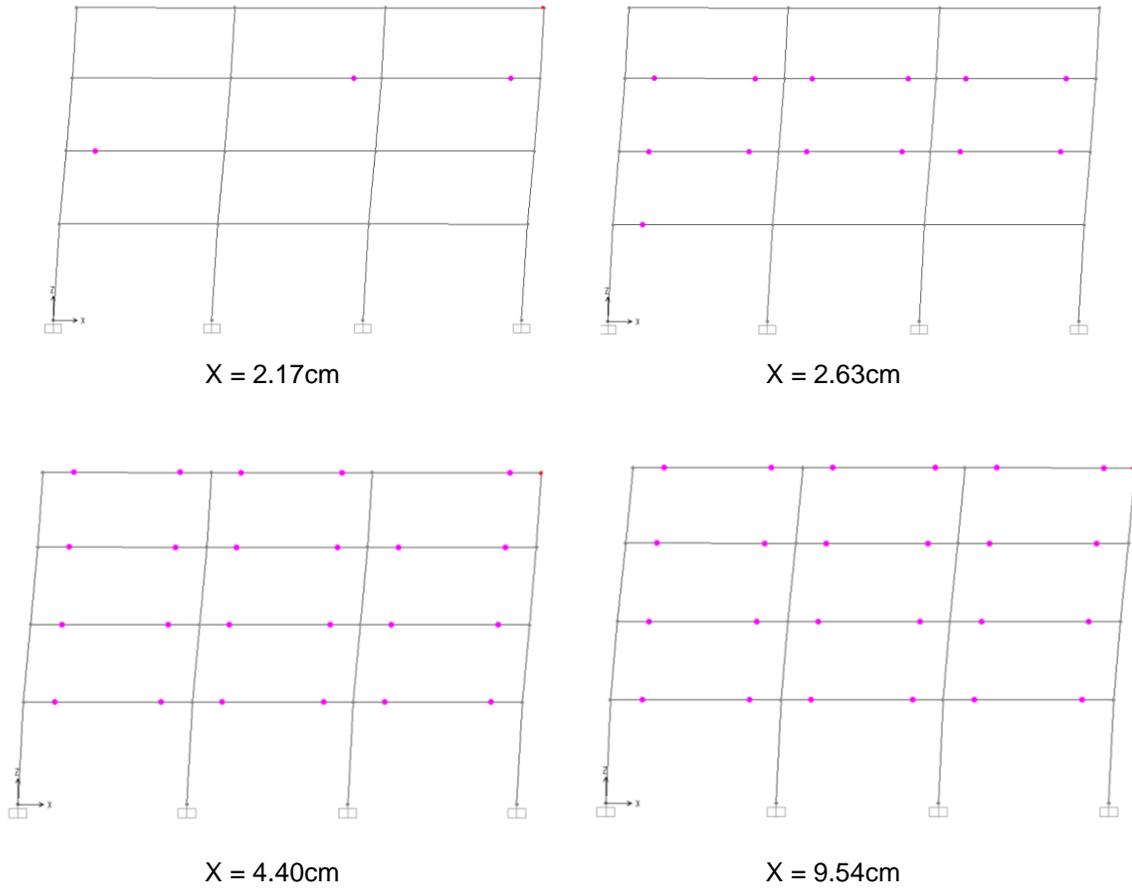
**Tabla 4.20. Desplazamientos Permitidos en el Diseño para Deformaciones que Incursionan en el Rango Elástico. Edificio Nro. 2**

<b>Edificio No. 2</b>			
<b>Pórticos en X</b>			
<b>Nivel</b>	<b><math>\Delta_{inelástico}</math> (cm)</b>	<b>R</b>	<b><math>\Delta_{elástico} = \Delta_{inelástico} * R * 0.8</math> (cm)</b>
4	1.24	4.5	4.46
3	1.04	4.5	3.74
2	0.73	4.5	2.63
1	0.37	4.5	2.52
<b>Pórticos en Y</b>			
<b>Nivel</b>	<b><math>\Delta_{inelástico}</math></b>	<b>R</b>	<b><math>\Delta_{elástico} = \Delta_{inelástico} * R * 0.8</math></b>
4	2.06	4.5	7.42
3	1.83	4.5	6.59
2	1.42	4.5	5.11
1	0.85	4.5	3.06

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



### Pórticos A y D



**Figura 4.81. Análisis Pushover – Pórticos “A y D” Edificio Nro. 2**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

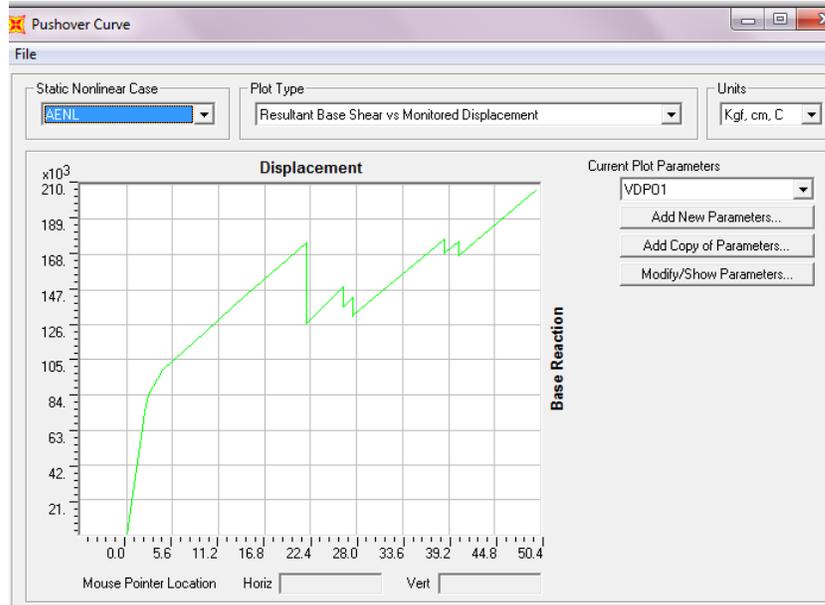
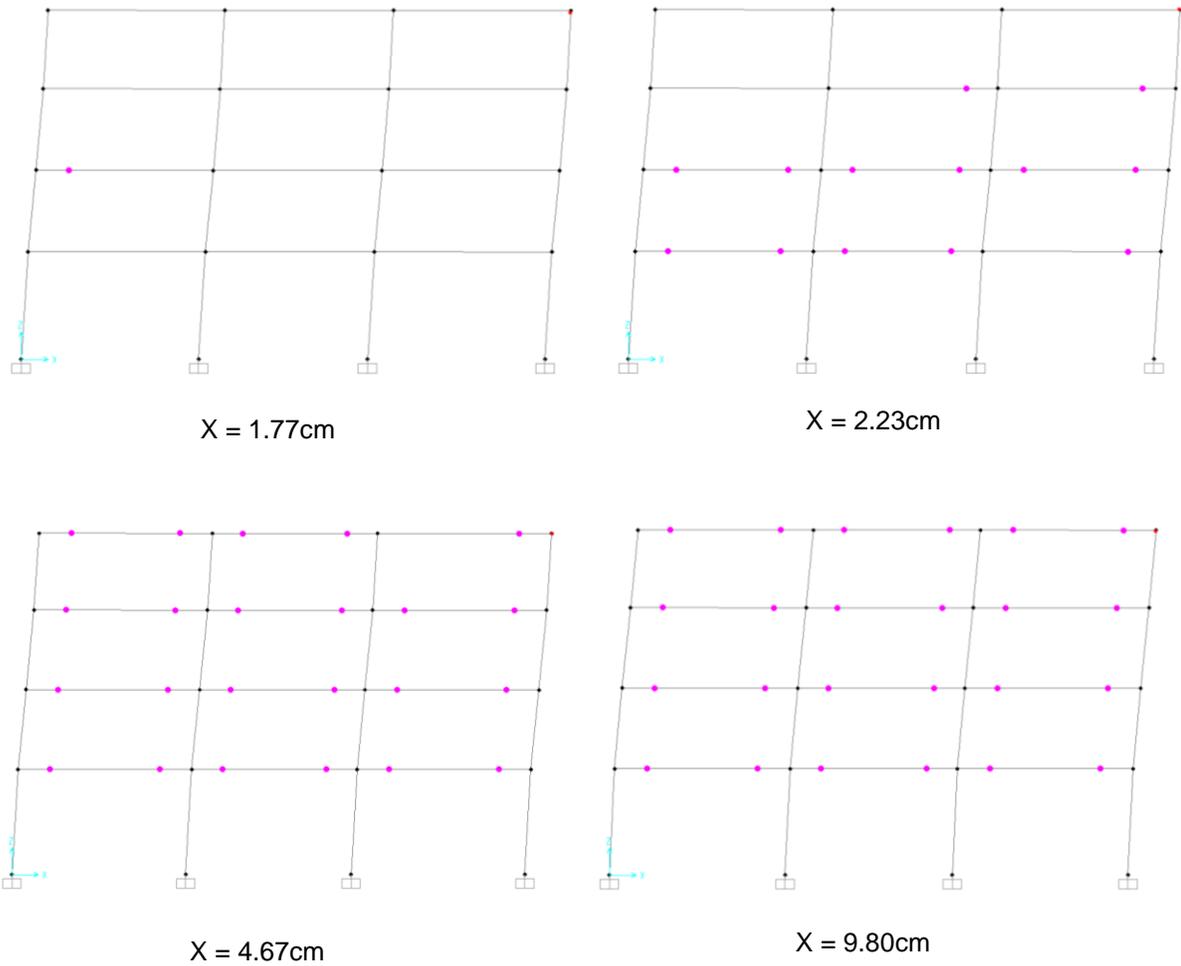


Figura 4.82. Curva Pushover – Pórticos “A y D” Edificio Nro. 2

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

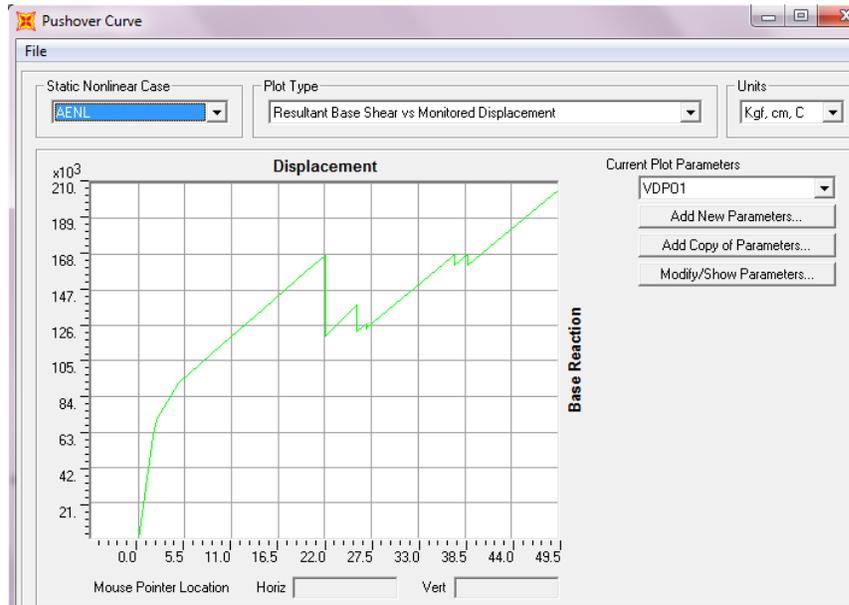


### Pórticos B y C



**Figura 4.83. Análisis Pushover – Pórticos “B y C” Edificio Nro. 2**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



**Figura 4.84. Curva Pushover – Pórticos “B y C” Edificio Nro. 2**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



### Pórticos 1 y 4

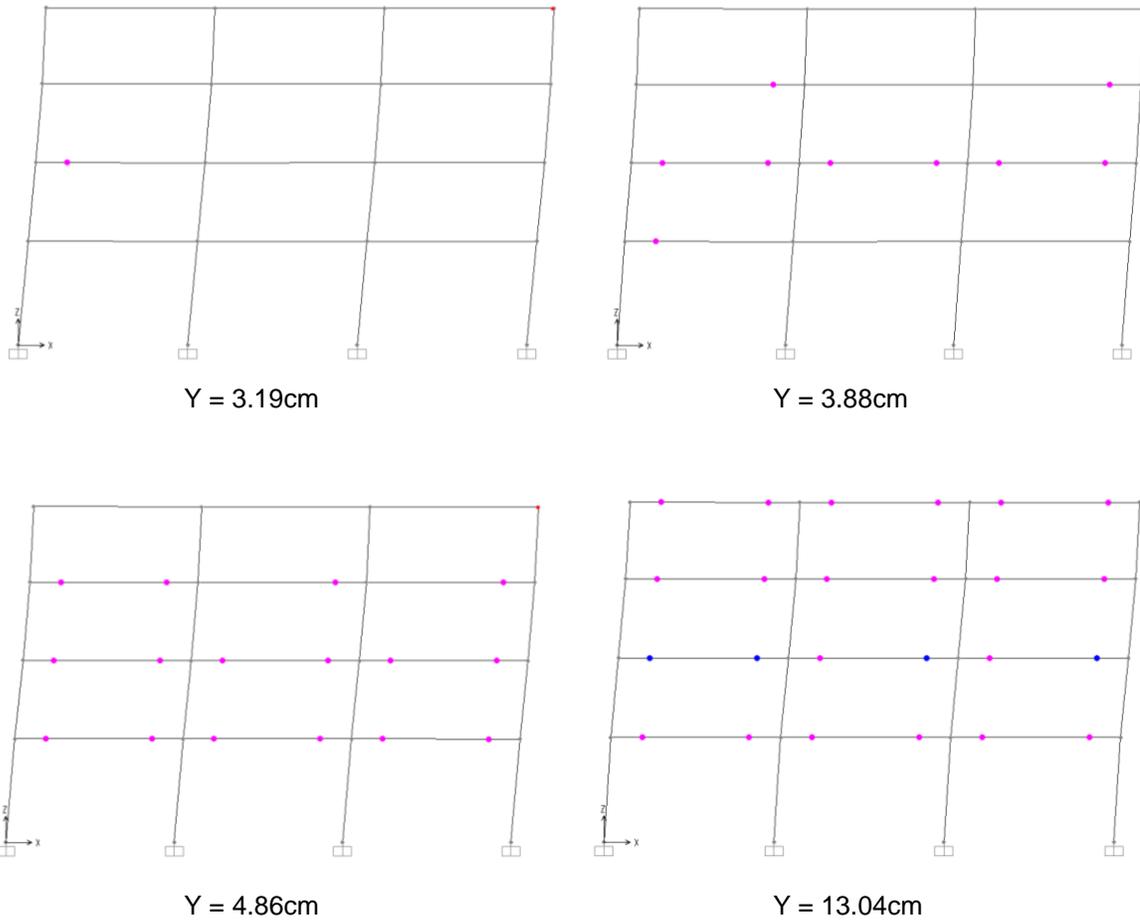


Figura 4.85. Análisis Pushover – Pórticos “1 y 4” Edificio Nro. 2

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

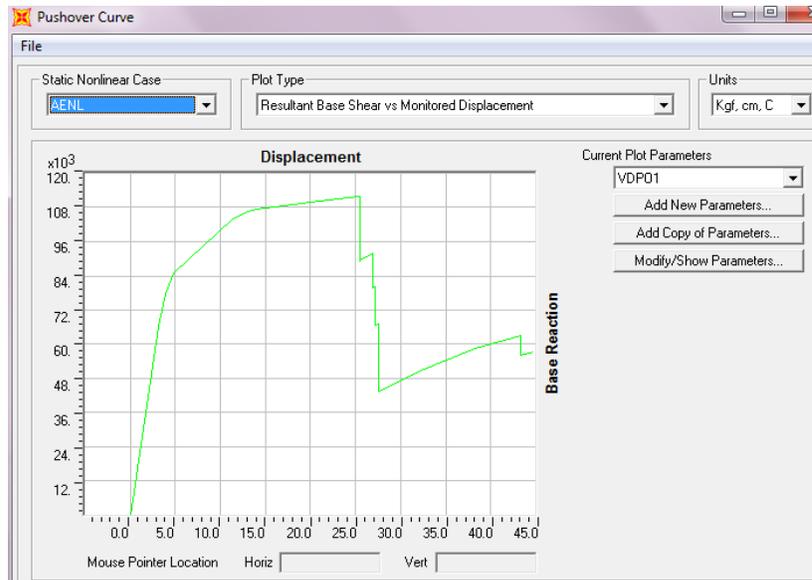
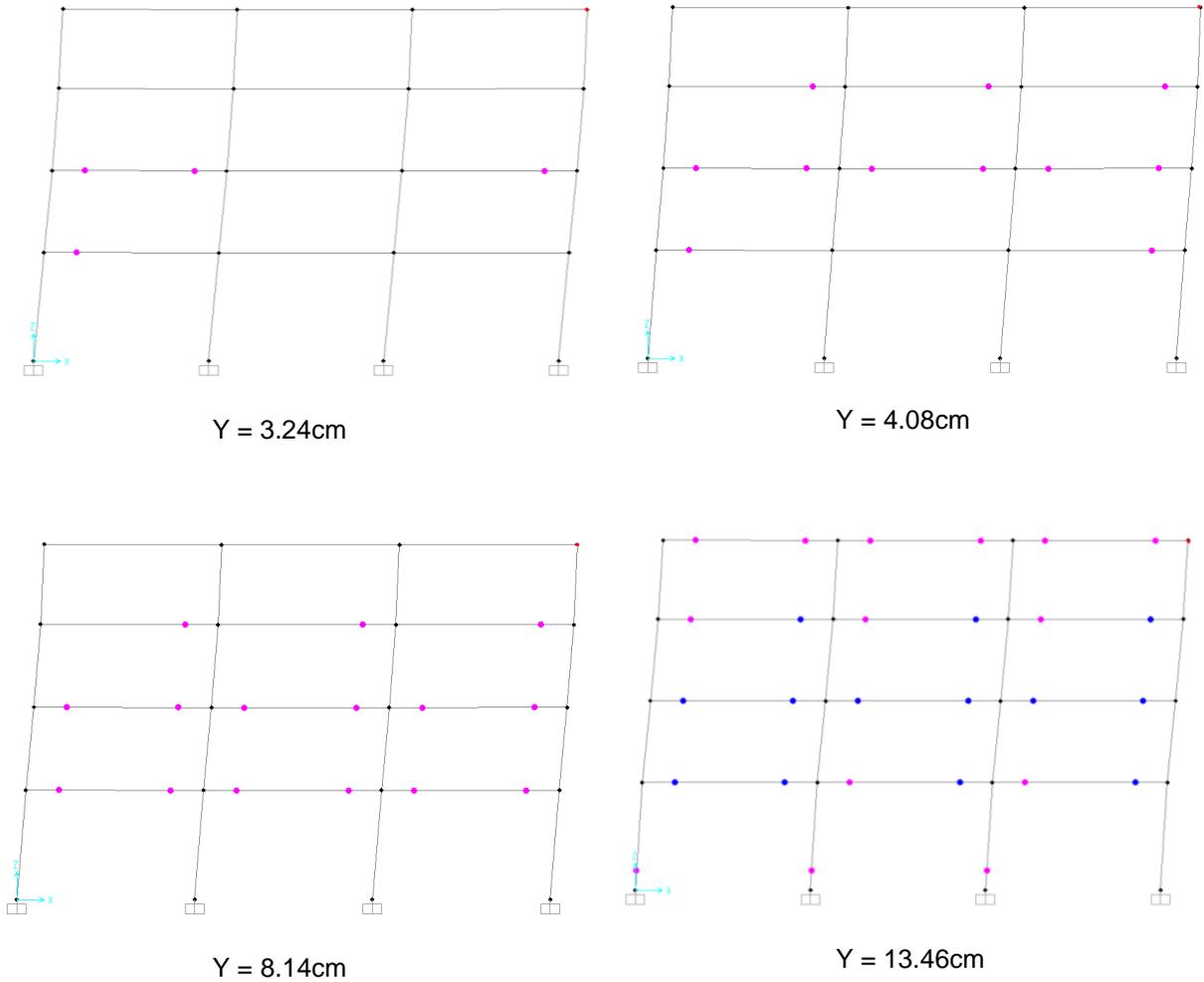


Figura 4.86. Curva Pushover – Pórticos “1 y 4” Edificio Nro. 2

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

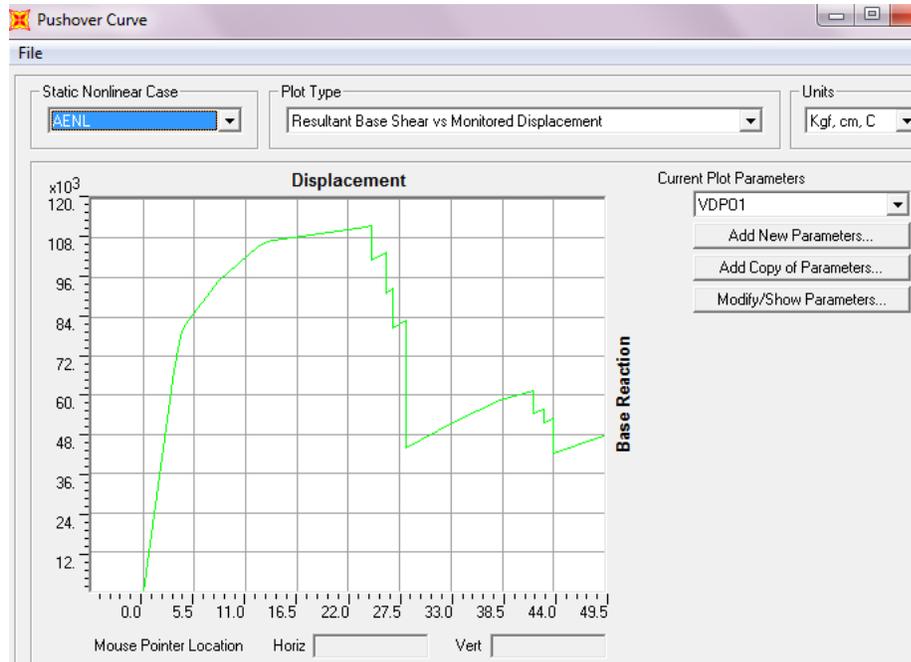


**Pórticos 2 y 3**



**Figura 4.87. Análisis Pushover – Pórticos “2 y 3” Edificio Nro. 2**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.



**Figura 4.88. Curva Pushover – Pórticos “2 y 3” Edificio Nro. 2**

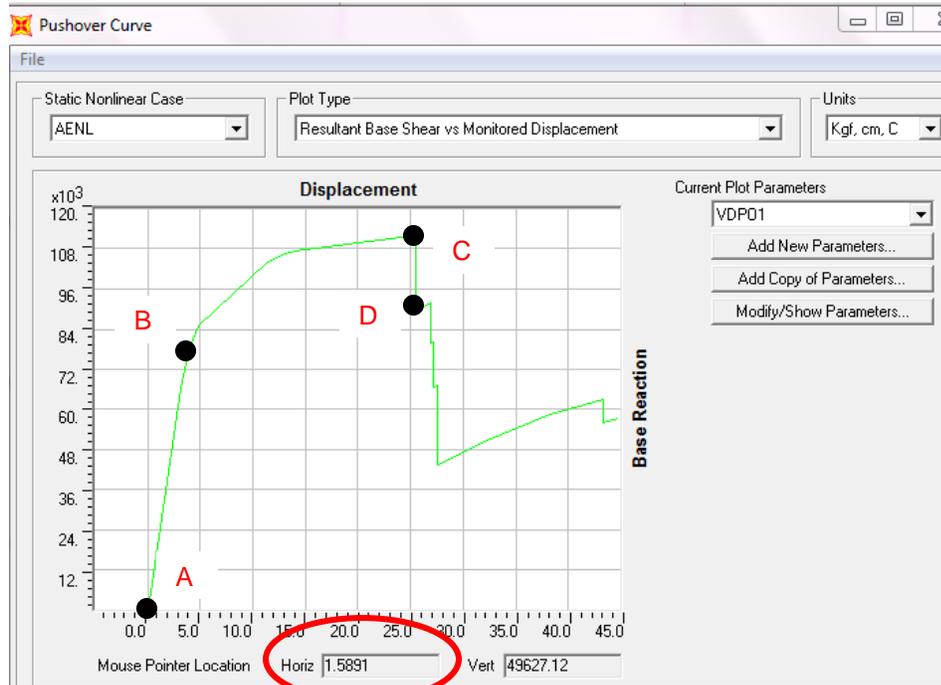
**Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.**

En las figuras 4.81 y 4.83, se muestra el desempeño de los pórticos orientados en el eje “X”. Para el desplazamiento máximo permitido en el diseño,  $X = 4.46$  cm se producen rótulas plásticas en la totalidad de las vigas, para este desplazamiento las columnas permanecen intactas.

En la figuras 4.85 y 4.87, se evalúa el desempeño de los pórticos orientados en el eje “Y”, donde todos los elementos se mantienen en perfecto estado para el desplazamiento permitido, la primera rótula aparece cuando se produce un desplazamiento de 3.19 cm. En este sentido, por ser el eje débil de las columnas, aparecen rótulas plásticas en las columnas a los 13.46 cm, luego de haber rotulado la totalidad de las vigas. Lo que representa un diseño idóneo para el comportamiento deseado.



En este caso la curva de demanda – capacidad de la edificación Nro. 2 se visualiza de la siguiente manera:



A-B: Rama Elástica; B-C: Rama Plástica; C-D: Colapso

**Figura 4.89. Curva Demanda – Capacidad. Edificio Nro. 2**

Fuente: Recopilación y Análisis de la Autora, 2012.

La ductilidad de la edificación Nro. 2 asumida durante el diseño es de 4.5, por ser una estructura irregular. Se comprueba que:

$$\text{Ductilidad}_{(\text{Inicial})} = 7.42 \text{ cm} / 1.5891 \text{ cm}$$

$$\text{Ductilidad}_{(\text{Inicial})} = 4.66$$

La ductilidad final de la estructura podemos obtenerla de las curvas Pushover, tomando como C, el valor donde todas las columnas han rotulado:



#### Capítulo IV. Presentación y Análisis de Resultado

---

Ductilidad <sub>(Final)</sub> = 13.46 cm / 1.5891 cm

**Ductilidad <sub>(Final)</sub> = 8.47**

Al comparar los valores de ductilidad inicial y ductilidad final es fácil concluir que la ductilidad después del diseño aumenta considerablemente, resultado que puede observarse en la curva Pushover, donde luego de finalizar las deformaciones elásticas la estructura va perdiendo la capacidad de deformarse pero va aumentando la resistencia, hasta agotar la resistencia y producirse el colapso.



---

## CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1. Conclusiones

Queda demostrado que el análisis “Pushover” es una alternativa viable cuando se desea conocer el desempeño de una estructura. Sus principales ventajas radican en la simplicidad y la capacidad del análisis de estimar las deformaciones de los componentes y del sistema con una exactitud aceptable y sin el esfuerzo requerido por un análisis dinámico. Sin embargo, el uso del análisis pushover tampoco está libre de limitaciones.

La norma sísmica venezolana COVENIN 1756-2001, en el artículo 10.1, limita los desplazamientos horizontales a  $\Delta_i = 0.8 \times R \times \Delta_{ei}$ , donde R es el factor de reducción dado en el artículo 6.4 de esta norma, y  $\Delta_{ei}$  es el desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño. De acuerdo a esto, se comprueba sin excepción, que para este valor de desplazamiento máximo permitido en el diseño el comportamiento de las estructuras en el ideal, desarrollan su ductilidad e incursionan perfectamente en las deformaciones inelásticas sin poner en riesgo la estabilidad de las estructuras. Se comprueba que, la utilización de un espectro reducido, permite que las estructuras incursionen en un rango no lineal, y para el valor de las deformaciones sísmicas desarrolla este comportamiento.

Por otro lado, se demostró que el corte basal máximo dispuesto por la norma, presenta un valor superior al calculado para la primera fluencia en algún punto de los edificios.

En términos generales, el desempeño de las edificaciones es aceptable según los parámetros exigidos en la normativa y de acuerdo a lo esperado



por el diseñador. Sin embargo, es importante resaltar que las irregularidades de las estructuras son un punto delicado dentro del diseño. Por ejemplo, los sistemas con irregularidades de rigidez en altura, la ductilidad global no es un parámetro que permita caracterizar su desempeño como bueno o malo. Cuantitativamente, queda de manifiesto que la ductilidad del sistema aumenta después del diseño final.

## 5.2. Recomendaciones

Realizar diseños utilizando un espectro elástico resulta demasiado costoso e innecesario, comúnmente el diseño de los elementos incluye la incorporación de un espectro reducido que permita a las estructuras incursionar en las deformaciones inelásticas, sin poner en riesgo su estabilidad. Sin embargo, es recomendable evaluar la ductilidad de las estructuras al incorporar el acero comercial debido a que esta puede modificarse tendiendo a aumentar, lo que puede permitir al diseñador consideraciones para la optimización del acero colocado respetando los criterios normativos.

Si bien es cierto que para el desplazamiento máximo permitido no hay presencia de rotulas plásticas en las columnas, una recomendación al ver el análisis del Edificio Nro. 1, sería obligar a rotular primero todas las vigas, para entonces aceptar rotulas en las columnas, esto podría lograrse considerando un ajuste del acero en las columnas.



---

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

COVENIN (2001). *Edificaciones Sismorresistentes 1756-2001*. Fondonorma. Caracas.

COVENIN (1988). *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones 2002-88*. Fondonorma. Caracas.

HERNÁNDEZ SAMPIERI, Roberto, FERNÁNDEZ COLLADO, Carlos y BAPTISTA LUCIO, Pilar (2003). *Metodología de la Investigación*. México

HERNANDEZ SAMPIERI, R (1994). *Metodología de la Investigación*. Colombia: McGraw – Hill.

HURTADO DE BARRERA, Jacqueline (1998). *El Proyecto de Investigación Holística*. (2da. Edición.) Caracas: Fundación Sypal.

LERMA, Héctor Daniel (2003). *Metodología de la Investigación: Propuesta, Anteproyecto y Proyecto*. Ecoe Ediciones.

PALELLA STRACUZZI, Santa y MARTINS PESTANA, Feliberto (2006): *Metodología de la Investigación Cuantitativa*. 2da Edición. Caracas.

SABINO, Carlos. (1992). *El proceso de Investigación*. Caracas: Editorial Panapo.

UCAB (2006): *Guía Práctica para la Elaboración del Trabajo Especial de Grado (TEG)*. Especialización en Gerencia de Proyectos. Caracas



UPEL. (2002). *Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales*. 4ta Edición. Caracas.

CHOPRA ANIL K. Y GOEL RAKESH K. (2001): “*A modal pushover procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation*”. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

ARÉVALO, L. y CRUZ, E. (2006): “*Evaluacion De Los Resultados Del Metodo “Modal Pushover Analysis” En Edificios Estructurados Con Muros*”. Revista del departamento de estructura y geotecnia. Universidad Católica de Chile. Santiago de Chile.

MORA, MAURICIO ALEXANDER, VILLALBA, JESÚS DANIEL Y MALDONADO, ESPERANZA (2006): “*Deficiencias, Limitaciones, Ventajas y Desventajas de las Metodologías de Análisis Sísmico No Lineal*”. Revista Ingenierías Universidad de Medellín, Colombia.

LÓPEZ, OSCAR A. y DEL RE RUÍZ, Gianina (2008): “*Evaluación de los Métodos de Análisis Estático No lineal para Determinar la Demanda Sísmica en Estructuras Aporticadas de Concreto Armado*”. Boletín Técnico Imme Volumen 46 N° 3, Caracas.

SILVA BASTIDAS, EDUARDO ANTONIO (2006): “*Análisis De Edificios De Acero Con Irregularidades De Rigidez En Altura Sujetos A Cargas Monotónicamente Crecientes*”. Tesis para Optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad Austral de Chile. Valdivia, Chile.