UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

Análisis del Comportamiento No Lineal y de la Demanda de Ductilidad de Marcos de Acero Estructural tipo Marco Especial (SMF)

Informe de Proyecto de Graduación para obtener el grado en:
Licenciatura en Ingeniería Civil

Presentado por:
NOEL ACOSTA MUNGUÍA

AGOSTO 2005

AGRADECIMIENTO

A mi tía Lipcia, mi madre Sayra, Rafael, José Miguel, mi tía Bessy, Camilo e Isol, por su ejemplo y apoyo que ha posibilitado la culminación de una valiosa educación y de un período de mi vida lleno de satisfacciones. A mis abuelos que siempre estarán a mi lado.

A mis amigos y compañeros gracias por su infinito apoyo.

A los ingenieros Miguel Cruz, Eduardo Guevara y Álvaro Poveda por su guía y colaboración en la elaboración del proyecto.

MIEMBROS DEL COMITÉ ASESOR

Director: Ing. Miguel Cruz Dr. Sc.

Asesor: Ing. Álvaro Poveda, M.Sc.

Asesor: Ing. Eduardo Guevara, M.Eng.

Acosta Munguía, Noel

Análisis del Comportamiento No Lineal y de la Demanda de Ductilidad de Marcos de Acero Estructural tipo Marco Especial (SMF)

Proyecto de Graduación Ingeniería Civil – San José. C. R.:

N. Acosta M., 2005

175h:ils.-20 refs.

RESUMEN

En esta investigación se analiza el comportamiento no lineal de edificaciones tipo Marcos Especiales (SMF) y su demanda de ductilidad, con el fin de comparar la capacidad de carga real de la estructura ante cargas laterales, contra la capacidad de carga teórica de la estructura asociada al diseño con el método estático del CSCR-02, basado en la asignación de una ductilidad teórica de diseño y un valor de sobre-resistencia.

Se realizaron tres diseños del edificio bajo la propuesta del CSCR-02, formados a base de perfiles de acero tipo ASTM Grado 50, con la misma configuración geométrica. Inicialmente, se diseña una estructura con secciones que cumplan las demandas por capacidad requeridas según la carga de elementos no estructurales y de sismo, sin ninguna restricción de deriva lateral. Luego se diseña asignando dos valores objetivos de deriva permisible; el Caso A tiene un límite de deriva de 1,6%, asignado según el CSCR-02. El Caso B tiene un límite de 2,4% (incremento de 50%) según la consideración del artículo 7.8.b del CSCR-02. Se analiza el comportamiento no lineal de la estructura para los casos con límite de deriva utilizando un incremento monotónico estático de cargas laterales.

De los resultados de diseño se obtuvo que existe un ahorro importante en la cantidad de acero estructural de vigas y columnas requerido, al permitir un incremento en el límite de deriva lateral de 1,6% a 2,4%. Además del análisis no lineal se obtuvo que el comportamiento no lineal teórico propuesto en el CSCR-02, con una ductilidad global asignada de 6 y con una sobre-resistencia de 2, no predice el comportamiento real de los marcos ante patrones de cargas sísmicas laterales. Los desplazamientos inelásticos esperados del edificio corresponden a desplazamientos dentro del rango lineal de la estructura y los valores de sobre-resistencia reales fueron en el orden de 11 a 15 veces mayores que el asignado.

INDICE

LISTA DE FIGURAS II

LISTA DE TABLAS III

LISTA DE GRÁFICOS IV

ABREVIATURAS V

SIMBOLOGÍA VI

GLOSARIO IX

1 CAPÍTULO I - INTRODUCCIÓN 1

1.1 EL PROBLEMA E IMPORTANCIA DE SU DESARROLLO 2

1.1.1 Acero Estructural 2
1.1.2 Sistemas de Acero Sismorresistentes y Metodologías 2

1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO 5

1.2.1 Objetivo General 5
1.2.2 Objetivos Específicos 5

1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES DEL PROYECTO 6

1.3.1 Alcances 6
1.3.2 Limitaciones 7

1.4 IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN 8

1.5 ANTECEDENTES TEÓRICOS Y PRÁCTICOS 9

1.6 MARCO TEÓRICO 10

1.6.1 Ductilidad 10
1.6.2 Sistema sismorresistente 11
1.6.3 Marco dúctil 12
1.6.4 Marcos especiales tipo SMF (Special Moment Frame) 13
1.6.5 Requisitos de límites de desplazamientos para diseño del CSCR-02 14
1.6.6 Diseño por método estático 15
1.6.7 Análisis no lineal estático 16
1.6.8 Objetivo de desempeño 18

2 CAPÍTULO II - CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA Y CARGAS DE DISEÑO 20

2.1 GENERALIDADES 21

2.2 GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL 21

2.3 CARGAS GRAVITATORIAS 24

2.4 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES 27

3 CAPITULO III - CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO 29

3.1 GENERALIDADES 30

3.2 CARÁCTERÍSTICAS DE MODELAJE EN SAP2000 30

3.3 CONSIDERACIONES PARA LA CARGA SÍSMICA 31

3.3.1 Diseño por capacidad de los elementos 32
3.3.2 Diseño por desplazamiento límite 35

3.4 ESCOGENCIA DE LOS PERFILES W PARA VIGAS Y COLUMNAS 40

3.4.1 Diseño por capacidad 40
3.4.2 Diseño por desplazamiento límite 41

3.5 REQUISITOS DE DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL CSCR-02 44

3.6 CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DE LOS MARCOS ESPECIALES (SMF) 45

3.6.1 Conexiones Viga – Columna 45
3.6.2 Unión Pre-calificada (tipo WUF-W) 46
3.6.3 Zona de Panel en la conexión Viga – Columna 48
3.6.4 Placas de continuidad y placa de cortante 51
3.6.5 Razón de Momentos Columna-Viga 52
3.6.6 Soporte Lateral de Vigas 53
3.6.7 Soporte Lateral de Conexiones Viga – Columna 53

3.7 RESULTADOS DE DISEÑO 53

3.8 COMPARACIONES DE CANTIDADES DE MATERIAL ESTRUCTURAL 56

4 CAPITULO IV - ANÁLISIS NO LINEAL 61

4.1 GENERALIDADES 62

4.2 MODELACIÓN DE ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO 62

4.2.1 SAP2000 Nonlinear versión 7,40 62
4.2.2 Programa Pórticos Iterativo Versión 6 72

4.3 CÁLCULO DE CURVA DE CAPACIDAD ESPECTRAL 74

4.4 RESULTADOS DE ANÁLISIS NO LINEAL 77

4.4.1 Comparación de resultados de el análisis no lineal: SAP2000 – Pórticos Iterativo 77
4.4.2 Descripción de resultados 80
4.4.3 Análisis No lineal: Caso A para deriva límite de 1,6 % 82

4.4.4 Análisis no lineal: Caso B para deriva límite de 2,4% 91
4.4.5 Comparación de resultados del análisis no lineal con límite de deriva de 1,6% y 2,4% 100
4.4.6 Prueba con reducción de secciones 104

5 CAPITULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 107

5.1 GENERALIDADES 108

5.2 CONCLUSIONES 108

5.3 RECOMENDACIONES 112

6 REFERENCIAS 114

ANEXOS 117

A) ENTREPISOS 118
Posibles sistemas de entrepiso 118
Comprobación de diseño de entrepiso 118

B) SISTEMA DE TECHO 122

C) CARGAS POR NIVEL 124

D) MEMORIA DE CÁLCULO 126
DISEÑO A: DERIVA LÍMITE DE 1,6% 126
DISEÑO A: DERIVA LÍMITE DE 2,4% 139

E) PATRÓN DE FORMACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS 152

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1-1 Esfuerzo - deformación del acero 10
- Figura 1-2 Deformación de marco dúctil ante cargas laterales 12
- Figura 1-3 Momento – Rotación 13
- Figura 1-4 Carga – deformación lateral 18
- Figura 2-1 Configuración geométrica tridimensional 21
- Figura 2-2 Distribución en planta 22
- Figura 2-3 Distribución de elevaciones 22
- Figura 2-4 Distribución de columnas 23
- Figura 2-5 Entrepiso compuesto 25
- Figura 2-6 Sistema de techo 25
- Figura 3-1 Conexión tipo WUF-W 46
- Figura 3-2 Deformaciones en el nudo 48
- Figura 3-3 Fuerzas que actúan sobre la zona de panel 48
- Figura 3-4 Placas de refuerzo del alma (Doubler Plates) 49
- Figura 3-5 Soldadura de placas de refuerzo (Penetración o filete) 50
- Figura 3-6 Detalle de placa de cortante 51
- Figura 4-1 Modelo tridimensional y modelo en el plano X-Z 63
- Figura 4-2 Patrón de carga lateral 63
- Figura 4-3 Comportamiento típico de rótula plástica 65
- Figura 4-4 Rotaciones de fluencia 66
- Figura 4-5 Comportamiento simétrico del acero en tensión y compresión 68
- Figura 4-6 Resultados de incremento monotónico estático de cargas laterales 70
- Figura 4-7 Patrón de rótulas plásticas 71
- Figura 4-8 Interfaz de Pórticos Iterativo 73
- Figura 4-9 Coeficiente sísmico (C) versus período (T) 75
- Figura 4-10 Espectros inelásticos de ductilidad constante 76
- Figura 4-11 Paso 1 del análisis no lineal Caso A, con endurecimiento 87
- Figura 4-12 Paso 2 del análisis no lineal Caso A, con endurecimiento 88
- Figura 4-13 Paso 1 del análisis no lineal Caso B, con endurecimiento 96
- Figura 4-14 Paso 2 del análisis no lineal Caso B, sin endurecimiento 97

LISTA DE TABLAS

- Tabla 1-1 Límite superior de los desplazamientos relativos Δi/Hi según categoría de edificación y sistema estructural 15
- Tabla 2-1 Cortantes en la base de las columnas 23
- Tabla 2-2 Cargas muertas - Entrepiso compuesto, panelería y techo de lámina 26
- Tabla 2-3 Carga viva 26
- Tabla 3-1 Ductilidad global asignada 31
- Tabla 3-2 Cálculo de coeficiente sísmico inicial 31
- Tabla 3-3 Cálculo de fuerza sísmica, diseño por capacidad 32
- Tabla 3-4 Cálculo de coeficiente sísmico final para diseño por capacidad 33
- Tabla 3-5 Cortantes en la base de las columnas (Diseño por capacidad) 33
- Tabla 3-6 Desplazamientos laterales totales y relativos, dirección X (Capacidad) 34
- Tabla 3-7 Desplazamientos laterales totales y relativos, dirección Y (Capacidad) 34
- Tabla 3-8 Cálculo de fuerza sísmica (Caso A) 35
- Tabla 3-9 Cálculo de fuerza sísmica (Caso B) 35
- Tabla 3-10 Cortantes en la base de las columnas (Caso A) 36
- Tabla 3-11 Cortantes en la base de las columnas (Caso B) 36
- Tabla 3-12 Cálculo de coeficiente sísmico final, diseños por deriva 37
- Tabla 3-13 Desplazamientos laterales totales y relativos, dirección X (Caso A) 37
- Tabla 3-14 Desplazamientos laterales totales y relativos, dirección Y (Caso A) 38
- Tabla 3-15 Desplazamientos laterales totales y relativos, dirección X (Caso B) 38
- Tabla 3-16 Desplazamientos laterales totales y relativos, dirección Y (Caso B) 38
- Tabla 3-17 Desplazamientos teóricos según CSCR-02 40
- Tabla 3-18 Secciones preliminares 41
- Tabla 3-19 Escogencia final (Caso A) 43
- Tabla 3-20 Escogencia final (Caso B) 43
- Tabla 3-21 Datos unión pre-calificada WUF-W 47
- Tabla 3-22 Secciones finales de diseño 54
- Tabla 3-23 Componentes de conexión – viga columna (Caso A) 55
- Tabla 3-24 Componentes de conexión – viga columna (Caso B) 55

- Tabla 3-25 Peso total y por nivel de componentes no estructurales de la estructura 56
- Tabla 3-26 Peso de componentes estructurales (Caso A y B) 57
- Tabla 3-27 Peso de componentes de las conexiones viga-columna, Marco A (Caso A) .. 57
- Tabla 3-28 Peso de componentes de las conexiones viga-columna, Marco A (Caso B) .. 57
- Tabla 3-29 Diferencia en peso de componentes estructurales 58
- Tabla 3-30 Diferencia en peso de accesorios de las conexiones, marco A 58
- Tabla 3-31 Comparación de peso de la estructura entre diseño por capacidad y caso A .. 59
- Tabla 4-1 Parámetros de modelaje y criterios de aceptación para procedimientos 67
- Tabla 4-2 Rotaciones de fluencia (Caso B) 69
- Tabla 4-3 Valores característicos de la rótula plástica (Caso B) 69
- Tabla 4-4 Desplazamientos, ductilidades y sobre-resistencia (Caso A) 85
- Tabla 4-5 Rotaciones en columna crítica (Caso A) 86
- Tabla 4-6 Rótulas plásticas, con endurecimiento (Caso A) 88
- Tabla 4-7 Factores de transformación a coordenadas ADRS (Caso A) 89
- Tabla 4-8 Valores de curva de capacidad espectral, con endurecimiento (Caso A) 89
- Tabla 4-9 Desplazamientos, ductilidades y sobre-resistencia (Caso B) 94
- Tabla 4-10 Rotaciones en columna crítica (Caso B) 95
- Tabla 4-11 Rótulas plásticas, con endurecimiento (Caso B) 97
- Tabla 4-12 Factores de transformación a coordenadas ADRS (Caso B) 98
- Tabla 4-13 Valores de curva de capacidad espectral, con endurecimiento (Caso B) 98

LISTA DE GRÁFICOS

- Gráfico 3-1 Comportamiento inelástico según teoría de CSCR-02, dirección X 39
- Gráfico 3-2 Comportamiento inelástico según teoría de CSCR-02, dirección Y 39
- Gráfico 3-3 Distribución de peso (Marco A) 58
- Gráfico 4-1 Curva de capacidad de carga (Caso B) 78
- Gráfico 4-2 Curva de capacidad de carga (Caso B) 79
- Gráfico 4-3 Caso A - Curva de capacidad de la estructura - con endurecimiento 82
- Gráfico 4-4 Caso A - Curva de capacidad de la estructura - sin endurecimiento 83
- Gráfico 4-5 Caso A - Curva de capacidad espectral con endurecimiento 90
- Gráfico 4-6 Caso A - Curva de capacidad espectral sin endurecimiento 90

- Gráfico 4-7 Caso B - Curva de capacidad de la estructura - con endurecimiento..... 92
- Gráfico 4-8 Caso B - Curva de capacidad de la estructura - sin endurecimiento..... 93
- Gráfico 4-9 Caso B - Curva de capacidad espectral - con endurecimiento..... 99
- Gráfico 4-10 Caso B - Curva de capacidad espectral - sin endurecimiento..... 99
- Gráfico 4-11 Curva de capacidad de carga Caso A y Caso B – con endurecimiento 101
- Gráfico 4-12 Curva de capacidad de carga Caso A y Caso B – sin endurecimiento 102
- Gráfico 4-13 Curva de capacidad - reducción 50%..... 105
- Gráfico 4-14 Curva de capacidad espectral - reducción 50% 105

ABREVIATURAS

- AISC: Instituto Americano de Construcción de Acero (American Institute of Steel Construction).
- ATC: Consejo de tecnología aplicada (Applied Technology Council)
- BFP: Placas unidas con pernos a las alas (Bolted Flange Plates)
- BSEP: Placa rigidizada unida por pernos (Bolted Stiffened End Plate)
- BUEP: Placa no rigidizada unida por pernos (Bolted unstifened End Plate)
- CSCR-02: Código Sísmico de Costa Rica 2002
- EBF: Marco arriostrado excentricamente (Excentric Braced Frame)
- FED: Factor Espectral Dinámico
- FEMA: Agencia Federal de Manejo de Emergencias (Federal Emergency Management Agency)
- FF: Ala libre (Free Flange)
- ICBF: Marco intermedio arriostrado concéntricamente (Intermediate Concentrically Braced Frame)
- IMF: Marco dúctil intermedio (Intermediate Moment Frame)
- LRFD: Factor de Diseño de Carga y Resistencia (Load and Resistance Factor Design)
- OCBF: Marco ordinario arriostrado concéntricamente (Ordinary Concentrically Braced Frame)
- OMF: Marco dúctil ordinario (Ordinary Moment Frame)
- QDA: Ángulo calificador de deriva (Qualifying drift angle)

- QDA_{sd}: Ángulo QDA para degradación de resistencia (Strenght degradation - Qualifying drift angle)
- QDA_u: Ángulo QDA último (Ultimate Qualifying drift angle)
- RBS: Sección de viga reducida (Reduced Beam Section)
- SCBF: Marco especial arriostrado concéntricamente (Special Concentrically Braced Frame)
- SMF: Marcos especiales de momento (Special Moment Frames)
- SPSSB: Provisiones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings)
- STMF: Marco especial a base de armaduras (Special Truss Moment Frame)
- WFP: Placa soldada al ala (Welded Flange Plate)
- WUF-W: Alas soldadas sin refuerzo – Alma soldada (Welded Unreinforced Flanges – Welded Web)

SIMBOLOGÍA

- Af: área de menor dimensión de las alas, cm^2.
- Ag: área gruesa de la sección, cm^2.
- Ast: área del rigidizador, cm^2.
- Aw: área del alma del acople especial, cm.
- b: ancho de elemento en compresión, cm.
- bf: ancho de ala, cm.
- bcf: ancho del ala de la columna, cm.
- CS: carga sísmica,T.
- CSa: carga sísmica amplificada producto de la carga sísmica y la sobre-resistencia, T.
- d: altura total de la sección, cm.
- D: diámetro externo de sección circular tipo HSS, cm.
- db: altura de la viga, cm.
- dc: altura de la columna, cm.
- dz: distancia entre placas de continuidad o rigidizadores, cm.
- e: longitud del acople especial, cm.
- Es: módulo de elasticidad del acero, $Es=2.04x10^6$ kg/cm^2.
- Fy: esfuerzo de cedencia del metal, kg/cm^2.

- Fyc: esfuerzo de cedencia de la columna, kg/cm^2.
- Fye: esfuerzo esperado de cedencia del metal, kg/cm^2.
- H: altura libre de piso promedio, arriba y abajo, de la conexión viga-columna, cm.
- h: altura de sección, cm.
- K: factor de longitud efectiva para elementos prismáticos.
- L: longitud libre del elemento, cm.
- La: longitud sin arriostre, cm.
- L_{RP}: longitud entre rótulas plásticas, cm.
- Mp: momento nominal plástico de la sección, T-m.
- Mpa: momento nominal plástico modificado por magnitud de carga axial, T-m.
- Mpb: momento nominal plástico en la viga con reducción por carga axial, T-m.
- Mpc: momento nominal plástico en la columna con reducción por carga axial, T-m.
- Mv: momento adicional debido a la amplificación del cortante debido a la ubicación de la rotula plástica respecto al eje de la columna, T-m.
- Pn: capacidad nominal axial de la columna, T.
- Pu: carga axial factorizada, T.
- Puc: carga axial factorizada en compresión de la columna, T.
- Py: resistencia nominal axial del elemento, igual a Fy Ag, T.
- r: radio de giro de la sección, cm.
- re: radio de giro mínimo del elemento parte de la sección armada, cm.
- r_{min}: radio de giro mínimo de la sección armada, cm
- Ru: capacidad requerida a cortante en zona de panel, T.
- Rv: capacidad nominal a cortante en zona de panel, T.
- ry: radio de giro de la sección en su sentido débil, cm.
- Ry: razón entre el esfuerzo esperado de cedencia y el esfuerzo mínimo de cedencia especificado.
- SR: factor de sobre-resistencia, que para efectos de este código, sustituye a Ωo del SPSSB[4].
- t: espesor de lámina, cm.
- tbf: espesor ala de viga, cm.
- tcf: espesor ala de la columna, cm.
- tp: espesor total de panel incluyendo los rigidizadores, cm.

- tw: espesor de lámina del alma, cm.
- V_{CP}: fuerza cortante debido a carga permanente, T.
- V_{CT} : fuerza cortante debido a carga temporal, T.
- Ve: fuerza cortante de diseño en flexión, T.
- Vu: fuerza cortante factorizada, kg.
- wz: distancia entre alas de columna, cm.
- Z: módulo plástico de la sección, cm3.
- Zc: módulo plástico de la columna, cm3.
- Zv: módulo plástico de la viga, cm3.
- Δ: desplazamiento relativo entre niveles par el sismo de diseño, incluyendo el desplazamiento relativo μ Sd.
- μ: ductilidad.
- ϕb: factor de reducción de resistencia.
- ϕc: factor de reducción por compresión.
- λp: razón de esbeltez para elemento compacto.
- λps: razón sísmica de esbeltez, corresponde al límite de razón ancho/espesor según requerimientos sísmicos.
- ρ': razón de Pu / Vu.
- Ωo: factor de sobre-resistencia usado en el SPSSB[4]
- ϕv : factor de reducción en cortante.

GLOSARIO

Ángulo de desplazamiento entre niveles: Desplazamiento relativo entre niveles dividido por la altura entre estos, radianes.

Capacidad nominal sismo-resistente: Es la capacidad estructural del edificio o de sus sistemas sismo-resistentes, calculada mediante el análisis de todos sus elementos estructurales.

Capacidad real sismo-resistente: Es la capacidad estructural real del edificio o de sus sistemas sismo-resistentes, debida a la contribución de todos los elementos estructurales o no estructurales participando con sus capacidades reales.

Carga de trabajo: Es la resultante de una combinación de cargas probables en condiciones normales de servicio, que el edificio debe ser capaz de resistir con sus elementos estructurales esforzados hasta valores admisibles, sensiblemente inferiores a su capacidad real.

Carga permanente: Es la carga gravitacional o el peso de todos los componentes estructurales, así como de los sistemas y componentes no estructurales permanentes, tales como paredes, pisos, techos, equipos de servicio fijos.

Carga sísmica amplificada (CSa): Producto de la carga sísmica (CS) y la sobre-resistencia (SR).

Carga sísmica: Para efectos del diseño, es la solicitación interna producida por el movimiento sísmico.

Carga temporal: Es la carga gravitacional adicional a la carga permanente, debida a la ocupación del edificio.

Carga última: Es la resultante de una combinación extrema de cargas que el edificio deberá ser capaz de resistir con sus elementos estructurales esforzados al límite de su capacidad.

Coeficiente sísmico (CS): Es un coeficiente utilizado para la determinación de las fuerzas sísmicas. Es función de la aceleración efectiva, del factor de importancia de la obra, del factor espectral dinámico (FED) y de la sobre-resistencia (SR).

Cortante en la base: Para efectos de diseño sismo-resistente, es la fuerza lateral acumulada en la base de la estructura.

Diafragma rígido: Aquella parte de la casa, ya sea un techo o un entrepiso que es capaz de transmitir fuerzas de torsión a los elementos resistentes que lo soportan.

Diafragma: Es un sistema estructural ubicado en un plano horizontal, o casi horizontal, que transmite fuerzas gravitacionales y sísmicas a los sistemas sismo-resistentes.

Ductilidad: Capacidad de los materiales, de los componentes, y de los sistemas sismo-resistentes para deformarse más allá del límite elástico sin pérdida sustancial de la resistencia. Se cuantifica como el cociente del desplazamiento o deformación última y el desplazamiento o deformación en el límite de cedencia.

Ductilidad global: Es la ductilidad del sistema estructural ante cargas laterales, determinada de la relación del cortante en la base y algún desplazamiento representativo, usualmente el del último piso.

Ductilidad global asignada: Es la ductilidad global que se asigna a la estructura conforme a la Tabla 4.3 para efectos de determinar su factor espectral dinámico (FED).

Ductilidad global intrínseca: Es la ductilidad global que puede desarrollar una estructura en razón de su configuración estructural y de la ductilidad local de sus elementos, componentes y uniones. Debe ser mayor o a lo sumo igual a la ductilidad global asignada.

Ductilidad global requerida o demanda de ductilidad: Es la demanda de ductilidad global que el sismo de diseño impone a la estructura. Debe ser menor o a lo sumo igual a la ductilidad global asignada.

Ductilidad local: Es la ductilidad de los elementos, componentes o uniones, determinada según su capacidad de rotación inelástica, o de algún otro parámetro indicador de deformaciones internas.

Elementos, componentes o uniones dúctiles: Son aquellos elementos, componentes o uniones de una estructura capaces de resistir deformaciones cíclicas y reversibles manteniendo al menos el 80% de su capacidad máxima cuando sus deformaciones excedan el doble de las correspondientes a dicha capacidad.

Elementos, componentes o uniones frágiles: Son aquellos elementos, componentes o uniones de una estructura incapaces de mantener al menos el 80% de su capacidad máxima cuando sus deformaciones cíclicas y reversibles exceden el doble de las deformaciones correspondientes a dicha capacidad

Factor de importancia I: Es el coeficiente que se asigna a las edificaciones en función de su importancia y riesgo según la tabla 4.1 del CSCR 2002[6]. Modifica directamente el coeficiente sísmico.

Factor espectral dinámico (FED): Es la modificación máxima en aceleración que sufre un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración del suelo y es función de la zona, del tipo de suelo, de la ductilidad global asignada y del período.

Fuerzas sísmicas: Son fuerzas estáticas externas para propósitos de diseño, capaces de reproducir los valores extremos de las acciones internas causadas por la solicitación sísmica que actúa en la base del edificio.

Longitud de rótula plástica: Es la dimensión longitudinal de la región en donde se presenta algún grado de plastificación al formarse una rótula plástica en un elemento. Depende del gradiente del diagrama de momentos en la región considerada y de las propiedades de endurecimiento plástico de los materiales. De manera simplificada puede definirse como una longitud igual a la altura de la sección transversal del elemento. Se mide a partir de su cara cuando la rótula plástica se presenta en los extremos, o por valores iguales a ambos lados de la rótula cuando se forma en el interior del elemento.

Marco: Es un sistema estructural formado exclusivamente por elementos cuyas dimensiones de sus secciones transversales son pequeñas comparadas con su longitud.

Marco a flexión: Es un marco en que sus elementos se comportan esencialmente por deformaciones a flexión.

Marco arriostrado concéntricamente: Es un marco arriostrado en el que sus elementos están sometidos esencialmente a deformaciones axiales.

Marco arriostrado excéntricamente: Es un marco arriostrado en que algunos elementos están sometidos esencialmente a flexión y cortante y son los que se deforman plásticamente durante el sismo.

Marco arriostrado: Para efectos de este código es un marco con arriostres diagonales en todos sus vanos.

Marco dúctil: Es un sistema resistente formado por un marco con sus elementos y uniones diseñados y construidos de manera que puedan sufrir deformaciones inelásticas, de naturaleza cíclica y reversible, sin pérdida sensible de su resistencia.

Marco especial: Marco designado como Special Moment Frame (SMF) según SPSSB[4], con las modificaciones indicadas en el Capítulo 10 del CSCR-02[6].

Marco especial a base de armaduras: Marco designado como Special Truss Moment Frame (STMF) según SPSSB, con las modificaciones indicadas en el Capítulo 10 del CSCR-02[6].

Marco intermedio: Marco designado como Intermediate Moment Frame (IMF) según SPSSB[4] con las modificaciones indicadas en el Capítulo 10 del CSCR-02[6].

Marco intermedio y ordinario arriostrado concéntricamente: Marcos designados como Ordinary Concentrically Braced Frame (OCBF) y como Intermediate Concentrically Braced Frame (ICBF) según SPSSB, con las modificaciones indicadas en el Capítulo 10 del CSCR-02[6].

Marco excéntricamente arriostrado: Marco designado como Eccentrically Braced Frame (EBF) según SPSSB, con las modificaciones indicadas en el Capítulo 10 del CSCR-02[6].

Marco ordinario: Marco designado como Ordinary Moment Frame (OMF) según SPSSB[4], con las modificaciones indicadas en el Capítulo 10 del CSCR-02[6].

Método de capacidad espectral: Es un método alterno de análisis que considera el comportamiento no lineal de la estructura y cuyo procedimiento se describe en el inciso 7.7b del CSCR-02[6].

Núcleo de unión: Es un elemento formado por la intersección de vigas y columnas de un sistema estructural Tipo Marco, y cuyas dimensiones dependen de las secciones transversales de éstas.

Peso (carga sísmica): Es el peso de la carga permanente más una fracción de la carga temporal.

Pesos efectivos en x, y: Para cada modo de oscilación y cada dirección x, y, es el peso por el cual deberá multiplicarse el coeficiente sísmico para obtener los cortantes en la base.

Placas de continuidad: Placas utilizadas dentro del nudo para brindar continuidad a las alas de vigas, columnas, y/o placas de conexión.

Placas de refuerzo del alma (doubler plates): En acero estructural, son placas de refuerzo del alma paralelas a ésta.

Razones normales de esbeltez: En acero estructural, razones de esbeltez indicadas en la Tabla B.5.1 del AISC[3].

Razones de esbeltez por sismo: En acero estructural, razones de esbeltez indicadas en la Tabla 10.2 del CSCR-02[6] y establecidas en el SPSSB[4].

Resistencia de diseño: Es la resistencia del elemento o conexión determinada como el producto de la resistencia nominal y el factor de reducción de resistencia.

Resistencia esperada de cedencia: En acero estructural, es la resistencia del elemento determinada del producto de la cedencia mínima por el valor Ry según la Tabla 10.1 del CSCR-02[6].

Resistencia nominal: Es la resistencia o capacidad de los elementos o componentes determinada analíticamente a partir de las resistencias nominales de sus materiales y las dimensiones de su sección transversal, mediante principios aceptados de mecánica estructural.

Resistencia requerida: Es la resistencia necesaria del elemento o conexión determinada por medio del análisis estructural usando las cargas factorizadas y las combinaciones de carga crítica.

Rótula plástica: Es una región de un elemento estructural en flexión o flexo-compresión, donde es posible alcanzar rotaciones inelásticas cíclicas de magnitud significativa sin pérdida sensible de la capacidad última de la sección.

Sismo-resistente: Se refiere a todos los elementos y componentes del sistema estructural que contribuyen a la resistencia de la edificación ante cargas sísmicas. Se refiere también a los métodos de diseño cuyo objetivo es asegurar la capacidad de la edificación a resistir sismos.

Sismo de diseño: Sismo representado por el espectro de diseño según se especifica en el Capítulo 5 del CSCR-02[6].

Sistema estructural: En una edificación, es el sistema conformado por todos aquellos elementos y componentes responsables de asegurar su estabilidad y firmeza ante las diversas acciones producidas por el entorno.

Sistemas sismo-resistentes: Son los diversos subsistemas del sistema estructural de una edificación cuya función principal es asegurar su capacidad para resistir sismos. En conjunto debe ser capaz de trasmitir las fuerzas sísmicas que se originan en cada nivel hasta el medio soportante, asegurando la integridad de los elementos y componentes y la estabilidad del conjunto.

Sobre-resistencia (SR): Es la razón entre la capacidad real sismo-resistente y la capacidad nominal sismo-resistente de una edificación. Es función del tipo de sistema estructural y del método de análisis.

1 CAPÍTULO I - INTRODUCCIÓN

1.1 EL PROBLEMA E IMPORTANCIA DE SU DESARROLLO

1.1.1 Acero Estructural

El acero estructural es al igual que el concreto, un recurso importante y de mucha validez para la elaboración de sistemas sismorresistentes de edificaciones. La resistencia y capacidad de deformación del material dependen de las características químicas de su composición, donde el 98% del acero es hierro y el sobrante 2% es una mezcla entre carbón o manganeso, fósforo y sulfuros. Las proporciones de los componentes correspondientes al 2% modifican la dureza, resistencia, ductilidad, resistencia al desgarre, soldabilidad y esfuerzos de fluencia del acero.

El acero es un material de comportamiento homogéneo en tensión y compresión, y de alta ductilidad, lo que a su vez permite obtener elementos dúctiles y estructuras que disipan gran cantidad de energía por deformación sin colapsar. Sus principales ventajas son su ductilidad y alta resistencia por unidad de peso, lo que permite mayor flexibilidad arquitectónica y comportamiento sísmico aceptable, homogeneidad en el tiempo ante cargas constantes, comportamiento elástico predecible, fácil expansión y modificación de secciones, reutilización del material, y alta velocidad de fabricación. Sus principales desventajas son su pérdida de resistencia ante altas temperaturas, su vulnerabilidad a la corrosión al no existir un mantenimiento adecuado, la fatiga ante cargas repetitivas, y el pandeo global y local de las secciones según la esbeltez de los elementos y debido a su reducida sección transversal.

1.1.2 Sistemas de Acero Sismorresistentes y Metodologías

Los sistemas sismorresistentes para la construcción de edificaciones pueden ser de tipo marco dúctil (SMF, OMF, IMF según nomenclatura de SPSSB[4]), o de tipo arriostrado (SCBF, ICBF, OCBF, EBF según nomenclatura de SPSSB[4]). Dichos sistemas deben soportar los momentos de vuelco y cortantes por nivel inducidos por las cargas de laterales de sismo, y a su vez las conexiones que resisten los momentos deben de limitar los desplazamientos relativos entre niveles y las deformaciones angulares según las normativas de diseño.

Debido a que en Costa Rica no existe producción de acero, el acero se debe importar. Por esta razón y por las crecientes alzas de los precios en el mercado generadas por la alta demanda de países en desarrollo, es necesario optimizar los diseños en busca de la economía de la obra.

Los procedimientos de diseño en acero han tenido muchos cambios a nivel global en la última década, producto de las fallas encontradas en diferentes edificaciones, originadas en fuertes eventos sísmicos como el de Northridge en California (1994) y Kobe en Japón (1995), que dejaron en evidencia la necesidad de estudiar más a fondo el comportamiento de los marcos de acero, especialmente en las zonas de las conexiones entre vigas y columnas. Luego de muchas investigaciones, como el proyecto SAC Steel Proyect, se han incorporado y modificado muchos criterios de diseño en estructuras de acero. Dichos cambios se observan en actualizaciones de los documentos de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA) y las revisiones SPSSB[4] del AISC.

De igual manera en los últimos años se ha experimentado un proceso de transformación en las técnicas de diseño estructural, originado por la salida del Código Sísmico de Costa Rica CSCR-02[6]. Este documento existe con el fin de ajustar los diseños a las características especiales que rigen en Costa Rica, basado en la experiencia de un grupo representativo de ingenieros, y en la historia sísmica de nuestro país. El código sísmico es una importante herramienta para simplificar los diseños estructurales, según las condiciones sísmicas predominantes que caracterizan la zona de Costa Rica. Estas diferentes características de diseño estructural conllevan una serie de cambios en las estructuras y en los resultados de los análisis respecto a los códigos nacionales, en comparación con las normas internacionales de diseño que rigen a nivel global. Dichos cambios en metodologías y en las consideraciones de diseño estructural pueden no ser siempre los más adecuados, si se considera que muchos de los cambios se basan en la experiencia profesional y en la normativa internacional y no en estudios profundos y detallados de los casos en análisis.

La tendencia global en los últimos años en diseño de acero ha sido utilizar la metodología LRFD, siendo este el cambio más significativo en el capítulo de acero del CSCR-02[6]. En el capítulo 10 del CSCR-02[6] "Requisitos para Acero Estructural" se especifica la utilización del método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD [3]) para estructuras con elementos sismo-

resistentes de acero laminado en caliente, cumpliendo con las especificaciones del Instituto Americano de Construcción de Acero (American Institute of Steel Construction, AISC) y del Instituto Americano de Hierro y Acero (American Iron and Steel Institute, AISI), y del AWS (American Welding Society), excepto donde sean modificadas en el CSCR-02[6] con base en los nuevos criterios globales de diseño. El SPSSB[4] en sus últimas revisiones, así como las especificaciones del LRFD son complementos indispensables del CSCR-02[6].

En el caso de edificaciones de acero estructural la investigación es escasa, y no se sabe con seguridad si las consideraciones en el diseño elástico generan estructuras compatibles en el control de desplazamientos laterales impuestos por el CSCR-02[6] y su capacidad real de deformación.

Para analizar las consecuencias de dichos cambios en el diseño final de los elementos estructurales, y así probar la validez de las modificaciones en el CSCR-02[6], se analiza a fondo en esta investigación el comportamiento no lineal y la demanda de ductilidad característica de los sistemas sismo-resistentes de marcos dúctiles, en busca de conclusiones en favor del mejoramiento del código sísmico.

1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.2.1 Objetivo General

Analizar el comportamiento no lineal y la demanda de ductilidad de estructuras tipo SMF de acero estructural, diseñados con la metodología LRFD (AISC) aplicando las restricciones del CSCR-02[6].

1.2.2 Objetivos Específicos

a) Diseñar y modelar una estructura de cuatro niveles de marcos SMF, utilizando el programa de análisis SAP2000.

b) Analizar el comportamiento de la estructura cuando se carga hasta condiciones extremas.

c) Definir secciones críticas en la estructura, formación de rótulas plásticas, rotaciones plásticas, modo de falla o colapso.

d) Determinar las consecuencias del diseño en la demanda de ductilidad de la estructura resultante.

e) Dar recomendaciones finales con base en los resultados del proyecto.

1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES DEL PROYECTO

1.3.1 Alcances

- El proyecto se enfoca al análisis de marcos de acero estructural tipo SMF solamente. No se abarcan los casos de marcos tipo IMF, OMF, SCBF, ICBF, OCBF, EBF, STMF según nomenclatura de SPSSB[4], que son parte de la regulación del código sísmico.

- Se utilizan solamente perfiles laminados en caliente de molino, típicos de las especificaciones de AISC. No se consideran secciones construidas con base en láminas de acero. El tipo de acero de los perfiles se limita a acero A572 grado 50, requisito para la utilización de conexiones pre-calificadas tipo Alas soldadas sin refuerzo – Alma soldada (WUF-W).

- No se considera el efecto P-Delta en los análisis con el método de capacidad espectral.

- Las soluciones estructurales que se desarrollan por medio de los análisis y con los programas de cómputo son estáticas, no se consideran condiciones dinámicas en la estructura.

- No se analizaran problemas de daños secundarios debido a los desplazamientos laterales por sismo.

- El porcentaje de cortante que aporta la torsión a la carga de sismo se considera despreciable.

- No se realizará el diseño del empalme de las columnas, de los soportes laterales, ni las placas de fundación (incluyendo placas de asiento). Se supone una condición de empotramiento perfecto, que no toma en cuenta la interacción entre el apoyo y el suelo.

- Se abarcará solamente el método de diseño LRFD que es base del CSCR-02[6].

1.3.2 Limitaciones

- El diseño de la estructura, así como el análisis no lineal estático de la estructura, se realiza en una sola dirección de carga sísmica, sobre los marcos que se consideran de mayor importancia para la estructura.

- Los programas de análisis no permiten una representación exacta de las condiciones de rigidez en la zona de panel de las conexiones viga-columna. No se reproducen en los modelos las condiciones de unión de los nudos viga-columna en términos de unión con soldaduras o pernos, placas de cortante, placas de refuerzo del alma, placas de continuidad etc.

- Se considera que las razones de esbeltez límite de los elementos de vigas y columnas evitan el pandeo local de las secciones W, por lo que se considera que los elementos mantienen una curva de esfuerzo-deformación que no varía su configuración original.

1.4 IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN

Los ingenieros civiles tienen la obligación de cumplir con las normativas de diseño que establezcan los códigos nacionales. El código sísmico de Costa Rica CSCR-02[6] entra en vigencia cambiando muchos de los procedimientos de diseño habituales en gran o menor escala. Los ingenieros deben asimilar las nuevas metodologías y detalles que se indiquen en el código sísmico para cumplir con su responsabilidad civil. De esto surge la inquietud y la problemática de asegurar que el nuevo código sísmico sea realmente efectivo para diseño estructural, y de saber en que grado los cambios realizados mejoran los diseños estructurales.

En el desarrollo de esta investigación se analiza la metodología de diseño estructural para marcos hechos de acero estructural, utilizando el tipo de sistema sismo-resistente de marcos especiales (SMF), que son marcos que soportan deformaciones inelásticas importantes con el sismo de diseño. Se realiza un análisis no lineal de la estructura para determinar la capacidad de carga de la estructura, la demanda de ductilidad de la misma, y el comportamiento plástico de los marcos que componen el sistema sismo-resistentes.

Debido a las características resistentes del acero estructural como material constructivo, y de los precios actuales del acero en el mercado nacional y mundial, es importante investigar los diseños según la normativa nacional, buscando un balance entre el cumplimiento de deformaciones laterales máximas y entre el aprovechamiento de las características estructurales de los perfiles de acero laminados en caliente.

1.5 ANTECEDENTES TEÓRICOS Y PRÁCTICOS

Como referencias prácticas para el diseño se tomaron los códigos del AISC que describen todas las metodologías y consideraciones de diseño LRFD, entre ellos "Load Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings"[3] para los conceptos generales de diseño de elementos, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"[4] para los requerimientos específicos de los diferentes tipos de marcos de acero, y la norma "FEMA 350"[17] para el detallado de las uniones precalificadas de viga-columna. Así también se utiliza el CSCR-02[6] como base de diseño sismo resistente de Costa Rica. Para los conceptos referentes al comportamiento no lineal de las estructuras se utiliza la norma FEMA 356[8] (anteriormente FEMA 273) y la norma ATC-40[20].

El proyecto de graduación de Ady Aviram Traubita "Evaluación de tres sistemas estructurales de acero sometidos a cargas sísmicas"[1] realizada en el año 2002 investiga los sistemas estructurales tipo SMF, SCBF y EBF, con las revisiones de las Provisiones Sísmicas SPSSB[4] y el CSCR2-02[6] bajo el método LRFD. En este trabajo la autora realiza una comparación en términos económicos y de complejidad de diseño entre los sistemas investigados.

La tesis de posgrado de Humberto Ramírez Quirós "Ductilidad Local y Global Asignada en marcos regulares de concreto reforzado Diseñados Según Propuesta del Código Sísmico de Costa Rica 2002"[15] del año 2002, es una fuente de información relativa al comportamiento de edificios a base de marcos. Estudia la demanda de ductilidad en estructuras de marcos de concreto reforzado específicamente.

El proyecto de graduación de Daniel Portuguez "Análisis del Comportamiento para Estructuras para Ductilidad 4 y Ductilidad 6"[19] es una fuente que compara el comportamiento de marcos de concreto reforzado para dos ductilidades, mediante análisis no lineal.

Entre la bibliografía disponible está el texto "Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD" de McCormak[11], "Diseño de estructuras de acero" de Roger L. Brockenbrough y Frederick S. Merritt [16] con contenido de uso práctico en el proyecto.

1.6 MARCO TEÓRICO

1.6.1 Ductilidad

La ductilidad es una característica propia del acero, que le permite deformaciones inelásticas importantes antes de que falle. La ductilidad de un elemento define su capacidad de deformación más allá del límite elástico sin pérdida excesiva de resistencia ni degradación de rigidez, y depende directamente del material y de las características de la sección. La ductilidad de un marco de un edificio define la capacidad de deformación lateral de la estructura medida en el último nivel ante un patrón de carga lateral sísmica. Depende de la ductilidad de los elementos como conjunto y de la configuración estructural y es importante para la disipación de energía sin que ocurra un colapso.

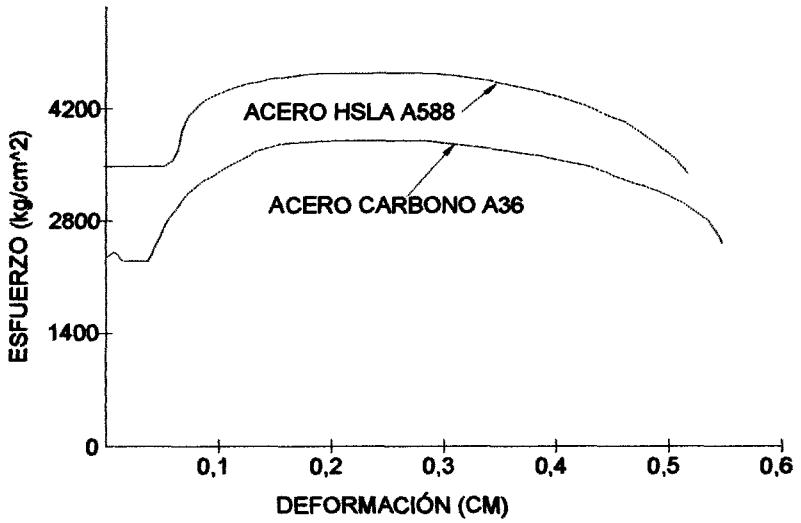


Figura 1-1 Esfuerzo - deformación del acero

La ductilidad global de una estructura (μ_G) se define como la relación entre el desplazamiento en el nivel superior al ocurrir la ruina total del sistema estructural, y el desplazamiento en el mismo nivel a un límite elástico, equivalente a un modelo bilineal derivado de las relaciones entre el cortante en la base del edificio y el desplazamiento del nivel. Se definen diferentes tipos de ductilidad:

- ✓ Ductilidad global Intrínseca (μ_{GI}): se define como la ductilidad global que puede desarrollar la estructura en función de la ductilidad local de los elementos y componentes.
- ✓ Ductilidad global por deriva (μ_{GD}): es la ductilidad global correspondiente a los límites de derivas y desplazamientos requeridos por el código sísmico.
- ✓ Ductilidad global requerida (demanda de ductilidad) (μ_{GR}): es la ductilidad global requerida por el sismo de diseño.
- ✓ Ductilidad global asignada (μ_{GA}): según el CSCR-02[6] representa el valor de ductilidad global que una edificación puede alcanzar, sin pérdida sensible de su capacidad estructural, en función de la ductilidad local de los elementos y de la regularidad en planta y altura del edificio (Tabla 4.3 CSCR-02[6]).

Para considerar la estructura en un comportamiento ideal se debe cumplir con lo siguiente:

$$\mu_{GR} \leq \min(\mu_{GA}, \mu_{GD}) \leq \max(\mu_{GA}, \mu_{GD}) \leq \mu_{GI}$$

Ecuación 1-1

1.6.2 Sistema sismorresistente

Los códigos de diseño sísmico prescriben fuerzas sísmicas con periodos de retorno entre 100 y 500 años, para el diseño de estructuras ordinarias. La magnitud de las cargas de diseño por sismo generalmente son muy altas para que los componentes del sistema sismorresistente las resistan en el rango elástico del material, lo cual resultaría antieconómico. Por lo tanto generalmente se espera una respuesta elástica inicial de los elementos y luego que el resto de la solicitación sísmica sea tomada en deformaciones inelásticas y se disipe en forma de energía. Para prevenir un colapso ante una carga sísmica, el sistema sismo-resistente debe mantener la integridad de sus elementos y componentes, y a menor escala debe ser capaz de reducir en la medida posible, las pérdidas económicas por daños menores, y sobre todo debe mantener la capacidad de uso regular de la estructura. Se debe de buscar un balance entre la seguridad ante el colapso y la funcionalidad del edificio, al ser este sometido al deterioro de sus componentes (estructurales y no estructurales) debido a cargas sísmicas cíclicas.

Por esto el entendimiento del comportamiento inelástico de la estructura toma gran importancia, pues permite al diseñador predecir cuanto pueden los componentes estructurales de la edificación desgastarse más allá del rango elástico, sin correr riesgo de un posible colapso o de la inhabilitación de uso normal de la estructura, así como también permite identificar cuales son las zonas que pueden ser reparadas y cuales presentarán inestabilidad aparente por deformaciones.

1.6.3 Marco dúctil

Los marcos dúctiles son sistemas de vigas y columnas, cuyas conexiones en los nudos son lo suficientemente rígidas para, en teoría, no variar el ángulo en la unión de los elementos ante cargas laterales. La suma de las resistencias en flexión de las vigas, de las columnas y de las conexiones proporciona la rigidez necesaria del sistema para tomar las cargas sísmicas laterales. Por las características del acero estructural, para el diseño de los elementos de los marcos dúctiles, es más importante el control de las deformaciones laterales y el mecanismo de plastificación de los elementos, que la demanda de carga de los componentes no estructurales.

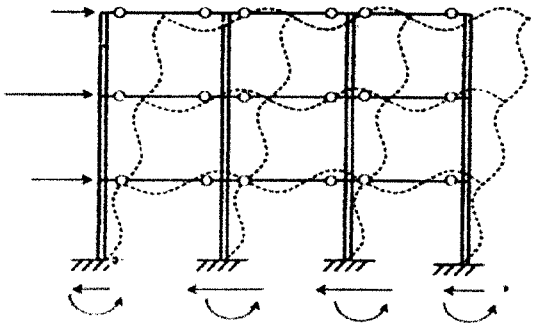


Figura 1-2 Deformación de marco dúctil ante cargas laterales

La deformación de vigas y columnas ante carga lateral produce la deformación de los elementos en doble curvatura, suponiendo el punto de inflexión en el centro del elemento (figura 1-2). Los cortantes altos en los niveles inferiores generan grandes deformaciones en las columnas, lo que reduce la deriva lateral con la altura. Conforme aumenta la altura desde la base de la estructura, los efectos de flexión inducidos por la carga lateral de sismo, generan un aumento en la deriva

entre niveles, produciendo también deformaciones axiales en tensión o compresión de las columnas.

La disipación de energía de los marcos se logra por medio de rótulas plásticas. Una correcta plastificación de los elementos generará un mecanismo estable de disipación de energía. Se debe buscar que las rótulas plásticas se formen preferiblemente en las vigas y no en columnas, para evitar el fenómeno de piso débil. La conexión debe ser diseñada para alejar la rótula de la zona de panel, para evitar fallas frágiles en las uniones de los elementos.

1.6.4 Marcos especiales tipo SMF (Special Moment Frame)

El estudio se centra en el diseño y análisis de sistemas sismo-resistente con base en marcos especiales tipo SMF (según SPSSB[4], marco designado como Special Moment Frame). Los marcos especiales SMF son sistemas de alto desempeño sismo-resistente, con alto grado de flexibilidad y alta ductilidad, cuyas conexiones viga-columna deben ser capaces de resistir las demandas de momento en los nudos.

Según su regularidad en planta o elevación, los marcos SMF trabajan con ductilidad global óptima de μ=6, o ductilidad local moderada de μ=3; como consecuencia el diseño conduce a fuerzas sísmicas relativamente bajas según el espectro de respuesta de diseño, y mayores deformaciones inelásticas de los marcos.

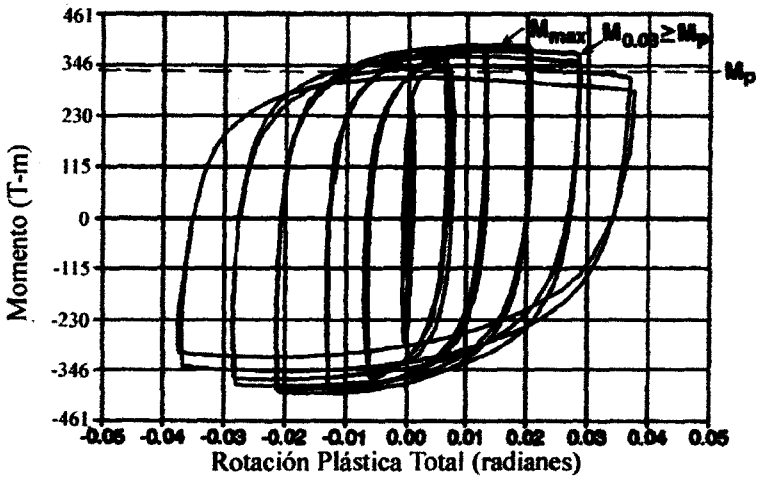


Figura 1-3 Momento – Rotación

La figura 1-3 muestra el comportamiento cíclico fuerza-deflexión (momento-rotación) para un elemento de acero resistente a momento. Las pendientes de las curvas representan la rigidez del elemento y las áreas encerradas representan la disipación de energía. Los sistemas compuestos de estos elementos pueden mantener su capacidad (rigidez, resistencia) durante grandes y repetidas incursiones en rangos inelásticos por medio de rótulas plásticas que generan gran disipación de energía, creando un amortiguamiento de la respuesta inelástica, por las rotaciones inelásticas cíclicas de gran magnitud (sin pérdida significativa de la capacidad última de la sección) y mejorando el comportamiento sísmico de la estructura, sin requerir excesiva resistencia o deformación de la misma.

La ductilidad disponible del sistema estructural puede verse afectado por cambios en el comportamiento histerético en los componentes críticos, causados por ejemplo por el pandeo local o global de los elementos. Esto se puede prevenir cumpliendo con los requerimientos básicos impuestos por el AISC[3] y el CSCR-02[6]. El comportamiento sísmico inelástico de las estructuras se ve afectado por la distribución de las deformaciones inelásticas internas, donde en algunas ocasiones la demanda de ductilidad se puede concentrar en una porción de la estructura, creando una concentración de daño.

1.6.5 Requisitos de límites de desplazamientos para diseño del CSCR-02

El CSCR-02[6] en la sección 7.8 define los límites de desplazamientos y deformaciones para todo tipo de estructuras contempladas como sistema sismorresistente. Los desplazamientos inelásticos relativos deben verificarse en todos los niveles, y quedan sujetos a estos límites. Las estructuras deben de atribuirse a un tipo de sistema estructural (tipo marco, dual, muro, voladizo y otros). Los límites de desplazamientos relativos no consideran específicamente el tipo de material base del sistema sismorresistente (sea concreto, acero, madera, o algún otro material), y aplica un valor límite general para cada sistema estructural. Los límites son de mayor o menor severidad en función a la clasificación de la edificación en el rango de importancia.

Tabla 1-1 Límite superior de los desplazamientos relativos Δi/Hi según categoría de edificación y sistema estructural

Sistema Estructural	Edificaciones A y C	Edificaciones B, D y E
Tipo Marco	0.010	0.016
Tipo Dual	0.010	0.014
Tipo Muro	0.008	0.008
Tipo Voladizo	0.010	0.016
Tipo Otros	0.005	0.008

$Hi = h_i - h_{i-1}$, altura entre el nivel inferior y superior del piso i

El apartado 7.8.b permite que para edificaciones de categoría B, D o E diseñadas con ductilidad local óptima se pueden incrementar los límites superiores de los desplazamientos relativos hasta en un 50%. Se deben utilizar en dicho caso métodos alternativos de análisis (Método de Capacidad Espectral, Método No Lineal Dinámico) y se debe de considerar el efecto P-Δ. La capacidad ante cargas laterales considerando dicho factor y correspondiente a los límites de desplazamientos relativos debe ser mayor que el 80% de la capacidad estructural máxima.

Para efectos de esta investigación, se realizaron dos diseños con límites de desplazamientos relativos diferentes. Se reconocerá dentro del documento como "*Caso A*" a la estructura diseñada con sistema estructural tipo marco con límite de deriva de 1,6%, y se conocerá como el "*Caso B*" a la estructura diseñada con sistema estructural tipo marco con límite de deriva de 2,4%, aplicando el apartado 7.8.b del CSCR-02[6] mencionado anteriormente.

1.6.6 Diseño por método estático

Para considerar el efecto sísmico se utiliza el método de diseño de fuerzas reducidas, el cual reduce las fuerzas que debe resistir el edificio por medio de factores que toman en cuenta la ductilidad de la estructura y la sobre-resistencia, calculando las fuerzas internas de los elementos por un análisis elástico-lineal. Específicamente se utiliza el método estático (sección 7.4, CSCR-02[6]), que aplica el efecto de sismo como fuerzas estáticas puntuales en cada nivel del edificio, suponiendo la masa del edificio oscilando en un primer modo lineal aproximado.

El diseño de la estructura contempla los requisitos estipulados en el CSCR-02[6] en el capítulo 10.2.6, en cuanto a diseño de conexiones vigas-columna, zona de panel en conexiones viga-columna, estipulaciones de limitaciones de vigas y columnas, placas de continuidad, razón de momentos columna-viga, soporte lateral de las conexiones viga-columna y soporte lateral de vigas y demás requerimientos generales de diseño. El diseño de las conexiones viga-columna requiere un detallado especial para el desarrollo de la capacidad plástica de las vigas y para la reducción de los desplazamientos laterales de la estructura. Para la fabricación de los marcos se utilizan perfiles laminados en caliente aplicables a las anteriores metodologías de análisis. Dichas estructuras deben ser capaces de transmitir las fuerzas sísmicas generadas en cada nivel al medio soportante.

1.6.7 Análisis no lineal estático

Para una adecuada comprensión del análisis no lineal es necesario manejar conceptos como la *Capacidad*, que es la habilidad de la estructura para resistir la demanda sísmica. Depende de las características de resistencia y deformación de los componentes individuales de la estructura. También se debe entender la *Demanda* como la fuerza sísmica generada en representación de la aceleración del terreno (en función del período del edificio, el tipo de suelo, la zona sísmica, de la ductilidad asignada y un amortiguamiento del 5%), que genera un desplazamiento lateral definido de la estructura. Finalmente el *Análisis no lineal estático con incremento monotónico de fuerzas (pushover)* es un procedimiento en el cual se aplica un patrón de carga lateral (definido como el patrón de carga sísmica del método estático normalizado por el valor de carga sísmica mayor) aumentado incrementalmente, sometiendo a la estructura a un proceso de plastificación hasta alcanzar el límite de fuerzas y deformaciones. Se conoce así la historia de la formación de rótulas plásticas según los desplazamientos laterales de la estructura.

Para verificar las capacidades de los elementos estructurales y estimar las demandas de ductilidad local e indicadores de daño, así como calcular los desplazamientos inelásticos absolutos y relativos, se utiliza el método de capacidad espectral definido en el apartado 7.7.b del respectivo capítulo del CSCR-02[6].

Mediante un análisis no lineal de incremento monotónico de fuerzas laterales con plastificación por etapas, se procede a cargar el pórtico de manera que los elementos dejen de trabajar en el rango elástico lineal, permitiendo la deformación de los elementos de la estructura por comportamiento plástico, con una ductilidad global definida. La carga se realiza por etapas, en las cuales se analiza la formación secuencial de rótulas plásticas. Además se busca encontrar información de la historia de deformaciones inelásticas en elementos críticos, identificar regiones críticas que requieran de detallado especial, asegurar un comportamiento estructural adecuado y definir el mecanismo de colapso de la condición de falla.

Una forma de presentar los resultados del análisis no lineal es mediante gráficos de Cortante en la base contra Desplazamiento del techo. A esta curva se le llama "Curva de Capacidad de Carga". De aquí se puede estimar la ductilidad global de la estructura en función de la ductilidad local de los elementos y de su configuración.

Se puede combinar la Curva de Capacidad de Carga de la estructura con la curva de demanda sísmica en un gráfico de espectros de aceleraciones con ductilidad constante (Espectros ADRS; Espectros de Respuesta Aceleración-Desplazamiento según siglas en ingles), mediante el uso de la metodología del ATC-40[20], con amortiguamiento del 5% y un valor a_{ef} dependiente de la zona sísmica. La conversión de los espectros de diseño de Sa–T a los correspondientes valores de Sd para cada punto de la curva se utiliza la ecuación:

$$S_d = \left(\frac{Ti}{2\pi}\right)^2 \cdot S_a \cdot \mu$$

Ecuación 1-2

Donde T es el período del primer modo de la estructura en segundos en el rango elástico, μ la ductilidad asignada y Sa el valor espectral de aceleración. Con dicha gráfica se obtiene el punto de desempeño de la estructura, definido como el punto donde la curva de demanda interseca a la curva de capacidad espectral.

1.6.8 Objetivo de desempeño

Las edificaciones pueden ser diseñadas para diferentes niveles de desempeño en función de su importancia dentro del contexto social. Dependiendo de dicha importancia el diseño puede permitir o no degradaciones de los componentes estructurales hasta un cierto nivel de daño, con el objetivo de mantener el funcionamiento normal de la estructura. Según la importancia de la estructura se asignan diferentes niveles de eventos sísmicos de diseño, aumentando su severidad en términos del periodo de retorno de ocurrencia.

Los patrones de medición de los objetivos de desempeño se consideran en deformaciones y rotaciones de los elementos componentes de los marcos del sistema sismo-resistentes. El comportamiento de las rótulas plásticas de vigas y columnas sirve para medir los niveles de deformaciones del elemento en función de los objetivos de desempeño según se muestra en la figura 4.

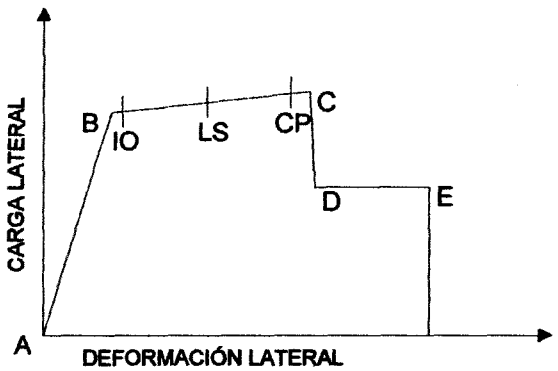


Figura 1-4 Carga – deformación lateral

La recta de A a B define el comportamiento elástico de la rótula plástica, el tramo B a C representa el comportamiento inelástico del elemento con una pendiente debido al endurecimiento del material de 3 % de la pendiente elástica. El tramo C a D representa una pérdida de súbita de resistencia, y D a E representa la capacidad última de la rótula antes del colapso. Los puntos IO, LS y CP representan los límites de aceptabilidad que sirven para medir el cumplimiento de objetivos de desempeño, con base en los parámetros de diseño (como fuerzas en elementos, derivas, rotaciones plásticas). IO (Inmediate Ocupation, siglas en ingles) representa

Nivel de Ocupación Inmediata, LS (Life Safety, siglas en ingles) representa seguridad de vida y CP (Colapse Prevention, siglas en ingles) representa prevención de Colapso.

Cuando sé grafican la curva de capacidad de la estructura, obtenida por el método de análisis no lineal, junto con las curvas de demanda, se puede definir el punto de desempeño del edificio y encontrar la demanda de ductilidad o ductilidad global requerida. Para dicha condición de desplazamiento se puede verificar si los componentes estructurales no se dañan más allá de los límites aceptables del objetivo de desempeño. Se revisará como límite de aceptabilidad la condición de seguridad de vida (LS) para las columnas y vigas de la estructura.

2 CAPÍTULO II - CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA Y CARGAS DE DISEÑO

2.1 GENERALIDADES

Se presentan las principales características de la configuración geométrica de la edificación utilizada para el diseño incluyendo las consideraciones para el sistema de entrepiso, paredes y techo.

Se presenta el desglose de las cargas gravitatorias generadas por los componentes estructurales así como los no estructurales.

2.2 GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

La configuración geométrica utilizada se muestra en el modelo en tres dimensiones en la figura 2-1. Se escogió una estructura que represente el tipo de estructura metálica típica que se construye en nuestro medio.

Figura 2-1 Configuración geométrica tridimensional

La estructura de diseño es un modelo sencillo estilo cajón, compuesto por marcos tipo SMF, acomodados en cada dirección principal como se muestra en la figura 2-2. Consiste en tres marcos en cada dirección principal X y Y (A, B, C, 1, 2, 3) separados a 6,0 m, generando dos vanos por sentido, de tal manera que se forman cuatro entrepisos por nivel, que cargan las vigas

en una sola dirección (dirección de carga en eje Y), siendo las vigas de carga las correspondientes a los marcos A, B y C, y las vigas de amarre en los ejes 1, 2 y 3.

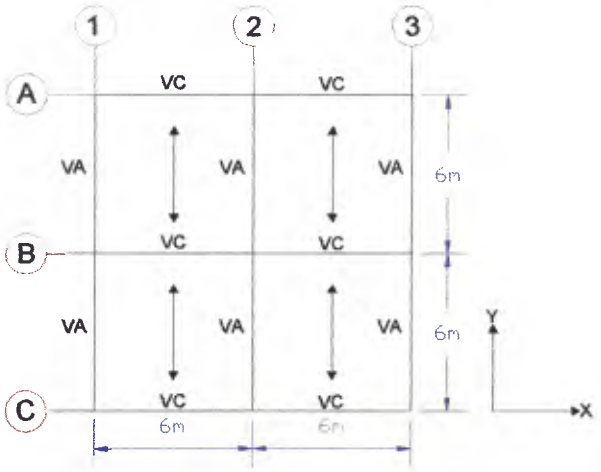


Figura 2-2 Distribución en planta

En elevación, el edificio cuenta con cuatro niveles, con separación de 3,0 m entre los pisos 1, 2, 3 y el techo, mientras que la separación entre la planta baja y el primer piso es de 3,5 m (figura 2-3). Al contar con cuatro niveles, la edificación cumple con los requisitos de altura del CSCR-02[6] para la utilización del método estático lineal de diseño.

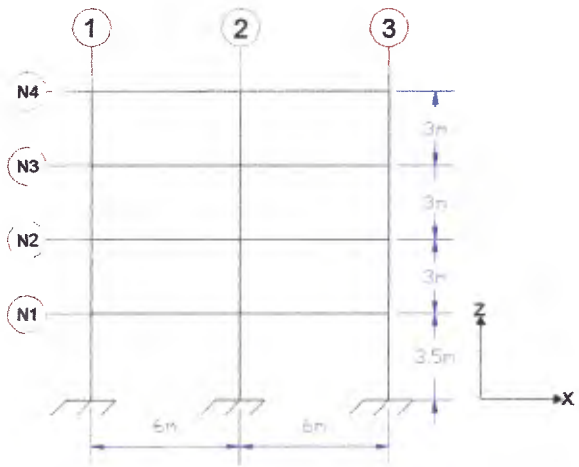


Figura 2-3 Distribución de elevaciones

La unión de la estructura a tierra se realiza por medio de empotramientos ideales en la base de cada columna y en cada dirección principal, restringiendo los seis grados de libertad principales.

Las columnas de perfiles W se encuentran orientadas como se muestra en la figura 2-4, en donde los marcos A y C tienen las columnas orientadas en el sentido fuerte ante un sismo en la dirección X, por lo que dichos marcos resisten la mayoría de la fuerza cortante en la base generada por el sismo de diseño. El marco B tiene las columnas ubicadas en el sentido débil ante el sismo de diseño en X, por lo que contribuye poco a la estabilidad de la estructura.

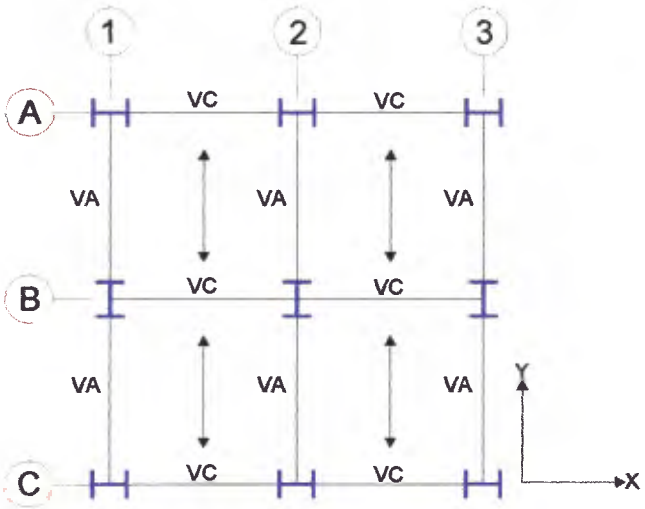


Figura 2-4 Distribución de columnas

La orientación de las columnas para los marcos 1, 2 y 3, en el sentido Y es igual para los tres, con dos columnas en el sentido débil en los extremos de los marcos y una en el sentido fuerte en el centro ante un sismo en la dirección Y. El cortante en la base se distribuye equitativamente entre los tres marcos ante una fuerza sísmica en la dirección Y. La tabla 2-1 muestra un ejemplo representativo.

Tabla 2-1 Cortantes en la base de las columnas

Sismo en el sentido X					
Marco	**1**	**2**	**3**	**Σ**	**%CSx**
A	-2.609	-3.253	-2.609	-8.471	*40.3%*
B	-1.223	-1.611	-1.223	-4.06	*19.3%*
C	-2.609	-3.253	-2.609	-8.471	*40.3%*
unidades T				-21.00	

Sismo en el sentido Y				
Marco	**1**	**2**	**3**	unidades T
A	-1.571	-1.571	-1.571	
B	-3.857	-3.857	-3.857	
C	-1.571	-1.571	-1.571	
Σ	-6.999	-6.999	-6.999	-21.00
%CSy	*33.3%*	*33.3%*	*33.3%*	

Se diseñan los marcos A, B y C según las demandas generadas por el sismo de diseño en la dirección X. El sismo de diseño en la dirección Y, se toma en cuenta solamente a la hora de satisfacer los límites de derivas entre niveles.

2.3 CARGAS GRAVITATORIAS

El edificio de diseño es de tipo marco según la clasificación del CSCR-02[6], puesto que resiste las fuerzas sísmicas por medio de sistemas sismo-resistentes de marcos de acero, vinculados por un sistema horizontal o entrepisos en cada nivel. La estructura presenta regularidad en altura y en planta, con un período de retorno de 500 años, y una vida útil esperada de 50 años. Es un edificio de oficinas, tipo D de ocupación normal según el CSCR-02[6], ubicado teóricamente en la provincia de San José. El tipo de suelo es S_3 correspondiente a suelos con más de 6 m de arcilla de consistencia de suave a medianamente rígida o bien suelos no cohesivos de poca o media densidad.

Se consideraron cuatro opciones de entrepisos para el diseño (Anexo A). El sistema de entrepiso escogido es de tipo compuesto, con dos viguetas secundarias de entrepiso unidas a láminas estructurales de acero Metaldeck calibre 22 (Figura 2-5), que funcionan primero como formaleta para la colada de una losa de concreto de 5 cm de espesor, y luego como refuerzo estructural en la losa al fraguar el concreto. Dicho sistema se escoge con base en la investigación realizada por Ady Aviram[1], y demuestra ser una opción aceptable de entrepiso liviano. Con el fin de comprobar que las características del entrepiso fueran las adecuadas, sé rediseño y actualizó el cálculo del entrepiso (Anexo A), cumpliendo con las expectativas de esta investigación en lo referente a la revisión de la capacidad de las vigas secundarias, el diseño de los conectores de cortante que unen la losa y las vigas de entrepiso, la revisión del acero de refuerzo de la losa y la

revisión de deflexiones en la losa. Para el análisis de las vigas de carga y las vigas amarre del edificio, no se considera el efecto compuesto con la losa de entrepiso.

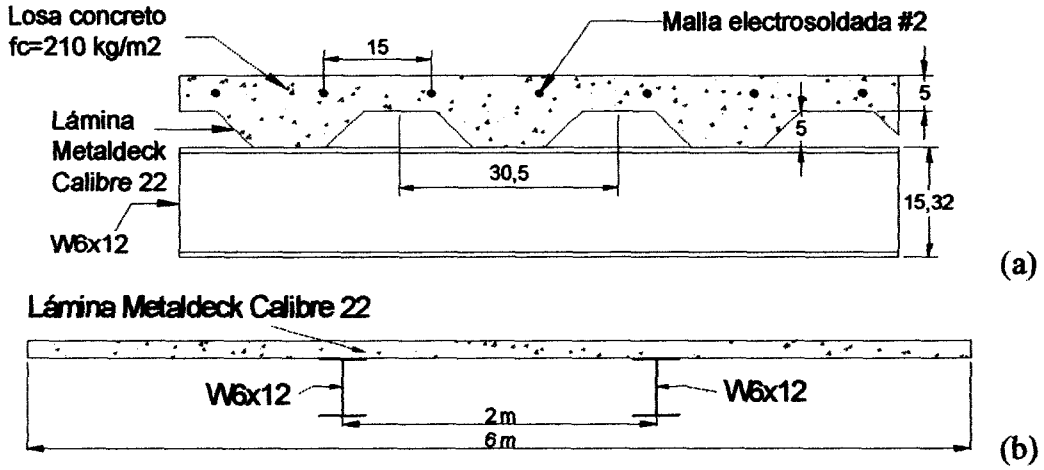


Figura 2-5 Entrepiso compuesto

(a) Corte transversal de la lámina, (b) Corte transversal de las vigas secundarias

Como fachada del edificio, se utiliza paneles de vidrio de 8 mm de espesor. El sistema de techo (Figura 2-6) consiste de lámina tradicional, largueros y cerchas, con perfiles W 6x12 en la cuerda superior, tubo estructural 9,5x9,5x0.19 cm como elementos verticales, apoyadas sobre las vigas de techo, que varían según el modelo estructural. La pendiente del techo es de 18°, por lo que la longitud del tubo estructural vertical es de 2 m, y se ubican en el marco central del eje 2. Las cerchas van apoyadas en el sentido paralelo a los ejes A, B, C en la dirección X.

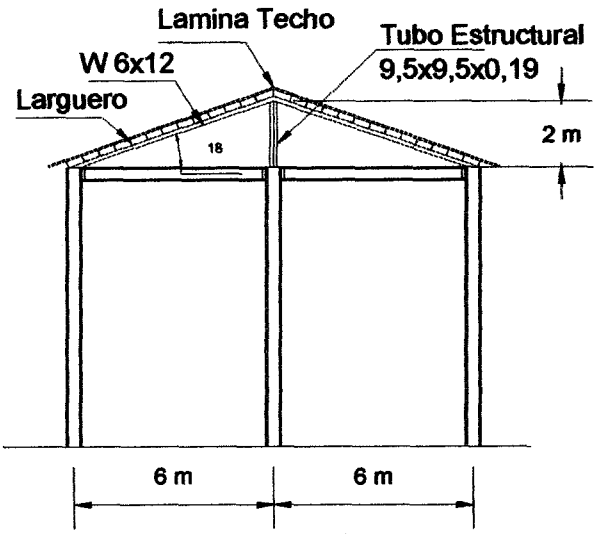


Figura 2-6 Sistema de techo

El desglose de la carga muerta general se muestra en la tabla 2-2. Incluye las características de carga de los entrepisos para un edificio tipo oficina, la carga por nivel del cerramiento de panelería de vidrio, y la carga característica de un sistema de techos tradicional. Las cargas temporales se determinan según la tabla 6.1 del CSCR-02[6]. Para edificios de ocupación normal las cargas temporales mínimas se muestran en la tabla 2-3.

Tabla 2-2 Cargas muertas - Entrepiso compuesto, panelería y techo de lámina

Entrepiso Compuesto	
Acabados piso	75
Particiones	75
Cielo suspendido	10
Instalaciones Electromecánicas	15
Aire Acondicionado	10
Lamina estructural	7,62
Vigas secundarias	7
Losa 7,5cm	180
Total (kg/m^2)	**380**

Paneles de Vidrio		
Nivel 1	Vidrio	65
	Accesorios	17,5
	Total (kg/m)	**82.5**
Nivel 2,3	Vidrio	60
	Accesorios	17,5
	Total (kg/m)	**77.5**
Nivel 4 Techo	Vidrio	60
	Accesorios	17,5
	Total (kg/m)	**77.5**

Techo de Lámina	
Cubierta lamina	5
Largueros	10
Cielos	20
Tensores y otros	5
Total (kg/m^2)	**40**

Tabla 2-3 Carga viva

Carga temporal unitaria mínima		
Sistema entrepiso	250	kg/m^2
Lámina de techo	40	kg/m^2
Construcción	80	kg/m^2

Para el diseño de los elementos de vigas, columnas y conexiones entre dichos elementos, se utilizan factores de participación según las ecuaciones 6-1 a 6-4 del CSCR-02[6], para obtener las cargas últimas de diseño. Dichas ecuaciones se resumen a continuación:

$$CU = 1{,}4 \cdot CP$$

Ecuación 2-1

$$CU = 1{,}2 \cdot CP + 1{,}6 \cdot CT$$

Ecuación 2-2

$$1{,}05 \cdot CP + 0{,}5 \cdot CT \pm CS$$

Ecuación 2-3

$$0{,}95 \cdot CP \pm CS$$

Ecuación 2-4

Donde:

CU = Carga última

CP = Carga permanente

CT = Carga temporal

CS = Carga sísmica

Debido a las características particulares en el peso de las losas de entrepiso, así como en el sistema de panelería de vidrio como fachada, y en el sistema de techo tradicional de lámina, las cargas de diseño generan una estructura muy liviana en comparación a un edificio de concreto reforzado, o a un edificio de marcos de acero con entrepisos de losa de concreto. Por las características del acero estructural, el aporte en peso de las secciones W de vigas y columnas es un porcentaje muy bajo del peso total del edificio. Las cargas asignadas a cada viga de carga y de amarre se muestran en el Anexo C.

2.4 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

El acero estructural utilizado para los perfiles W laminados en caliente es tipo ASTM A572 grado 50 de columbio-vanadio de alta resistencia y baja aleación, con esfuerzo de fluencia de 3500 kg/cm^2 y esfuerzo último de 4550 kg/cm^2, y peso específico (γs) de 7850 kg/m^3.

Los conectores de cortante del sistema de entrepiso que trasmiten los esfuerzos de cortante, son barras de refuerzo ASTM A615 grado 40, con esfuerzo de fluencia de 2800 kg/cm^2 y esfuerzo de fluencia último de 4900 kg/cm^2, con un diámetro de 5/8" (1.59 centímetros, comúnmente conocido como varilla #5) y longitud mínima de cabos de 8,81 centímetros.

Para el refuerzo de la losa del entrepiso compuesto, se utiliza malla electro soldada tipo ASTM SAE-1010 grado 59, con esfuerzo de fluencia mínimo de 4100 kg/cm^2, y espaciamiento de 15 cm centro a centro de varillas.

El techo lleva lámina de ondulada galvanizada tradicional con una peso promedio de 5 kg/m^2. La estructura de la cercha incluye tubo estructural tipo JIS G-3132 SPHT de 9,5x9,5x0,19 de Tubotico, con esfuerzo de fluencia de 2310 kg/cm^2 y peso específico (γs) de 7850 kg/m^3.

El concreto utilizado para la losa colada de entrepiso tiene una capacidad de f'_c =210 kg/cm^2.

El vidrio utilizado como fachada es de 8 milímetros de espesor con una densidad de 2500 kg/m^3. El electrodo utilizado para el diseño de las conexiones viga-columna es E7018, con material de soldadura con capacidad mínima de esfuerzo de 4900 kg/cm^2.

3 CAPITULO III - CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO

3.1 GENERALIDADES

En esta sección se presentan las principales características de diseño de los sistemas sismorresistentes a base de marcos SMF según las normativas de diseño de AISC[3] (LRFD), del SPSSB[4] y del capítulo 10 del CSCR-02[6]. Se resumen los resultados de diseño para los casos objeto de análisis, incluyendo los perfiles de vigas y columnas, y las características de los componentes de las conexiones. Se comparan las estructuras en función a la cantidad de acero estructural de los perfiles de vigas, columnas y de los componentes de las conexiones.

3.2 CARÁCTERÍSTICAS DE MODELAJE EN SAP2000

El programa SAP2000 Nonlinear 7.4 v trabaja por coordenadas en una interfaz tridimensional, lo cual facilita la construcción del modelo de la estructura. Con las coordenadas adecuadas se dibujan los elementos de nodo a nodo y se les asigna secciones predeterminadas obtenidas de una base de datos de AISC para el programa, y se introducen las características típicas del acero estructural (γ, ν, E_s, F_y, G).

Se asignan las cargas gravitatorias de entrepisos, paredes y techo, obtenidas según se ha descrito anteriormente, como cargas distribuidas y puntuales sobre los elementos y nudos. El peso de los elementos es calculado automáticamente por el programa. Se introducen las cargas laterales estáticas del sismo de diseño y las combinaciones de carga definidas por el CSCR-02[6]. Los entrepisos se consideran como diafragmas rígidos en su plano, por lo que se aplican diafragmas en cada nivel. En la modelación de las zonas de panel de las conexiones viga-columna, se toma solamente un valor de rigidez representativo al nudo. No se permite un detallado específico del tipo de conexión. La utilización de un comando del programa interpreta la luz libre verdadera de las vigas según las dimensiones de los elementos de viga y columna, y define los límites de la zona de panel. Para dicha zona de panel se toma un valor de rigidez de 0,5 en la escala de 0 a 1. Al correr el programa se obtiene información de deformaciones, reacciones en los apoyos, carga axial, cortante, torsión y momento de cada sección para el diseño de los elementos. Se comprueba también el período de la estructura.

3.3 CONSIDERACIONES PARA LA CARGA SÍSMICA

Se considera para el diseño sísmico que la ductilidad local de los elementos componentes del sistema sismo-resistentes es óptima según la sección 4.4.1 del CSCR-02[6]. Con base en la ductilidad local de los elementos, y de la regularidad en planta y altura del edificio, se asigna un valor de ductilidad global de $\mu = 6$.

Tabla 3-1 Ductilidad global asignada

Regularidad en Planta	Sí
Regularidad en Altura	Sí
Ductilidad Local Óptima	Sí
Ductilidad Global Asignada	6

El Factor Espectral Dinámico (FED) se obtuvo de los espectros de aceleración CSCR-02[6]. La siguiente tabla resume las consideraciones iniciales tomadas para el cálculo del coeficiente sísmico de la estructura para los casos de análisis. La carga sísmica con dicho coeficiente se aplica en ambas direcciones del edificio.

Tabla 3-2 Cálculo de coeficiente sísmico inicial

Coeficiente Sísmico	
Período retorno	500 años
Vida útil	50 años
Tipo estructural	Marco
Tipo (oficina)	D
I- Factor de importancia	1
SR- Sobre-resistencia	2
Tipo de suelo (San José)	S3
Zona sísmica	III
a_{ef} - Aceleración pico efectiva	0,36 g
FED- Factor espectral dinámico	0,607
N- número de pisos	4
Ti- período fundamental inicial	0,48
C= a_{ef} I FED/ SR	0,109 g
α	0,7

3.3.1 Diseño por capacidad de los elementos

Las cargas sísmicas son calculadas por el método estático, donde las fuerzas laterales sísmicas son equivalentes al peso por nivel del edificio. El desglose de la fuerza sísmica y del cortante en la base se resume en la tabla 3-3 para el diseño por capacidad. La fuerza sísmica y el cortante en la base se calculan como:

$$F_{si} = V \cdot \frac{W_i H_i}{\Sigma W_i H_i}$$

Ecuación 3-1

$$V_b = C \cdot W$$

Ecuación 3-2

Tabla 3-3 Cálculo de fuerza sísmica, diseño por capacidad

Pesos y cargas sísmicas por nivel							
Nivel	hn (m)	Wi (T)	hi (m)	Wihi (T-m)	Fracción	Fi (T)	V (T)
TECHO	1,5	10,10	12,5	126,2	0,09	0,829	0,83
N3	3	67,06	9,5	637,0	0,44	4,182	5,01
N2	3	67,06	6,5	435,9	0,30	2,861	7,87
N1	3,25	67,45	3,5	236,1	0,16	1,550	9,42
N0			0				
	Σ	211,66		1435,2		**V=CW**	**9,42**

El CSCR-02[6] en la sección 7.4.f, mediante la ecuación 3-3, permite recalcular el período de la estructura, lo que en consecuencia genera nuevos valores de FED y nuevos valores de Coeficiente Sísmico C, que son diferentes para cada diseño.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1\sum_{i=1}^{N} W_i (\delta_i^e)^2}{g\sum_{i=1}^{N} F_i \delta_i^e}}$$

Ecuación 3-3

La tabla 3-4 muestra el coeficiente sísmico final, que corresponde al factor espectral dinámico del período de mayor valor recalculado entre ambas direcciones principales. Aunque se puede aplicar un coeficiente sísmico independiente en cada dirección de análisis, se aplica el mismo en ambas direcciones para uniformar la carga sísmica, considerando que las diferencias entre períodos entre ambas direcciones no genera cargas sísmicas significativamente diferentes, y que el diseño de los elementos se realiza en la dirección X.

Tabla 3-4 Cálculo de coeficiente sísmico final para diseño por capacidad

Diseño por capacidad		
Eje	Dirección X	Dirección Y
FED	0,247	
Periodo Final T_f	0,932	1,182
Coeficiente Sísmico C	0,045	

En la tabla 3-4 se aprecia que se obtiene un período de la estructura de 1,18 en la dirección más débil. Dicho período es mucho mayor que el supuesto inicialmente con las ecuaciones del CSCR-02[6] de 0,48 s, consecuencia de los altos desplazamientos laterales permitidos por las secciones de vigas y columnas escogidas, que forman un marco de baja rigidez. En consecuencia al alto período, la carga sísmica se reduce significativamente de 23,1 toneladas inicialmente, a 9,42 toneladas. La tabla 3-5 muestra la distribución de cortante en la base por marco en ambas direcciones principales.

Tabla 3-5 Cortantes en la base de las columnas (Diseño por capacidad)

Sismo en el sentido X					
Marco	1	2	3	Σ	%CSx
A	-1,29	-1,582	-1,29	-4,162	44,2%
B	-0,329	-0,439	-0,329	-1,10	11,6%
C	-1,29	-1,582	-1,29	-4,162	44,2%
				-9,42	
Sismo en el sentido Y					
Marco	1	2	3		
A	-0,497	-0,497	-0,497		
B	-2,147	-2,147	-2,147		
C	-0,497	-0,497	-0,497		
Σ	-3,141	-3,141	-3,141	9,42	
%Csy	33,3%	33,3%	33,3%	unidades T	

Los resultados de los cálculos de desplazamientos elásticos, inelásticos y la deriva se muestran en la tabla 3-6. Las derivas permisibles son Δi/hi = 1,6% según la tabla 1-1, y de Δi/hi = 2,4% como máximo si se aplica la sección 7.8.b del CSCR-02[6], donde Δi se define como:

$$\Delta_i = \Delta_i^e \cdot \mu \cdot SR = \Delta_i^e \cdot 6 \cdot 2$$

Ecuación 3-4

El desplazamiento inelástico absoluto se define como:

$$\delta_i = \alpha \cdot \mu \cdot SR \cdot \delta_i^e = 0.7 \cdot 6 \cdot 2 \cdot \delta_i^e$$

Ecuación 3-5

Tabla 3-6 Desplazamientos laterales totales y relativos, dirección X (Capacidad)

Nivel	Desplazamiento elástico δ_e (cm)	Desplazamiento elástico relativo Δ_i^e (cm)	Desplazamiento inelástico δ_i (cm)	Desplazamiento inelástico relativo Δ_i (cm)	Deriva Δ_i/h_i
Techo	1,61		13,52		
		0,26		3,06	1,02%
Nivel 3	1,35		11,37		
		0,39		4,63	1,54%
Nivel 2	0,97		8,13		
		0,52		6,18	2,06%
Nivel 1	0,45		3,81		
		0,45		5,44	1,55%
Nivel 0	0,00		0,00		

Tabla 3-7 Desplazamientos laterales totales y relativos, dirección Y (Capacidad)

Nivel	Desplazamiento elástico δ_e (cm)	Desplazamiento elástico relativo Δ_i^e (cm)	Desplazamiento inelástico δ_i (cm)	Desplazamiento inelástico relativo Δ_i (cm)	Deriva Δ_i/h_i
Techo	2,55		21,41		
		0,37		4,43	1,48%
Nivel 3	2,18		18,31		
		0,61		7,36	2,45%
Nivel 2	1,57		13,16		
		0,83		9,96	3,32%
Nivel 1	0,74		6,19		
		0,74		8,84	2,53%
Nivel 0	0,00		0,00		

La deriva máxima del edificio en la dirección diseño X de 2,06% en el nivel 2, no cumple con la deriva permisible de 1,6%, aunque sí cumple con la deriva máxima de 2,4%. En la dirección Y de análisis, no se cumple con ninguno de los dos límites de deriva. La deriva máxima de la estructura en la dirección Y es de 3,32%, también en el nivel dos.

3.3.2 Diseño por desplazamiento límite

Una vez comprobado que las secciones de vigas y columnas, escogidas para cumplir con la demanda de cargas, no cumplen con los límites de derivas mínimos, se procede a buscar combinaciones de secciones que cumplan con los límites de deriva de 1,6% (Caso A) y de 2,4% (Caso B).

El desglose de la fuerza sísmica y del cortante en la base se resume en las tablas 3-8 y 3-9 para ambos casos en análisis.

Tabla 3-8 Cálculo de fuerza sísmica (Caso A)

Pesos y cargas sísmicas por nivel							
Nivel	hn (m)	Wi (T)	hi (m)	Wihi (T-m)	Fracción	Fsi (T)	V (T)
TECHO	1,5	11,87	12,5	148,4	0,10	2,028	2,03
N3	3	71,09	9,5	675,3	0,44	9,228	11,26
N2	3	71,09	6,5	462,1	0,30	6,314	17,57
N1	3,25	71,65	3,5	250,8	0,16	3,427	21,00
N0			0				
	Σ	225,70		1536,6		**V=CW**	**21,00**

Tabla 3-9 Cálculo de fuerza sísmica (Caso B)

Pesos y cargas sísmicas por nivel							
Nivel	hn (m)	Wi (T)	hi (m)	Wihi (T-m)	Fracción	Fsi (T)	V (T)
TECHO	1,5	11,10	12,5	138,7	0,09	1,272	1,27
N3	3	68,25	9,5	648,4	0,44	5,948	7,22
N2	3	68,25	6,5	443,6	0,30	4,070	11,29
N1	3,25	68,72	3,5	240,5	0,16	2,206	13,50
N0			0				
	Σ	216,31		1471,2		**V=CW**	**13,50**

Se aprecia que en el caso de deriva máxima de 1,6%, la carga sísmica de 21,00 toneladas resulta ser mayor que en el caso de deriva máxima de 2,4% con carga sísmica de 13,50 toneladas, lo que reafirma la suposición de que a mayores capacidades de deformaciones laterales se asocia una disminución de las cargas sísmicas de diseño y un aumento del período de la estructura. Las tablas 3-10 y 3-11 muestran la distribución de cortante en la base por marco en ambas direcciones principales. Para ambos casos, la distribución de la fuerza cortante en la base de los marcos es prácticamente igual.

Tabla 3-10 Cortantes en la base de las columnas (Caso A)

Sismo en el sentido X					
Marco	1	2	3	Σ	%CSx
A	-2,609	-3,253	-2,609	-8,471	40,3%
B	-1,223	-1,611	-1,223	-4,06	19,3%
C	-2,609	-3,253	-2,609	-8,471	40,3%
				-21,00	
Sismo en el sentido Y					
Marco	1	2	3		
A	-1,571	-1,571	-1,571		
B	-3,857	-3,857	-3,857		
C	-1,571	-1,571	-1,571		
Σ	-6,999	-6,999	-6,999	-21,00	
%Csy	33,3%	33,3%	33,3%	unidades T	

Tabla 3-11 Cortantes en la base de las columnas (Caso B)

Sismo en el sentido X					
Marco	1	2	3	Σ	%CSx
A	-1,684	-2,061	-1,684	-5,429	40,2%
B	-0,792	-1,054	-0,792	-2,64	19,5%
C	-1,684	-2,061	-1,684	-5,429	40,2%
				-13,50	
Sismo en el sentido Y					
Marco	1	2	3		
A	-1,014	-1,014	-1,014		
B	-2,470	-2,470	-2,470		
C	-1,014	-1,014	-1,014		
S	-4,499	-4,499	-4,499	-13,50	
%CSy	33,3%	33, .3%	33,3%	unidades T	

Debido a los diferentes límites de deriva permisible que se tiene para cada caso de análisis, las estructuras experimentarán un período diferente en función de las secciones de diseño asignadas para cumplir dichos límites de desplazamiento lateral. La tabla 3-12 muestra los coeficientes sísmicos finales para cada estructura.

Tabla 3-12 Cálculo de coeficiente sísmico final, diseños por deriva

Deriva (Δi/hi)	**1,6%**		**2,4%**	
Eje	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
FED	0,517		0,347	
Periodo Final T_f	0,536	0,565	0,846	0,792
Coeficiente Sísmico C	0,093		0,062	

En la tabla 3-12 se aprecia que ante el aumento de los límites de deriva, se produce un incremento en el período de la estructura, generado por la mayor capacidad de deformación lateral. Es notable que el período inicial supuesto con las ecuaciones del CSCR-02[6] de 0,48 s, predice de manera aceptable el período para derivas de 1,6%, pero se aleja significativamente en el caso de derivas de 2,4% donde la aproximación del período deja de ser aceptable.

Los resultados de los cálculos de desplazamientos elásticos, inelásticos y la deriva se muestran en las tablas 3-13 a 3-16, para ambos casos de análisis, y en ambas direcciones principales. Las derivas permisibles son Δi/hi = 1,6% y Δi/hi = 2,4%.

Tabla 3-13 Desplazamientos laterales totales y relativos, dirección X (Caso A)

Nivel	**Desplazamiento elástico δ_e (cm)**	**Desplazamiento elástico relativo Δ_i^e (cm)**	**Desplazamiento inelástico δ_i (cm)**	**Desplazamiento inelástico relativo Δ_i (cm)**	**Deriva Δ_i/h_i**
Techo	1,06		8,90		
		0,14		1,63	0,54%
Nivel 3	0,92		7,75		
		0,24		2,92	0,97%
Nivel 2	0,68		5,71		
		0,34		4,13	1,38%
Nivel 1	0,34		2,82		
		0,34		4,03	1,15%
Nivel 0	0,00		0,00		

Tabla 3-14 Desplazamientos laterales totales y relativos, dirección Y (Caso A)

Nivel	Desplazamiento elástico δ_e (cm)	Desplazamiento elástico relativo Δ_i^e (cm)	Desplazamiento inelástico δ_i (cm)	Desplazamiento inelástico relativo Δ_i (cm)	Deriva Δ_i/h_i
Techo	1,14		9,60		
		0,13		1,51	0,50%
Nivel 3	1,02		8,54		
		0,25		3,01	1,00%
Nivel 2	0,77		6,43		
		0,37		4,44	1,48%
Nivel 1	0,40		3,33		
		0,40		4,75	1,36%
Nivel 0	0,00		0,00		

Tabla 3-15 Desplazamientos laterales totales y relativos, dirección X (Caso B)

Nivel	Desplazamiento elástico δ_e (cm)	Desplazamiento elástico relativo Δ_i^e (cm)	Desplazamiento inelásticq δ_i (cm)	Desplazamiento inelástico relativo Δ_i (cm)	Deriva Δ_i/h_i
Techo	1,80		15,13		
		0,24		2,87	0,96%
Nivel 3	1,56		13,12		
		0,44		5,27	1,76%
Nivel 2	1,12		9,43		
		0,60		7,16	2,39%
Nivel 1	0,53		4,42		
		0,53		6,31	1,80%
Nivel 0	0,00		0,00		

Tabla 3-16 Desplazamientos laterales totales y relativos, dirección Y (Caso B)

Nivel	Desplazamiento elástico δ_e (cm)	Desplazamiento elástico relativo Δ_i^e (cm)	Desplazamiento inelásticq δ_i (cm)	Desplazamiento inelástico relativo Δ_i (cm)	Deriva Δ_i/h_i
Techo	1,50		12,57		
		0,16		1,86	0,62%
Nivel 3	1,34		11,26		
		0,33		3,96	1,32%
Nivel 2	1,01		8,49		
		0,49		5,89	1,96%
Nivel 1	0,52		4,37		
		0,52		6,24	1,78%
Nivel 0	0,00		0,00		

Los gráficos 3-1 y 3-2 muestran las capacidades de carga teóricas para el diseño por capacidad, el diseño con límite de deriva de 1,6% y el diseño con límite de deriva de 2,4%, calculadas según la teoría del CSCR-02[6]. En estos gráficos los desplazamientos mostrados son medidos en el nivel del techo. El valor de límite de fluencia se calcula multiplicando la fuerza sísmica de diseño por la sobre-resistencia, siguiendo la recta formada por el desplazamiento elástico asociado a dicha carga sísmica. Los desplazamiento inelásticos se obtienen de multiplicar el desplazamiento elástico por SR=2, por α=0.7 y por la ductilidad global asignada de μ=6.

Gráfico 3-1 Comportamiento inelástico según teoría de CSCR-02, dirección X

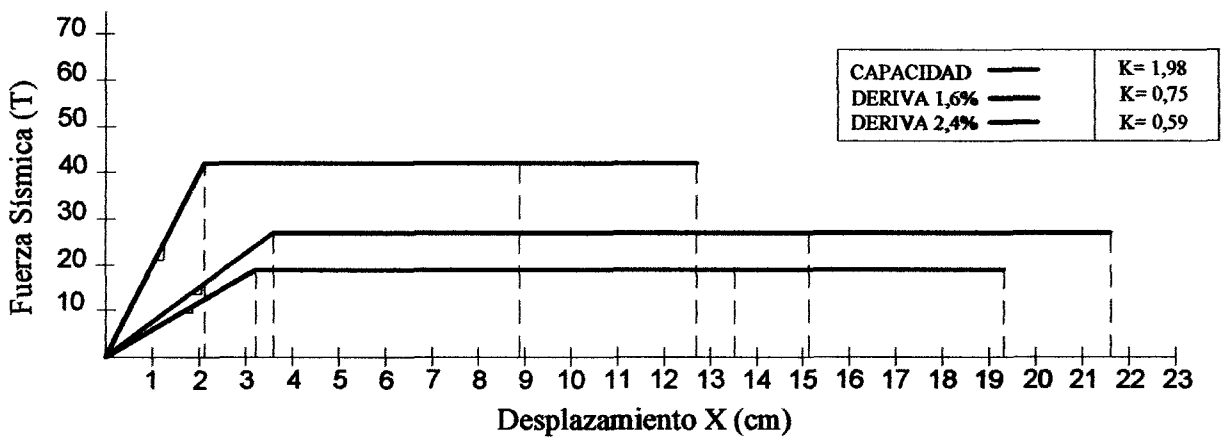
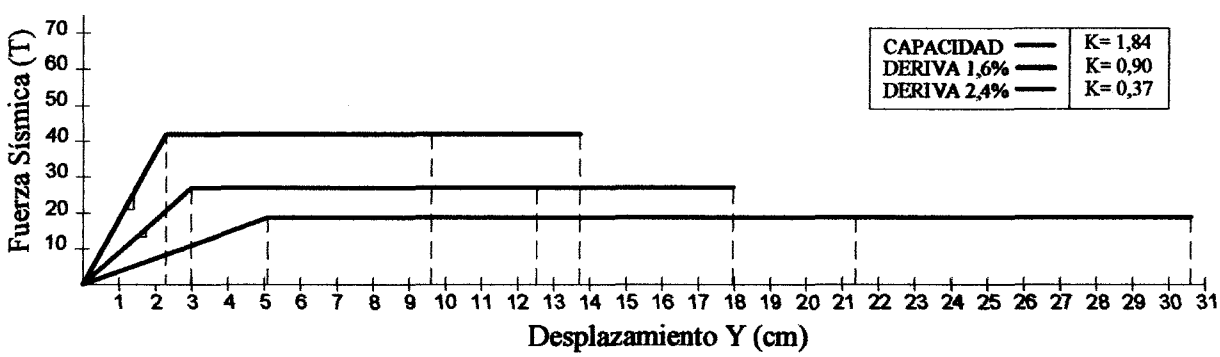


Gráfico 3-2 Comportamiento inelástico según teoría de CSCR-02, dirección Y



La tabla 3-17 resume los valores de desplazamientos teóricos elásticos e inelásticos de las curvas mostradas en los gráficos anteriores. De los gráficos y de la tabla se puede apreciar como se disminuyen las capacidades de deformación lateral de la estructura en ambas direcciones, consecuencia de la utilización de secciones W de vigas y columnas que forman marcos más rígidos y que aumentan el peso de la estructura, dando como resultado fuerzas sísmicas mayores.

Tabla 3-17 Desplazamientos teóricos según CSCR-02

Caso	$\delta_{elástico}$		$\delta_{fluencia}$		$\delta_{inelástico}$ (α=0.7)		$\delta_{inelástico}$ (α=1)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Capacidad	1,61	2,55	3,22	5,10	13,52	21,41	19,31	30,59
Deriva 1,6%	1,06	1,14	2,12	2,29	8,90	9,60	12,71	13,72
Deriva 2,4%	1,80	1,50	3,60	2,99	15,13	12,57	21,61	17,95

**Desplazamientos en centímetros*

El problema de derivas es crítico en el eje Y de la estructura, pues se tiene menor cantidad de secciones W ubicadas en la dirección fuerte de las columnas que en la dirección X. En el diseño por capacidad es notable la diferencia de rigidez entre los marcos en el sentido X y Y, donde el desplazamiento inelástico en Y es de 10 centímetros más que en la dirección X. En el diseño con límite de deriva de 1,6%, la dirección en la cual se deforma más la estructura es también en la dirección Y, pero en este diseño, la rigidez de los marcos en el sentido X es similar a la de los marcos en el sentido Y. En el diseño con límite de deriva de 2,4%, la deformación lateral máxima se da en la dirección X, caso contrario a los anteriores. La estructura resulta tener mayor rigidez en los marcos en el sentido Y producto de la combinación de secciones W utilizada. La pendiente de las secciones de las curvas correspondientes al comportamiento lineal representan la rigidez de la estructura. En la dirección X, la rigidez aumenta de k= 0,59 por capacidad hasta k= 1,98 para el límite de deriva de 1,6%. En la dirección Y, la rigidez aumenta de k= 0,37 por capacidad hasta k= 1,84 para el límite de deriva de 1,6%.

3.4 ESCOGENCIA DE LOS PERFILES W PARA VIGAS Y COLUMNAS

3.4.1 Diseño por capacidad

Para la escogencia de las secciones de las vigas del edificio, se hizo un pre-dimensionamiento dependiente de la carga aplicada a cada sección por los componentes no estructurales (entrepisos, paredes, etc). Se utiliza inicialmente las cargas mayoradas con la ecuación 2-2 para la obtención del momento último aplicado a cada sección. Con dicho momento aproximado se despejan los valores de Z requeridos para las vigas en cada marco y cada nivel. Los resultados de este procedimiento se muestran en la tabla 3-18, que resume los Z máximos necesarios para cumplir con las cargas máximas en cada marco, para los niveles 1,2 y 3, y para el nivel del techo.

Tabla 3-18 Secciones preliminares

	Niveles 1, 2, 3		Techo	
Eje	Z max (cm^3)	Sección	Z max (cm^3)	Sección
Marco A y C	259,27	W10x17	8,14	W6x12
Marco B	490,25	W10x26	0,00	W6x12
Marco 1 y 3	135,57	W8x15	8,14	W6x12
Marco 2	242,86	W10x17	0,00	W6x12

Para estandarizar el tipo de secciones de viga, se utilizan vigas W10x26 como vigas de carga en los marcos A, B y C, y secciones W10x17 como vigas de amarre en los marcos 1, 2 y 3. Las vigas de techo se mantienen en W6x12. La columna inicial preliminar se escoge para satisfacer la carga axial máxima de diseño en compresión. Se utiliza inicialmente una sección W12x50. Con las secciones preliminares se obtiene la carga sísmica y se verifica que las secciones escogidas cumplan con la demanda de cargas. En el análisis se reduce la sección de columna a una W12x45.

3.4.2 Diseño por desplazamiento límite

Se recuerda que el "*Caso A*" corresponde al diseño con límite de deriva de 1,6%, y el "*Caso B*" corresponde al diseño con límite de deriva de 2,4%.

Para la escogencia de las columnas se probaron perfiles W de peraltes desde 15 centímetros (6 pulgadas) hasta 35 centímetros (14 pulgadas), incluyendo entonces perfiles W6, W8, W10, W12 y W14, con la intención de utilizar secciones de columna con radios de giro similares en las dos direcciones críticas que proporcionen resistencias equilibradas en las dos direcciones principales X y Y. Aun así, la capacidad de los perfiles W siempre es significativamente menor en su eje débil, de manera que se obtiene un mejor comportamiento ante derivas en la dirección principal X, que en la dirección principal Y, para la configuración de columnas mostrada en la Figura 2-4.

Para la escogencia de vigas se probaron toda clase de perfiles W, preferiblemente de alto peralte para brindar mayor control de derivas y resistencia ante las cargas del entrepiso y de los demás componentes no estructurales. Los perfiles W para las vigas de techo son secciones sometidas a

menor carga lateral y menor carga de componentes no estructurales, por lo que son secciones más livianas y menos rígidas que las seleccionadas para vigas de carga y de amarre.

Inicialmente se revisa que las combinaciones de secciones W cumplan con los límites de derivas de diseño. Se buscaron combinaciones de columnas y vigas de capacidades inerciales semejantes, que mantuvieran la estructura dentro del rango de desplazamientos laterales que cumplieran con las derivas entre pisos límites. De igual manera se intento siempre buscar las secciones más livianas posibles para minimizar el costo de la estructura.

Una vez obtenidas las combinaciones de vigas y columnas que cumplían los requisitos de deriva, se verificó la condición de Razón de Momentos Viga-Columna (10.2.6.f CSCR-02[6]). El cumplimiento de dicha razón tiene como objetivo evitar la formación de un piso débil, que es la condición en que se forma un mecanismo en un nivel del edificio por la plastificación de las columnas antes de que ocurra en las vigas. Esto reduce drásticamente las posibles combinaciones de secciones.

En el caso de deriva de 1,6%, la sección de columna óptima preliminar fue la W12x96. Se probaron secciones con inercias semejantes como la W14x82, W10x112 pero ninguna supera las características de la columna W12x96. Esto debido a que la primera opción, aunque posea mayor inercia en el sentido fuerte y tenga un peso menor, disminuye drásticamente la inercia en el sentido débil de la sección, lo que no es conveniente. La segunda opción aumenta considerablemente el peso y tiene inercias en ambos sentidos aceptables, pero no mayores a la sección inicial.

Para las vigas de carga se intentó utilizar secciones más livianas que cumplieran con las derivas. La sección W16x36 era la única sección que disminuía el peso con una inercia que cumpliera con los límites de deriva, pero por límites de esbeltez no es utilizable. Su sección inmediata utilizable W16x31 no cumple con los límites de deriva. Las opciones posibles de secciones W10, W12 y W14 aumentaban considerablemente el peso de vigas por lo que fueron descartadas.
La tabla 3-19 resume las últimas pruebas realizadas para deriva de 1,6%. La opción escogida fue la primera de dicha tabla, para la cual se diseñaron los componentes estructurales y conexiones

según AISC[3] y CSCR-02[6]. Las derivas mostradas son las derivas máximas en la estructura correspondientes al nivel 2.

Tabla 3-19 Escogencia final (Caso A)

Opción	Columna	Viga Carga	Viga Amarre	Viga Techo	Deriva X	Deriva Y	V (T)	Relación Nudo
1	W12x96	W16x40	W16x40	W12x19	0,0138	0,0148	21,00	1,2
2	W12x96	W16x31	W16x40	W12x19	0,0161	0,0143	20,32	1,6

En el caso de deriva de 2,4%, la sección de columna óptima preliminar fue la W10x68. Se buscaron columnas más livianas con inercias semejantes como la W14x53, W12x50 pero ninguna supera las características de la columna W10x68. Las opciones con la columna W12x50 no cumplieron derivas, ni relaciones viga-columna en el nudo. La opción W14x53 no se escoge porque a pesar de ser más liviana y cumplir con la razón viga-columna, la deriva en dirección X se encuentra muy lejos de la deriva objetivo, además que el comportamiento en rigidez en la dirección X difiere mucho al comportamiento en dirección Y. La combinación con columnas W14x68 permite derivas muy lejanas de la deriva objetivo, por lo que no aprovecha al máximo el incremento de deriva del 50%. La tabla 3-20 resume las últimas pruebas realizadas para deriva de 2,4%. La opción final de diseño fue la 8, para la cual se diseñaron los componentes estructurales y conexiones según AISC[3] y CSCR-02[6].

Tabla 3-20 Escogencia final (Caso B)

Opción	Columna	Viga Carga	Viga Amarre	Viga Techo	Deriva X	Deriva Y	V (T)	Relación Nudo
1	W14x68	W14x26	W14x26	W10x17	0,0175	0,0200	15,03	1,55
2	W14x53	W14x26	W14x26	W10x17	0,0184	0,0223	13,53	1,08
3	W12x50	W14x26	W14x26	W10x17	0,0194	0,0229	12,95	0,89
4	W12x50	W12x22	W14x26	W10x17	0,0249	0,0227	12,87	-
5	W12x50	W10x30	W14x26	W10x17	0,0243	0,0232	13,17	-
6	W10x68	W14x26	W14x26	W10x17	0,0195	0,0208	14,35	1,18
7	W10x68	W12x22	W12x22	W10x17	0,0227	0,0246	12,85	-
8	W10x68	W12x22	W14x26	W10x17	0,0239	0,0196	13,50	1,24

Para las vigas de carga se intentó utilizar secciones más livianas que cumplieran con las derivas. La sección W12x22 fue la única sección que disminuyó el peso de la estructura con una inercia que cumple con los límites de deriva, pero sólo se podían cambiar en las secciones de vigas de carga.

3.5 REQUISITOS DE DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL CSCR-02

En el capítulo 10 del CSCR-02[6] se establecen los requisitos para el acero estructural. De manera general, se asigna un esfuerzo de cedencia esperado para la determinación de la capacidad requerida de los elementos, dependiendo del tipo de sección, fabricación y el grado de acero. Para el estudio, con secciones de molino laminadas en caliente, R_y = 1,1, para el que el esfuerzo de cedencia esperado del acero es un 10% mayor al definido para el acero A572 grado 50. El esfuerzo de cedencia esperado es de 3850 kg/cm^2. En el caso que se utilizara acero A36 grado 36 el R_y =1,5 incrementando un 50% el esfuerzo de fluencia esperado, por lo que el esfuerzo de cedencia sería de 3780 kg/cm^2, muy similar al del acero A572.

Existen razones de esbeltez que se deben cumplir para evitar el pandeo local de las alas y almas de los perfiles W bajo efectos de carga axial y flexo-compresión. El AISC define en las especificaciones del manual LRFD[3] sección B5, razones de esbeltez límites λ para elementos en compresión y flexocompresión. De igual manera define razones de esbeltez para condiciones sísmicas. En nuestro medio, dichas restricciones no aplican a secciones que formen parte del sistema sismorresistente de la edificación. Para dichos elementos, el CSCR-02[6] modifica estas razones de esbeltez límites λ_{ps} por consideraciones sísmicas, con base en las investigaciones del AISC resumidas en el documento SPSSB[4], para las secciones del capítulo que así lo requieran, lo cual reduce la cantidad de secciones W de molino utilizables en Costa Rica en una cantidad significativa. La utilización de razones de esbeltez más severas se deriva de investigaciones que reflejan que el comportamiento de las razones de esbeltez λ son inadecuadas para el desempeño no lineal en varios tipos de sistemas sismo-resistentes. La sección 10.2.6 de Marcos Especiales SMF exige el cumplimiento de la tabla 10.2 CSCR-02[6], basada en la tabla I–8-1de la sección 8.2 del SPSSB[4]. Dado que el manual de secciones W de AISC es limitado en cantidad de secciones, el límite impuesto por las razones de esbeltez impide la utilización de secciones óptimas en peso o en características de resistencia a la hora de escoger las secciones de vigas y columnas. Si bien la diferencia entre las secciones que se escogen finalmente y las que se podrían usar bajo niveles razones de esbeltez menores no parece ser muy significativa, el ahorro global de acero en el edificio si puede ser significativo. Sin embargo no es conveniente arriesgar la estructura ante una falla local de los elementos.

Las razones de esbeltez dependen del grado del acero base, entre mayor sea el grado del acero las razones límites de esbeltez se vuelven más estrictas. La tabla 10.3 del CSCR-02[6] define las ductilidades locales para cada tipo de sistema sismo-resistente de acero estructural. Para marcos especiales (SMF) la ductilidad local es óptima.

3.6 CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DE LOS MARCOS ESPECIALES (SMF)

El apartado 10.2.6 del CSCR-02[6] se refiere exclusivamente a los marcos especiales; específicamente al diseño de conexiones vigas-columna, zona de panel en conexiones viga-columna, limitaciones de vigas y columnas, placas de continuidad, razón de momentos columna-viga, soporte lateral de las conexiones viga-columna y soporte lateral de vigas.

3.6.1 Conexiones Viga – Columna

Las conexiones de viga-columna deben estar reforzadas localmente de manera que tengan la suficiente capacidad y rigidez para alejar la formación de la rótula plástica de ella, y así prevenir una falla frágil en la conexión o en la zona de panel.

Las conexiones se diseñan considerando la capacidad incrementada por R_y de los elementos que llegan a éstas. En el cálculo de las capacidades de las conexiones y sus partes, éstas no se incrementan por el valor de R_y. Todas las uniones viga-columna y conexiones deben:

- ✓ Soportar desplazamientos relativos entre niveles (Δ_i/H_i) como mínimo de 0,04.
- ✓ La capacidad a flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, deberá ser al menos el momento plástico nominal de la viga conectada.

La fuerza de cortante para el diseño de elementos en flexión y de las conexiones viga-columna, no es menor que V_u producto del análisis de la estructura, ni menor a la correspondiente a un elemento con rótulas plásticas en sus extremos que produce una condición de doble curvatura (V_e).

$$V_e = 2\left(\frac{1{,}1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z}{L_{rp}}\right) + \left(1{,}2 \cdot V_{CP} + 0{,}5 \cdot V_{CT}\right)$$

Ecuación 3-6

Donde:

V_{CP} = fuerza cortante debido a carga permanente

V_{CT} = fuerza cortante debido a carga temporal

L_{RP} = longitud entre rótulas plásticas.

f_1 = factor de carga.

3.6.2 Unión Pre-calificada (tipo WUF-W)

El documento FEMA-350[17] define los tipos de conexiones pre-calificada utilizables en marcos SMF, se pueden utilizar uniones de soldadura tipo WUF-W (Alas soldadas sin refuerzo – Alma soldada), FF (Ala libre), RBS (Sección de viga reducida) y WFP (Placa soldada al ala). También existen opciones de uniones con pernos tipo BUEP (Placa no rigidizada unida por pernos), BSEP (Placa rigidizada unida por pernos) y BFP(Placas unidas con pernos a las alas) aplicables a los marcos. El código nacional resume cinco de estas siete opciones.

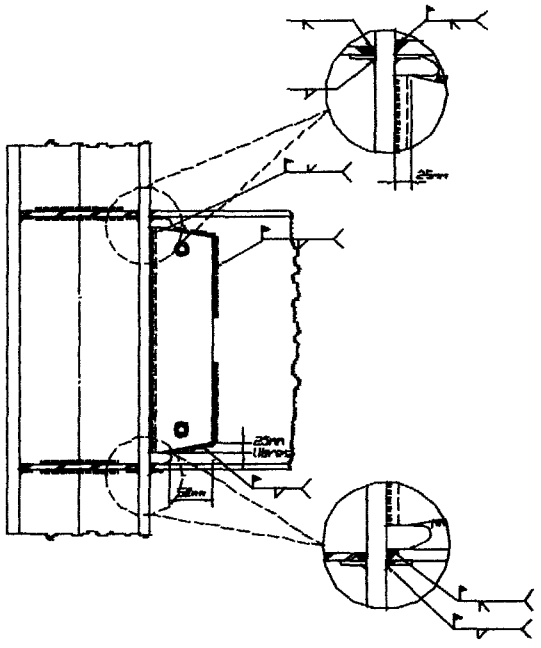


Figura 3-1 Conexión tipo WUF-W

En el estudio se utiliza unión viga-columna pre-calificada WUF-W recomendada en el CSCR-02[6] y definida en el FEMA-350[17] sección 3.5.2 (Figura 3-1). Se utiliza soldadura de penetración total para la unión de las alas de las vigas a ala de las columnas, y soldadura tipo filete para la unión del alma de la viga al alma de la columna, sin utilizar cubreplacas de vigas.

La tabla 3-21 resume las características de las secciones y los materiales para la utilización de las soldaduras WUF-W (tabla 3-3 FEMA 350[17]).

Tabla 3-21 Datos unión pre-calificada WUF-W

General	**Límites**	**Deriva 1,6%**	**Deriva 2,4%**
Tipo de Sistemas	SMF,OMF	SMF	SMF
Locación de rótula	dc/2 + db/2	0,36	0,29
Parámetros críticos de la viga			
Máxima peralte	W36 y menores	W16	W12-W14
Razón mínima luz-peralte	7	14,75	19,19
Grosor alas	2.54 cm o menor	1,28	1,08
Materiales Permisibles	A572 Grado 50, A992, A913 grado 50/S75	A572 Grado 50	A572 Grado 50
Parámetros críticos de columna			
Peralte	W12, W14	W12	W10*
Materiales Permisibles	A572 Grado 50, A913 grado 50 y 65, A992	A572 Grado 50	A572 Grado 50

*Se hace una excepción para aprovechar el máximo de deriva permisible del marco

Se deben seguir las especificaciones para el procedimiento de soldadura como lo indica el AWS D1.1 de la Sociedad Americana de Soldadura (American Welding Society). Las soldaduras utilizadas en elementos y conexiones de sistemas sismo-resistentes, se deben realizar con un material de soldadura ó electrodo que tenga una tenacidad mínima de Charpy (Charpy muesca tipo V) de 276 kg-cm a una temperatura de 7 °C. Se deben seguir los requerimientos de las secciones 3.3.2.4, 3.3.2.5, 3.3.2.6, 3.3.2.7 del FEMA-350[17], para soldaduras.

3.6.3 Zona de Panel en la conexión Viga – Columna

Debido a las altas concentraciones de esfuerzos y de deformaciones que se pueden dar en la zona de panel (figura 3-2), es común que se dé la necesidad de rigidizar las alas y alma de la columna para evitar problemas de pandeo local.

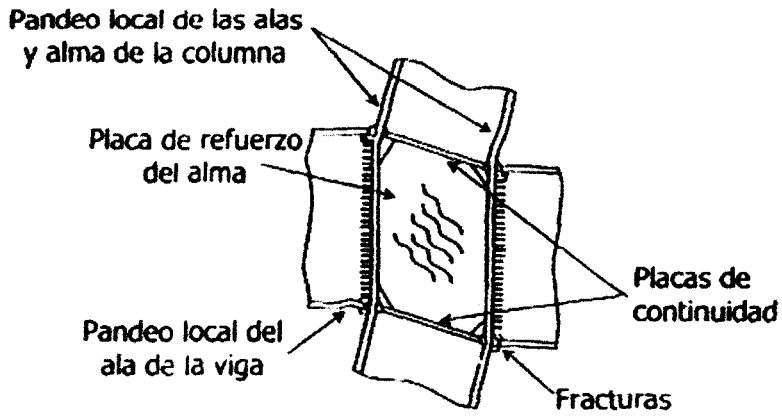


Figura 3-2 Deformaciones en el nudo

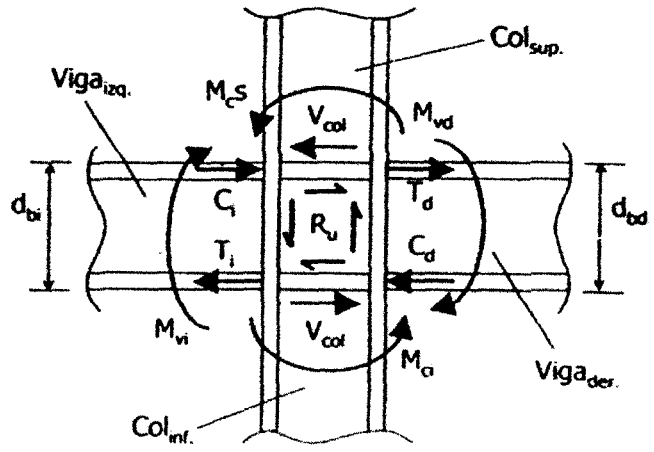


Figura 3-3 Fuerzas que actúan sobre la zona de panel

La figura 3-3 muestra las fuerzas que actúan sobre la zona de panel. Las cargas transmitidas por las vigas y las columnas sobre el nudo generan un cortante Ru que provoca una deformación del nudo similar a la que se observa en la figura 3-2.

El espesor del alma requerido en la zona del nudo viga-columna debe proveer como mínimo una capacidad requerida en cortante R_u, determinada por la suma de momentos plásticos de los elementos en la cara de la columna. La capacidad a cortante $\phi_v R_v$ se determina utilizando un factor $\phi_v = 1{,}0$.

1) $P_u \leq 0{,}75\ P_y$

$$R_v = 0{,}6 F_y d_c t_p \left(1 + 3\frac{b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p}\right)$$

Ecuación 3-7

2) $P_u \geq 0{,}75 P_y$

$$R_v = 0{,}6 F_y d_c t_p \left(1 + 3\frac{b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p}\right)\left(1{,}9 - \left(\frac{1{,}2 P_u}{P_y}\right)\right)$$

Ecuación 3-8

t_p = espesor total del panel incluyendo los rigidizadores, cm.

d_c = altura de la columna, cm.

b_{cf} = ancho del ala de la columna, cm.

t_{cf} = espesor ala de la columna, cm.

d_b = altura de la viga, cm.

F_y = esfuerzo de cedencia mínimo especificado, kg/cm^2.

Algunas veces el espesor del alma de la columna no es suficiente para evitar el pandeo local de la misma, se puede rigidizar el alma de la columna utilizando placas que aumenten el espesor efectivo (Figura 3-4).

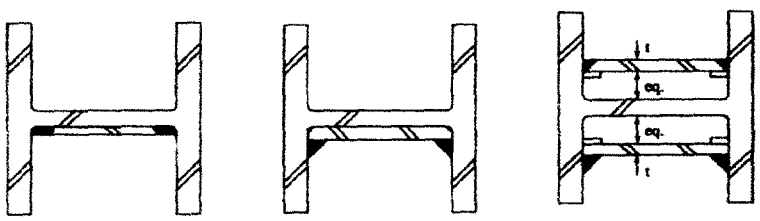


Figura 3-4 Placas de refuerzo del alma (Doubler Plates)

Los espesores individuales del alma de la columna y de las placas de refuerzo del alma (doubler plates) deben satisfacer:

$$t \geq \frac{(d_z + w_z)}{90}$$

Ecuación 3-9

t = espesor del alma o del rigidizador, cm.

d_z = distancia entre placas de continuidad ó rigidizadores, cm.

w_z = distancia entre alas de columna, cm.

Las placas de refuerzo del alma deben estar soldadas con soldaduras de penetración total ó con filete suficiente para que desarrolle la capacidad en cortante de las placas (figura 3-4 Y 3-5). Cuando dichas placas estén alejadas del alma, se deberán colocar en pares simétricos y se deberán soldar a las placas de continuidad (figura 3-4). Cuando las placas de refuerzo del alma estén colocadas contra el alma, éstas deberán llevar soldadura continua en sus cuatro costados.

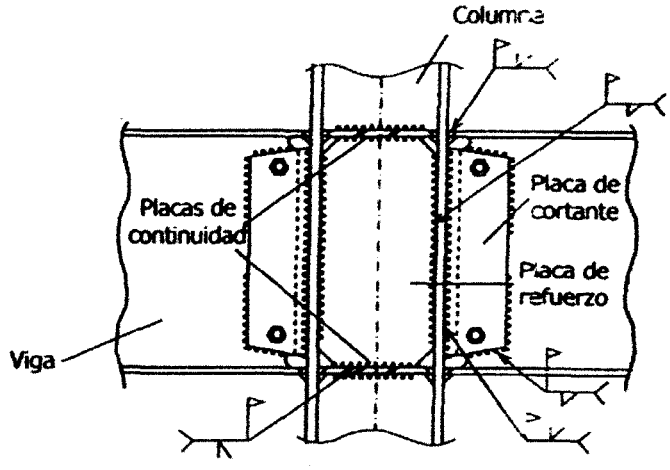


Figura 3-5 Soldadura de placas de refuerzo (Penetración o filete)

Los casos críticos se presentan en los nudos que unen dos vigas y dos columnas en el mismo plano. Para el caso de límite de deriva de 1,6%, se necesitan placas de refuerzo del alma en los nudos centrales de los tres primeros niveles. Para el caso de límite de deriva de 2,4%, se necesitan placas de refuerzo del alma en los nudos centrales de los tres primeros niveles, y a nivel del techo también se requiere refuerzo pero se puede utilizar una sección de menor grosor. En los nudos de los extremos no se requiere refuerzo adicional del alma.

3.6.4 Placas de continuidad y placa de cortante

En los nudos viga-columna se provee de placas de continuidad de alas de viga y/o columnas (rigidizadores). Conservadoramente se utiliza un espesor mínimo igual al mayor espesor del ala de la viga, de la columna, y/o de la placa de conexión. De estas opciones, generalmente rige el espesor del ala de la columna, que proporciona un área grande que evita el pandeo local del alma de la columna.

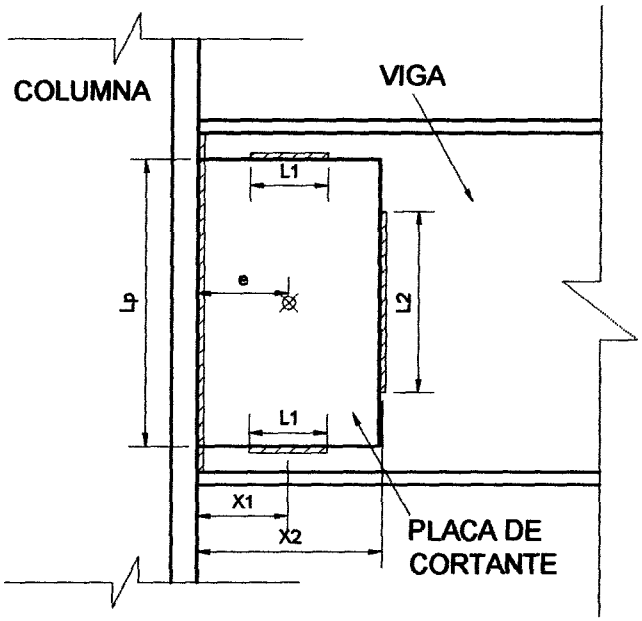


Figura 3-6 Detalle de placa de cortante

Para la transmisión de los esfuerzos de cortante de las vigas a la zona de panel, se deben diseñar placas de cortante. La fuerza cortante es transmitida por medio de un grupo de soldadura excéntrico como se define en la figura 3-6.

Las placas de cortante se diseñaron manteniendo una homogeneidad en el tamaño de las placas, dependiente de las características de peralte de las vigas y de los límites de espesor de las placas. Según la demanda en el nudo, se varían las longitudes de las soldaduras para cumplir con la transmisión de cortante al nudo.

3.6.5 Razón de Momentos Columna-Viga

Para optimizar la disipación de energía de los marcos es necesario suministrar una columna suficientemente rígida para lograr la fluencia en las vigas antes que las columnas. De esta manera se evita la formación de un piso débil colapsable. Se debe satisfacer la siguiente relación en todas las uniones viga-columna:

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} \geq 1$$

Ecuación 3-10

Donde:

$\Sigma M_{pc} = \Sigma Zc(F_{yc} - P_{uc}/A_g)$ = suma de capacidades nominales en flexión de las columnas conectadas al nudo.

$\Sigma M_{pb} = \Sigma (1.1R_y M_p + M_v)$ = suma de capacidades esperadas en flexión de las vigas, conectadas al nudo.

La capacidad plástica de la viga se incrementa por 1,1 R_y, que es equivalente a 1,21, un 21% adicional para el caso de secciones de molino, acero grado 50. Incluye también el aporte de los momentos generados por las cargas gravitatorias. Por otro lado, la capacidad nominal de las columnas se reduce por efectos de la carga axial aplicada. Estas medidas obligan a la escogencia de columnas más fuertes, que garanticen la plastificación inicial en las vigas, generando un mecanismo de disipación de energía estable.

En el edificio con deriva máxima de 1,6%, con secciones de viga W16x40 y columnas W12x96, el valor mínimo de la relación de momentos es de 1,20. En el edificio con deriva máxima de 2,4%, con secciones de viga W12x22 y columnas W10x68, el valor mínimo de relación de momentos es de 1,24.

La relación de momentos se aplica solo a las uniones en las cuales la columna se orienta en el eje fuerte de la sección, pues para cumplir la relación en el sentido débil se necesitarían secciones con valores de Z_y muy altos, lo que resultaría en secciones de columnas desmedidas y caras. El marco B, en el cual las columnas se orientan en el eje débil de la sección, se aplica la razón de momentos pero considerando las vigas que llegan perpendiculares a la dirección de análisis.

3.6.6 Soporte Lateral de Vigas

Las vigas deben tener soporte lateral en las alas superior e inferior, para evitar el pandeo flexo–torsional de la viga y el pandeo local de la sección. La losa de entrepiso arriostra el ala superior de las vigas y se proporcionan bracones de angulares simples L 2x2x3/16" de 30 centímetros de largo, espaciados a cada un metro conectados al sistema de entrepiso.

3.6.7 Soporte Lateral de Conexiones Viga – Columna

Según AISC en el documento SPSSB[4], se puede suponer que si la relación de momentos es mayor que 2, la columna permanece elástica. En este caso, las alas de las columnas necesitan soporte lateral a nivel de las alas superiores de las vigas en la zona de conexión viga-columna. Si la relación es menor que 2, la plastificación se da en la viga, pero no se garantiza que la columna se mantenga en el rango elástico, por lo que es probable que incursione en el rango inelástico. En este caso se debe proporcionar soporte lateral a las alas de las columnas a nivel de las alas superiores e inferiores de la viga. El soporte debe ser diseñado para un 2% de la capacidad de la viga ($F_y\, b_f\, t_{bf}$). Las alas de las columnas deben tener soporte lateral directo o indirecto, por medio del alma de las columnas o de las vigas perpendiculares.

3.7 RESULTADOS DE DISEÑO

Como se mencionó anteriormente, las secciones de diseño por capacidad fueron W10x26 como vigas de carga, W10x17 como vigas de amarre, W 6x12 como vigas de techo y W12x45 como columnas. Dichas secciones resultan de suposiciones iniciales en las cuales la las vigas se toman como simplemente apoyadas, por lo que para la condición real de empotramiento el momento central resulta ser menor al esperado y en los extremos mayores a cero. Las columnas se escogen de manera que se cumpla con la capacidad axial necesaria para soportar la mayor carga axial aplicada. Luego se revisan los efectos de las ecuaciones que incluyen el efecto sísmico.

Para los casos con deriva límite, las secciones W para los perfiles estructurales finalmente escogidas y diseñadas por el método estático se muestran en la tabla 3-22.

Tabla 3-22 Secciones finales de diseño

Deriva Límite	Columna	Viga Carga	Viga Amarre	Viga Techo	Deriva X	Deriva Y	V (T)	T_x (s)
1,6 %	12x96	16x40	16x40	12x19	0,014	0,015	21,00	0,536
2,4 %	10x68	12x22	14x26	10x17	0,024	0,020	13,50	0,846

En general las secciones de vigas de carga y vigas de techo escogidas resultan sobradas en capacidad ante las demandas impuestas por las condiciones de carga, en ambos casos de diseño (condición que incluye la carga muerta, viva y de sismo mayoradas según las ecuaciones 2-1 a 2-4). Esto se debe a que los límites de desplazamientos laterales, en conjunto con las características de peso de la edificación y de la ductilidad de diseño, demandan una rigidez de los marcos dúctiles (dependiente de las secciones de vigas y columnas asignadas) que obliga a utilizar secciones W con una capacidad mucho mayor que la necesaria para cumplir con las demandas de las cargas de diseño. Además la utilización de una ductilidad global asignada de 6, genera una carga sísmica de diseño dependiente de un coeficiente sísmico menor que el asignado para el resto de ductilidades posibles, ante un mismo valor de período de la estructura; lo cual resulta en una menor demanda en los elementos de vigas y columnas.

Como consecuencia de lo anterior, las secciones de columnas quedan también sobre-diseñadas para la demanda de las cargas de diseño. La columna crítica de diseño es la columna intermedia del marco B en el nivel 1. En esta columna se presenta una condición muy particular, resultado de la configuración geométrica y de la distribución de las cargas de entrepisos a los marcos. La distribución de peso de entrepisos (figura 2-2) carga considerablemente el marco central, y por la simetría del edificio la condición de momento en la columna central es prácticamente de cero, cuando no se incluyen los efectos de sismo. Como resultado la columna central del marco B tiene el área tributaria más grande de entrepiso y por lo tanto la mayor carga axial del edificio. Al analizar las combinaciones de carga (ecuaciones 6-1 a 6-4 del CSCR-02[6]), la combinación crítica resulta ser la ecuación 6-2 que contempla carga permanente y temporal, sin incluir sismo. Esto es resultado de que en la ecuación unitaria, que describe el comportamiento de la sección de columna en flexo-compresión, la contribución de la carga axial tiene una mayor importancia que los efectos de flexión biaxial (aún considerando la carga sísmica).

En ninguno de los dos diseños por deriva aplica la consideración del CSCR-02[6] en la sección 10.2.3.b, acerca de la resistencia de las columnas ante cargas axiales altas, pues ambos casos

Pu/ϕPn siempre es menor que 0.4, para la columna con mayor carga axial. En caso contrario, se hubiera tenido que diseñar la columna considerando la resistencia nominal a tracción y compresión para la condición de CS_a (carga sísmica amplificada).

El diseño de las conexiones incluye placas para transmitir el cortante en la unión de las vigas de carga a las alas de las columnas, placas de refuerzo de la zona de panel en los nudos en que el alma de la columna no tiene la suficiente capacidad para soportar los efectos de cortante y placas de continuidad para evitar el pandeo local de la columna producto de la carga de compresión transmitida por las vigas.

En el caso del diseño para deriva límite de 1,6%, la tabla 3-23 resume los componentes requeridos para la zona de panel en el marco A. Se utiliza un solo tipo de placas de refuerzo del alma (DP), dos tipos de placas de cortante y dos tipos de placas de continuidad. En el caso del diseño para deriva límite de 2,4%, la tabla 3-24 resume los componentes requeridos para la zona de panel en el marco A. Se utilizan dos tipos de placas de refuerzo del alma (DP), dos tipos de placas de cortante y dos tipos de placas de continuidad.

Tabla 3-23 Componentes de conexión – viga columna (Caso A)

Elemento	Sección (cm)	Cantidad
Zona de Panel - DP	PL 38,1x 27,7x 0,79	6
Placas de Cortante (Tipo 1)	PL 5x 20x 0.79	8
Placas de Cortante (Tipo 2)	PL 8x 30x 0.79	24
Placas de Continuidad (Tipo 1)	PL 27,7x 14x 2,3	12
Placas de Continuidad (Tipo 2)	PL 27,7x 14,7x 2,3	36

DP = placa de refuerzo del alma

Tabla 3-24 Componentes de conexión – viga columna (Caso B)

Elemento	Sección (cm)	Cantidad
Zona de Panel (Tipo 1) - DP	PL 22.5x 24x 0.48	2
Zona de Panel (Tipo 2) - DP	PL 22.5x 29.1x 0.64	6
Placas de Cortante (Tipo 1)	PL 5x 18x 0.79	8
Placas de Cortante (Tipo 2)	PL 5x 24x 0.79	24
Placas de Continuidad (Tipo 1)	PL 22.5x 11.6x 1.96	16
Placas de Continuidad (Tipo 2)	PL 22.5x 12.3x 1.96	32

DP = placa de refuerzo del alma

El anexo D muestra el diseño de las secciones de vigas, columnas y conexiones críticas, así como el análisis del nudo crítico, en ambos casos de diseño.

3.8 COMPARACIONES DE CANTIDADES DE MATERIAL ESTRUCTURAL

La siguiente tabla resume el peso de los componentes característicos por nivel del edificio de diseño, para el diseño con deriva límite de 1,6% (Caso A) y para el diseño con deriva límite de 2,4% (Caso B). Se incluyen el peso de los componentes estructurales (vigas y columnas) y los componentes que no forman parte del sistema sismo-resistente como el caso de entrepisos, paredes externas y estructura de techo. El peso incluye la carga permanente y la carga temporal total asignada según la tabla 6.1 del CSCR-02[6].

Tabla 3-25 Peso total y por nivel de componentes no estructurales de la estructura

Deriva 1,6%					
Nivel	**No estructural**	**Vigas**	**Columnas**	**Total**	**Peso/área (kg/m^2)**
Techo	13667,7	2035,81	3857,32	19560,79	135,84
Nivel 3	93545,3	4285,91	3857,32	101688,51	706,17
Nivel 2	93545,3	4285,91	3857,32	101688,51	706,17
Nivel 1	93785,3	4285,91	4500,21	102571,40	712,30
Total (kg)	294543,50	14893,54	16072,17	**325509,22**	
Deriva 2,4%					
Nivel	**No estructural**	**Vigas**	**Columnas**	**Total**	**Peso/área (kg/m^2)**
Techo	13667,7	1821,51	2732,27	18221,45	126,54
Nivel 3	93545,3	2571,55	2732,27	98849,10	686,45
Nivel 2	93545,3	2571,55	2732,27	98849,10	686,45
Nivel 1	93785,3	2571,55	3187,65	99544,47	691,28
Total (kg)	294543,50	9536,15	11384,45	**315464,11**	

Las siguientes tablas resumen el peso total de los componentes estructurales del sistema sismo-resistente. Se incluye el peso de vigas de techo, vigas de carga y de amarre, columnas y los componentes de las conexiones. En el caso de las conexiones se muestra la cantidad de acero necesario para el marco A externo en la dirección de diseño X.

Tabla 3-26 Peso de componentes estructurales (Caso A y B)

Caso A: límite de deriva 1,6%			
Secciones	Masa / m	Longitud (m)	Peso (kg)
W 12x19	28,28	72	2035,81
W 16x40	59,53	216	12857,74
W 12x96	142,86	112,5	16072,17
Peso Total			30965,72
Caso B: límite de deriva 2,4%			
Secciones	Masa / m	Longitud (m)	Peso (kg)
W10x17	25,30	72	1821,51
W 12x22	32,74	108	3535,88
W 14x26	38,69	108	4178,76
W 10x68	101,20	112,5	11384,45
Peso Total			20920,61

Tabla 3-27 Peso de componentes de las conexiones viga-columna, Marco A (Caso A)

Elemento	**Sección (cm)**	**Cantidad**	**Peso Unitario**	**Peso Total**
Zona de Panel - DP	PL 38,1x 27,7x 0,79	6	6,58	39,46
Placas de Cortante (Tipo 1)	PL 5x 20x 0.79	8	0,62	4,96
Placas de Cortante (Tipo 2)	PL 8x 30x 0.79	24	1,49	35,72
Placas de Continuidad (Tipo 1)	PL 27,7x 14x 2,3	12	7,00	84,02
Placas de Continuidad (Tipo 2)	PL 27,7x 14,7x 2,3	36	7,35	264,67
Soporte Lateral de Vigas (30 cm)	L 2x 2x 3/16"	40	1,99	79,56
			Total (kg)	508,40

Tabla 3-28 Peso de componentes de las conexiones viga-columna, Marco A (Caso B)

Elemento	**Sección (cm)**	**Cantidad**	**Peso Unitario**	**Peso Total**
Zona de Panel (Tipo 1) - DP	PL 22.5x 24x 0.48	2	2,03	4,07
Zona de Panel (Tipo 2) - DP	PL 22.5x 29.1x 0.64	6	3,29	19,74
Placas de Cortante (Tipo 1)	PL 5x 18x 0.79	8	0,56	4,47
Placas de Cortante (Tipo 2)	PL 5x 24x 0.79	24	0,74	17,86
Placas de Continuidad (Tipo 1)	PL 22.5x 11.6x 1.96	16	4,02	64,25
Placas de Continuidad (Tipo 2)	PL 22.5x 12.3x 1.96	32	4,26	136,26
Soporte Lateral de Vigas (30 cm)	L 2x 2x 3/16"	40	1,99	79,56
			Total (Kg)	326,20

La reducción en cantidad de material de elementos estructurales se resume en la tabla 3-29. La reducción en el peso de los perfiles W es de 32%, equivalente a un tercio del peso total del Caso A con límite de deriva de 1,6%. Considerando los altos precios en el mercado del acero estructural, el ahorro de acero en los perfiles W es muy significativo.

Tabla 3-29 Diferencia en peso de componentes estructurales

Peso / Caso	1,6%	2,4%	Diferencia
Peso vigas (T)	14,89	9,54	5,36
Peso columnas (T)	16,07	11,38	4,69
Peso total (T)	30,97	20,92	10,05

En cuanto a las conexiones, si consideramos el peso de los componentes estructurales del marco A, y lo comparamos con el peso de los componentes de placas y accesorios de la conexión, obtenemos que los accesorios son un 5,9% del peso total del marco para el caso de deriva límite de 1,6%, y un 5.3% del peso total del marco para el caso de deriva límite de 2,4% (gráfico 3-3). Por lo tanto el detallado de la conexión no genera un impacto económico grande sobre la estructura, como si lo genera la escogencia de los perfiles W.

Gráfico 3-3 Distribución de peso (Marco A)

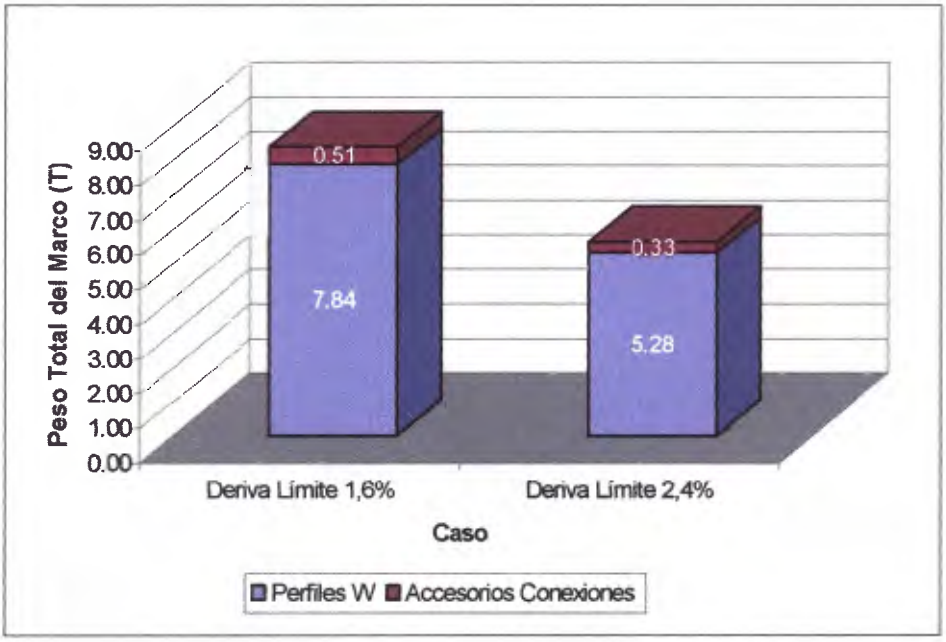


Tabla 3-30 Diferencia en peso de accesorios de las conexiones, marco A

Peso / Caso	1,6%	2,4%	Diferencia
Zona de panel (Kg)	39,5	23,8	15,6
Placas de cortante (Kg)	40,7	22,3	18,4
Placas de continuidad (Kg)	348,7	200,5	148,2
Peso total (Kg)	428,82	246,64	182,18

Existe una disminución porcentual del peso de los componentes de la conexión de 0,3%. Siendo conservadores se puede afirmar que la cantidad de material de la conexión es proporcional al peso de los elementos estructurales, para este caso entre un 6 a 7 % del peso del marco. La reducción en peso total de los accesorios de las conexiones fue de un 42,5%.

En resumen, en cuanto a las conexiones, la cantidad de material en accesorios es un porcentaje pequeño del peso total de la estructura, por lo que, aun cuando la cantidad de acero disminuye en el diseño del marco con un incremento en los límites permisibles de desplazamiento lateral de 50%, se puede considerar que el impacto económico es leve en comparación con el impacto que genera la diferencia en la cantidad de material de los perfiles W.

Tabla 3-31 Comparación de peso de la estructura entre diseño por capacidad y caso A

Deriva 1,6%					
Nivel	**No estructural**	**Vigas**	**Columnas**	**Total**	**Peso/área (kg/m^2)**
Techo	13667,7	2035,81	3857,32	19560,79	135,84
Nivel 3	93545,3	4285,91	3857,32	101688,51	706,17
Nivel 2	93545,3	4285,91	3857,32	101688,51	706,17
Nivel 1	93785,3	4285,91	4500,21	102571,40	712,30
Total (kg)	294543,50	14893,54	16072,17	**325509,22**	
Diseño por capacidad					
Nivel	**No estructural**	**Vigas**	**Columnas**	**Total**	**Peso/área (kg/m^2)**
Techo	13667,7	1285,77	1808,12	16761,56	116,40
Nivel 3	93545,3	2785,84	1808,12	98139,24	681,52
Nivel 2	93545,3	2785,84	1808,12	98139,24	681,52
Nivel 1	93785,3	2785,84	2109,47	98680,60	685,28
Total (kg)	294543,50	9643,30	7533,83	**311720,64**	

Finalmente se hace una comparación entre la estructura que cumple con el límite de deriva de 1,6% y la estructura diseñada por capacidad de los elementos. Se obtiene que la diferencia en peso al pasar de un diseño por capacidad a uno por deriva límite de 1,6% es de 13,79 toneladas, un 44,5% menos del peso total de vigas y columnas, como se muestra en la tabla 3-31.

En resumen, si se utiliza un incremento en los límites permisibles de desplazamiento lateral de 50%, se reduce el peso de las secciones de vigas y columnas en una cantidad considerable como consecuencia de que se necesitan perfiles W que en conjunto, formen un marco dúctil menos rígido, que tiene un impacto alto sobre el costo de la estructura. Además los perfiles de vigas y

columnas resultan ser secciones de menor peso y menor peralte, que son más fáciles de maniobrar y de montar en la etapa constructiva. El diseño por capacidad reduciría en un 45% el costo en acero estructural, casi la mitad de acero estructural.

4 CAPITULO IV - ANÁLISIS NO LINEAL

4.1 GENERALIDADES

En esta sección se presenta el procedimiento de aplicación del análisis no lineal estático y del método de capacidad espectral, para estimar las demandas de ductilidades y capacidades de los elementos estructurales de los sistemas sismorresistentes SMF diseñados. También se resumen y comparan los resultados del análisis no lineal, incluyendo las curvas de capacidad de carga, curva de capacidad espectral de las estructuras y los resultados de ductilidad y sobre-resistencia medidos, con el fin de verificar las hipótesis implícitas en el CSCR-02[6].

Para realizar el análisis no lineal se utilizaron los programas SAP2000 Nonlinear versión 7,40 y el Programa de Análisis Pórticos Iterativo como herramienta de apoyo. El análisis no lineal se realiza para los diseños con límites de deriva de 1,6% (Caso A) y de 2,4% (Caso B).

4.2 MODELACIÓN DE ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

4.2.1 SAP2000 Nonlinear versión 7,40

Una vez definidas las estructuras con sus secciones óptimas de diseño, se procede a realizar el incremento monotónico estático de fuerzas laterales. Para el análisis no lineal, se unen los tres marcos principales en la dirección X con elementos rígidos que transmiten solamente carga axial (figura 4-1). Al utilizar un análisis en el plano, no se consideran las condiciones de unión reales que generan las vigas de amarre perpendiculares a los marcos, pero se considera que los resultados son aceptables y que además se evita que el programa interprete inadecuadamente el modelo tridimensional. No se incluyen los efectos de P-Δ en los análisis no lineales.

Se utiliza una combinación de carga que toma la totalidad de la carga permanente más el 50% de la carga temporal. Se utiliza esta condición de carga pues resulta ser la más probable en el momento de ocurrir un evento sísmico.

$$CU = CP + 0{,}5 \cdot CT$$

Ecuación 4-1

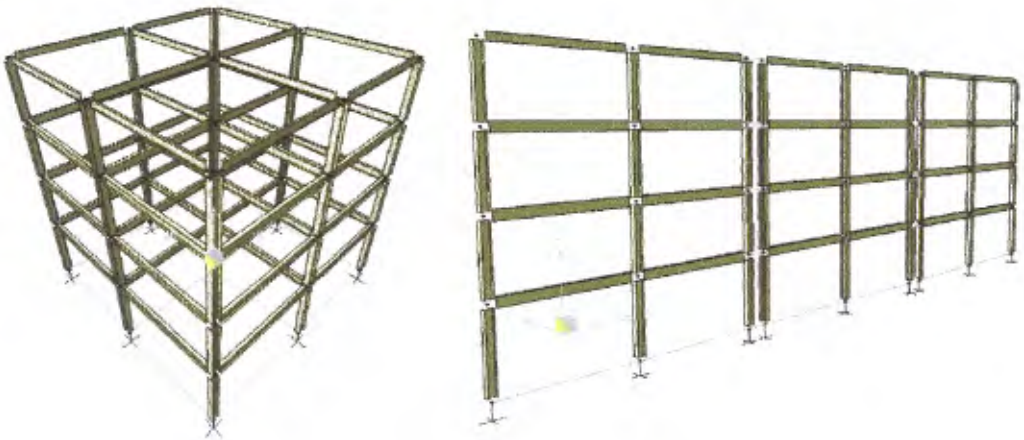


Figura 4-1 Modelo tridimensional y modelo en el plano X-Z

Los programas de análisis que manejan análisis no lineal estático ofrecen una serie de características que afectan los resultados obtenidos por el incremento de fuerzas. El SAP2000 permite utilizar varias metodologías y grados de precisión que se explican a continuación.

1. Tipo de carga de la estructura

El patrón de carga utilizado para el análisis no lineal es basado en las fuerzas sísmicas por nivel obtenidas del método estático según el CSCR-02[6]. El patrón de carga se muestra en la figura 4-2, donde las cargas sísmicas se normalizaron en función de la carga sísmica mayor correspondiente al nivel 3.

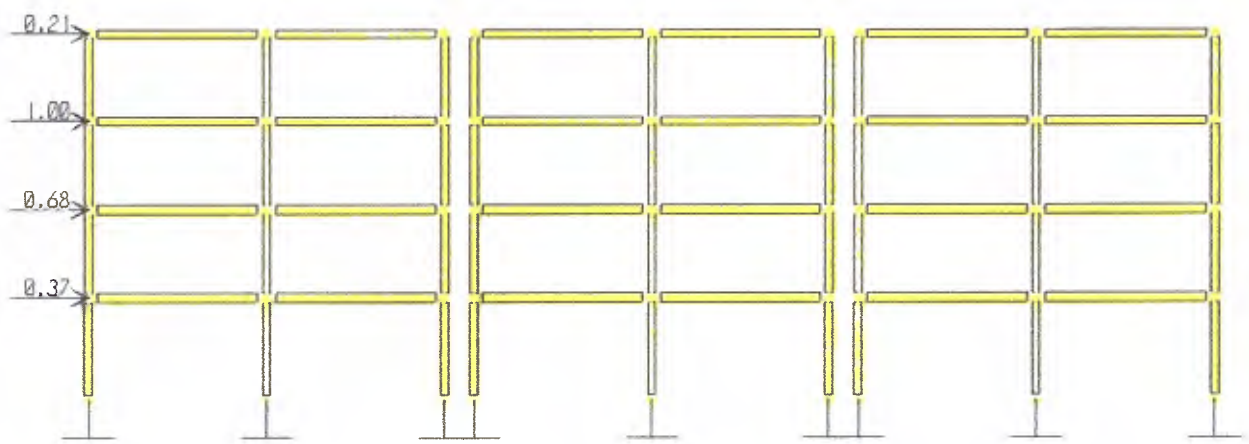


Figura 4-2 Patrón de carga lateral

Para cargar lateralmente la estructura existen tres metodologías básicas. La primera es aplicar una aceleración a la estructura en la dirección de análisis. La segunda es definir un desplazamiento objetivo respecto a un punto específico de medición en la estructura (en cualquier dirección principal o rotaciones de los ejes principales). La tercera es aplicar un patrón de carga lateral e incrementarlo por un valor que garantice la obtención del colapso de la estructura.

La primera no es aplicable debido a que como no se requiere un análisis dinámico, no se tienen incluidas en el modelo las masas características de cada piso en su punto centro de gravedad, más bien la distribución de las cargas de entrepisos y paredes se realizó directamente sobre los elementos estructurales más su peso propio. La segunda plantea el hecho de imponer desplazamientos objetivos al marco los cuales son inciertos y no garantizan el colapso de la estructura. Se aplica entonces el tercer método de carga, donde se aplica un patrón de carga base definido por las cargas de sismo laterales normalizadas, obtenidas del Método Estático según el CSCR-02[6]. Dichas cargas normalizadas se incrementan en un valor que garantiza el colapso del marco, y permite obtener el patrón de formación de las rótulas plásticas en vigas y columnas.

2. Rótulas plásticas

El programa de análisis cuenta con varios tipos de rótulas plásticas modelo predeterminadas según los documentos FEMA-356[8] (nueva revisión del FEMA-273) y el documento ATC-40[20]. Dichas rótulas se toman como base para el modelaje de las rótulas que se utilizan. Para los análisis no lineales se utilizan rótulas tipo M3 (donde 3 representa el eje X de la sección) para las vigas, donde la condición no lineal de la rótula depende exclusivamente del momento de fluencia y su respectivo ángulo de rotación de fluencia, y tipo P-M2M3 (donde 2 representa el eje Y de la sección) para las columnas que considera las curvas de interacción Carga Axial - Momento, según las características de la tabla 5-6 del capítulo 5 de Acero del documento FEMA-356[8] (ver tabla 4-1), para marcos de acero resistentes a momento.

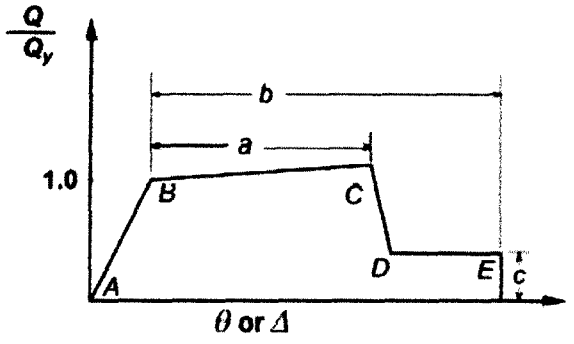


Figura 4-3 Comportamiento típico de rótula plástica

La figura 4-3 muestra el comportamiento típico de una sección de un elemento desde que trabaja en rango elástico (tramo A-B) hasta que falla bajo carga última (Tramo C-D-E). La pendiente del tramo B-C es correspondiente a un 3% de endurecimiento de la pendiente elástica de la sección. Nótese la perdida de capacidad en la toma de carga del elemento en el tramo C-D. El valor Q representa la componente de carga generalizada (N, V, M) y Q_y el valor de resistencia esperada de la carga generalizada (Fluencia del material). Las ecuaciones 4-2 y 4-3 muestran el cálculo de Q_{ce} en columnas y vigas.

Vigas:

$$Q_{CE} = M_{CE} = Z \cdot f_{ye}$$

Ecuación 4-2

Columnas:

$$Q_{CE} = M_{CE} = 1.18Z \cdot F_{ye}\left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \leq Z \cdot F_{ye}$$

Ecuación 4-3

La figura 4-4 muestra la formulación teórica para obtener las rotaciones en las cuales el elemento alcanza esfuerzos de fluencia. Las ecuaciones 4-4 y 4-5 se derivan de dicha teoría y dan los ángulos de rotación de fluencia tanto para vigas, como para columnas. Se supone válido que el punto de inflexión de la curvatura doble de los elementos se obtiene en la mitad de su longitud. En columnas, el ángulo de rotación de fluencia depende de las características de la carga axial de

la columna para los desplazamientos últimos u objetivos, y de las características geométricas de la sección.

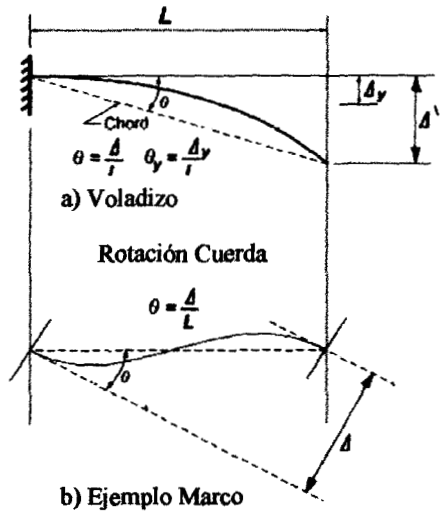


Figura 4-4 Rotaciones de fluencia

Para vigas:

$$\theta_y = \frac{Z \cdot F_{ye} \cdot L_b}{6 \cdot EI_b}$$

Ecuación 4-4

Para columnas:

$$\theta_y = \frac{Z \cdot F_{ye} \cdot L_c}{6 \cdot EI_c} \cdot \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right)$$

Ecuación 4-5

Los parámetros de modelaje a, b y c se obtienen según las condiciones de la tabla 4-1, de igual manera se dan los valores de IO (Ocupación Inmediata), LS (Seguridad de Vida) y CP (Prevención de Colapso). Todos son parámetros dependientes del ángulo de fluencia θ_y, tanto para vigas como para columnas.

Tabla 4-1 Parámetros de modelaje y criterios de aceptación para procedimientos no-lineares- componentes estructurales de acero (Tabla 5-6 FEMA-356[8])

Componente / Acción	**Parámetros de Modelaje**			**Criterio de Aceptación**		
	Angulo Rotación Plástica, radianes		Razón Esfuerzo Residual	Angulo Rotación Plástica, radianes		
Vigas – Flexión	**a**	**b**	**c**	**IO**	**LS**	**CP**
$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ a- y $\frac{h}{t_w} \le \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	9 θy	11 θy	0,6	1 θy	6 θy	8 θy
$\frac{b_f}{2t_f} \ge \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ b- o $\frac{h}{t_w} \ge \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	4 θy	6 θy	0,2	0,25 θy	2 θy	3 θy
c - Otros	Se puede realizar interpolación linear entre los valores a y b para ambas razones de esbeltez de alas y almas. Se usa el valor resultante menor.					
Componente / Acción	**Parámetros de Modelaje**			**Criterio de Aceptación**		
	Angulo Rotación Plástica, radianes		Razón Esfuerzo Residual	Angulo Rotación Plástica, radianes		
Columnas – Flexión	**a**	**b**	**c**	**IO**	**LS**	**CP**
Para $P/P_{CL} < 0,2$						
$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ a- y $\frac{h}{t_w} \le \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	9 θy	11 θy	0,6	1 θy	6 θy	8 θy
$\frac{b_f}{2t_f} \ge \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ b- o $\frac{h}{t_w} \ge \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	4 θy	6 θy	0,2	0,25 θy	2 θy	3 θy
c - Otros	Se puede realizar interpolación linear entre los valores a y b para ambas razones de esbeltez de alas y almas. Se usa el valor resultante menor.					

Continuación tabla 4-1

Columnas – Flexión	a	b	c	IO	LS	CP
Para $0,2< P/P_{CL}< 0,5$						
$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ a- y $\frac{h}{t_w} \le \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	_1	_2	0.2	0,25 θy	_3	_1
$\frac{b_f}{2t_f} \ge \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ b- o $\frac{h}{t_w} \ge \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	1 θy	1,5 θy	0,2	0,25 θy	0,5 θy	0,8 θy
c - Otros	Se puede realizar interpolación linear entre los valores a y b para ambas razones de esbeltez de alas y almas. Se usa el valor resultante menor.					

1- Rotación Plástica = $11(1-1,7P/P_{CL})\ \theta y$

2- Rotación Plástica = $17(1-1,7P/P_{CL})\ \theta y$

3- Rotación Plástica = $8\ (1-1,7\ P/P_{CL})\theta y$

Por las características del acero las rótulas tienen el comportamiento ilustrado en la figura 4-5, simétrico tanto bajo compresión como en tensión, lo que garantiza un comportamiento uniforme ante une reversión de esfuerzos por sismo.

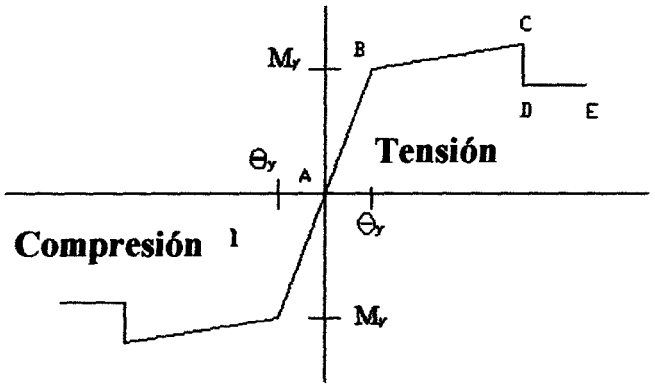


Figura 4-5 Comportamiento simétrico del acero en tensión y compresión

El programa SAP2000 versión 7,6 reproduce los parámetros de modelaje de las rótulas plásticas para las vigas. De igual manera define las rótulas para las columnas, con la diferencia que se incluye el efecto de la carga axial utilizando la ecuación 4-5.

La siguiente tabla se presenta a manera de ejemplo y resume las rotaciones de fluencia obtenidas con las ecuaciones 4-4 y 4-5. Como las rotaciones en columnas dependen de la carga axial, las columnas tienen rotaciones diferentes. En el modelo de SAP2000, el programa calcula dicha rotación para cada columna en cada paso del empuje lateral. Para el caso de las vigas las rotaciones de fluencia dependen solamente de las luces efectivas de las vigas.

Tabla 4-2 Rotaciones de fluencia (Caso B)

Marco A, C	**Columnas**	**Vigas**	**Vigas Techo**
E (kg/cm^2)	2,04E+06	2,04E+06	2,04E+06
Fye (kg/cm^2)	3850	3850	3850
Ixx (cm^4)	16400	6493	3409
Z (cm^3)	1397,82	488,33	306,44
P (kg)	43050		
Pye (kg)	496773		
Ag (cm^2)	129,0		
Lb cm	334,37	573,58	573,58
θy	0,0082	0,0136	0,0162
Qce(kg*cm)	5381594	1880088	1179787
1,18ZFye(1-P/Pcl)	58,00	> Mp =	53,82

Se pueden comprobar los valores de las rotaciones de fluencia comparando los valores así calculados con los que genera el programa SAP2000 para cada viga y columna. Con base en las rotaciones de fluencia se pueden calcular los valores característicos del comportamiento de la rótula plástica (tabla 4-3).

Tabla 4-3 Valores característicos de la rótula plástica (Caso B)

Rótulas Plásticas								
Vigas	bt/2tf	4,70	<	7,01	Límite 52/ Fye ^0.5			
	hc/tw	41,80	<	56,36	Límite 418 /Fye ^0.5			
Tabla 5-6 Fema 356		Caso a	a	b	c	IO	LS	CP
		Marco A	0,122	0,149	0,6	0,0136	0,0814	0,1085
		Marco B	0,122	0,149	0,6	0,0136	0,0815	0,1087

Continuación tabla 4-3

Vigas Techo	bt/2tf	6,1	<	7,01	Límite 52/ Fye ^0.5			
	hc/tw	36,9	<	56,36	Límite 418/ Fye ^0.5			
Tabla 5-6 Fema 356		Caso a	a	b	c	IO	LS	CP
		Marco A	0,146	0,178	0,6	0,0162	0,0973	0,1297
		Marco B	0,146	0,179	0,6	0,0162	0,0974	0,1299
Columnas	bt/2tf	6,60	<	7,01	Límite 52/ Fye ^0.5		P / P_{CL}	
	hc/tw	16,20	<	40,45	Límite 300/ Fye ^0.5		0,09	< 0,2
Tabla 5-6 Fema 356		Caso a	a	b	c	IO	LS	CP
		Marco A	0,074	0,090	0,6	0,0082	0,0491	0,0655
		Marco B	0,100	0,122	0,6	0,0111	0,0666	0,0887

3. Curva de Capacidad de la estructura, Deformaciones y Patrón de Formación de Rótulas Plásticas

El programa SAP2000 genera la curva de capacidad de la estructura en gráficos Cortante en la base versus desplazamiento en un nudo correspondiente al nivel de techo. La figura 4-6 muestra el número de pasos calculados, el desplazamiento en metros, la fuerza en la base en toneladas, y la cantidad de rótulas que se encuentran en los diferentes estados de plastificación (A-B-C-D-E) y niveles de medición (LS-IO-CP).

El programa muestra para cada paso de la curva de capacidad de carga, el patrón de formación de rótulas plásticas correspondiente a cada deformación.

PUSHOVER CURVE

File

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.0000	0.0000	120	0	0	0	0	0	0	0	120
1	0.1092	214.5702	118	2	0	0	0	0	0	0	120
2	0.1428	265.4409	104	16	0	0	0	0	0	0	120
3	0.1495	273.0070	99	21	0	0	0	0	0	0	120
4	0.1633	280.5773	91	29	0	0	0	0	0	0	120
5	0.3994	341.4789	72	12	36	0	0	0	0	0	120
6	0.6073	371.8173	52	22	35	11	0	0	0	0	120
7	0.6352	374.4737	51	23	35	10	0	1	0	0	120

Figura 4-6 Resultados de incremento monotónico estático de cargas laterales

En la figura 4-7 se muestra un paso de la curva de capacidad de carga. El color de la rótula plástica define su posición dentro del diagrama de momento – rotación. Se puede obtener los patrones de formación de rótulas plásticas para cada paso del análisis no lineal, o para cualquier desplazamiento objetivo, como por ejemplo, en el caso que se quiera saber la condición de plastificación para un valor de desplazamiento relativo en el techo calculado con las hipótesis del método estático (incrementando el desplazamiento elástico por la sobre-resistencia y la ductilidad asignada).

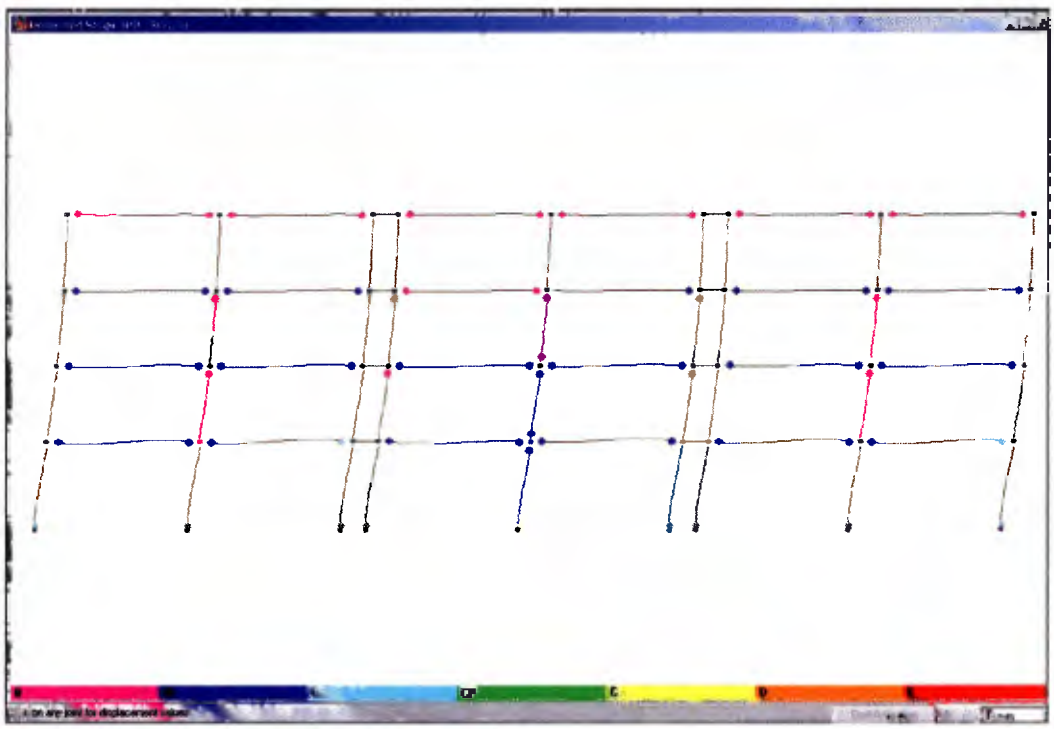


Figura 4-7 Patrón de rótulas plásticas

Las provisiones sísmicas del AISC o SPSSB[4], define en la sección C.9.2a los requerimientos de las uniones viga-columna para la capacidad de rotación del nudo. Dicho documento define el concepto de ángulo calificativo de deriva QDA (Qualifying drift angle en ingles) para medir los ángulos de las rotaciones en los nudos. El ángulo de degradación de resistencia (para este documento identificado como QDA_{sd}), se define como la rotación donde ocurre una falla propiamente en la conexión, o la capacidad de la conexión se degrada a valores menores a la capacidad plástica. Se asume que la rotación total máxima para esta condición como 0.04

radianes, donde la rotación elástica es de aproximadamente 0.01 radianes, y la rotación inelástica es de 0.03 radianes. También se define el ángulo de capacidad última (conocido en este documento como QDA_u), donde el daño en la conexión es tan severo que la estabilidad ante cargas gravitacionales es incierta. Se asume que la rotación total máxima para esta condición como 0.06 radianes, donde la rotación elástica es de aproximadamente 0.01 radianes, y la rotación inelástica es de 0.05 radianes.

El análisis no lineal estático de SAP2000 genera la curva de capacidad de la estructura sin restricciones de rotaciones en los elementos, hasta encontrar el mecanismo de falla del conjunto de marcos. Se pueden encontrar la deformación lateral y el cortante en la base asociados en la curva de capacidad de la estructura para los valores de rotaciones en los nudos de QDA_{sd} y QDA_u. Luego de alcanzar el valor de QDA_{sd} no se puede asegurar que la curva de capacidad de carga siga el comportamiento mostrado por los programas de análisis. Más allá de QDA_u los resultados son inciertos, por lo que dicho valor se considerará como el límite de deformación.

4.2.2 Programa Pórticos Iterativo Versión 6

El programa Pórticos Iterativo funciona diferente al Sap2000 Nonlinear, y entrega resultados que difieren en cierto grado de los de SAP2000 Nonlinear por la manera de proporcionar los datos típicos de la estructura.

Para dibujar los marcos se especifican el número de nodos y de elementos, en los que se incluyen elementos cortos de gran rigidez y capacidad de momento para generar las características aproximadas de la región de zona de panel, con las longitudes reales obtenidas de las características de los perfiles de acero. Los apoyos se definen según características de rigidez en las direcciones principales x, y, z definido como 10000 veces el EI_{max} de la sección de mayor capacidad (generalmente las columnas). Las secciones no se definen como secciones I de AISC predeterminadas de la manera que las introduce SAP2000, sino que se generan proporcionándole al programa el área gruesa de la sección, la inercia en la dirección en la cual se realiza el empuje, y el factor β (donde $\beta = (12\ r^2\ (1+\upsilon)) / (k\ L^2)$ y k es la relación entre el alma de la sección W y el área gruesa) definido por los efectos de cortante. Se asignan las secciones a los elementos y se definen el tipo de conexiones de los elementos en sus extremos ya sea sección continua o

articulada. Las características de endurecimiento aplicable (3% de la curva elástica, según FEMA-356[8]), no se toma en cuenta por motivos de limitaciones del programa, por los tanto el endurecimiento es de 0%.

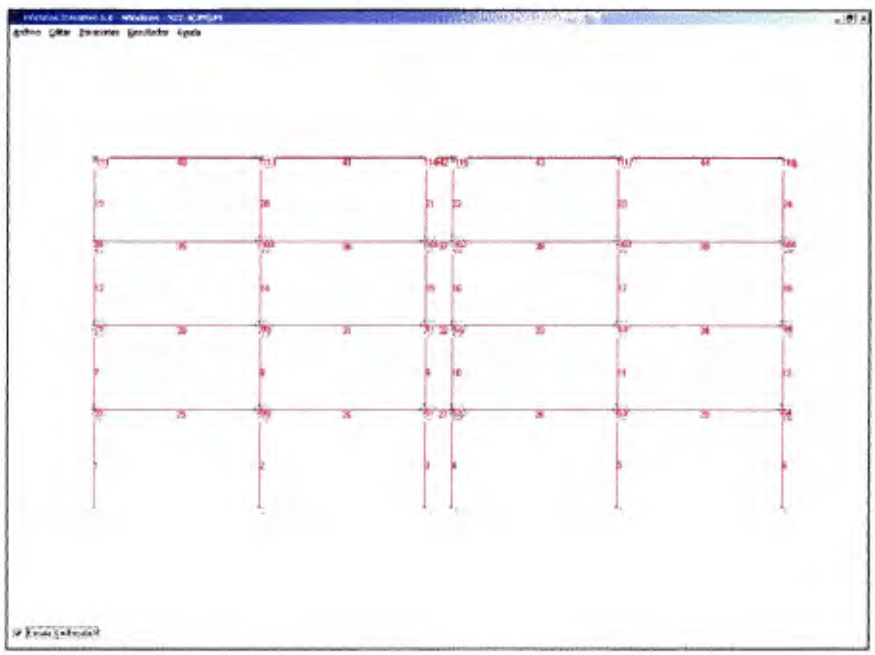


Figura 4-8 Interfaz de Pórticos Iterativo

Luego de definir la estructura, se definen el número de elementos cargados, así como el número de nodos con carga según se requiera. La combinación de carga utilizada es la Ec 4-1, incluyendo el peso propio de las secciones I de acero.

Finalmente se aplican cargas laterales normalizadas según el patrón de cargas sísmica estática triangular definida en el capítulo 7 del CSCR-02[6], según las características del peso por nivel de la estructura. Se asignan los momentos plásticos característicos de cada sección según la propiedad F_{ye} esperado del acero y de su módulo de sección Z en la dirección de carga lateral. Para los elementos que definen la zona de panel o nudo se asignan momentos plásticos del orden de mil veces el momento plástico máximo (generalmente en las columnas). Se introducen las rotaciones permisibles en los elementos definidos según la capacidad de las conexiones de 0,04 radianes como mínimo según la sección 10.2.6 del CSCR-02[6]. Se define el nodo de salida de los datos a nivel de techo y el desplazamiento máximo objetivo de dicho nudo.

El programa genera los siguientes datos de salida:

- ✓ Desplazamientos X, Y, y rotaciones para cada nudo, y para cada iteración.
- ✓ Fuerzas internas Axial (N), Cortante (V) y Momento de cada extremo de los elementos (i , j), para cada iteración.
- ✓ Rotaciones plásticas de cada extremo de los elementos (i , j), para cada iteración.
- ✓ Reacciones en los nudos en X, Y, y momentos.
- ✓ Valores acumulados totales.
- ✓ Formación de rótulas plásticas.

Para simplificar el modelo del edificio para el programa Pórticos Iterativo, se definieron dos marcos unidos por elementos que solamente trasmiten carga axial. En el primer marco, la simetría del edificio permite asignar las propiedades de los dos marcos extremos A y C en un solo marco, por lo que se ingresan los datos característicos de las secciones de vigas y columnas duplicados de manera que representen la rigidez de los dos marcos en uno solo. En el caso del marco central B, se ingresan las características típicas de las vigas y columnas del marco.

4.3 CÁLCULO DE CURVA DE CAPACIDAD ESPECTRAL

Para el cálculo de Curva de Capacidad Espectral de la estructura se deben definir dos transformaciones típicas para la curva de capacidad de carga y las curvas de demanda definidas en el CSCR-02[6]. Las transformaciones de la curva de capacidad de carga y del espectro de demanda se basan en la teoría expuesta en el capítulo 8 del ATC-40[20].

La figura 4-9 muestra los valores establecidos en el CSCR-02[6] para las curvas de demanda en la forma coeficiente sísmico contra período de la estructura (C versus T), para suelo S3 en zona III, con amortiguamiento de 5% y a_{ef} de 0.36g. Se observa que para reducir la ductilidad es necesario aumentar el coeficiente sísmico, y que al tender a períodos de cero el coeficiente sísmico permanece constante independientemente de la ductilidad.

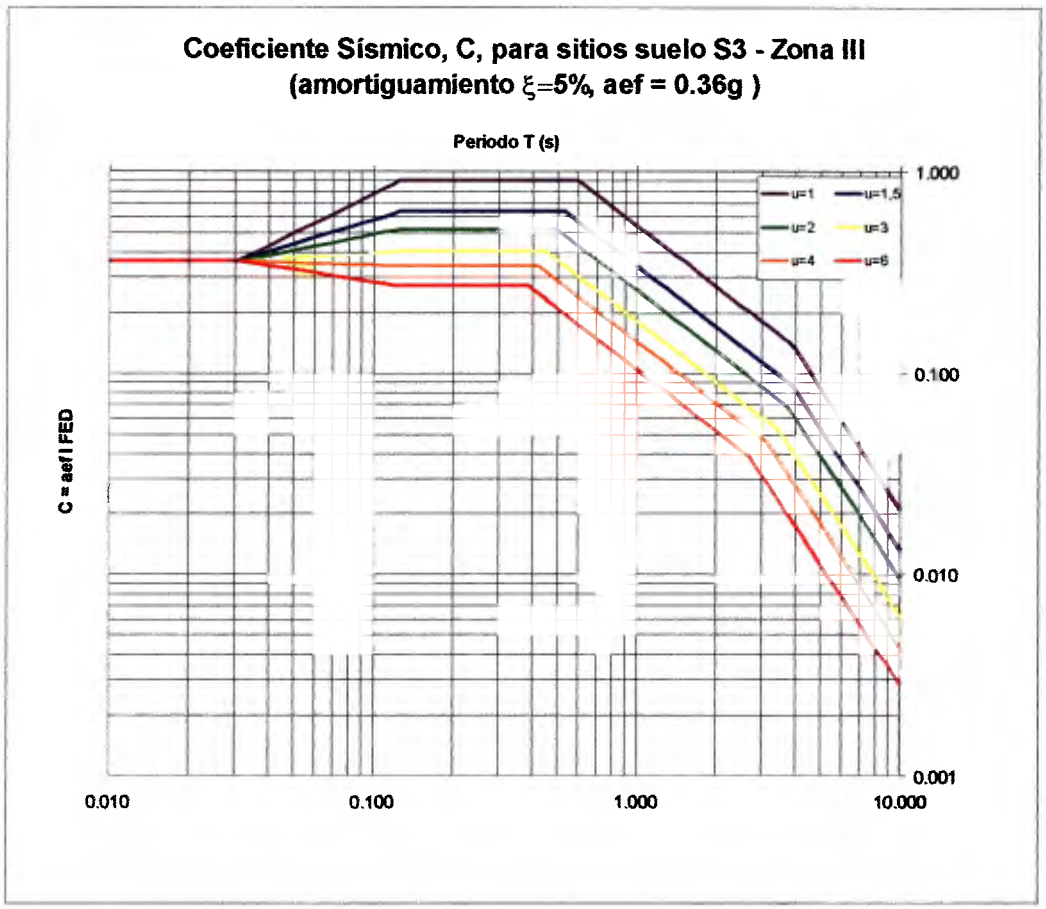


Figura 4-9 Coeficiente sísmico (C) versus período (T)

Para el Espectro de Demanda se debe transformar las curvas de factores espectrales dinámicos de formato Sa versus T (aceleraciones contra período) a coordenadas ADRS, para los espectros de diseño, con la ecuación 1-2 (donde Sa = Cg). Con esta transformación se genera la figura 4-10 de espectros inelásticos de ductilidad constante en formato ADRS.

Esta metodología se explica en el apartado 7.7.(b) de métodos alternos de análisis, del capítulo 7 del CSCR-02[6] que define los pasos para la utilización del método de capacidad espectral.

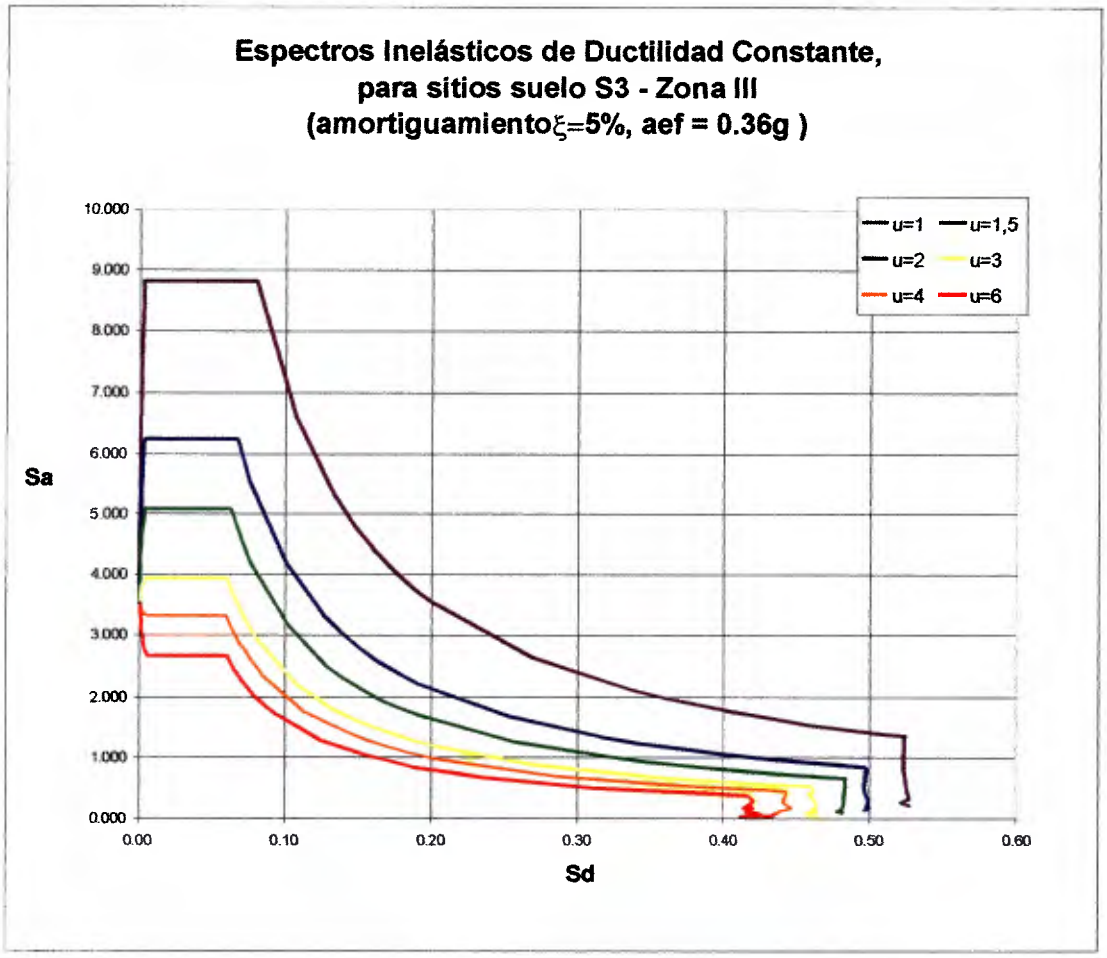


Figura 4-10 Espectros inelásticos de ductilidad constante

Para transformar la curva de capacidad de carga de la estructura se deben utilizar las siguientes ecuaciones del ATC-40[20].

$$Sai = \frac{V_i / W}{\alpha_1}$$

Ecuación 4-6

$$Sdi = \Delta_{techo} / (PF_1 \cdot \phi_{1,techo})$$

Ecuación 4-7

$$Pfi = \frac{L}{M} = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} (wi\phi_{il})/g}{\sum_{i=1}^{N} (wi(\phi_{il})^2)/g} \right]$$

Ecuación 4-8

$$\alpha 1 = \frac{L^2}{\left[\sum_{i=1}^{N} wi/g\right] \cdot M}$$

Ecuación 4-9

Donde Wi es el peso total por nivel (Ni) y ϕi es el modo característico de cada estructura, según el patrón de carga sísmica lateral normalizado, obtenido del análisis estático del edificio. Con estas ecuaciones se obtiene la curva de capacidad espectral de la estructura que se gráfica junto con los espectros inelásticos de ductilidad constante para determinar la demanda de ductilidad de la estructura.

4.4 RESULTADOS DE ANÁLISIS NO LINEAL

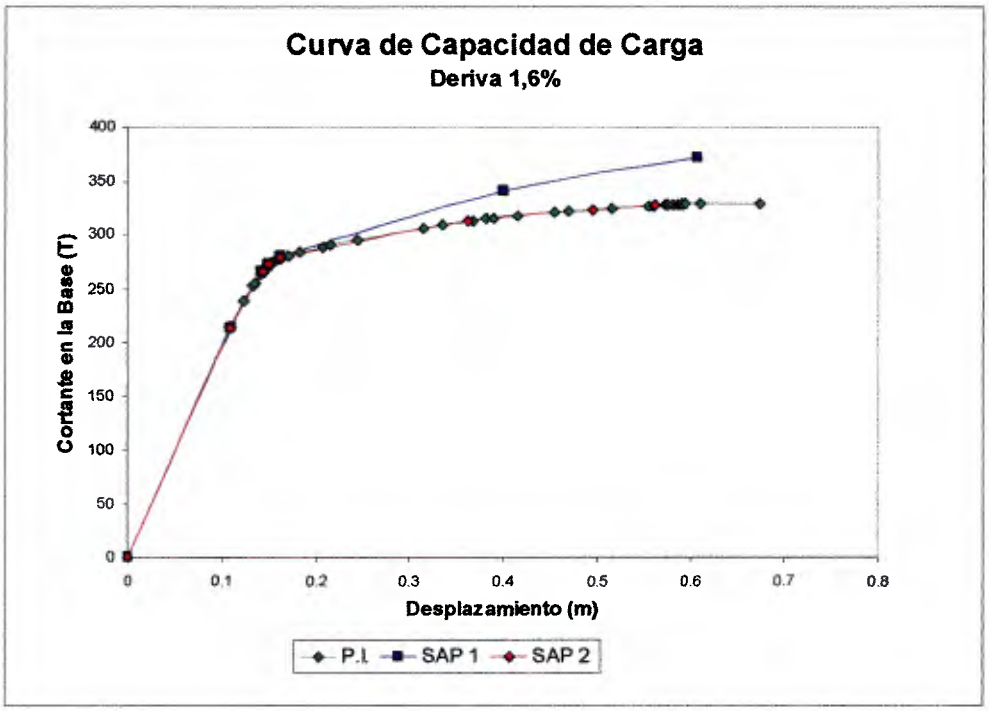
4.4.1 Comparación de resultados de el análisis no lineal: SAP2000 – Pórticos Iterativo

Se utilizó el programa Pórticos Iterativo con el fin de comprobar que las curvas de capacidad de carga obtenidas con el programa de análisis SAP2000 fueran correctas, para ambos casos estudiados.

El gráfico 4-1 muestra tres curvas de capacidad de carga, para el caso de desplazamientos inelásticos con derivas no mayores a 1,6 %. Dos de las curvas corresponden a los resultados obtenidos con el programa SAP2000 y la restante corresponde al programa Pórticos Iterativo (curva P.I.). Las curvas de SAP2000 corresponden a los casos en que a) se considera un endurecimiento del acero en la zona de la rótula plástica correspondiente a un 3% de la pendiente de la curva elástica (curva SAP 1) y b) no se considera dicho endurecimiento (curva SAP 2).

Como se comentó anteriormente, el Programa Pórticos Iterativo no incluye los efectos de endurecimiento del material en los análisis, por lo que se observa que la curva A del gráfico 5-2 tiene un comportamiento similar al caso de SAP2000 que no considera dicho factor (SAP 2). En estas curvas no existe una ganancia extra en resistencia del material, luego de incursionar en el rango plástico del material, como sí se nota en la curva SAP 1 del Modelo de SAP2000.

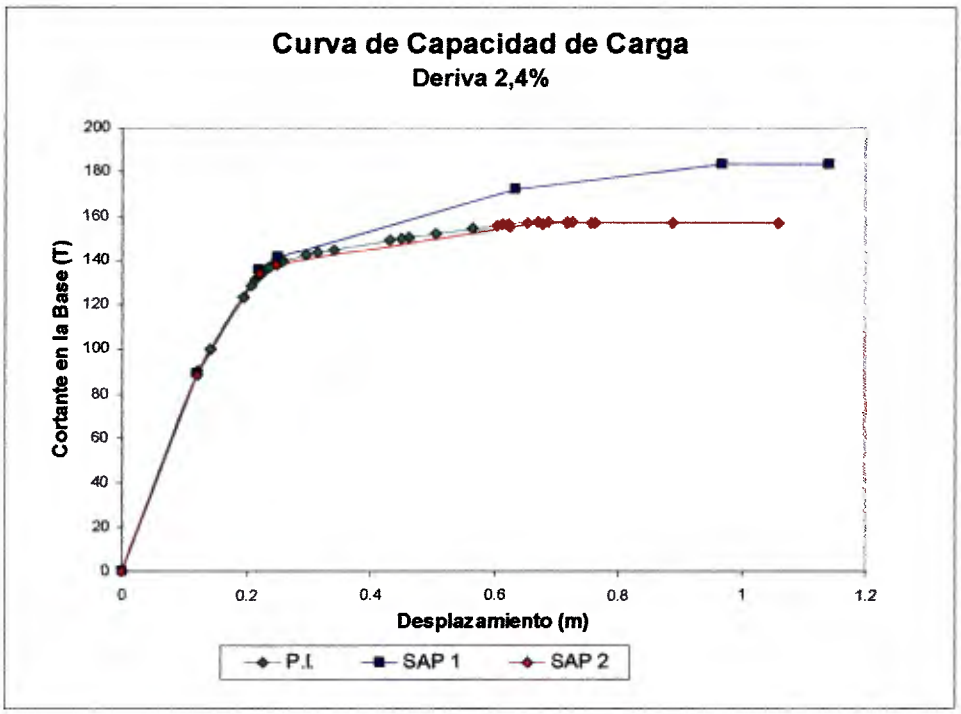
Gráfico 4-1 Curva de capacidad de carga (Caso B)



Para el caso de desplazamientos inelásticos con derivas no mayores a 2,4%, se obtienen resultados similares (gráfico 4-2). Mediante la comparación de los resultados entre ambos programas, se asegura que el comportamiento de las estructuras ante cargas laterales obtenido con el programa SAP2000 es admisible. Las diferencias mínimas entre los resultados de los programas se originan como consecuencia de la metodología de definición de la rigidez de la zona de panel dentro de los modelos de ambos programas, pues en SAP2000 se asigna un valor de rigidez porcentual de 50% al nudo, mientras en Pórticos Iterativo se asignan valores de rigidez a elementos cortos que conforman el nudo teórico, de 10000 veces la rigidez del elemento más fuerte.

Una vez comprobados los resultados de los procedimientos de obtención de las curvas de capacidad de carga, se analiza la importancia de la inclusión del factor de endurecimiento del acero utilizando las curvas de SAP2000.

Gráfico 4-2 Curva de capacidad de carga (Caso B)



Como muestra el gráfico 4-1 para el caso de deriva límite de 1,6 %, se observa que el endurecimiento del acero es muy significativo, pues con el endurecimiento la estructura aumenta su capacidad ante carga lateral en 46,76 toneladas, equivalentes a un 14,3 % más del cortante en la base. Igualmente la estructura aumenta su capacidad para deformarse en el rango inelástico antes de llegar al colapso en un 13%, al aumentar la deformación en 7,32 cm.

Como muestra el gráfico 4-2 para el caso de deriva límite de 2,4 %, se observa que el endurecimiento del acero es de igual manera muy significativo pues con el endurecimiento la estructura aumenta su capacidad en 26,6 toneladas, equivalentes a un 17 % más del cortante en la base. Igualmente la estructura aumenta su capacidad para deformarse en el rango inelástico antes de llegar al colapso en un 7,6 %, aumentando la deformación lateral en 8,06 cm.

En resumen, la metodología para la obtención de la curva de capacidad de carga suministra resultados similares con el uso de ambos programas de diseño, con la ventaja de que SAP2000 considera el endurecimiento del acero en la curva de esfuerzo-deformación. La consideración del endurecimiento del acero aumenta la capacidad de carga y la capacidad de deformación lateral.

4.4.2 Descripción de resultados

Con el diseño realizado por las metodologías propuestas en el CSCR-02[6] y con base en la metodología LRFD[3], se procede a realizar el análisis inelástico de las dos estructuras. Se presentan los resultados para cada caso de deriva, considerando el endurecimiento del acero y sin considerarlo. Para cada caso, se muestran dos gráficos de la curva de capacidad de carga de la estructura.

El primer tipo de gráfico de capacidad de carga presenta dos curvas: una curva (color azul) que representa los resultados del programa SAP2000 Nonlinear 7,4 v. y otra curva (color rojo) que representa la simplificación de la curva de capacidad de la estructura. Las áreas achuradas son áreas equivalentes que definen la ubicación de la curva simplificada de capacidad de carga. El punto definido por las líneas intermitentes en la base de la curva, ubica la condición de cortante y desplazamiento lateral elástico de diseño obtenido del análisis del CSCR-02[6]. La curva intermitente a la derecha de la anterior, define el punto sobre la curva de capacidad de carga correspondiente al desplazamiento inelástico teórico según CSCR-02[6] para $\alpha = 0,7$. La línea intermitente siguiente, define el punto sobre la curva de capacidad de carga correspondiente al desplazamiento inelástico teórico según CSCR-02[6] para $\alpha = 1$. La línea de segmentos grandes, indica el desplazamiento lateral de los marcos a nivel del techo, en el cual se alcanza el valor límite de deriva en alguno de los nudos del edificio (límite de 1,6% o de 2,4%). La línea intermitente siguiente define el punto de fluencia de la curva simplificada de capacidad de carga. La línea intermitente al final de la curva define el punto de mecanismo de colapso.

El segundo tipo de gráfico de capacidad de carga presenta tres curvas: una curva (color verde) que representa el comportamiento de la estructura según las hipótesis de CSCR-02[6] con límite de deriva, una curva (color azul) que representa el comportamiento de la estructura según CSCR-

02[6] para el diseño por capacidad, y otra curva (color rojo) que representa la curva equivalente simplificada de la curva de capacidad de la estructura. Los puntos definidos por las líneas intermitentes para la curva con límite de deriva (color verde) son equivalentes a los definidos en la gráfica anterior. Las líneas intermitentes de la gráfica por capacidad (color azul) definen los mismos puntos que en la curva teórica para el límite de deriva en análisis. Se define el punto de fluencia de la curva teórica de capacidad de carga según CSCR-02[6]. La línea intermitente al final define el punto de mecanismo de colapso.

En la gráfica se indica el punto sobre la curva de capacidad real de la estructura que indica la carga sísmica de diseño equivalente si se utilizara una ductilidad unitaria. La fuerza sísmica elástica se calcula como:

$$FS_{CR}\left(\frac{FED_{elástico}}{FED_{inelástico}}\right)\cdot SR$$

Ecuación 4-10

Dicho punto se obtiene con el objetivo de conocer mediante una aproximación, si aun para una carga sísmica de ductilidad unitaria, se estaría trabajando dentro del rango lineal de la estructura, o si se incursiona más allá del límite de fluencia dentro de la zona de comportamiento no lineal.

En ambos gráficos se presentan dos líneas verticales de segmentos largos, que definen los desplazamientos en los cuales se alcanzan los límites de rotaciones en los nudos descritos en las sección 4.2.1. para QDA_{sd} y QDA_u.

Con el fin de determinar la demanda de ductilidad se grafica la curva de capacidad de carga espectral junto con los espectros de demanda inelásticos de ductilidad constante, en coordenadas Sa versus Sd. Para la transformación de la curva de capacidad de carga, se utiliza el primer modo lineal obtenido de la deformación generada por el patrón de carga sísmica de diseño normalizada, calculado en el método estático dependiente del peso característico por nivel.

4.4.3 Análisis No lineal: Caso A para deriva límite de 1,6 %

Los gráficos 4-3 y 4-4 muestran las curvas de capacidad de carga para el análisis no lineal sobre los tres marcos en la dirección X.

Gráfico 4-3 Caso A - Curva de capacidad de la estructura - con endurecimiento

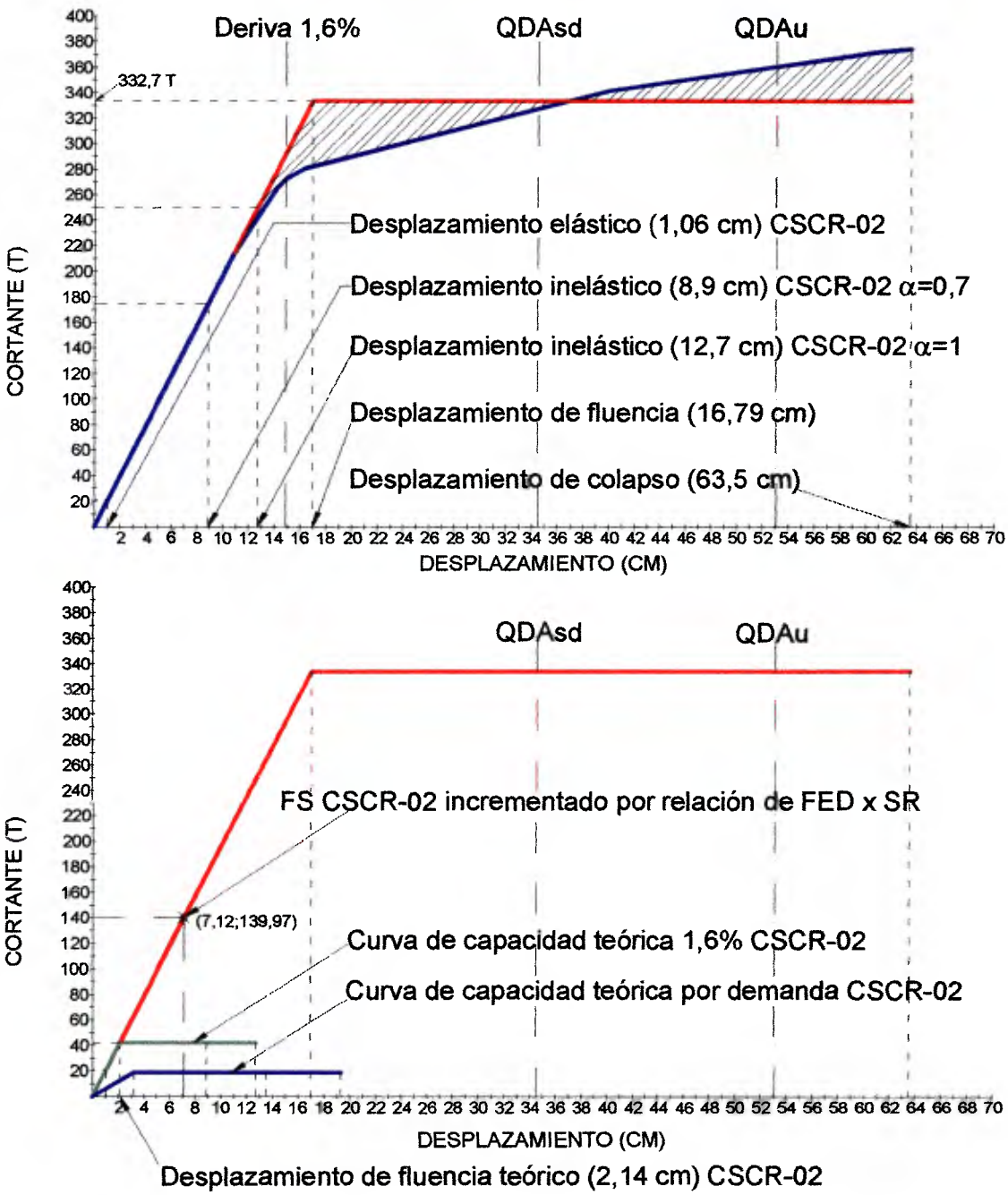
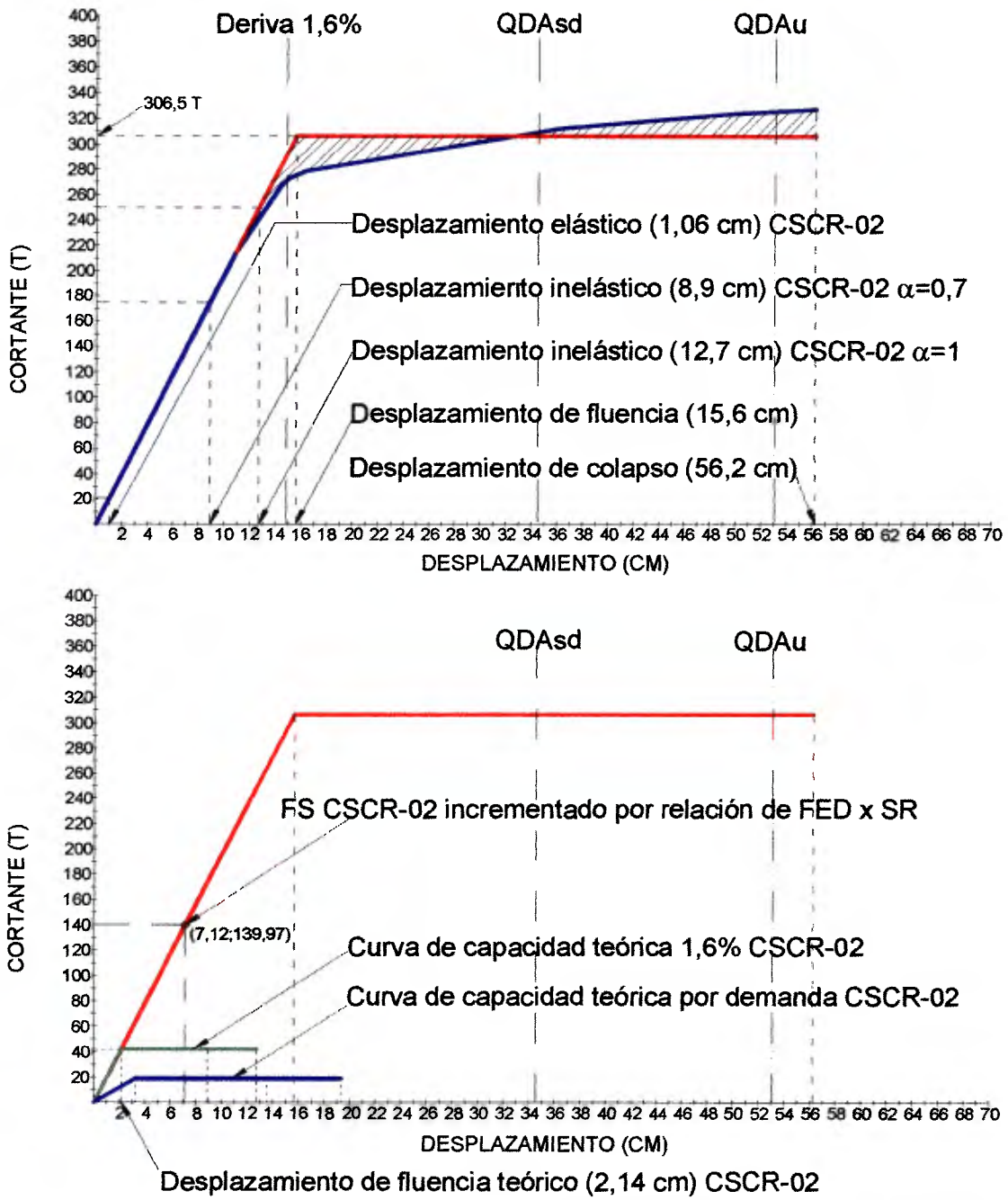


Gráfico 4-4 Caso A - Curva de capacidad de la estructura - sin endurecimiento



En el tramo inicial de la curva de capacidad simplificada se aprecia un desplazamiento elástico de 1,06 centímetros, que es igual considerando o no el endurecimiento del acero. El desplazamiento

de fluencia es de 16,79 centímetros en el caso que considera endurecimiento, y de 15,6 en el caso que no se considera. El desplazamiento inelástico del CSCR-02[6] es de 8,9 centímetros con un factor de desplazamiento inelástico de (α=0.7), y de 12,7 centímetros con un factor de desplazamiento inelástico de (α=1).

El desplazamiento lateral en el techo para el que se alcanza la deriva límite de 1,6% en los nudos es de 14,85 centímetros. Dicha deriva se alcanza en los nudos externos de los marcos A y C del nivel 1. El desplazamiento lateral del techo para el que se alcanza una rotación QDA_{sd} de 0.04 es de 34,50 centímetros, correspondiente a la capacidad mínima de diseño de las conexiones. El desplazamiento lateral del techo para el que se alcanza una rotación QDA_u de 0.06 es de 53,10 centímetros, punto a partir del cual no se garantiza un comportamiento de la curva de capacidad de carga como el mostrado en los gráficos hasta alcanzar el mecanismo de colapso.

El desplazamiento al inicio del mecanismo de colapso es de 63,5 centímetros al considerar el endurecimiento del acero y de 56,2 centímetros cuando no se considera el endurecimiento. Ambos valores garantizan una amplia disipación de energía antes de alcanzar el inicio del colapso. Se observa como la curva de capacidad de carga de la estructura es muy superior a la curva capacidad teórica calculada con los criterios del CSCR-02[6]. Esto se refleja comparando el límite fluencia teórico de 2,14 centímetros, con el límite de fluencia verdadero de 16,79 centímetros, considerando endurecimiento del acero, y de 15,6 centímetros sin considerarlo, equivalentes a un 12,74% y a un 13,7% respectivamente del desplazamiento de fluencia verdadero.

La tabla 4-4 resume los resultados de desplazamientos, ductilidades y sobre-resistencias para el caso de límite de deriva de 1,6%, con y sin el efecto del endurecimiento del material.

Como la capacidad de carga de la estructura es muy superior a lo esperado, no es posible, en ambos casos, obtener un punto de desempeño que coincida al menos con la ductilidad mínima (μ=1) del espectro de demandas, por lo que la demanda de ductilidad no se puede medir. Sí, se sabe con seguridad que dicha demanda de ductilidad es menor que la unidad.

Tabla 4-4 Desplazamientos, ductilidades y sobre-resistencia (Caso A)

Desplazamiento techo (cm)		Con Endurecimiento	Sin Endurecimiento
Desplazamiento elástico	δ_e	1,06	1,06
Desplazamiento inelástico* α=0,7	δ_i	8,90	8,90
Desplazamiento inelástico* α=1	δ_i	12,71	12,71
Desplazamiento fluencia	δf	16,97	15,60
Desplazamiento mecanismo de colapso	δ_{mc}	63,52	56,20
Ductilidades		Con Endurecimiento	Sin Endurecimiento
Ductilidad global requerida	μ_{gr}	<<1	<<1
Ductilidad global asignada	μ_{ga}	6	6
Ductilidad global por deriva* α=0,7	μ_{gd} (a)	0,52	0,57
Ductilidad global por deriva* α=1	μ_{gd} (b)	0,75	0,81
Ductilidad global intrínseca	μ_{gi}	3,74	3,60
Sobre-resistencia		Con Endurecimiento	Sin Endurecimiento
Sobre-resistencia de diseño SR		2	2
Sobre-resistencia real		15,88	14,6

*Calculados según CSCR-02

Con endurecimiento

$$\mu_{GR} \leq \min(\mu_{GA}, \mu_{GD}) \leq \max(\mu_{GA}, \mu_{GD}) \leq \mu_{GI}$$
$$\mu_{GR} \leq 0{,}52 \leq 6 \geq 3{,}74$$

Sin endurecimiento

$$\mu_{GR} \leq \min(\mu_{GA}, \mu_{GD}) \leq \max(\mu_{GA}, \mu_{GD}) \leq \mu_{GI}$$
$$\mu_{GR} \leq 0{,}57 \leq 6 \geq 3{,}6$$

Para el caso en que se considera el endurecimiento del acero, la ductilidad global por deriva (según CSCR-02[6]) es apenas de un 8,7% de la ductilidad global asignada para α=0,7 y de un 12,5% para α=1. La ductilidad global intrínseca es un 62,4% de la ductilidad global asignada. La fuerza cortante de fluencia es de 333,5 toneladas, valor que es mucho mayor que las 21,0 toneladas del sismo de diseño, por lo que la sobre-resistencia real es de 15,9 y no de dos como se supone inicialmente.

Para el caso en que no se considera el endurecimiento del acero, los resultados son muy similares a los anteriores. La ductilidad global por deriva es de un 9,5% de la ductilidad global asignada para α=0,7 y de un 13,6% para α=1. La ductilidad global intrínseca es un 60,0% de la ductilidad

global asignada. La fuerza cortante de fluencia es de 306,5 toneladas, valor superior a las 21 toneladas del sismo de diseño, lo que genera la sobre-resistencia real de 14,6 y no de dos. La ductilidad global intrínseca no alcanza el límite mínimo esperado, igual a la ductilidad global asignada de 6.

La carga sísmica elástica, calculada como la fuerza sísmica de diseño por la relación de factor espectral dinámico y por la sobre-resistencia (ecuación 4-10), se ubica sobre la recta elástica de la estructura, muy por debajo de la carga lateral necesaria para lograr la fluencia de los marcos, considerando y sin considerar el endurecimiento del acero. La carga sísmica asociada sería de 139,97 toneladas, con un desplazamiento del techo de 7,12 centímetros que genera una deriva máxima entre pisos de 0,727%, menos de la mitad de la deriva permitida por el CSCR-02 para este caso. Esto demuestra que si se diseña para una carga sísmica asociada a una ductilidad unitaria (diseño elástico) se cumple con la deriva máxima permisible.

Las relaciones entre la rotaciones últimas y la rotaciones de fluencia θ_u / θ_y se muestran en la siguiente tabla, para el caso de las columnas externas entre el suelo y el primer nivel de los marcos A y C, donde ocurren las mayores rotaciones.

Tabla 4-5 Rotaciones en columna crítica (Caso A)

Límite	QDA_{sd}	QDA_u	Mecanismo Colapso
Rotación plástica ultima	0,028	0,050	0,061
Rotación total acumulada	0,038	0,060	0,071
$\mu_p = \theta_p / \theta_y$	3,89	6,94	8,47
$\mu = \theta_u / \theta_y$	5,27	8,33	9,86
Rotación fluencia θ_y, columna 1 nivel 1		0,0072	

La ductilidad de los elementos medidas en función a las rotaciones, son mayores a las medidas en función a los desplazamientos laterales de la estructura. Según la rotación del nudo los valores de las ductilidades aumentan con el desplazamiento lateral. Si la ductilidad local de los elementos se mide para una rotación del nudo de 0,04 radianes, la ductilidad obtenida es 5,27 cercano al valor global de 6 asignado. En teoría el detallado de conexiones viga-columna según la sección 10.2.6 del CSCR-02[6], garantiza una ductilidad local óptima en elementos y uniones.

Si se desea asegurar la funcionalidad de las conexiones, lo apropiado es considerar la curva de capacidad de carga desde un desplazamiento del techo 34,50 centímetros en el cual las rotaciones en la conexión alcanzan el valor mínimo pedido según CSCR-02[6] de 0,04 radianes. Dicho límite de desplazamiento correspondería a una ductilidad de u = 2,20. A su vez se debería permitir una rotación máxima de 0,06 radianes correspondiente a una ductilidad de μ= 3,40.

En el anexo E se muestran todos los pasos del análisis no lineal con el proceso de plastificación de los marcos. Las primeras rótulas se forman en las vigas del primer nivel, en el paso 1 (figura 4-11). Las rótulas de las columnas aparecen en la base de las mismas en el primer nivel en el paso 2, lo que era de esperarse por las altas cargas de cortante en la base del edificio (figura 4-12).

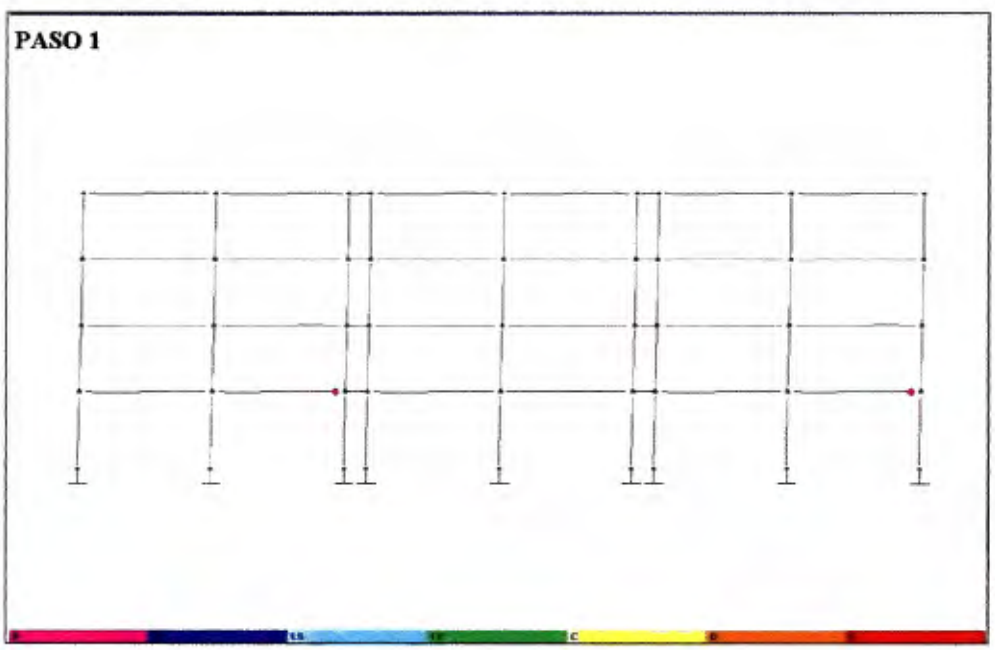


Figura 4-11 Paso 1 del análisis no lineal Caso A, con endurecimiento

La tabla 4-6 resume la condición de las rótulas plásticas en cada paso del análisis no lineal asignado por el programa, para el caso en que se considera el endurecimiento del material. Para cada paso se tiene un desplazamiento lateral y un cortante específico asociado. De las 120 posibles rótulas asignadas a los marcos se muestra la cantidad de rótulas que se ubican dentro de cada condición posible (A, B, IO, LS, CP, C, D, E) para cada paso, según la figura 4-3. Para el desplazamiento lateral (14,85 centímetros) que alcanza la deriva máxima esperada de 1,6%, 17

rótulas han alcanzado la condición teórica de fluencia (punto B), por lo que se encuentran en la zona B-IO. El resto de rótulas se mantienen dentro de la zona elástica A-B.

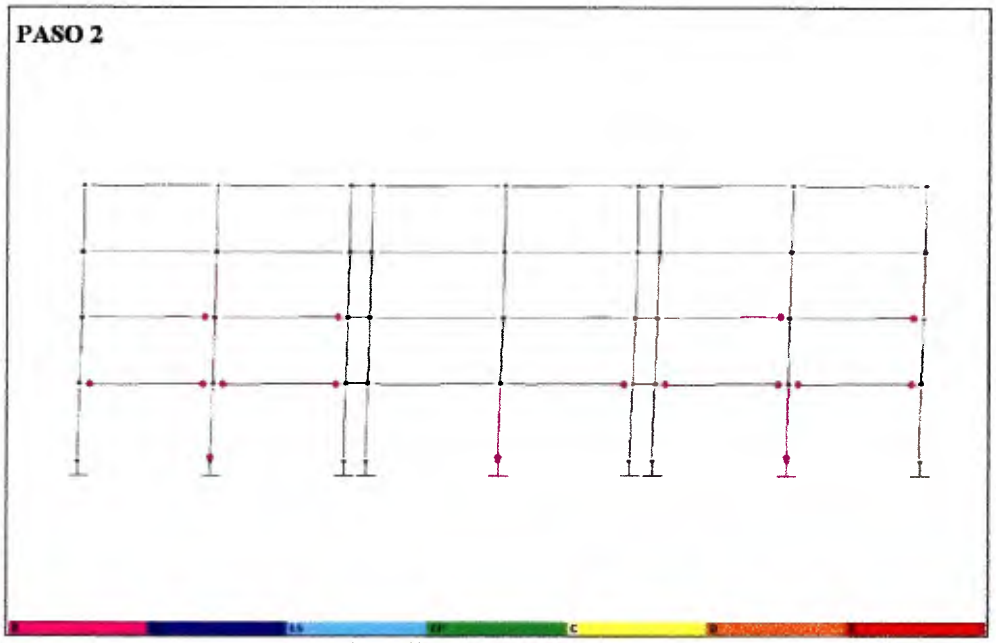


Figura 4-12 Paso 2 del análisis no lineal Caso A, con endurecimiento

Tabla 4-6 Rótulas plásticas, con endurecimiento (Caso A)

Paso	δ_{techo} (m)	V_{base} (T)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	120	0	0	0	0	0	0	0
1	0,109	214,57	118	2	0	0	0	0	0	0
2	0,142	265,44	104	16	0	0	0	0	0	0
3	0,150	273,01	99	21	0	0	0	0	0	0
4	0,163	280,58	91	29	0	0	0	0	0	0
5	0,399	341,48	72	12	36	0	0	0	0	0
6	0,607	371,82	52	22	35	11	0	0	0	0
7	0,635	374,47	51	23	35	10	0	1	0	0

La tabla 4-7 resume los cálculos necesarios para transformar la curva de capacidad de la estructura a coordenadas ADRS. La tabla 4-8 muestra los valores obtenidos en coordenadas Sa-Sd de la curva de capacidad espectral de la estructura.

Tabla 4-7 Factores de transformación a coordenadas ADRS (Caso A)

	Wi (T)	ϕ	M (kg s²/m)	L (kg s²/m)
Techo	11,87	3,11	11691,17	3762,12
3	71,09	2,73	53877,48	19762,55
2	71,09	2,02	29598,45	14647,85
1	71,65	1	7306,26	7306,26
Pfi = 0,44		Σ	102473,37	45478,79

Tabla 4-8 Valores de curva de capacidad espectral, con endurecimiento (Caso A)

	Con endurecimiento				Sin endurecimiento			
Paso	**d techo (m)**	**V base (Kg)**	**Sd (m)**	**Sa (m/s²)**	**techo (m)**	**V base (Kg)**	**Sd (m)**	**Sa (m/s²)**
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0,1092	214570,2	0,08	10,63	0,1092	214570,2	0,08	10,63
2	0,1420	265440,9	0,10	13,15	0,1431	265738,9	0,10	13,17
3	0,1495	273007,0	0,11	13,53	0,1506	272922,5	0,11	13,52
4	0,1633	280577,3	0,12	13,90	0,1633	278595,2	0,12	13,80
5	0,3994	341478,9	0,29	16,92	0,3620	312470,2	0,26	15,48
6	0,6073	371817,3	0,44	18,42	0,4950	323964,9	0,36	16,05
7	0,6352	374473,7	0,46	18,55	0,5620	327714,2	0,41	16,24

Los gráficos 4-5 y 4-6 muestran la curva de capacidad espectral de la estructura considerando y no considerando el endurecimiento del material. La curva de capacidad espectral de la estructura (color verde), corta las otras seis curvas que representan los espectros de demanda para las diferentes ductilidades, según se describió en la sección 4-3.

En los gráficos se observa que las curvas de demanda intersecan la curva de capacidad espectral de la estructura dentro del rango de capacidad lineal de la estructura. No es posible determinar un valor preciso de demanda de ductilidad impuesto por el sismo de diseño, pero es evidente que dicha demanda no alcanza ni la ductilidad mínima unitaria. Como la condición de endurecimiento del material es importante cuando la estructura trabaja en el rango plástico, dicho factor resulta irrelevante dentro de estos resultados.

En cuanto al objetivo de desempeño, los resultados obtenidos no permiten obtener un punto de desempeño bien definido, pero por las condiciones tan superiores en cuanto a capacidad de los marcos, la estructura se encuentra muy por debajo del objetivo de desempeño de Seguridad de Vida (LS).

Gráfico 4-5 Caso A - Curva de capacidad espectral con endurecimiento

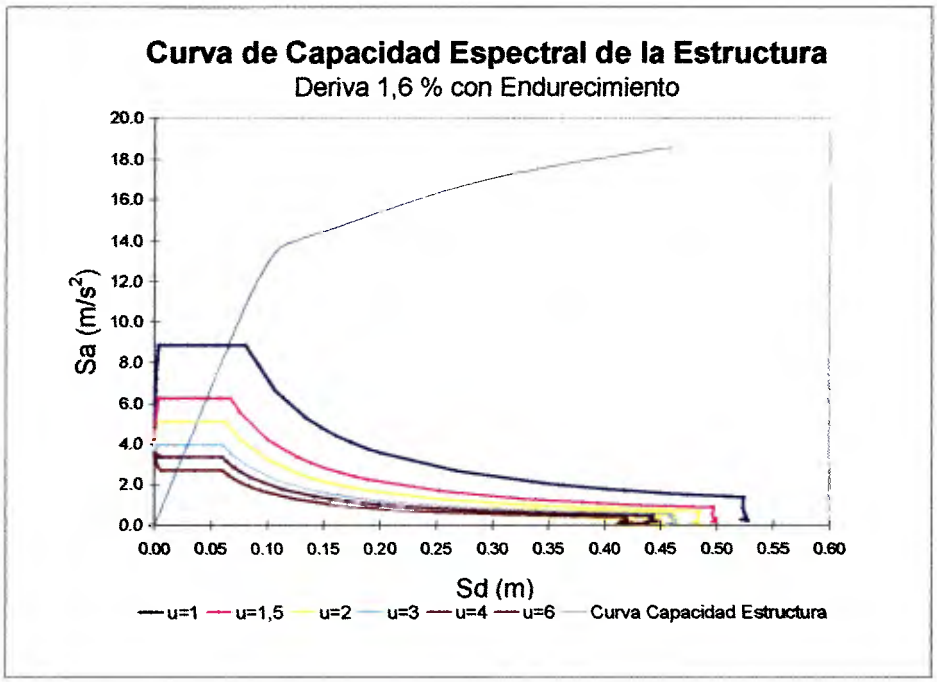
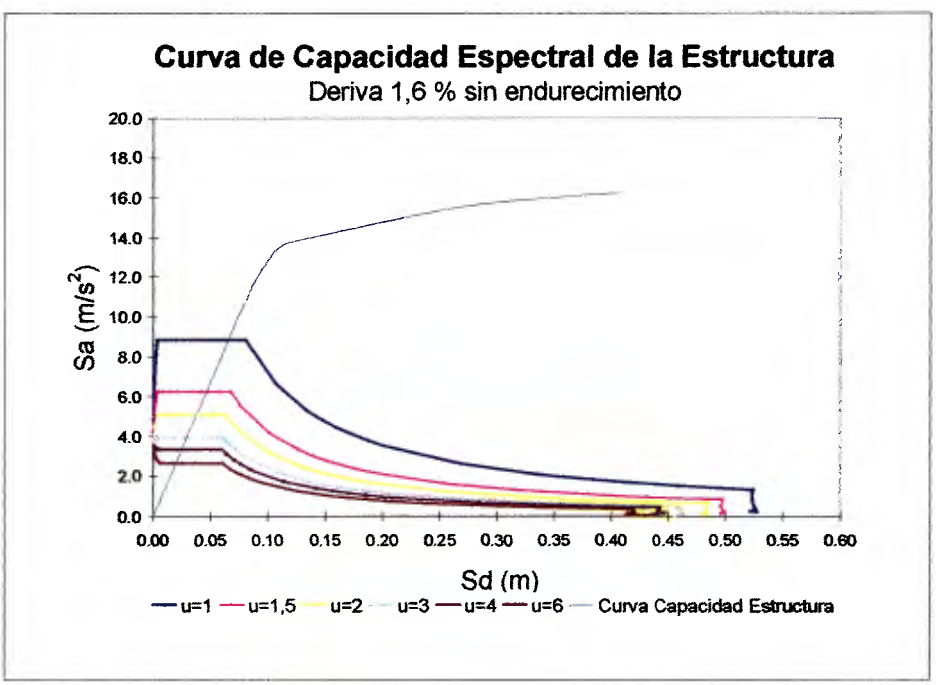


Gráfico 4-6 Caso A - Curva de capacidad espectral sin endurecimiento



4.4.4 Análisis no lineal: Caso B para deriva límite de 2,4%

Los gráficos 4-7 y 4-8 muestran las curvas de capacidad de carga para el análisis no lineal sobre los tres marcos en la dirección X.

En el tramo inicial de la curva de capacidad simplificada se aprecia un desplazamiento elástico de 1,80 centímetros, que es igual considerando o no el endurecimiento del acero. El desplazamiento de fluencia es de 22,5 centímetros en el caso que considera endurecimiento, y de 21,6 en el caso que no se considera. El desplazamiento inelástico del CSCR-02[6] es de 15,13 centímetros con un factor de desplazamiento inelástico de (α=0,7) y de 20,26 centímetros con un factor de desplazamiento inelástico de (α=1).

El desplazamiento lateral en el techo para el que se alcanza la deriva límite de 2,4% en los nudos es de 21,65 centímetros. Dicha deriva se alcanza en los nudos externos de los marcos A y C del nivel 1. El desplazamiento lateral del techo para el que se alcanza una rotación QDA_{sd} de 0,04 es de 36,0 centímetros, correspondiente a la capacidad mínima de diseño de las conexiones. El desplazamiento lateral del techo para el que se alcanza una rotación QDA_u de 0,06 es de 54,5 centímetros, punto a partir del cual no se garantiza un comportamiento de la curva de capacidad de carga como el mostrado en los gráficos hasta alcanzar el mecanismo de colapso.

El desplazamiento al inicio del mecanismo de colapso es de 114,0 centímetros al considerar el endurecimiento del acero y de 105,92 centímetros cuando no se considera el endurecimiento. Ambos valores garantizan una amplia disipación de energía antes de alcanzar el inicio del colapso. Se observa como la curva de capacidad de carga de la estructura es muy superior a la curva capacidad teórica calculada con los criterios del CSCR-02[6]. Esto se refleja comparando el límite de fluencia teórico de 3,63 centímetros, con el límite de fluencia verdadero de 22,5 centímetros, apenas un 16,1% del desplazamiento verdadero, considerando endurecimiento del acero, y de 20,26 centímetros sin considerarlo correspondiente a un 17,9% del desplazamiento verdadero.

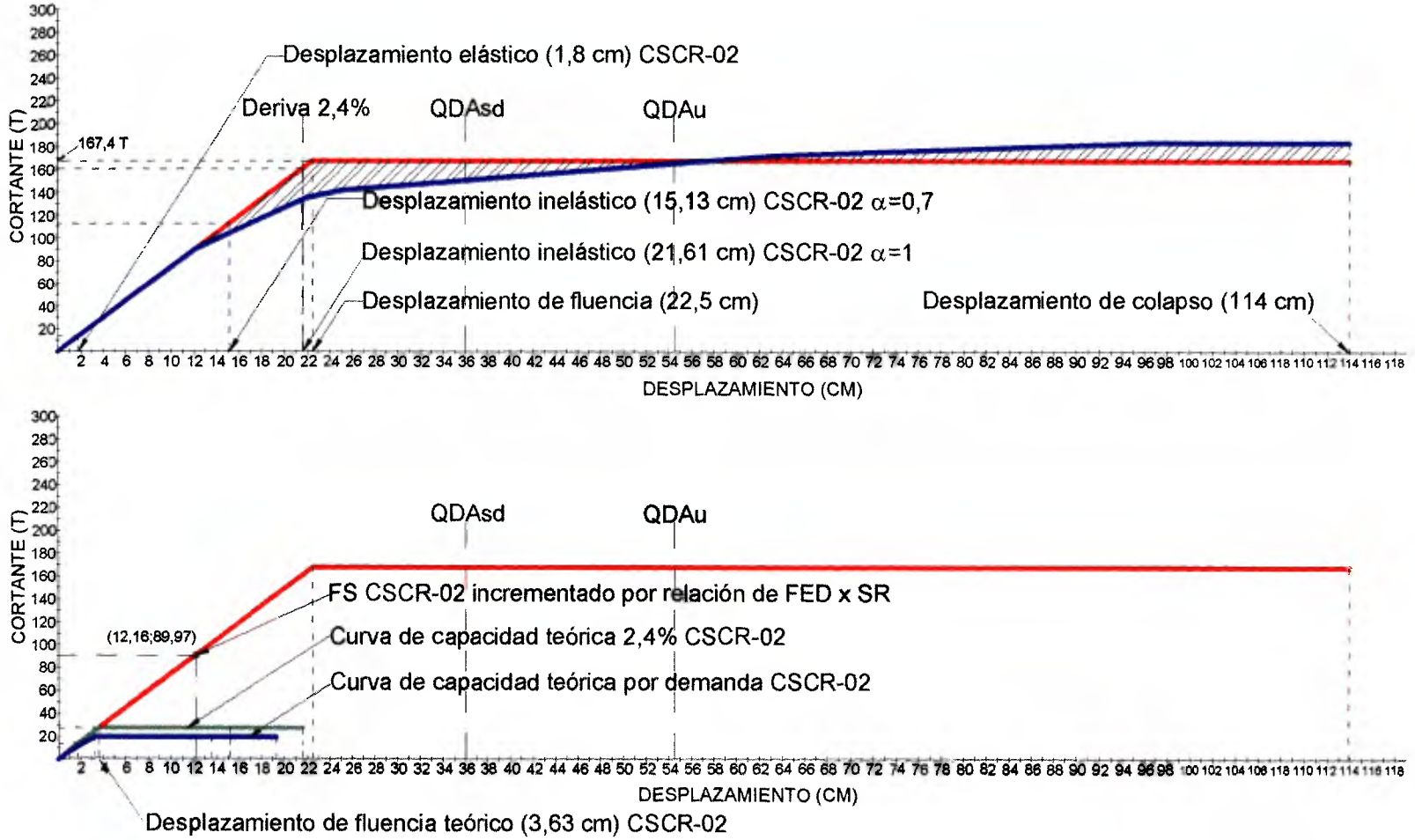
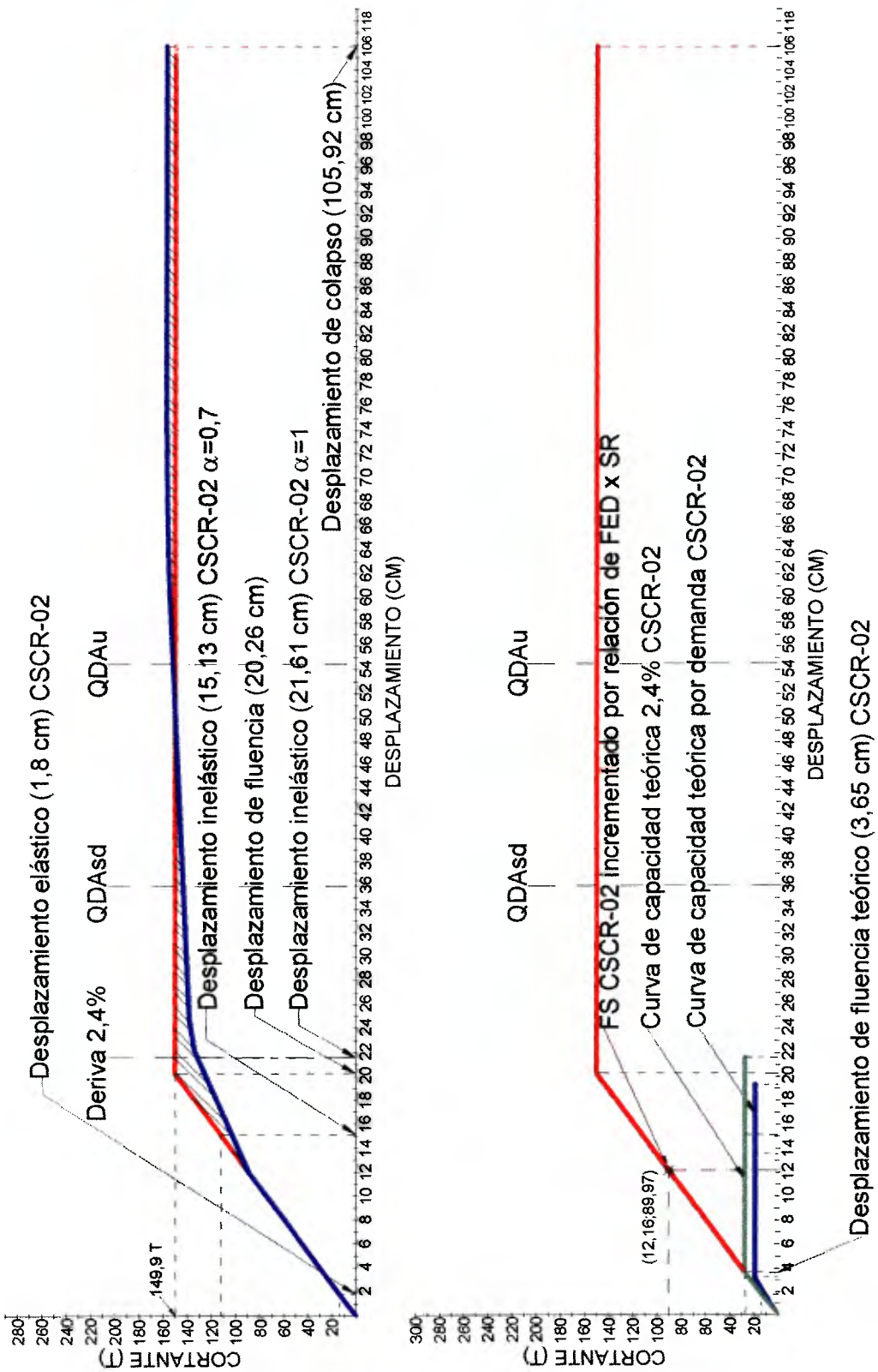


Gráfico 4-7 Caso B - Curva de capacidad de la estructura - con endurecimiento

Gráfico 4-8 Caso B - Curva de capacidad de la estructura - sin endurecimiento



La tabla 4-9 resume los resultados de desplazamientos, ductilidades y sobre-resistencias para el caso de límite de deriva de 2,4% con y sin el efecto del endurecimiento del material.

Tabla 4-9 Desplazamientos, ductilidades y sobre-resistencia (Caso B)

Desplazamiento techo (cm)		Con Endurecimiento	Sin Endurecimiento
Desplazamiento elástico	δ_e	1,80	1,80
Desplazamiento inelástico* α=0,7	δ_i	15,13	15,13
Desplazamiento inelástico* α=1	δ_i	21,61	21,61
Desplazamiento fluencia	δf	22,49	20,26
Desplazamiento mecanismo de colapso	δ_{mc}	113,98	105,92
Ductilidades		Con Endurecimiento	Sin Endurecimiento
Ductilidad global requerida	μ_{gr}	<<1	<<1
Ductilidad global asignada	μ_{ga}	6	6
Ductilidad global por deriva* α=0,7	μ_{gd} (a)	0,67	0,75
Ductilidad global por deriva* α=1	μ_{gd} (b)	0,96	1,07
Ductilidad global intrínseca	μ_{gi}	5,07	5,23
Sobre-resistencia		Con Endurecimiento	Sin Endurecimiento
Sobre-resistencia de diseño SR		2	2
Sobre-resistencia real		12,4	11,11

*Calculados según CSCR-02

Con endurecimiento

$$\mu_{GR} \leq \min(\mu_{GA}, \mu_{GD}) \leq \max(\mu_{GA}, \mu_{GD}) \leq \mu_{GI}$$
$$\mu_{GR} \leq 0,67 \leq 6 \geq 5,07$$

Sin endurecimiento

$$\mu_{GR} \leq \min(\mu_{GA}, \mu_{GD}) \leq \max(\mu_{GA}, \mu_{GD}) \leq \mu_{GI}$$
$$\mu_{GR} \leq 0,75 \leq 6 \leq 5,23$$

Como la capacidad de la estructura es mayor a lo esperado, no es posible obtener un punto de desempeño que coincida al menos con la ductilidad mínima (μ=1) del espectro de demandas, por lo que no se puede medir la demanda de ductilidad. Se sabe con seguridad que dicha demanda de ductilidad es menor que la unidad. La ductilidad global por deriva es apenas de un 11,2% de la ductilidad global asignada para α=0,7 y de un 16,0% para α=1. La ductilidad global intrínseca es un 84,5% de la ductilidad global asignada La fuerza cortante de fluencia es de 167,4 toneladas valor que es mucho mayor que las 13,5 toneladas del sismo de diseño, por lo que la sobre-resistencia real es de 12,4 y no de dos como se supone inicialmente.

Para el caso en que no se considera el endurecimiento del acero la ductilidad global por deriva es un 12,4% de la ductilidad global asignada para α=0,7 y de un 17,8% para α=1. La ductilidad global intrínseca es un 87,1% de la ductilidad global asignada. La fuerza cortante de fluencia es de 149,9 toneladas valor que es mucho mayor que las 13,5 toneladas del sismo de diseño, por lo que la sobre-resistencia real es de 11,11 y no de dos. De igual manera que en el Caso A la ductilidad global intrínseca no cumple en ningún caso con el límite mínimo establecido (equivalente a la ductilidad global asignada).

En el Caso B tampoco es posible obtener un punto de desempeño, definido con base en una curva de demanda con ductilidad constante, que defina la demanda de ductilidad de la estructura. De las gráficas también se observa que el comportamiento del diseño con límite de 2,4% se aproxima más al comportamiento inicial con las secciones del diseño por capacidad.

La carga sísmica elástica (ecuación 4-10) se ubica sobre la recta elástica de la estructura, muy por debajo de la carga lateral necesaria para lograr la fluencia de los marcos. La carga sísmica asociada sería de 89,90 toneladas, con un desplazamiento del techo de 12,16 centímetros que genera una deriva máxima entre pisos de 1,29%, poco más de la mitad de la deriva permitida por el CSCR-02 para este caso (2,4%) y menos que la deriva límite del Caso A (1,6%). En este diseño, también se demuestra que si se diseña para una carga sísmica asociada a una ductilidad unitaria (diseño elástico) se cumple con la deriva máxima permisible.

Las relaciones entre la rotaciones últimas y la rotaciones de fluencia θ_u/θ_y se muestran en la tabla 4-10, para el caso de las columnas externas entre el suelo y el primer nivel de los marcos A y C, donde ocurren las mayores rotaciones.

Tabla 4-10 Rotaciones en columna crítica (Caso B)

Límite	QDA_{sd}	QDA_u	Mecanismo Colapso
Rotación plástica última	0,016	0,039	0,090
Rotación total acumulada	0,026	0,049	0,100
θ_p/θ_y	1,78	4,35	10,04
θ_u/θ_y	2,90	5,47	11,16
Rotación fluencia θ_y, columna 1 nivel 1		0,009	

La ductilidad de los elementos medidas en función a las rotaciones, son mayores a las medidas en función a los desplazamientos laterales de la estructura. Si la ductilidad local de los elementos se mide para una rotación del nudo de 0,04 radianes, la ductilidad obtenida es 2,90 Para la rotación del nudo de 0,06 radianes la ductilidad obtenida es de 5,47, cercano al valor de ductilidad global asignado de 6.

Si se desea asegurar la funcionalidad de las conexiones, lo apropiado es considerar la curva de capacidad de carga desde un desplazamiento del techo 36,00 centímetros, en el cual las rotaciones en la conexión alcanzan el valor mínimo de 0.04 radianes, dicho límite de desplazamiento correspondería a una ductilidad de μ = 1,60. A su vez se debería permitir una rotación máxima de 0,06 radianes correspondiente a un desplazamiento lateral de 54,50 centímetros asociado a una ductilidad de μ= 2,42.

Las primeras rótulas se forman en las vigas del primer nivel en el paso 1 (figura 4-13 y Anexo E). Las rótulas en las columnas aparecen en el paso 2 en la base de las columnas del primer nivel (figura 4-14).

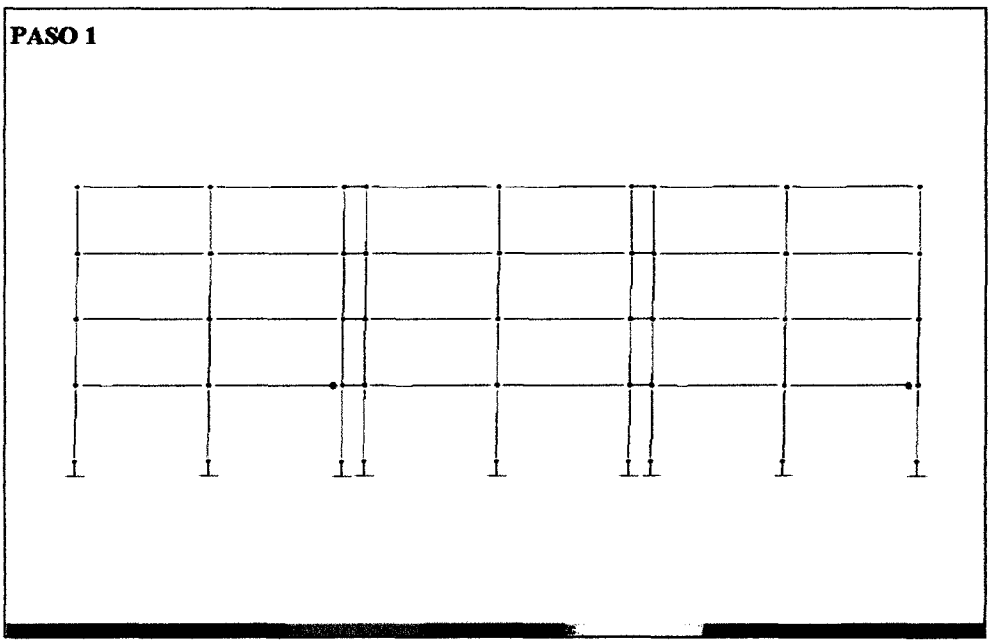


Figura 4-13 Paso 1 del análisis no lineal Caso B, con endurecimiento

La tabla 4-11 resume la condición de las rótulas plásticas en cada paso del análisis no lineal, para el caso que considera el endurecimiento del acero. Para el desplazamiento lateral que alcanza la deriva máxima de 2,4% (desplazamiento lateral de 21,65 centímetros), 15 rótulas han alcanzado la condición teórica de fluencia y se encuentran en la zona B-IO, 5 rótulas se encuentran en la zona IO-LS y el resto no han sobrepasado el límite de fluencia (zona A-B).

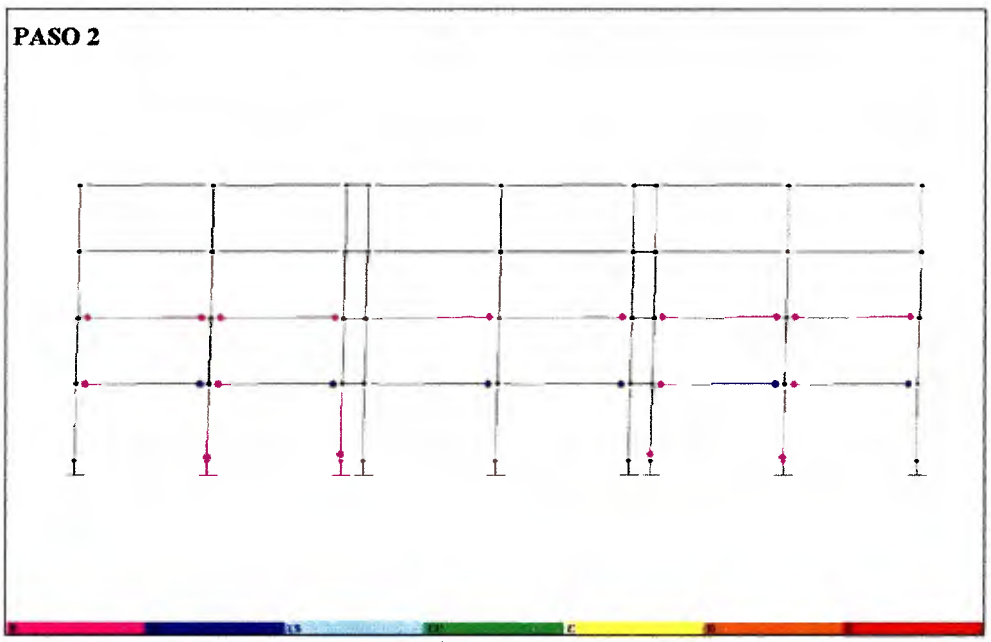


Figura 4-14 Paso 2 del análisis no lineal Caso B, sin endurecimiento

Tabla 4-11 Rótulas plásticas, con endurecimiento (Caso B)

Paso	δ_{techo} (m)	V_{base} (T)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	120	0	0	0	0	0	0	0
1	0,120	89,6	118	2	0	0	0	0	0	0
2	0,220	135,8	96	18	6	0	0	0	0	0
3	0,251	141,7	86	22	12	0	0	0	0	0
4	0,634	172,1	67	14	39	0	0	0	0	0
5	0,969	183,7	61	1	43	13	0	2	0	0
6	1,140	183,7	61	0	32	18	0	0	0	9

Las tablas 4-12 y 4-13 resumen los cálculos necesarios para transformar la curva de capacidad de la estructura a coordenadas ADRS.

Tabla 4-12 Factores de transformación a coordenadas ADRS (Caso B)

	Wi (T)	ϕ	M (kgs^2/m)	L (kgs^2/m)
Techo	10,59	3,44	12752,52	3710,32
3	66,70	2,98	60255,20	20243,47
2	66,70	2,15	31301,82	14590,58
1	67,10	1	6841,91	6841,91
Pfi = 0,41		Σ	111151,45	45386,28

Tabla 4-13 Valores de curva de capacidad espectral, con endurecimiento (Caso B)

	Con endurecimiento				Sin endurecimiento			
Paso	d techo (m)	V base (Kg)	Sd (m)	Sa (m/s^2)	techo (m)	V base (Kg)	Sd (m)	Sa (m/s^2)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0,1204	89625,0	0,086	4,719	0,1203	88998,9	0,086	4,69
2	0,2204	135779,8	0,157	7,150	0,2224	134010,6	0,159	7,06
3	0,2508	141747,0	0,179	7,464	0,2474	138045,7	0,176	7,27
4	0,6338	172123,1	0,452	9,064	0,6252	155211,5	0,446	8,17
5	0,9685	183741,9	0,691	9,675	0,6784	156422,8	0,484	8,24
6	1,1324	183741,9	0,813	9,675	0,7180	156903,9	0,512	8,26
7	-	-	-	-	0,7570	157085,1	0,540	8,27
8	-	-	-	-	0,7641	157105,5	0,545	8,27
9	-	-	-	-	0,8877	157105,6	0,633	8,27
10	-	-	-	-	1,0592	157105,6	0,755	8,27

Los gráficos 4-9 y 4-10 muestran la curva de capacidad espectral de la estructura considerando y no considerando el endurecimiento del material. En los gráficos se observa que las curvas de demanda intersecan la curva de capacidad espectral de la estructura dentro del rango de capacidad lineal de la estructura.

De igual manera que en el caso A, en lo referente al objetivo de desempeño, los resultados obtenidos no permiten obtener un punto de desempeño bien definido, pero por las condiciones tan sobradas de los marcos en cuanto a capacidad, la estructura se encuentra muy por debajo del objetivo de desempeño de Seguridad de Vida (LS).

Gráfico 4-9 Caso B - Curva de capacidad espectral - con endurecimiento

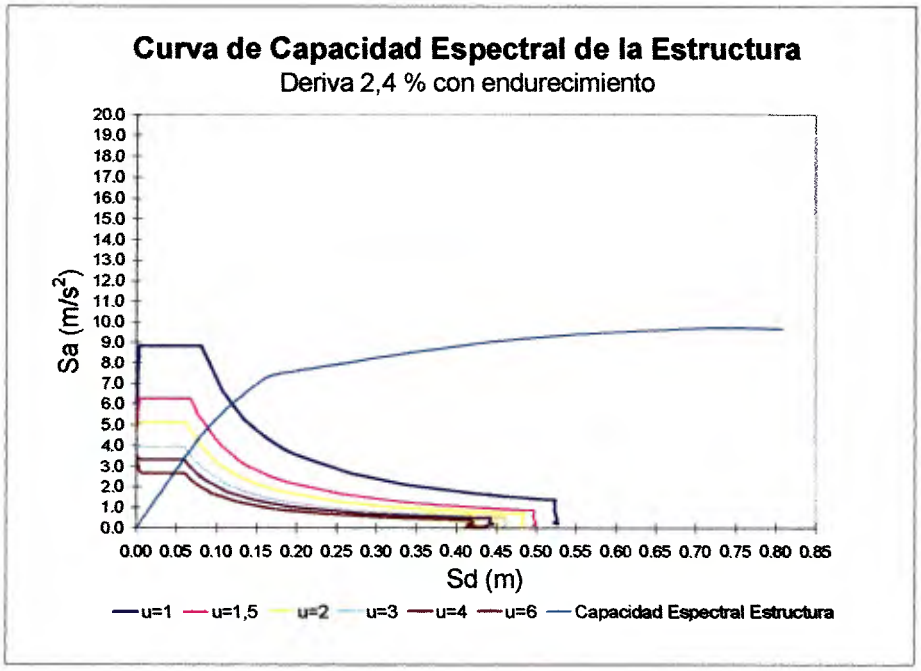
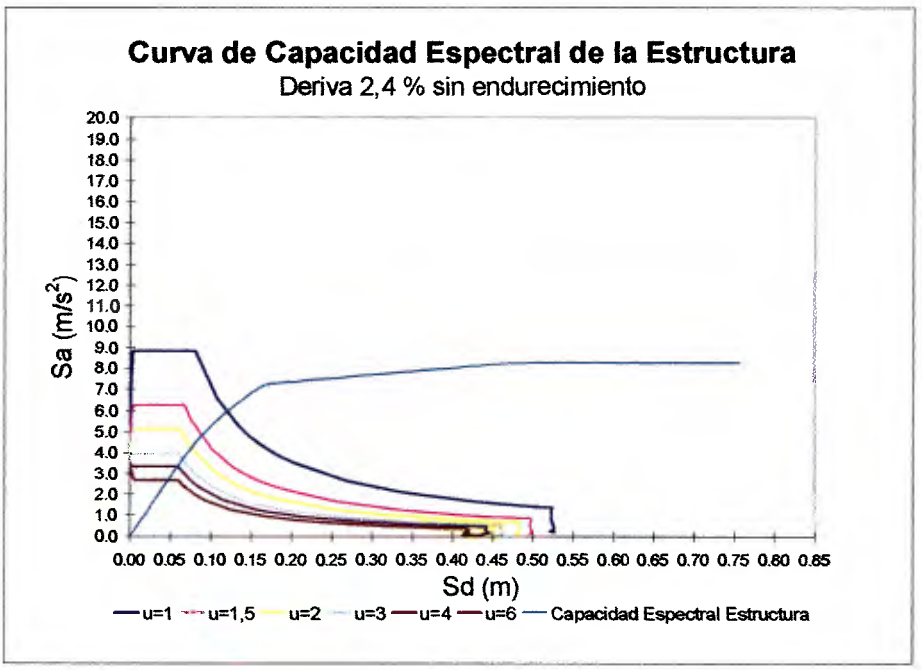


Gráfico 4-10 Caso B - Curva de capacidad espectral - sin endurecimiento



4.4.5 Comparación de resultados del análisis no lineal con límite de deriva de 1,6% y 2,4%

Los siguientes gráficos comparan el comportamiento de resistencia ante carga lateral y deformación de las dos estructuras diseñadas ante diferentes condiciones de deriva límite. La curva en rojo corresponde a los resultados de análisis no lineal del Caso A y la curva en azul corresponde a los resultados de análisis no lineal del Caso B.

Al comparar los resultados que consideran el endurecimiento del acero, se observa que para límite de deriva de 2,4% la estructura se puede desplazar 50,41 centímetros más que el caso de deriva límite de 1,6%, antes de alcanzar el mecanismo de colapso. Por otro lado el cortante en la base de la estructura correspondiente al límite de fluencia se reduce en 166 toneladas. El punto de fluencia se desplaza 5,51 centímetros al incrementar la capacidad de deformación.

Al comparar los resultados que no consideran el endurecimiento del acero, se observa que para límite de deriva de 2,4% la estructura se puede desplazar 49,72 centímetros más que el caso de deriva límite de 1,6%, antes de alcanzar el mecanismo de colapso. Por otro lado el cortante en la base de la estructura correspondiente al límite de fluencia se reduce en 156,6 toneladas. El punto de fluencia se desplaza 4,66 centímetros al incrementar la capacidad de deformación.

La demanda de ductilidad en ambos casos de análisis, y con ambas consideraciones del endurecimiento del acero, se encuentra muy por debajo de la ductilidad supuesta en el diseño. La ductilidad máxima al inicio del mecanismo de colapso es de 3,74 en el Caso A y de 5,23 en el Caso B. Estos valores son bajos pues se esperaría obtener como mínimo la ductilidad de diseño, pero es notable que el marco dúctil con deriva de 2,4% tiene una ductilidad global intrínseca más cercana a la mínima esperada.

Como se resumió anteriormente, la sobre-resistencia de la estructura en ambos casos de diseño es mucho mayor a la sobre-resistencia de diseño. Aunque el aumento en el límite de deriva permisible ayuda a reducir en una cantidad considerable la capacidad de carga del edificio, la sobre-resistencia sigue siendo en el orden de 5 a 6 veces mayor que la de diseño.

Gráfico 4-11 Curva de capacidad de carga Caso A y Caso B – con endurecimiento

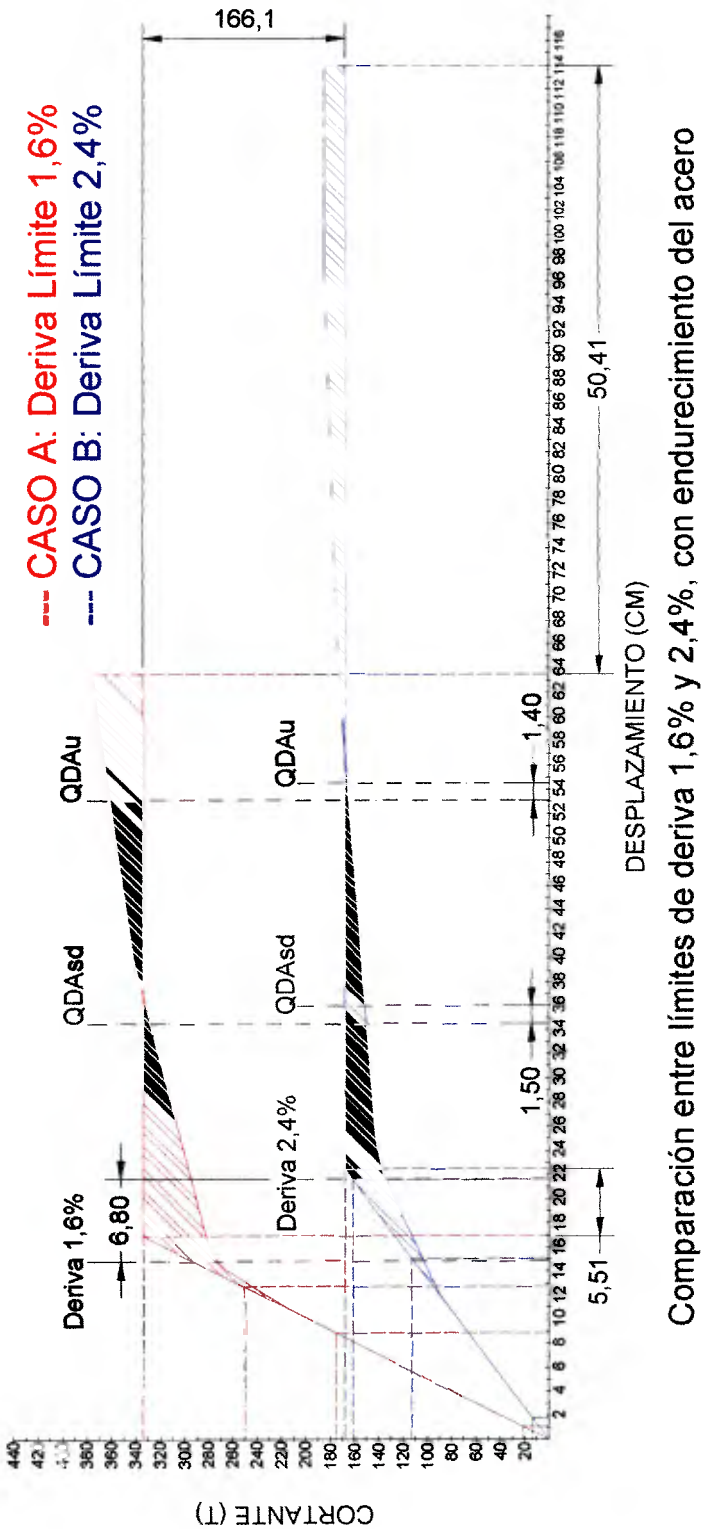
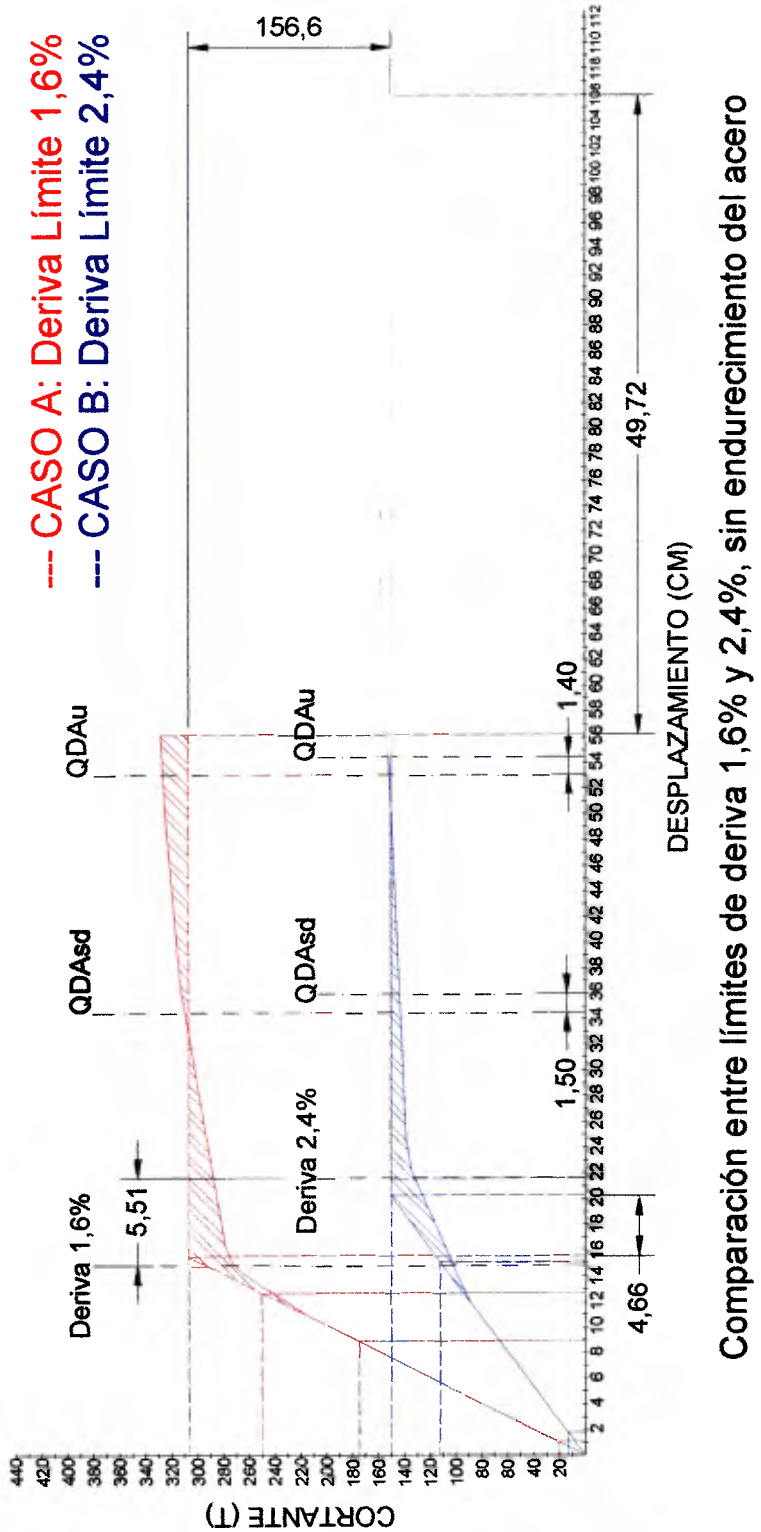


Gráfico 4-12 Curva de capacidad de carga Caso A y Caso B – sin endurecimiento



El beneficio de incrementar el límite de deriva permitido entre niveles, se observa directamente en la capacidad de deformación lateral antes de alcanzar el mecanismo de colapso. Como el marco obtenido es más flexible la zona de disipación de energía es mucho mayor en el Caso B que en el Caso A. Dicho beneficio es sin embargo cuestionable si se considera que a partir del límite de rotación QDA_u el comportamiento de las conexiones viga-columna es impredecible y poco confiable.

La diferencia en la cual se alcanzan los límites laterales asociados a QDAsd y QDAu en ambos casos de análisis es de 1,50 centímetros para el QDAsd y de 1,40 centímetros QDAu. Dicha diferencia resulta insignificante en comparación a la diferencia existente entre los valores de mecanismo de colapso. De tal manera se observa que un diseño realizado por análisis no lineal, se ve limitado no solo por los límites de deriva lateral sino también por los límites de rotaciones en las conexiones viga-columna, pues aunque las secciones como sistema de marcos soporten altas cargas laterales antes del colapso, no existe garantía de que las conexiones soporten la demanda de deformaciones generadas en el nudo ante dichas cargas laterales.

En ambos casos de análisis, la plastificación inicial se da en las vigas del primer nivel. Como se esperaba se siguen plastificando las vigas de los niveles restantes, pero antes de que todas las vigas plastifiquen, se forman rótulas en las columnas del primer piso en la unión a tierra de la estructura. Cuando la formación de las rótulas en la base de las columnas ocurre, el cortante en la base ya ha superado 12,6 veces el cortante generado por el sismo de diseño en el Caso A, y 10,1 veces el sismo de diseño en el Caso B. Se garantiza que dicha condición de plastificación de las columnas no ocurrirá, e inclusive se puede afirmar que no ocurrirá plastificación alguna para las cargas de diseño calculadas por el CSCR-02[6]. Solo existe un mecanismo de falla para cada configuración de vigas y columnas de la estructura. Por lo tanto los casos presentan una historia de plastificación diferente, con un mecanismo de falla diferente (Anexo E). La consideración del endurecimiento del acero afecta la plastificación pues agrega una capacidad local extra a los elementos.

En general el comportamiento ante sismo es adecuado en ambos casos de diseño, desde el punto de vista de que no existirán problemas de desplazamientos laterales que generen un riesgo de

falla en las vigas y columnas, pues la estructura entraría a trabajar en el rango plástico únicamente ante sismos con características extremas. La disipación de energía en los marcos será siempre adecuada y se daría en el rango elástico del material. Por esta razón, la ductilidad que desarrolle la estructura, y los desplazamientos que ésta pueda alcanzar ante carga lateral en el rango inelástico, pierde importancia si la condición de mecanismo disipador de energía no se llega a dar. De igual manera, si las rotaciones de las conexiones viga-columna cumplen con el límite mínimo de 0,04 impuesto en el código nacional, se esperaría que las conexiones tengan un comportamiento aceptable ante las demandas sísmicas que pueda experimentar la estructura.

Se debe tomar en cuenta que además de obtener capacidades mucho mayores a las esperadas por el diseño del CSCR-02[6], en realidad las capacidades se pueden ver incrementadas aún más, pues no se toma en cuenta factores como la presencia de elementos no estructurales o el efecto generado por los elementos ubicados en dirección ortogonal a los marcos en el modelo tridimensional.

4.4.6 Prueba con reducción de secciones

A manera de ejercicio se busco una combinación de secciones de vigas y columnas para formar un marco dúctil con una reducción de 50% en las características de los perfiles W. No se comprueba su capacidad ante las cargas de diseño, únicamente que las secciones cumplan los requisitos de esbeltez de la tabla 10.2 del CSCR-02[6]. Se realiza solo para la condición que considera el endurecimiento del material, en base a las secciones del Caso B.

Las secciones de columnas son perfiles W 8x48, las de vigas de carga W10x17 y las de vigas de techo W6x16. Las secciones escogidas son las secciones con las características más similares posibles al 50% de las secciones del Caso B; no resulta sencillo encontrar secciones que cumplan dichas características en secciones de molino, que aparte cumplan las condiciones de esbeltez requeridas. En el gráfico 4-13 es notoria la disminución de la capacidad de carga de la estructura, con los cambios de las secciones en los marcos.

Gráfico 4-13 Curva de capacidad - reducción 50%

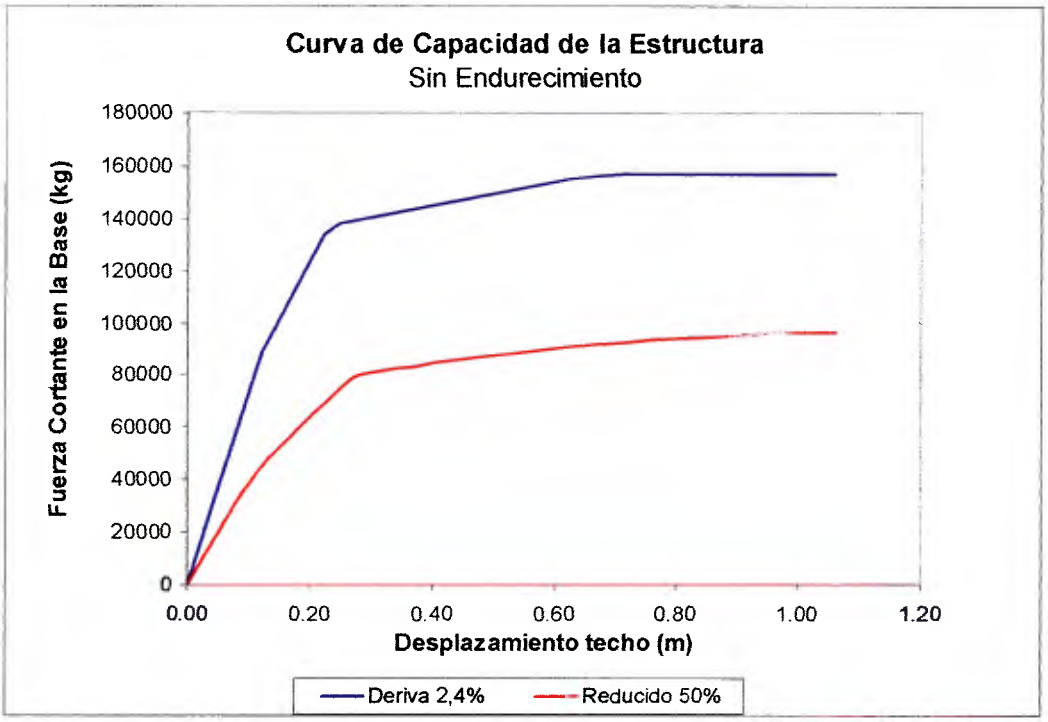
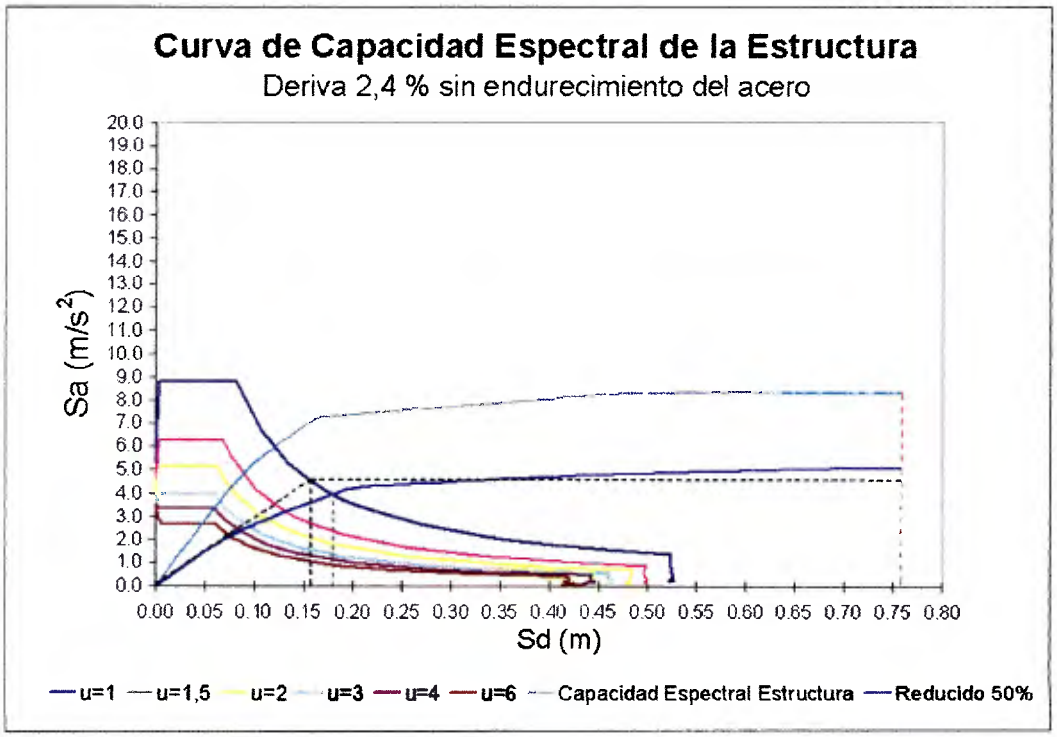


Gráfico 4-14 Curva de capacidad espectral - reducción 50%



El gráfico 4-14 muestra la capacidad espectral para el marco probado. El edificio alcanza apenas una ductilidad de 1,05. El punto de desempeño corresponde a 75 toneladas de cortante en la base y 24,8 centímetros de desplazamiento lateral en el techo. La capacidad ante cargas laterales sería de 90 toneladas aproximadamente (con SR = 1.2). La deriva máxima sería de 2,85% para la condición de carga del punto de desempeño.

En resumen, para alcanzar una ductilidad de 1 se debería de asignar un límite de deriva mayor que 2,4%, hasta un valor de aproximadamente 3,0%. Por condiciones de capacidad estructural, los marcos dúctiles de acero con características similares a las de este estudio, podrían diseñarse con límites de derivas menos severos que los asignados en el CSCR-02[6]. Para permitir cambios en los límites de desplazamientos laterales se debe de tomar en cuenta factores como el efecto P-Δ en los análisis de análisis no lineal, el daño de los elementos no estructurales causados por el movimiento lateral, la sensación de inseguridad causada por el ladeo, y otros factores que no fueron objeto del presente estudio. Además las secciones deben ser estables ante pandeo global, local y lateral-torsional.

5 CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 GENERALIDADES

En el siguiente capítulo se presentan las conclusiones con base en los análisis realizados y las posibles recomendaciones y sugerencias.

5.2 CONCLUSIONES

1. Como consecuencia de la naturaleza flexible de las estructuras a base de acero estructural tipo marco dúctil, el diseño de los edificios es gobernado por la deriva de entrepiso, lo que provee a las estructuras de una sobre-resistencia, producto de que éstas se dimensionan para cumplir con los requisitos de deriva impuestas por el CSCR-02[6], y no por los requisitos de capacidad.

2. Ante la flexibilidad de las estructuras de marcos de acero, es importante encontrar el verdadero período del edificio y su carga sísmica asociada. Es común que la carga sísmica inicial de diseño sea mayor a la verdadera, provocando que el grupo de secciones estructurales utilizadas no cumpla las derivas límites. Dicho grupo de secciones puede cumplir con los límites de deriva cuando se aplica la carga sísmica recalculada para el período verdadero de la estructura.

3. Las ductilidades globales intrínsecas en ambos casos de diseño fueron menores que la ductilidad global asignada. Una causa de esto es que las columnas del nivel inferior reducen su capacidad de rotación ante las mayores cargas axiales y fuerzas cortantes que reciben, lo que afecta la ductilidad global del edificio.

4. Las demandas de ductilidad no alcanzaron ni el valor unitario que correspondería al comportamiento elástico. La sobre-resistencia de los diseños sobrepasaron siempre el valor de 2, y alcanzaron valores mínimos de 11,1 y 14,6, muy por encima de la predicción del CSCR-02[6]. Con los resultados descritos, la estructura cumple con el objetivo de desempeño de Seguridad de Vida (LS).

5. Si se diseñan estructuras a base marcos de acero estructural tipo SMF, con secciones W de molino, con acero A572 grado 50 y conexiones pre-calificadas WUF-W, utilizando el Código Sísmico de Costa Rica 2002[6], e imponiendo un límite de deriva de 1,6% se generará un diseño muy seguro, con demandas de ductilidad menores que 1 y sobre-resistencias en el orden de 14 a 16, por lo que su utilización a nivel nacional es aceptable. No obstante, el diseño por dicha metodología no aprovecha al máximo la capacidad estructural de los perfiles W de acero estructural y genera estructuras que resultan menos económicas que las estructuras obtenidas mediante un diseño por capacidad de los elementos.

6. Si se diseñan estructuras en que se considere un incremento en la deriva de un 50%, se generará un diseño muy seguro con demandas de ductilidad menores que la unidad y sobre-resistencias entre 11 y 13, por lo que su utilización a nivel nacional es aceptable. Dicha consideración optimiza la escogencia de los perfiles W de vigas y columnas, pues aprovecha mejor estructuralmente las características de las secciones y en consecuencia disminuye el costo de la edificación. No obstante el diseño todavía no aprovecha al máximo la capacidad estructural de los perfiles W y ante una mayor deformación lateral permisible se podrían reducir más los costos del edificio.

7. Por los resultados obtenidos con el método de análisis no lineal, se puede afirmar que al aplicar la estrategia de diseño del método estático del CSCR-02[6] con las restricciones de desplazamientos laterales para estructuras tipo marco de dicho código, se obtiene una estructura cuyos elementos trabajan en el rango lineal del material, que no aprovecha las características plásticas del acero para la disipación de la energía generada por un evento sísmico. La estrategia de diseño del CSCR-02[6] no hace una predicción correcta del comportamiento no lineal de las estructuras analizadas, subestimando la capacidad de las estructuras. Ante esta situación, inicialmente se puede permitir el incremento de deriva entre niveles de 50%, sin necesidad de comprobar el comportamiento no lineal de la estructura, y en un futuro se debe de buscar una metodología que, ante derivas menos estrictas, logre una mejor predicción del comportamiento no lineal de los marcos SMF.

8. A la hora de considerar los resultados del análisis no lineal, es necesario tomar en cuenta las rotaciones límites en los nudos, que garanticen un comportamiento adecuado del modelo. La ductilidad del acero permite, con los programas de diseño, obtener curvas de capacidad de carga que presentan una zona de disipación de energía amplia. Pero dicha información no es significativa si no se puede asegurar un correcto funcionamiento de las conexiones viga-columna, hasta alcanzar el mecanismo de fluencia. Los límites QDA_{sd} y QDA_u, tomados de las investigaciones del SPSSB[4], son una restricción válida y lógica de la rotación del nudo y van de acuerdo con las exigencias de diseño para las conexiones de sistemas de marcos especiales.

9. Al tomar las secciones W del Caso B y seleccionar secciones W con características que representaran aproximadamente la mitad de su capacidad plástica y características de rigidez, se obtuvo una estructura que alcanza la ductilidad unitaria (comportamiento elástico). La deriva obtenida para el punto de desempeño es de 2,85%, equivalente a un aumento del 78% del límite de deriva del Caso A.

10. La alta capacidad de los perfiles W y de la estructura, es consecuencia directa del grado del acero base. En el desarrollo de los análisis no lineales se toma el valor del esfuerzo de cedencia mínimo y se incrementa en un 10%, proporcionando una resistencia adicional producto de la fabricación del acero. Al sumar a este incremento la contribución por el endurecimiento del acero, la resistencia se incrementa aun más. Considerar el endurecimiento del material resulta innecesario pues el material tiene un esfuerzo de cedencia mínimo que sobrepasa en mucho la resistencia necesaria. En el diseño de elementos, la demanda de resistencia por capacidad no es significativa como para que sea necesario utilizar el esfuerzo de cedencia esperado, pero en el diseño de las conexiones viga-columna el esfuerzo de cedencia esperado se considera esencial, pues incrementa la demanda en el nudo, donde se desconoce el comportamiento no lineal de los elementos que forman la zona de panel.

11. Los resultados de los análisis no lineales, indican que al utilizar acero grado 50 en edificios de baja a regular altura (de aproximadamente cinco pisos máximo y que soporten

sistemas convencionales de entrepisos), lo mejor podría ser diseñar para ductilidades bajas o inclusive en el rango elástico de la estructura (similar a un sistema OMF o IMF), pero con mayores capacidades de desplazamiento lateral que permitan un ahorro de material estructural. El detallado de las conexiones debe ser de especial cuidado en los nudos que unen las columnas del primer y segundo nivel con las vigas del primer piso, que es donde se presentan las rotaciones críticas ante el empuje lateral.

12. La alta resistencia de las estructuras funcionando dentro del rango elástico del material reduce la importancia de la consideración del efecto del endurecimiento del acero estructural, debido a que las estructuras difícilmente actuarán en la sección superior del diagrama esfuerzo-deformación de los elementos.

13. Las conexiones pre-calificadas WUF-W no tienen un impacto económico alto en el costo del edificio, por lo que su detallado debe ser óptimo en procura de un comportamiento estructural adecuado y no en términos de un ahorro en los costos de la obra. Dicho impacto es en términos de materia prima y no considera impacto económico en términos de mano de obra.

14. Los mecanismos de colapso en ambos casos se asemejan inicialmente a sistemas de traslación de viga, pero luego aparecen rótulas plásticas en las columnas, principalmente en la base de las columnas del nivel inferior, siendo la falla de las estructuras en la unión de las columnas al suelo.

5.3 RECOMENDACIONES

1. Resulta conservador y práctico despreciar el aporte del endurecimiento del acero estructural en la modulación del comportamiento no lineal de los elementos estructurales de acero.

2. Para el tipo estructuras analizadas, se puede incrementar el límite de derivas de la tabla 7.2 del CSCR-02[6], en un 50% sin la necesidad de realizar análisis con metodologías alternas, siempre y cuando se realice un análisis adecuado de los daños en elementos no estructurales causados por los desplazamientos laterales y por las rotaciones en los nudos. Se podría incrementar en más de un 50% si se analiza el comportamiento con una metodología alterna, y siempre y cuando se realice un análisis adecuado de los daños en elementos los estructurales causados por los desplazamientos laterales y rotaciones en los nudos, además de asegurar que las secciones no fallen por esbeltez global o local.

3. Para el análisis de daño en los elementos no estructurales (incluyendo elementos arquitectónicos, equipos, mobiliario y instalaciones básicas) se recomienda consultar la publicación de la Organización Panamericana de la Salud y de la Oficina Regional de la Organización Mundial de la salud "Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud"[13] que en el capítulo 3 aporta las bases para realizar estudios de vulnerabilidad y prácticas de mitigación de daños no estructurales. Aunque el documento se centra en centros de salud con estrictas medidas de seguridad, explica y proporciona límites y sugerencias para controlar el daño de elementos no estructurales, además de poseer una amplia bibliografía.

4. Se recomienda en el futuro una investigación del comportamiento no lineal de sistemas de marcos especiales tipo OMF, con ductilidad global asignada de 1,5 o de 1 (elástico) y deriva de 2,4% o mayores, poniendo atención especial en las demandas de rotaciones en los nudos del primer nivel de la estructura de diseño, con la intención de comparar el comportamiento de dichos sistemas de marcos con el comportamiento de marcos diseñados con ductilidad local óptima.

5. Para el caso de estructuras con acero grado 50, se recomienda hacer estudios en los cuales se considere si las uniones viga-columna (nudo) alcanzarán las demandas basadas en los momentos plásticos de las vigas y columnas, ante sismos fuertes. Si la demanda sísmica que genera la plastificación de los elementos es inalcanzable, se debe entonces reconsiderar las limitaciones de diseño de los nudos de los marcos, en busca de una reducción en los costos de las conexiones (costos tanto de material como de mano de obra).

6. Se recomiendan futuras investigaciones de edificaciones a base de marcos, que utilicen secciones formadas de láminas de acero estructural grado 36, y que utilicen otro tipo de conexiones viga-columna, como por ejemplo el caso de conexiones con vigas de sección reducida, que pueden afectar la capacidad de carga de las estructuras.

7. Se recomienda en un futuro, el estudio del comportamiento no lineal de los marcos tipo SMF incluyendo los efectos P-Δ, que ante desplazamientos laterales significativos puede afectar negativamente la capacidad de carga de los marcos dúctiles. Además si se considera en el diseño incrementar las derivas entre niveles más allá de un 2,4%, se debe realizar un análisis detallado de los posibles daños secundarios que pueden sufrir los componentes no estructurales, y revisar más detalladamente otras condiciones de servicio como vibraciones y deformaciones.

8. Se recomienda realizar pruebas de laboratorio para determinar la capacidad del esfuerzo de cedencia real del acero, y basar los análisis en los resultados de dichas pruebas.

9. Es recomendable incluir en el CSCR-02[6] material de apoyo para la sección 7.7 referente al método de capacidad espectral, que describa las transformaciones de la curva de capacidad de la estructura de coordenadas Cortante en la base (V) versus Desplazamiento (d) a formato ASDR (Sa-Sd), o como mínimo hacer referencia al documento ATC-40[20].

6 REFERENCIAS

1. Ady Aviram Traubita. Evaluación de tres sistemas estructurales de acero sometidos a cargas sísmicas. San José, C.R.2002.

2. Alexander Morales Bodden. Análisis no lineal estático simplificado de una estructura real. Universidad de Costa Rica. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil, San José, C.R. 1989.

3. American Institute of Steel Construction (AISC), Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, Estados Unidos de América, 1999.

4. American Institute of Steel Construction (AISC), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (SPSSB). Estados Unidos de América, 2001.

5. American Society Civil Engineers (ASCE) – Federal Emergency Management Agency (FEMA). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA 356. 2000

6. Arce, Aita ,Gabriela. Automatización de cálculos para el análisis de miembros de acero sometidos a flexo compresión de acuerdo con el método de coeficientes de carga y resistencia (LRFD). San José, Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil, C.R.1999.

7. Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica 2002. Código Sísmico de Costa Rica 2002. CFIA, Editorial Tecnológica de Costa Rica. Cartago Costa Rica, 2003.

8. David Homes. Programa AISC Search Utility. American Institute of Steel Construction (AISC), 2003.

15. Ramírez Quirós Humberto. Ductilidad Local y Global Asignada en marcos regulares de concreto reforzado Diseñados Según Propuesta del Código Sísmico de Costa Rica 2002. Universidad de Costa Rica, 2002.

9. Irving Zelaya Palacios. Evaluación Comparativa de Métodos de Diseño para Estructuras de Acero. San José, Universidad de Costa Rica. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil, C.R.1996.

10. Jorge González Gazel. Control de Vibraciones de entrepisos de acero de sección compuesta. San José, Universidad de Costa Rica. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil, C.R.2000.

11. Mauricio Castro Castro. Análisis no lineal de marcos de concreto reforzado. San José, Universidad de Costa Rica. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil, C.R. 1985.

12. McCormac Jack. Diseño de estructuras de acero, método LRFD. Alfaomega, 2da edición, México, 2002

13. Organización Panamericana de la Salud, Oficina Regional de la Organización Mundial de la salud. Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. Washington D.C. 2004

14. Rafael Eduardo Infante Herrera. Investigación de un método de diseño no lineal sismorresistente. Universidad de Costa Rica. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil, 1992

15. Ramírez Quirós Humberto. Ductilidad Local y Global Asignada en marcos regulares de concreto reforzado Diseñados Según Propuesta del Código Sísmico de Costa Rica 2002. Universidad de Costa Rica, 2002.

16. Roger L. Brockenbrough, Frederick S. Merritt. Diseño de estructuras de acero. Santa Fe de Bogotá: McGraw-Hill, c1997

17. SAC Joint Venture, FEMA 350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment – Frame Buildings. Federal Emergency Management Agency, Estados Unidos de América, 2000.

18. SAC Joint Venture, FEMA 353: Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines For Steel Moment – Frame Construction For Seismic Aplications. Federal Emergency Management Agency, Estados Unidos de América, 2000.

19. Sánchez Portuguez Daniel. Análisis del Comportamiento para estructuras diseñadas para Ductilidad 4 y Ductilidad 6. Universidad de Costa Rica, 2003.

20. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Reporte ATC-40. Consejo de Tecnología Aplicada, Redwood City, California, 1996.

ANEXOS

ANEXO A: ENTREPISOS

Posibles Sistemas de Entrepiso

ENTREPISO ESCOSA	ME-13-8-8	VC 20-2-9 PB. E660
Acabados piso	75	75
Particiones	75	75
Cielo suspendido	10	10
Aire acondicionado	10	10
Inst. Electromecánicas	15	15
Sobrelosa 5cm	120	120
Entrepiso ESCOSA	205	70
Total (kg/m^2)	**510**	**375**
Carga Súper-impuesta (kg/m^2)	402	

ENTREPISO COMPUESTO	
Vigas Secundarias W 6X12	
Acabados piso	75
Particiones	75
Cielo suspendido	10
Aire acondicionado	10
Inst. Electromecánicas	15
Losa 7,5cm	180
Vigas secundarias	7
Lamina	7,62
Total(kg/m^2)	**380**

ENTREPISO LOSA	
Espesor 15cm	
Acabados piso	75
Particiones	75
Cielo suspendido	10
Aire acondicionado	10
Inst. Electromecánicas	15
Losa 7,5cm	360
Total(kg/m^2)	**545**

Comprobación de diseño de entrepiso

1- Datos iniciales	Viga secundaria	
Cargas:		
Carga muerta (s/e)	185	kg/m^2
Carga Viva	250	kg/m^2
Carga viva construcción	80	kg/m^2
w peso propio	0,393	T/m
w carga muerta	0,370	T/m
w cp	0,763	T/m
w viva	0,500	T/m
w viva construcción	0,160	T/m

2- Propiedades		
Losa		
Espesor de losa t	5	cm
f´c	210	kg/cm^2
Ec	217371	kg/cm^2
γc	2,4	T/m3
Conectores	ϕ<=3/4" (#5)	(5/8)
ϕ	1,59	cm
Fu	4900	kg/cm^2
Hs min	8,81	cm
Lamina de acero	calibre	22
γl	7,62	kg/m^2
peralte	5	cm
Revisión sección viga		
d	15,32	cm
Espesor de losa t	5	cm
As req	15,7	cm^2
As sum>Asreq	**OK**	
Malla electro soldada	SAE-1010	
fy_{min}	4100	kg/cm^2
W	3,5	
Grado	59	

Luz y espaciamiento		
Luz L	6	m
Espaciamiento Entre viguetas	2	m
Cargas Últimas		
Wu	**1,72**	T/m
Mu	**7,72**	T-m
Vu	**5,15**	T

Vigueta de entrepiso Sección W 6x12			Datos básicos		
A	22,903	cm^2	F_y	3500	kg/cm^2
d	15,316	cm	F_{yw}	3500	kg/cm^2
tw	0,584	cm	F_r	700	kg/cm^2
bf	10,160	cm	Fye	3850	kg/cm^2
tf	0,711	cm	Fl	2800	kg/cm^2
Wt	17,858	kg/m	E	2,04E+06	kg/cm^2
Ixx	919,871	cm^4	Poisson	0,3	
Sx	119,789	cm^3	G	7,85E+05	kg/cm^2
rx	6,325	cm	h alma	13,8938	cm
Zx	136,013	cm^3	h exterior	15,316	cm
Iyy	124,453	cm^4	Ry	1,1	
Sy	24,581	cm^3			
ry	2,332	cm			
Zy	38,018	cm^3			
hc/tw	21,600				
bt/2tf	7,100				
k	1,588				

3- Momento Positivo								
ϕ	0,85	λps	λp					
h/t_w	20,78	59,1	90,8	**OK**				
be	150	cm	LRFD					
	150	cm	AASHTO					
C	**34,64**	T						
C1	133,88	T	*0,85*f´c*Ac*					
C2	80,16	T	*AsFy (Py)*					
C3	34,64	T	ΣQ_n					
a	1,29	cm	<	5	**OK**			
d1	9,35	cm						
d2	0,32	cm	<	tf/2	**OK**			
d3	7,66	cm						
ϕM_n	**7,85**	T-m	>	Mu	**7,72**	T-m		**OK**

Análisis sección compuesta parcial		Af	ΣQ_n T	ϕM_n	Mu	Cálculo d2	
1	As	22,90	80,16	11,01		py-c/2 (kg)	22761,24
2	Af/4	1,81	67,52	10,22		At	6,50
3	Af/2	3,61	54,87	9,37		Af	7,23
4	3Af/4	5,42	42,23	8,44	7,72	Ares	0,72
5	**9Af/10**	**6,50**	**34,64**	**7,85**		h	0,07
6	Af	7,23	29,58	7,44		hc	0,640
7	0,5(5+7)		24,81	7,05		**d2 cm**	0,32
8	0,25Asfy		20,04	6,64			

Nota: Eje Neutro Plástico por debajo del tope del ala superior

4- Diseño de conectores					
Asc	1,98	cm^2			
Qn	6,69	T			
AscFu	9,70	T			
Qn<AscFu	**OK**				
Factor de reducción					
Nr	**1**				
wr	**10**	cm	>	5	**OK**
hr	**5**	cm	<	7,5	**OK**
Hs	**8,81**	cm	<	12,62	**OK**
Dif hr-losa	5	cm	>	5	**OK**
Factor Reducción (FRE)	**1,30**	<=	0,75	**No aplica**	
Qn	**6,69**	T			
Ns	**10**	conect. total			
Espacios disponibles	**20**	**OK**			
Esp. min long	10,16	cm			
Esp. min transversal	7,62	cm			
Espaciamiento lámina	30,5	cm			
Espaciamiento máximo	91,5	cm			

Nota: Se requiere solo una fila de espárragos

5- Refuerzo de losa		ACI 8,3,3
CM	380	kg/m2
CV	250	kg/m2
CU	855,5	kg/m2
Mu -	**0,31**	T-m

w	0,86		T/m
ln (luz libre)	2		m
B	1		m
M⁻	Wu ln²/12	0,29	T-m
M+	Wu ln²/11 (c.lat.)	0,31	T-m
	Wu ln²/16 (c.central)	0,21	T-m

Refuerzo	espaciadas cada 15 cm		
Malla electro soldada	#2		
ϕb (cm)	0,53		
Grado	59		
Recubrimiento	2,5	cm	
Recubrimiento mínimo	1,905	cm	**OK**
d	7,5		
As⁻ real	1,5	cm²/m	
As temp	0,90	cm²/m	**OK**

Comprobación de capacidad		
$T=ArF_{yr}$	6,03	T/m
b	100	cm
a	0,34	cm
Mn⁻	0,44	T-m
ϕMn⁻	0,40	T-m
		OK

6- Deflexiones

Datos		
be losa	16	cm
C	133,88	
Is	919,87	cm4
Itr	5177,70	cm4
Ie	3085,67	cm4

Centroide	A	Y	AY
Viga	22,90	7,66	175,39
Losa	80,00	22,82	1825,30
Suma	102,90		2000,69
		Yc (cm)	**19,44**

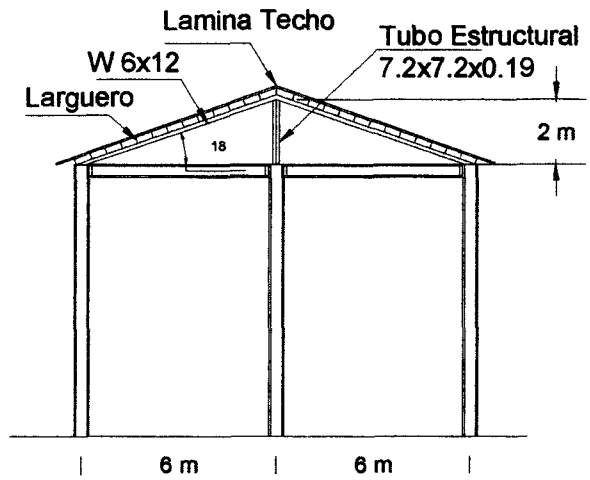
Sección Transformada	A (cm2)	Yc (cm)	d (cm)	Io (cm4)	Ix (cm4)
Viga	22,90	7,66	11,78	919,87	4100,46
Losa	80,00	22,82	3,37	166,67	1077,24
				Itr (cm⁴)	**5177,70**

Deflexión máxima		
Viga simplemente apoyada		
L	600	cm
w cp	0,76	T/m
w viva	0,50	T/m
w viva construcción	0,16	T/m
Deflexiones máximas	Carga Viva	Carga Muerta
Δmax	L/360 (cm)	L/180 (cm)
$\Delta = 5wL^4/384EI$	1,67	3,33

Caso A	Viga Compuesta				I= inercia transformada			
Carga Muerta	Δcm	1,22 cm	<Δmax	Carga Viva	Δcv	0,80 cm	<Δmax	**OK**
Caso B	Viga Construcción				I= inercia acero		1 Puntal L 300 cm	
Carga Muerta	Δcm	0,22 cm	<Δmax	Carga Viva	Δcv	0,09 cm	<Δmax	**OK**
Caso C	Viga Parcialmente Compuesta				I= inercia efectiva s.p.c			
Carga Muerta	Δcm	2,05 cm	<Δmax	Carga Viva	Δcv	1,34 cm	<Δmax	**OK**

7- Revisión de Viga Secundaria de Entrepiso					
Esbeltez Local de la Viga				Tabla B5,1 AISC	
Tipo de elemento				Límite	
ELEMEN. SIN RIGIDIZAR		Razón	λ	λp	
Alas vigas I		b/t_f	7,10	7,35	**OK**
ELEMEN. RIGIDIZADOS					
Almas en compresión por flexión		hc/t_w	21,60	90,5	**OK**
Revisión de la Capacidad de la viga					
Zx	136,01	cm3			
Fy	3500	kg/cm2			
ϕ	0,90				
ϕM_n	**4,28**	T-m			
wu pp	0,55	T/m			
Mu pp	**2,48**	T-m			
		OK			
Revisión de cortante de la viga					
Demanda de Cortante					
Vu=	**5,15**	T			
Capacidad a Cortante					
ϕ	0,9				
Aw	8,95	cm2	*a*	*b*	*c*
hc/t_w	21,60	<	59,1	74,1	260
ϕVn	16,91	T	Fluencia alma		
1–ϕVnRy	**18,60**	T			
ϕVn	No aplica	T	Pandeo inelástico alma		
2–ϕVnRy	-	T			
ϕVn	No aplica	T	Pandeo elástico alma		
3–ϕVnRy	-	T			
ϕV_n	**18,60**	T			
$\phi V_n > Vu$	**OK**				

ANEXO B: SISTEMA DE TECHO



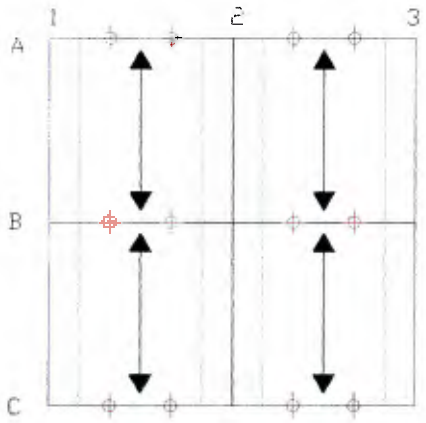
Cuerda Superior		W kg/m	L (m)	Peso (kg)
Sección	**W 6x12**	17,86	38	677,7

TUBOTICO 9.5X9.5X0.19			Datos básicos		
A	5,33	cm^2	F_y	2310	kg/cm^2
d	7,20	cm	F_{yw}	2310	kg/cm^2
t_w	0,19	cm	F_r	700	kg/cm^2
b_f	7,20	cm	Fye	2310	kg/cm^2
t_f	0,19	cm	Fl	1610	kg/cm^2
Wt	4,19	kg/m	E	2,10E+06	kg/cm^2
Ixx	43,67	cm^4	Poisson (V)	0,3	
Sx	12,13	cm^3	G	8,08E+05	kg/cm^2
rx	2,86	cm	h alma	6,82	cm
Iyy	43,67	cm^4	h exterior	7,2	cm
Sy	12,13	cm^3			
ry	2,86	cm			
hc/tw	35,89				
bt/tf	35,89				
J	65,45	cm^4			

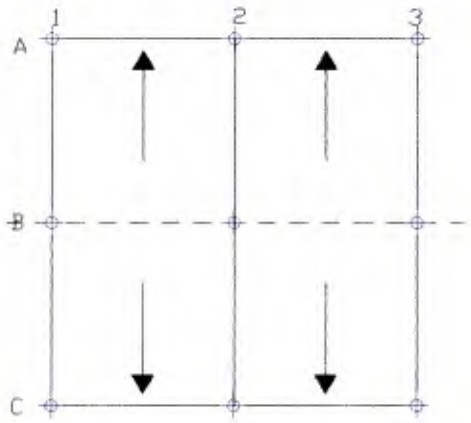
ESBELTEZ LOCAL			
Pu	1,20	T	
Tipo de elemento		λ	λr
Compresión axial	b/t_f	35,89	41,43
Compresión axial	hc/t_w	35,89	41,43

RIGIDEZ	ϕc	0,85	
Kx	0,80		
Ky	0,80		
REVISIÓN CAPACIDAD A COMPRESIÓN			
Pu	**1,20**	T	
Lx	200,00	cm	
Ly	200,00	cm	
kL/r_x	55,94	<	200
kL/r_y	55,94	<	200
λ_c	0,59		
F_{cr}	1996,21	kg/cm2	
P_n	10,64	T	
$\phi_c P_n$	9,04	T	
$\phi_c P_n > Pu$	**OK**		

ANEXO C: CARGAS POR NIVEL



PLANTA ENTREPISO



PLANTA TECHO

Cargas de Techo
Cargas de Entrepiso
Carga Distribuida de Fachada
Área Tributaria

	Viga	Cargas de vigas por nivel (sin peso vigas y columnas)				
Nivel 1	VA_{1-2}	wcp	0,846	wcv	0,500	T/m
	VA_{2-3}	wcp	0,846	wcv	0,500	T/m
	VB_{1-2}	wcp	1,526	wcv	1,000	T/m
	VB_{2-3}	wcp	1,526	wcv	1,000	T/m
	VC_{1-2}	wcp	0,846	wcv	0,500	T/m
	VC_{2-3}	wcp	0,846	wcv	0,500	T/m
	$V1_{A-B}$	wcp	0,458	wcv	0,250	T/m
	$V2_{A-B}$	wcp	0,750	wcv	0,500	T/m
	$V3_{A-B}$	wcp	0,458	wcv	0,250	T/m
	$V1_{B-C}$	wcp	0,458	wcv	0,250	T/m
	$V2_{B-C}$	wcp	0,750	wcv	0,500	T/m
	$V3_{B-C}$	wcp	0,458	wcv	0,250	T/m

	Viga	Cargas de vigas por nivel (sin peso vigas y columnas)				
Nivel 2,3	VA_{1-2}	wcp	0,841	wcv	0,500	T/m
	VA_{2-3}	wcp	0,841	wcv	0,500	T/m
	VB_{1-2}	wcp	1,526	wcv	1,000	T/m
	VB_{2-3}	wcp	1,526	wcv	1,000	T/m
	VC_{1-2}	wcp	0,841	wcv	0,500	T/m
	VC_{2-3}	wcp	0,841	wcv	0,500	T/m
	$V1_{A-B}$	wcp	0,453	wcv	0,250	T/m
	$V2_{A-B}$	wcp	0,750	wcv	0,500	T/m
	$V3_{A-B}$	wcp	0,453	wcv	0,250	T/m
	$V1_{B-C}$	wcp	0,453	wcv	0,250	T/m
	$V2_{B-C}$	wcp	0,750	wcv	0,500	T/m
	$V3_{B-C}$	wcp	0,453	wcv	0,250	T/m

	Viga	Cargas de vigas por nivel (sin peso vigas y columnas)				
Nivel 4 Techo	VA_{1-2}	wcp	0,048	wcv	0,000	T/m
	VA_{2-3}	wcp	0,048	wcv	0,000	T/m
	VB_{1-2}	wcp	0,000	wcv	0,000	T/m
	VB_{2-3}	wcp	0,000	wcv	0,000	T/m
	VC_{1-2}	wcp	0,048	wcv	0,000	T/m
	VC_{2-3}	wcp	0,048	wcv	0,000	T/m
	$V1_{A-B}$	wcp	0,048	wcv	0,000	T/m
	$V2_{A-B}$	wcp	0,000	wcv	0,000	T/m
	$V3_{A-B}$	wcp	0,048	wcv	0,000	T/m
	$V1_{B-C}$	wcp	0,048	wcv	0,000	T/m
	$V2_{B-C}$	wcp	0,000	wcv	0,000	T/m
	$V3_{B-C}$	wcp	0,048	wcv	0,000	T/m

CARGA MUERTA EN EL TECHO

Cargas Puntuales				
Techo	1	2	3	
A	0,38	0,68	0,38	
B	0,77	1,35	0,77	
C	0,38	0,68	0,38	5,76 T

Cargas Puntuales				
Cercha	1	2	3	
A	0,07	0,10	0,07	
B	0,07	0,10	0,07	
C	0,07	0,10	0,07	0,71 T

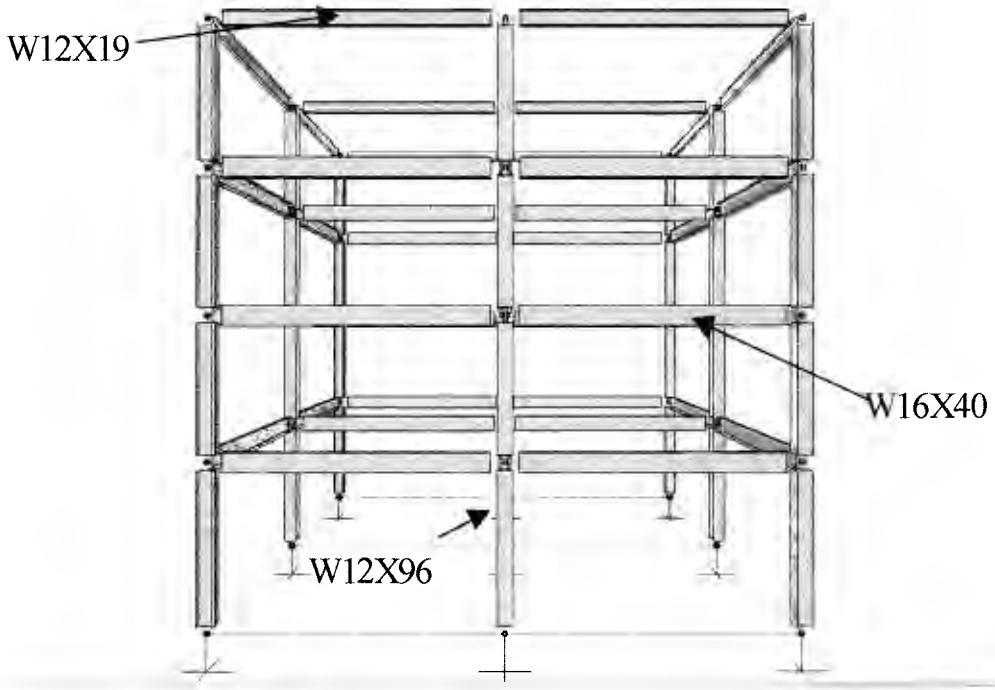
Cargas Puntuales				
Total	1	2	3	
A	0,45	0,77	0,45	
B	0,83	1,45	0,83	
C	0,45	0,77	0,45	6,47 T

CARGA VIVA EN EL TECHO

Cargas Puntuales	Columna			
Techo	1	2	3	
A	0,38	0,68	0,38	
B	0,77	1,35	0,77	
C	0,38	0,68	0,38	5,76 T

ANEXO D: MEMORIA DE CÁLCULO

MARCO DÚCTIL ESPECIAL – SMF
DISEÑO A: DERIVA LÍMITE DE 1,6%



SECCIONES	
COLUMNAS	W 12x96
VIGAS TECHO	W 12x19
VIGAS	W 16x40

INDICE

1- CÁLCULO DE CARGA SÍSMICA Y DERIVA
2- DISTRIBUCIÓN DE CARGA SÍSMICA
3- REVISIÓN DE NUDO CRÍTICO
4- REVISIÓN DE VIGA DE CARGA CRÍTICA
5- REVISIÓN VIGA TECHO CRÍTICA
6- REVISIÓN DE COLUMNA CRÍTICA
7- CONEXIÓN VIGA-COLUMNA
8- CÁLCULO DE PESOS

1-CÁLCULO DE CARGA SÍSMICA Y DERIVA

DUCTILIDAD GLOBAL	
Regularidad en planta	Sí
Regularidad en altura	Sí
Ductilidad local óptima	Sí
Ductilidad global asignada	6
COEFICIENTE SISMICO	
Tipo estructural	Marco
Tipo (oficina)	D
I- Factor de importancia	1
SR- Sobre-resistencia	2
Tipo de suelo (San José)	S3
Zona sísmica	III
aef- Aceleración pico efectiva	0,36 g
FED- Factor espectral dinámico	0,607
Ti- período fundamental inicial	0,48
C=Aef I FED/ SR	0,109 g

PESO POR NIVEL

Nivel de techo	%CV = 0			%CV =15%		**Nivel 2,3**	**Nivel 1**	
Techo	A	144	m^2	Entrepiso	A	144	144	m2
	CM	40	kg/m^2		CM	380	380	kg/m^2
	Peso	5,76	T		Peso M	54,7	54,7	T
Cercha	w	19,7	kg/m		CV	250	250	kg/m^2
	L	36	m		Peso V	5,4	5,4	T
	W	0,71	T		Peso Total	60,1	60,1	T
Columnas	W	1,93	T	Columnas	W	3,86	4,18	T
Vigas	L total	72	m	Vigas	L	72	72	m
	w viga	28,28	kg/m		w viga	59,53	59,53	kg/m
	Peso vigas	2,04	T		Peso vigas	4,29	4,29	T
Pared liviana	h panel	1,5	m	Pared liviana	h panel	3	3,25	m
	t	0,008	m		t	0,008	0,008	m
	L	48	m		L	48	48	m
	Peso p.l.	1,44	T		Peso p.l.	2,88	3,12	T
Total	Peso	11,87	T	Total	Peso	71,09	71,65	T

MASAS REACTIVAS Y CARGAS SÍSMICAS

Período Inicial

Nivel	h trib (m)	Wi (T)	hi (m)	Wihi (T-m)	Fracción	Fi (T)	V (T)
TECHO	1,5	11,87	12,5	148,4	0,10	2,380	2,38
N3	3	71,09	9,5	675,3	0,44	10,833	13,21
N2	3	71,09	6,5	462,1	0,30	7,412	20,63
N1	3,25	71,65	3,5	250,8	0,16	4,023	24,65
N0			0			0	
		225,70		1536,6		24,65	
V=CW	24,65	T					

Derivas 1

	X					
Nivel	$\delta_{e\,cm}$	$\delta_{i\,cm}$	Hi cm	Δi / Hi	$W_i\delta_e^2$	$F_i\delta_e$
TECHO	1,24	10,45	300	0,006	0,00	0,03
N3	1,08	9,11	300	0,011	0,01	0,12
N2	0,80	6,70	300	0,016	0,00	0,06
N1	0,39	3,31	350	0,014	0,00	0,02
N0	0,00	0	0		0,02	0,22
				Tf X	**0,536**	s

	Y					
Nivel	$\delta_{e\,cm}$	$\delta_{i\,cm}$	Hi cm	Δi / Hi	$W_i\delta_e^2$	$F_i\delta_e$
TECHO	1,34	11,27	300	0,006	0,00	0,03
N3	1,19	10,02	300	0,012	0,01	0,13
N2	0,90	7,55	300	0,017	0,01	0,07
N1	0,47	3,91	350	0,016	0,00	0,02
N0	0,00	0	0		0,02	0,2
				Tf Y	**0,565**	s

Coeficiente Sísmico 1	**X**	**Y**
Ti	0,48	0,480
FED	0,607	0,607
C	0,109	0,109
Tf	0,536	0,565
Δi/hi max	0,016	

Recalculando el período

Nivel	h trib (m)	Wi (T)	hi (m)	Wihi (T-m)	Fracción	Fi (T)	V (T)
TECHO	1,5	11,87	12,5	148,4	0,10	2,028	2,03
N3	3	71,09	9,5	675,3	0,44	9,228	11,26
N2	3	71,09	6,5	462,1	0,30	6,314	17,57
N1	3,25	71,65	3,5	250,8	0,16	3,427	21,00
N0			0				
		225,70		1536,6		21,00	
V=CW	21	T					

Derivas 2

	X					
Nivel	$\delta_{e\,cm}$	$\delta_{i\,cm}$	Hi cm	Δi / Hi	$W_i\delta_e^2$	$F_i\delta_e$
TECHO	1,06	8,896	300	0,0054	0,00	0,02
N3	0,92	7,75	300	0,0097	0,01	0,09
N2	0,68	5,71	300	0,0138	0,00	0,04
N1	0,34	2,82	350	0,0115	0,00	0,01
N0	0,00	0	0		0,01	0,16
				Tf X	**0,536**	s

	Y					
Nivel	$\delta_{e\,cm}$	$\delta_{i\,cm}$	Hi cm	Δi / Hi	$W_i\delta_e^2$	$F_i\delta_e$
TECHO	1,14	9,60	300	0,0050	0,00	0,02
N3	1,02	8,54	300	0,0100	0,01	0,09
N2	0,77	6,43	300	0,0148	0,00	0,05
N1	0,40	3,33	350	0,0136	0,00	0,01
N0	0,00	0	0		0,01	0,18
				Tf Y	**0,565**	s

Coeficiente Sísmico 2	X	Y
Ti	0,536	0,565
FED	0,517	
C	0,093	
Tf	0,536	0,565
Δi/hi max	0,016	

$$\delta_i = \delta_i^e \cdot \mu \cdot SR \cdot \alpha$$

$$\Delta_i = \Delta_i^e \cdot \mu \cdot SR$$

2- DISTRIBUCIÓN DE CARGA SÍSMICA

SISMO EN EL SENTIDO X					
	EJE				
MARCO	1	2	3	Σ	%CSx
A	-2,609	-3,253	-2,609	-8,471	40,3%
B	-1,223	-1,611	-1,223	-4,06	19,3%
C	-2,609	-3,253	-2,609	-8,471	40,3%
unidades T				-21,00	

SISMO EN EL SENTIDO Y				
	EJE			
MARCO	1	2	3	unidades T
A	-1,571	-1,571	-1,571	
B	-3,857	-3,857	-3,857	
C	-1,571	-1,571	-1,571	
Σ	-6,999	-6,999	-6,999	-21,00
%CSy	33,3%	33,3%	33,3%	

3-REVISIÓN DE NUDO CRÍTICO

MATERIALES		NUDO 14
f_y	3500	kg/cm^2
Es	2,04E+06	kg/cm^2

CARGAS AXIALES	COLUMNA		
	C5N1	C5N2	
Comb, 6,1	67,32	45,89	T
Comb, 6,2	104,82	71,2	T
Comb, 6,3	79,94	54,33	T
Comb, 6,4	45,68	31,14	T

Vigas W 16x40			Columnas W 12x96		
Ry	1,1		$P_{u\,N2}$	71,2	T
Zb	1194,62	cm^3	$P_{u\,N1}$	104,82	T
db	40,67	cm	Zc	2408,90	cm^3
Mp	41,81	T-m	Ag	181,94	cm^2
Mv1	9,77	T-m	dc	32,28	cm
Mv2	9,77	T-m	$\Sigma M_{pc}=\Sigma Zc(Fyc-Pu/Ag)$	145,3	T-m
Vp1	26,80	T			
Vp2	26,80	T			
1-(1,1RyMp+Mv)	60,37				
2-(1,1RyMp+Mv)	60,37				
$\Sigma M_{pb}=\Sigma(1,1RyMp+Mv)$	120,7	T-m			

Revisión	
$\Sigma M_{pc}/\Sigma M_{pb}$	1,20
$\Sigma M_{pc}/\Sigma M_{pb}>1$	OK

4-REVISIÓN DE VIGA CARGA CRÍTICA

CAPACIDAD DE VIGA 7

Datos básicos			W 16x40				
F_y	3500	kg/cm^2	A	76,13	cm^2	11,8	in^2
F_{yw}	3500	kg/cm^2	d	40,67	cm	16,01	in
F_r	700	kg/cm^2	t_w	0,775	cm	0,305	in
Fye	3850	kg/cm^2	b_f	17,77	cm	6,995	in
Fl	2800	kg/cm^2	t_f	1,283	cm	0,505	in
E	2,04E+06	kg/cm^2	Wt	59,527	kg/m	40	lb/ft
Poisson	0,3		Ixx	21560,79	cm^4	518	in^4
G	7,85E+05	kg/cm^2	Sx	1060,24	cm^3	64,7	in^3
H alma	34,63	cm	rx	16,84	cm	6,63	in
h exterior	40,67	cm	Zx	1194,62	cm^3	72,9	in^3
Ry	1,1		Iyy	1202,91	cm^4	28,9	in^4
			Sy	135,19	cm^3	8,25	in^3
# VIGAS POR PISO			ry	3,99	cm	1,57	in
12			Zy	208,12	cm^3	12,7	in^3
			hc/t_w	46,60		46,6	
Peso de vigas por nivel			$bt/2t_f$	6,90		6,9	
N3	4,29	T	k	3,02	cm	1,19	in
N2	4,29	T	J	32,88	cm^4	0,79	in^4
N1	4,29	T	Cw	4,646E+05	cm^5	1730	in^6

ESBELTEZ LOCAL					
Tipo de elemento			Límite		
ELEMEN, SIN RIGIDIZAR	Razón	λ	**λps**	**λp**	
			$0,3(E/Fy)^{0,5}$	$0,38(E/Fy)^{0,5}$	
Alas vigas I	**b/t_f**	6,90	7,24	9,17	**OK**
ELEMEN, RIGIDIZADOS					
			$2,45(E/Fy)^{0,5}$	$3,76\ (E/Fy)^{0,5}$	
Almas en compresión por flexión	**hc/t_w**	46,60	59,1	90,8	**OK**

ESBELTEZ GLOBAL				
L_b	**1,00**	m	$L_b>L_p$	**OK**
L_p	1,69	m	$L_b<L_r$	**OK**
X_1	132626			
C_w	464567,0			
X_2	2,61E-06			
L_r	4,48	m		

FORMULAS - AISC, LRFD

$L_p = 1,76 r_y (E/Fyf)^{0,5}$

$X_1 = \pi / Sx\ (EGJA/2)^{0,5}$

$X_2 = 4C_w / I_y\ (Sx/GJ)^{0,5}$

$L_r = r_y X_1 / F_L\ (1+(1+X_2 F_L{}^2)^{0,5})^{0,5}$

MODOS DE FALLA EN FLEXIÓN		
1-Fluencia		
M_p	41,81	T-m
ϕM_n	37,63	T-m
2-Pandeo Torsional Lateral		
M_{max}	**10,72**	T-m
M_a	**6,28**	T-m
M_b	**8,09**	T-m
M_c	**9,90**	T-m
C_b	1,24	
M_r	29,69	T-m
M_n	55,79	T-m
ϕM_n	37,63	T-m

FORMULAS - AISC, LRFD

$Mp = F_y Z_x$

$M_r = F_L S_x$

$Mn = C_b (M_p - (M_p - M_r)(L_b - L_p)) / (L_r - L_p) < M_p$

$C_b = 12,5 M_{max} / (2,5M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c)$

Capacidad a flexión			
Mu	**10,72**	T-m	
ϕM_n (T-m)	37,63	T-m	
Mu	<	ϕM_n (T-m)	**OK**

CORTANTE POR CAPACIDAD					
Demanda de Cortante			Aplicando Fye para ecuación 6.3 y 6.4 de CSCR-02		
Vu	**10,69**	T			
Capacidad a Cortante					
ϕ	0,9				
Aw	31,50	cm^2	a	b	c
hc/t_w	46,60	<	59,1	74,1	260
ϕVn	59,54	T	FORMULAS - AISC, LRFD		
1-$\phi VnRy$	65,50	T	1)$h/t_w < 2,45(E/F_{yw})^{0,5}$		
ϕVn	No aplica	T	$Vn = 0,6\ F_{yw} A_w$		
2-$\phi VnRy$	-	T	2) $2,45(E/F_{yw})^{0,5} < h/t_w < 3,07\ (E//F_{yw})^{0,5}$		
ϕVn	No aplica	T	$Vn = 0,6\ F_{yw} A_w\ (2,45(E/F_{yw})^{0,5}/(h/t_w))$		
3-$\phi VnRy$	-	T	3) $3,07\ (E//F_{yw})^{0,5} < h/t_w < 260$		
			$Vn = A_w\ (4,52E/(h/t_w)^2)$		
ϕV_n	65,50	T			
$\phi V_n > Vu$	**OK**				
Cortante por capacidad: Formación de rótulas plásticas					
Vcm	4,81	T	FORMULAS – CSCR-02		
Vcv	3,03	T	$Vu = 2(1,1R_yF_yZ_x/L))+(1,2V_{cm}+0,5V_{cv})$		
Lrp	5,19	m			
Vu = Ve	26,80	T	OK		

5-REVISIÓN VIGA TECHO CRÍTICA

CAPACIDAD DE VIGA TECHO 4

Datos básicos			W 12X19				
F_y	3500	kg/cm^2	A	35,9354	cm^2	5,57	in^2
F_{yw}	3500	kg/cm^2	d	30,8864	cm	12,16	in
F_r	700	kg/cm^2	t_w	0,5969	cm	0,235	in
Fye	3850	kg/cm^2	b_f	10,1727	cm	4,005	in
Fl	2800	kg/cm^2	t_f	0,8890	cm	0,35	in
E	2,04E+06	kg/cm^2	Wt	28,2751	kg/m	19	lb/ft
Poisson	0,3		Ixx	5411,0085	cm^4	130	in^4
G	7,85E+05	kg/cm^2	Sx	349,0445	cm^3	21,3	in^3
h alma	26,76	cm	rx	12,2428	cm	4,82	in
h exterior	30,89	cm	Zx	404,7605	cm^3	24,7	in^3
Ry	1,1		Iyy	156,5030	cm^4	3,76	in^4
			Sy	30,8077	cm^3	1,88	in^3
# VIGAS POR PISO			ry	2,0879	cm	0,822	in
12			Zy	48,8335	cm^3	2,98	in^3
			hc/t_w	46,20		46,2	
Peso de vigas por nivel			$bt/2t_f$	5,70		5,7	
N3	2,04	T	k	2,06	cm	0,81	in
N2	2,04	T	J	7,4922	cm^4	0,18	in^4
N1	2,04	T	Cw	3,518E+04	cm^5	131	in^6

ESBELTEZ LOCAL					
Tipo de elemento			Límite		
ELEMEN, SIN RIGIDIZAR	Razón	λ	λps	λp	
			$0,3(E/Fy)^{0,5}$	$0,38(E/Fy)^{0,5}$	
Alas vigas I	b/t_f	5,70	7,24	9,17	**OK**
ELEMEN, RIGIDIZADOS					
			$2,45(E/Fy)^{0,5}$	$3,76\ (E/Fy)^{0,5}$	
Almas en compresión por flexión	hc/t_w	46,20	59,1	90,8	**OK**

ESBELTEZ GLOBAL				
L_b	**1,00**	m	$L_b>L_p$	**PI**
L_p	0,89	m	$L_b<L_r$	**OK**
X_1	132118			
C_w	35178,2			
X_2	3,17E-06			
L_r	2,43	m		

FORMULAS - AISC, LRFD

$L_p = 1,76 r_y (E/Fyf)^{0,5}$

$X_1 = \pi / Sx\ (EGJA/2)^{0,5}$

$X_2 = 4C_w / I_y\ (Sx/GJ)^{0,5}$

$L_r = r_y X_1 / F_L\ (1+(1+X_2 F_L^2)^{0,5})^{0,5}$

MODOS DE FALLA EN FLEXIÓN			
1-Fluencia			
M_p	14,17	T-m	
ϕM_n	12,75	T-m	
2-Pandeo Torsional Lateral			
M_{max}	**0,80**	T-m	FORMULAS - AISC, LRFD $Mp = F_y Z_x$ $M_r = F_L S_x$ $Mn = C_b (M_p - (M_p-M_r)(L_b-L_p)) / (L_r - L_p) < M_p$ $C_b = 12,5 M_{max} / (2,5M_{max}+3M_a+4M_b+3M_c)$
M_a	**0,63**	T-m	
M_b	**0,70**	T-m	
M_c	**0,77**	T-m	
C_b	1,11		
M_r	9,77	T-m	
M_n	15,32	T-m	
ϕM_n	12,75	T-m	

Capacidad a flexión			
Mu	**0,80**	T-m	
ϕM_n (T-m)	12,75	T-m	
Mu	<	ϕM_n (T-m)	**OK**

CORTANTE POR CAPACIDAD						
Demanda de Cortante			Aplicando Fye para ecuación 6.3 y 6.4 de CSCR-02			
Vu	**0,79**	T				
Capacidad a Cortante						
ϕ	0,9					
Aw	18,44	cm^2	a	b	c	
hc/t_w	46,20	<	59,1	74,1	260	
ϕVn	34,84	T	FORMULAS - AISC, LRFD			
1–$\phi VnRy$	38,33	T	1) $h/t_w < 2,45(E/F_{yw})^{0,5}$			
ϕVn	No aplica	T	$Vn = 0,6 F_{yw} A_w$			
2–$\phi VnRy$	-	T	2) $2,45(E/F_{yw})^{0,5} < h/t_w < 3,07\ (E//F_{yw})^{0,5}$			
ϕVn	No aplica	T	$Vn = 0,6 F_{yw} A_w\ (2,45(E/F_{yw})^{0,5} / (h/t_w))$			
3–$\phi VnRy$	-	T	3) $3,07\ (E//F_{yw})^{0,5} < h/t_w < 260$			
			$Vn = A_w\ (4,52E/(h/t_w)^2)$			
ϕV_n	38,33	T				
$\phi V_n > Vu$	**OK**					

Cortante por capacidad: Formación de rótulas plásticas				
Vcm	**0,14**	T		FORMULAS – CSCR-02
Vcv	**0,04**	T		$Vu = 2(1,1R_yF_yZ_x/L))+(1,2V_{cm}+0,5V_{cv})$
Lrp	5,38	m		
Vu=Ve	6,55	T	**OK**	

6-REVISIÓN DE COLUMNA CRÍTICA

COLUMNA C5N1

Datos básicos			W 12x96				
F_y	3500	kg/cm^2	A	181,94	cm^2	28,2	in^2
F_{yw}	3500	kg/cm^2	d	32,28	cm	12,71	in
F_r	700	kg/cm^2	t_w	1,40	cm	0,55	in
Fye	3850	kg/cm^2	b_f	30,89	cm	12,16	in
Fl	2800	kg/cm^2	t_f	2,29	cm	0,9	in
E	2,04E+06	kg/cm^2	Wt	142,86	kg/m	96	lb/ft
Poisson	0,3		Ixx	34672,08	cm^4	833	in^4
G	7,84E+05	kg/cm^2	Sx	2146,71	cm^3	131	in^3
h alma	24,03	cm	rx	13,82	cm	5,44	in
h exterior	32,28	cm	Zx	2408,90	cm^3	147	in^3
Ry	1,1		Iyy	11238,25	cm^4	270	in^4
			Sy	727,59	cm^3	727,59	in^3
			ry	7,85	cm	7,85	in
			Zy	1106,13	cm^3	1106,13	in^3
			hc/t_w	17,70		17,70	
			$bt/2t_f$	6,80		6,80	
			k	4,13	cm	4,13	in
			J	285,53	cm^4	285,53	in^4
			C_w	2,527E+06	cm^5	2,527E+06	in^6

ESBELTEZ LOCAL						
Pu	**105,39**	T				
ϕP_y	573,1	T				
$Pu/\phi Py$	0,184	>	0,125	Caso B		
Tipo de elemento						
ELEMEN, SIN RIGIDIZAR			λ	**λps**	**λp**	
				$0,3(E/Fy)^{0,5}$	$0,38(E/Fy)^{0,5}$	
Alas de columnas I laminadas		b/t_f	6,80	7,24	9,17	**OK**
ELEMEN, RIGIDIZADOS						
				$3,14(E/Fy)^{0,5}(1-1,54P_u/\phi_bP_y)$	$3,76(E/Fy)^{0,5}(1-2,75P_u/\phi_bP_y)$	
A-Alas combinación de flexión y compresión axial		hc/t_w	-	-	-	-
				$1,12(E/Fy)^{0,5}(2,33-P_u/\phi_bP_y)$	$1,12(E/Fy)^{0,5}(2,33-P_u/\phi_bP_y)$	
B- Alas combinación de flexión y compresión axial		hc/t_w	17,70	58,01	58,01	**OK**

LONGITUD SIN ARRIOSTRAR				
L_b	**3,50**	m	$L_b>L_p$	**OK**
L_p	3,33	m	$L_b<L_r$	**OK**
X_1	298164,25			
C_w	2526922,50	cm^5		
X_2	8,27E-08			
L_r	12,63	m		

FORMULAS - AISC, LRFD

$L_p = 1{,}76 r_y (E/Fyf)^{0,5}$

$X_1 = \pi / Sx\,(EGJA/2)^{0,5}$

$X_2 = 4C_w / I_y\,(Sx/GJ)^{0,5}$

$L_r = r_y X_1 / F_L\,(1+(1+X_2 F_L^2)^{0,5})^{0,5}$

1 - NUDO

Columna			Viga			RIGIDEZ K	
						Go	1
Ix col	34672,08	cm^4	Ix viga	21560,79	cm^4	Gx	3,32
Iy col	11238,25	cm^4	L viga	**599,7**	cm	Kx	**1,55**
L1	**330**	cm				Gy	1,08
L2	**259**	cm				Ky	**1,31**

Para unión con apoyo empotrado $G_o = 1$

$G = (\Sigma I/L_{col})/(\Sigma I/L_{vig})$

2 - REVISIÓN CAPACIDAD A COMPRESIÓN

Pu	**105,39**	T	de (6,2x)	
Lx	350,00	cm		
Ly	350,00	cm		
kL/r_x	39,26	<	200	OK
kL/r_y	58,55	<	200	OK
λ_c	0,77			
F_{cr}	2999,48	kg/cm2		
P_n	545,71	T		
$\phi_c P_n$	463,85	T		
$\phi_c P_n > Pu$	**OK**			

FORMULAS - AISC, LRFD

$Pn = A_g F_{cr}$

$\lambda < 1{,}5$

$Fcr = (0{,}658^{\lambda c^2})Fy$

$\lambda > 1{,}5$

$Fcr = (0{,}877/\lambda c^2)Fy$

3 - RESISTENCIA DE COLUMNAS

Pu/ϕcPn	0,23		
Pu/ϕcPn>0,4	**No Aplica**		

4 - EFECTO P-Δ

ϕc	0,85		
L	**350**	cm	

Ladeo permitido	x	y	
Δoh	0,34	0,40	cm
ΣV	21,00	21,00	T
ΣPu	440,05	440,05	T

EJE FUERTE x´				EJE DEBIL y´			
M1	**0,00**	T-m	menor	M1	**0,00**	T-m	menor
M2	**0,00**	T-m	mayor	M2	**0,00**	T-m	mayor
M1/M2	1,00			M1/M2	1,00		
Cm (NDL)	0,20	Cm (DL)	1,00	Cm (NDL)	0,20	Cm (DL)	1,00
Pe	2370,13	T		Pe	1070,59	T	
B1	1,047			B1	1,109		
B2	1,024			B2	1,021		
Mnt (CM)	**0,00**	T-m	***6,2***	Mnt (CM)	**0,00**	T-m	***6,2***
Mnt (CV)	**0,00**	T-m	*1,2*	Mnt (CV)	**0,00**	T-m	*1,2*
Mlt	**0,00**	T-m	*1,6*	Mlt	**0,00**	T-m	*1,6*
Mu	**0,00**	T-m	0	Mu	**0,00**	T-m	0

FORMULAS - AISC, LRFD

$Pe = \pi^2 EI/(KL)^2$

$C_m = 0{,}6\text{-}0{,}4(M_1/M_2)$

$B_1 = C_m\,(1 - P_u / P_e) > 1$

$B_2 = 1 / (1 - \Sigma P_u(\Delta_o/\Sigma VL) > 1$

$Mu = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$

6 - MODOS DE FALLA EN FLEXIÓN			
Zona 1: Fluencia			
M_p	84,31	T-m	
ϕM_n	75,88	T-m	
Zona 2: Pandeo Torsional Lateral			
M_{max}	**3,11**	T-m	FORMULAS - AISC, LRFD $Mp = F_y Z_x$ $M_r = F_L S_x$ $Mn = C_b (M_p - (M_p - M_r)(L_b - L_p)) / (L_r - L_p) < M_p$ $C_b = 12,5 M_{max}/(2,5M_{max}+3M_a+4M_b+3M_c)$
M_a	**1,12**	T-m	
M_b	**0,29**	T-m	
M_c	**1,7**	T-m	
C_b	2,24		
M_r	60,11	T-m	
M_n	187,52	T-m	
ϕM_n	75,88	T-m	

Capacidad a flexión			
Mu	**3,11**	T-m	
ϕM_n (T-m)	**75,88**	T-m	
Mu	<	ϕM_n (T-m)	**OK**

7 - FLEXO-COMPRESIÓN: DEMANDA					
a) $Pu/\phi cPn >= 0,2$	0,23	**OK**	Mux	0,00	T-m
			Muy	0,00	T-m
b) $Pu/\phi cPn < 0,2$	-		Mnx	38,71	T-m
			Mny	84,31	T-m

FORMULAS - AISC, LRFD

$Pu/\phi cPn > 0,2$

$Pu/\phi cPn + 8/9(Mu/\phi bMn)_{(x,y)} < 1$

$Pu/\phi cPn < 0,2$

$Pu/2\phi cPn + (Mu/\phi bMn)_{(x,y)} < 1$

8 - CORTANTE POR DEMANDA					
Vu	**1,61**	T	Aplicando Fye para ecuación 6.3 y 6.4 de CSCR-02		
ϕ	0,9				
Aw	45,10	cm^2	a	b	c
hc/t_w	17,70	<	59,1	74,1	260
ϕVn	85,24	T	FORMULAS - AISC, LRFD		
1- $\phi VnRy$	93,76	T	1) $h/t_w < 2,45(E/F_{yw})^{0,5}$		
ϕVn	No aplica	T	$Vn = 0,6 F_{yw} A_w$		
2- $\phi VnRy$	-	T	2) $2,45(E/F_{yw})^{0,5} < h/t_w < 3,07 (E//F_{yw})^{0,5}$		
ϕVn	No aplica	T	$Vn = 0,6 F_{yw} A_w (2,45(E/F_{yw})^{0,5}/(h/t_w))$		
			3) $3,07 (E//F_{yw})^{0,5} < h/t_w < 260$		
3- $\phi VnRy$	-	T	$Vn = A_w (4,52E/(h/t_w)^2)$		
ϕV_n	93,76	T			
$\phi V_n > Vu$	**OK**				

Ecuación Unitaria (Sin efecto P-Delta)				
Compresión	Nivel N0	Pu/ϕcPn	Mu/ϕMn	Σ
Ecuación 6,1	a) Pu/ϕcPn>=0,2	-	-	-
	b) Pu/ϕcPn<0,2	0,07	0,00	0,07
Ecuación 6,2	a) Pu/ϕcPn>=0,2	0,23	0,00	**0,227**
	b) Pu/ϕcPn<0,2	-	-	-
Ecuación 6,3x	a) Pu/ϕcPn>=0,2	-	-	-
	b) Pu/ϕcPn<0,2	0,09	0,04	0,13
Ecuación 6,4x	a) Pu/ϕcPn>=0,2	-	-	-
	b) Pu/ϕcPn<0,2	0,05	0,04	0,09

Compresión	Nivel N1	Pu/ϕcPn	Mu/ϕMn	Σ
Ecuación 6,1	a) Pu/ϕcPn>=0,2	-	-	-
	b) Pu/ϕcPn<0,2	0,07	0,00	0,07
Ecuación 6,2	a) Pu/ϕcPn>=0,2	0,23	0,00	0,226
	b) Pu/ϕcPn<0,2	-	-	-
Ecuación 6,3x	a) Pu/ϕcPn>=0,2	-	-	-
	b) Pu/ϕcPn<0,2	0,09	0,03	0,12
Ecuación 6,4x	a) Pu/ϕcPn>=0,2	-	-	-
	b) Pu/ϕcPn<0,2	0,05	0,03	0,08

7- CONEXIÓN VIGA-COLUMNA

DISEÑO DE CONEXIÓN PRECALIFICADA WUF-W
Nudo14

Ala no reforzada soldada - alma soldada

MATERIALES			Columnas			#2		
Columnas y vigas			Columna Superior			Columna Inferior		
ASTM	A572		W 12x96			W 12x96		
Fy	3500	kg/cm^2	Lc	350	cm	Lc	300	cm
Fu	4550	kg/cm^2	Zc	2408,90	cm^3	Zc	2408,90	cm^3
Placas			Sc	2146,71	cm^3	Sc	2146,71	cm^3
ASTM	A572		Ag	181,94	cm^2	Ag	181,94	cm^2
Fy	3500	kg/cm^2	dc	32,28	cm	dc	32,28	cm
Soldadura			bcf	30,89	cm	bcf	30,89	cm
Electrodo	E7018		tcf	2,29	cm	tcf	2,29	cm
Fexx	4900	kg/cm^2	tcw	1,40	cm	tcw	1,40	cm
			Vigas			**#2**		
CARGAS DE ANÁLISIS			**Viga Izquierda**			**Viga Derecha**		
Cortante CP (T)	Vcp	4,81	W 16x40			W 16x40		
Cortante CT (T)	Vct	3,03	Lb	600	cm	Lb	600	cm
Carga axial U (T)	Pu	104,71	Zb	1194,62	cm^3	Zb	1194,62	cm^3
			Sb	1060,24	cm^3	Sb	1060,24	cm^3
			db	40,67	cm	db	40,67	cm
			bbf	17,77	cm	bbf	17,77	cm
			tbf	1,28	cm	tbf	1,28	cm
			tbw	0,77	cm	tbw	0,77	cm

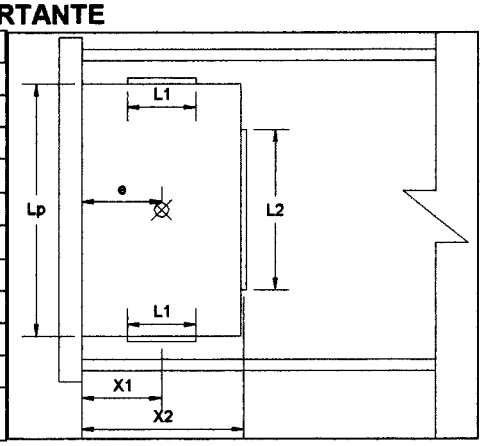
1- FLEXION			
CSCR2002	Ryc	1,1	
	Ryb	1,1	
	Ryp	1,1	
	Mpri = 1RyZbiFyi =	45,99	T-m
	Mprd = 1RyZbdFyd =	45,99	T-m
	Cortante por flexión		
	Vpi = $2(1,1Mpr)/L_{rpi}+1,2V_{cp}+0,5V_{ct}$=	26,80	T
	Vpd= $2(1,1Mpr)/L_{rpd}+1,2V_{cp}+0,5V_{ct}$=	26,80	T
FEMA 350 3,2,4	Lrp = L-Sh=	5,27	m
	Cpr = (Fy+Fu)/2Fy=	1,15	
	Sh = (dc+db)/2 =	0,36	m
	Mpr(i,d) = CprRyZFy =	52,89	T-m
	Cortante por flexión		
	Vpi = 2Mpr+Vcp =	24,88	T
	Vpd = 2Mpr+Vcp =	24,88	T

2- ZONA DE PANEL							
FEMA 350			**CSCR 2002**			1 DP esp "	**0,31**
Mc	105,78	T-m	Py	636,8	T		5/16 "
Cy	0,77		Pu/Py	0,16			
Mf	105,78	T-m	Rv	**227,34**	T	tp min	0,65
Myf	81,64	T-m				**REVISIÓN t_{min}**	
tcw	1,40	cm	tcw	1,40	cm	tdp	tcw
tp	2,70	cm	Placa refuerzo	1,59	cm	**OK**	**OK**
		D,P	**tp adic**	2,98	cm		
DEMANDA: detalle de nudo							
Mbi	46,0	T-m	Lc1	3,5	m		
Mbd	46,0	T-m	Lc2	3	m		
Ti	119,1	T	Vcol = $\Sigma M/L_c$	28,5	T		
Td	119,1	T	Ru =Ti+Td-Vcol	**209,6**	T	ϕRv>Ru	**OK**

3 – PLACAS DE CONTINUIDAD			
Espesor mínimo	2,3	cm	CSCR-02 10,2,6,e

4- DISEÑO DE SOLDADURA: PLACA DE CORTANTE

VIGA IZQUIERDA y DERECHA		
Diseño a Cortante PLACA		5/16"
tpl	0,79	cm
Lpl	**30**	cm
ϕVn	45,01	T
Revisión		
ϕVn>Vp	**OK**	
tpl>tbw	**OK**	
Lpl<	31,6	**OK**
Espesor de soldadura		
tpl-1/16"	0,64	cm
Espesor min	0,5	cm



Grupo de Soldadura Excéntrico		
L1	**7**	cm
X1	**4,00**	cm
L2	**28,5**	cm
X2	**8**	cm
e	**6,68**	cm
Ip	5286,5	cm3
cx	6,2	cm
cy	15	cm
r_p	630,5	kg/cm
r_{px}	0,00	kg/cm
r_{py}	630,5	kg/cm
r_{mx}	508,06	kg/cm
r_{my}	209,40	kg/cm
r_u	981,59	kg/cm
ϕ_m	989,92	**OK**
$\phi_m = (0,75)0,6Fexx\ e_s\ (0,707)$		

8 - PESOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

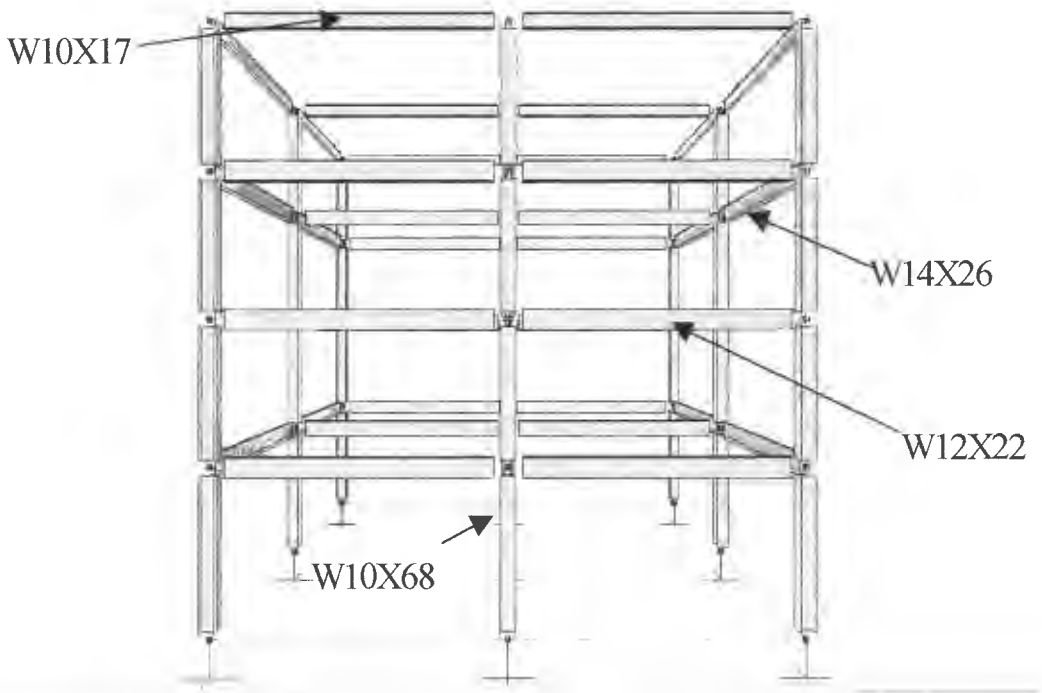
Secciones	Masa/m	Long (m)	Peso (kg)	Peso (T)
W 12x19	28,28	72	2035,81	2,04
W 16x40	59,53	216	12857,74	12,86
W 12x96	142,86	112,5	16072,17	16,07
	Peso Total		30965,72	30,97

Peso de Carga Permanente y Temporal				
Peso por Piso			Peso Total por m^2	
Techo	17632,13	kg	2244,85	kg/m^2
N3	101688,51	kg	2,24	T/m^2
N2	101688,51	kg		
N1	102249,96	kg		
	323,26	T		

Peso Total por m2 sin C y V				W	
Techo	13,67	13667,66	kg	94,91	kg/m^2
N3	93,55	93545,28	kg	649,62	kg/m^2
N2	93,55	93545,28	kg	649,62	kg/m^2
N1	93,79	93785,28	kg	651,29	kg/m^2
		294,54	T	2,05	T/m^2

MARCO A				
Elemento	Sección	Cantidad	Peso Unitario	Peso Total
Zona de Panel	PL 38,1x27,7x0,79	6	6,58	39,46
Placas de Cortante (Tipo 1)	PL 5x20x0,79	8	0,62	4,96
Placas de Cortante (Tipo 2)	PL 8x30x0,79	24	1,49	35,72
Placas de Continuidad (Tipo 1)	PL 27,7x14x2,3	12	7,00	84,02
Placas de Continuidad (Tipo 2)	PL 27,7x14,7x2,3	36	7,35	264,67
Soporte Lateral de Vigas (30 cm)	L 2x2x3/16"	40	1,99	79,56
			Total (kg)	508,38

MARCO DÚCTIL ESPECIAL – SMF
DISEÑO B: DERIVA LÍMITE DE 2,4%



SECCIONES	
COLUMNAS	W 10x68
VIGAS TECHO	W 10x17
VIGAS CARGA	W 12x22
VIGAS AMARRE	W 14X26

INDICE

1- CÁLCULO DE CARGA SÍSMICA Y DERIVA
2- DISTRIBUCIÓN DE CARGA SÍSMICA
3- REVISIÓN DE NUDO CRÍTICO
4- REVISIÓN DE VIGA DE CARGA CRÍTICA
5- REVISIÓN VIGA TECHO CRÍTICA
6- REVISIÓN DE COLUMNA CRÍTICA
7- CONEXIÓN VIGA-COLUMNA
8- CÁLCULO DE PESOS

1-CÁLCULO DE CARGA SÍSMICA Y DERIVA

DUCTILIDAD GLOBAL	
Regularidad en planta	Sí
Regularidad en altura	Sí
Ductilidad local óptima	Sí
Ductilidad global asignada	6
COEFICIENTE SISMICO	
Tipo estructural	Marco
Tipo (oficina)	D
I- Factor de importancia	1
SR- Sobre-resistencia	2
Tipo de suelo (San José)	S3
Zona sísmica	III
aef- Aceleración pico efectiva	0,36 g
FED- Factor espectral dinámico	0,607
Ti- período fundamental inicial	0,48
C=Aef I FED/ SR	0,109 g

PESO POR NIVEL

Nivel de techo	%CV = 0			%CV =15%		**Nivel 2,3**	**Nivel 1**	
Techo	A	144	m^2	Entrepiso	A	144	144	m2
	CM	40	kg/m^2		CM	380	380	kg/m^2
	Peso	5,76	T		Peso M	54,7	54,7	T
Cercha	w	19,7	kg/m		CV	250	250	kg/m^2
	L	36	m		Peso V	5,4	5,4	T
	W	0,71	T		Peso Total	60,1	60,1	T
Columnas	W	1,37	T	Columnas	W	2,73	2,96	T
Vigas	L total	72	m	Vigas	L	72	72	m
	w viga	25,30	kg/m		w viga C	32,74	32,74	kg/m
					w viga A	38,69	38,69	
	Peso vigas	1,82	T		Peso vigas	2,57	2,57	T
Pared liviana	h panel	1,5	m	Pared liviana	h panel	3	3,25	m
	t	0,008	m		t	0,008	0,008	m
	L	48	m		L	48	48	m
	Peso p.l.	1,44	T		Peso p.l.	2,88	3,12	T
Total	Peso	11,10	T	Total	Peso	68,25	68,72	T

MASAS REACTIVAS Y CARGAS SÍSMICAS

Período Inicial

Nivel	h trib (m)	Wi (T)	hi (m)	Wihi (T-m)	Fracción	Fi (T)	V (T)
TECHO	1,5	11,10	12,5	138,7	0,09	2,227	2,23
N3	3	68,25	9,5	648,4	0,44	10,411	12,64
N2	3	68,25	6,5	443,6	0,30	7,123	19,76
N1	3,25	68,72	3,5	240,5	0,16	3,862	23,62
N0			0			0	
		216,31		1471,2		23,62	
V=CW	23,62	T					

Derivas 1

	X					
Nivel	$\delta_{e\,cm}$	$\delta_{i\,cm}$	Hi cm	Δi / Hi	$W_i\delta_e^2$	$F_i\delta_e$
TECHO	3,15	26,49	300	0,017	0,01	0,07
N3	2,73	22,96	300	0,031	0,05	0,28
N2	1,97	16,51	300	0,042	0,03	0,14
N1	0,92	7,73	350	0,032	0,01	0,04
N0	0,00	0	0	0	**0,09**	**0,53**
				Tf X	**0,846**	s

	Y					
Nivel	$\delta_{e\,cm}$	$\delta_{i\,cm}$	Hi cm	Δi / Hi	$W_i\delta_e^2$	$F_i\delta_e$
TECHO	2,62	22,00	300	0,011	0,01	0,06
N3	2,35	19,71	300	0,023	0,04	0,24
N2	1,77	14,86	300	0,034	0,02	0,13
N1	0,91	7,65	350	0,031	0,01	0,04
N0	0	0	0		**0,07**	**0,5**
				Tf Y	**0,792**	s

Coeficiente Sísmico 1	**X**	**Y**
Ti	0,48	0,480
FED	0,607	0,607
C	0,109	0,109
Tf	0,846	0,792
Δi/hi max	0,024	

Recalculando Período

Nivel	h trib (m)	Wi (T)	hi (m)	Wihi (T-m)	Fracción	Fi (T)	V (T)
TECHO	1,5	11,10	12,5	138,7	0,09	1,272	1,27
N3	3	68,25	9,5	648,4	0,44	5,948	7,22
N2	3	68,25	6,5	443,6	0,30	4,070	11,29
N1	3,25	68,72	3,5	240,5	0,16	2,206	13,50
N0			0				
		216,31		1471,2		13,50	
V=CW	13,5	T					

Derivas 2

	X					
Nivel	$\delta_{e\,cm}$	$\delta_{i\,cm}$	Hi cm	Δi / Hi	$W_i\delta_e^2$	$F_i\delta_e$
TECHO	1,80	15,13	300	0,0096	0,00	0,02
N3	1,56	13,12	300	0,0176	0,02	0,09
N2	1,12	9,43	300	0,0239	0,01	0,05
N1	0,53	4,42	350	0,0180	0,00	0,01
N0	0,00	0	0	0	0,03	0,17
				Tf X	**0,846**	s

	Y					
Nivel	$\delta_{e\,cm}$	$\delta_{i\,cm}$	Hi cm	Δi / Hi	$W_i\delta_e^2$	$F_i\delta_e$
TECHO	1,50	12,57	300	0,0062	0,00	0,02
N3	1,34	11,26	300	0,0132	0,01	0,08
N2	1,01	8,49	300	0,0196	0,01	0,04
N1	0,52	4,37	350	0,0178	0,00	0,01
N0	0	0	0		0,02	0,15
				Tf Y	**0,792**	s

Coeficiente Sísmico 2	X	Y
Ti	0,846	0,792
FED	0,347	
C	0,062	
Tf	0,846	0,792
Δi/hi max	0,024	

$$\delta_i = \delta_i^e \cdot \mu \cdot SR \cdot \alpha$$

$$\Delta_i = \Delta_i^e \cdot \mu \cdot SR$$

2- DISTRIBUCIÓN DE CARGA SÍSMICA

SISMO EN EL SENTIDO X					
	EJE				
MARCO	1	2	3	Σ	%CSx
A	-1,684	-2,061	-1,684	-5,429	40,2%
B	-0,792	-1,054	-0,792	-2,64	19,5%
C	-1,684	-2,061	-1,684	-5,429	40,2%
unidades T				-13,50	

SISMO EN EL SENTIDO Y				
	EJE			
MARCO	1	2	3	unidades T
A	-1,014	-1,014	-1,014	
B	-2,470	-2,470	-2,470	
C	-1,014	-1,014	-1,014	
Σ	-4,499	-4,499	-4,499	-13,5
%CSy	33,3%	33,3%	33,3%	

3-REVISIÓN DE NUDO CRÍTICO

MATERIALES		NUDO 14
f_y	3500	kg/cm^2
Es	2,04E+06	kg/cm^2

CARGAS AXIALES	COLUMNA		
	C5N1	C5N2	
Comb, 6,1	65,09	44,30	T
Comb, 6,2	102,67	69,72	T
Comb, 6,3	78,11	53,07	T
Comb, 6,4	44,17	30,06	T

Vigas W 16x40		
Ry	1,1	
Zb	658,76	cm^3
db	35,33	cm
Mp	23,06	T-m
Mv1	4,09	T-m
Mv2	4,09	T-m
Vp1	14,18	T
Vp2	14,18	T
1-(1,1RyMp+Mv)	31,99	
2-(1,1RyMp+Mv)	31,99	
ΣM_{pb}=Σ(1,1RyMp+Mv)	64,00	T-m

Columnas W 12x96		
$P_{u\,N2}$	69,72	T
$P_{u\,N1}$	102,67	T
Zc	1397,82	cm^3
Ag	129,03	cm^2
dc	26,42	cm
ΣM_{pc}=ΣZc(Fyc-Pu/Ag)	79,2	T-m

Revisión	
$\Sigma M_{pc}/\Sigma M_{pb}$	1,24
$\Sigma M_{pc}/\Sigma M_{pb}$>1	OK

4-REVISIÓN DE VIGA CARGA CRÍTICA

CAPACIDAD DE VIGA 7

Datos básicos			W 12x22				
F_y	3500	kg/cm^2	A	41,8064	cm^2	6,48	in^2
F_{yw}	3500	kg/cm^2	d	31,2674	cm	12,31	in
F_r	700	kg/cm^2	t_w	0,6604	cm	0,26	in
Fye	3850	kg/cm^2	b_f	10,2362	cm	4,03	in
Fl	2800	kg/cm^2	t_f	1,0795	cm	0,425	in
E	2,04E+06	kg/cm^2	Wt	32,7396	kg/m	22	lb/ft
Poisson	0,3		Ixx	6493,2102	cm^4	156	in^4
G	7,85E+05	kg/cm^2	Sx	416,2314	cm^3	25,4	in^3
H alma	26,8	cm	rx	12,4714	cm	4,91	in
h exterior	31,3	cm	Zx	480,1410	cm^3	29,3	in^3
Ry	1,1		Iyy	193,9638	cm^4	4,66	in^4
			Sy	37,8541	cm^3	2,31	in^3
# VIGAS POR PISO			ry	2,1514	cm	0,847	in
12			Zy	59,9767	cm^3	3,66	in^3
			hc/t_w	41,80		41,8	
Peso de vigas por nivel			$bt/2t_f$	4,74		4,74	
N3	2,36	T	k	2,22	cm	0,88	cm
N2	2,36	T	J	12,1956	cm^4	0,293	in^4
N1	2,36	T	Cw	4,431E+04	cm^5	165	in^6

ESBELTEZ LOCAL					
Tipo de elemento			Límite		
ELEMEN, SIN RIGIDIZAR	Razón	λ	**λps**	**λp**	
			$0,3(E/Fy)^{0,5}$	$0,38(E/Fy)^{0,5}$	
Alas vigas I	**b/t_f**	4,74	7,24	9,17	**OK**
ELEMEN, RIGIDIZADOS					
			$2,45(E/Fy)^{0,5}$	$3,76\ (E/Fy)^{0,5}$	
Almas en compresión por flexión	**hc/t_w**	41,80	59,1	90,8	**OK**

ESBELTEZ GLOBAL				
L_b	1,00	m	$L_b>L_p$	**PI**
L_p	0,91	m	$L_b<L_r$	**OK**
X_1	152464			
C_w	44308,4			
X_2	1,73E-06			
L_r	2,57	m		

FORMULAS - AISC, LRFD

$L_p = 1,76 r_y (E/Fyf)^{0,5}$

$X_1 = \pi / Sx\ (EGJA/2)^{0,5}$

$X_2 = 4C_w / I_y\ (Sx/GJ)^{0,5}$

$L_r = r_y X_1 / F_L\ (1+(1+X_2 F_L^{2})^{0,5})^{0,5}$

MODOS DE FALLA EN FLEXIÓN		
1-Fluencia		
M_p	16,80	T-m
ϕM_n	15,12	T-m
2-Pandeo Torsional Lateral		
M_{max}	**10,18**	T-m
M_a	**5,23**	T-m
M_b	**7,22**	T-m
M_c	**9,21**	T-m
C_b	1,30	
M_r	11,65	T-m
M_n	21,56	T-m
ϕM_n	15,12	T-m

FORMULAS - AISC, LRFD

$Mp = F_y Z_x$

$M_r = F_L S_x$

$Mn = C_b (M_p - (M_p - M_r)(L_b - L_p)) / (L_r - L_p) < M_p$

$C_b = 12,5\ M_{max} / (2,5M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c)$

Capacidad a flexión			
Mu	**10,18**	T-m	
ϕM_n (T-m)	15,12	T-m	
Mu	<	ϕM_n (T-m)	**OK**

CORTANTE POR CAPACIDAD					
Demanda de Cortante			Aplicando Fye para ecuación 6.3 y 6.4 de CSCR-02		
Vu	**10,45**	T			
Capacidad a Cortante					
ϕ	0,9				
Aw	20,65	cm^2	a	b	c
hc/t_w	41,80	<	59,1	74,1	260
ϕVn	39,03	T	FORMULAS - AISC, LRFD		
1-ϕVnRy	42,93	T	1) $h/t_w < 2,45(E/F_{yw})^{0,5}$		
ϕVn	No aplica	T	$Vn = 0,6\ F_{yw} A_w$		
2-ϕVnRy	-	T	2) $2,45(E/F_{yw})^{0,5} < h/t_w < 3,07\ (E//F_{yw})^{0,5}$		
ϕVn	No aplica	T	$Vn = 0,6\ F_{yw} A_w\ (2,45(E/F_{yw})^{0,5}/(h/t_w))$		
3-ϕVnRy	-	T	3) $3,07\ (E//F_{yw})^{0,5} < h/t_w < 260$		
			$Vn = A_w\ (4,52E/(h/t_w)^2)$		
ϕV_n	42,93	T			
$\phi V_n > Vu$	**OK**				
Cortante por capacidad: Formación de rótulas plásticas					
Vcm	4,69	T			
Vcv	3,01	T	FORMULAS – CSCR-02		
Lrp	5,37	m	$Vu = 2(1,1R_yF_yZ_x/L)) + (1,2V_{cm} + 0,5V_{cv})$		
Vu=Ve	14,70	T	**OK**		

5-REVISIÓN VIGA TECHO CRÍTICA

CAPACIDAD DE VIGA TECHO 4

Datos básicos			W 12X19				
F_y	3500	kg/cm^2	A	32,1935	cm^2	4,99	in^2
F_{yw}	3500	kg/cm^2	d	25,6794	cm	10,11	in
F_r	700	kg/cm^2	t_w	0,6096	cm	0,24	in
Fye	3850	kg/cm^2	b_f	10,1854	cm	4,01	in
Fl	2800	kg/cm^2	t_f	0,8382	cm	0,33	in
E	2,04E+06	kg/cm^2	Wt	25,2988	kg/m	17	lb/ft
Poisson	0,3		Ixx	3408,9354	cm^4	81,9	in^4
G	7,85E+05	kg/cm^2	Sx	265,4704	cm^3	16,2	in^3
h alma	21,87	cm	rx	10,2870	cm	4,05	in
h exterior	25,68	cm	Zx	306,4381	cm^3	18,7	in^3
Ry	1,1		Iyy	148,1784	cm^4	3,56	in^4
			Sy	29,1690	cm^3	1,78	in^3
# VIGAS POR PISO			ry	2,1438	cm	0,844	in
12			Zy	45,8838	cm^3	2,8	in^3
			hc/t_w	36,90		36,9	
Peso de vigas por nivel			$bt/2t_f$	6,10		6,1	
N3	1,82	T	k	1,91	cm	0,75	cm
N2	1,82	T	J	6,6597	cm^4	0,16	in^4
N1	1,82	T	Cw	2,285E+04	cm^5	85,1	in^6

ESBELTEZ LOCAL					
Tipo de elemento			Límite		
ELEMEN, SIN RIGIDIZAR	Razón	λ	**λps**	**λp**	
			$0,3(E/Fy)^{0,5}$	$0,38(E/Fy)^{0,5}$	
Alas vigas I	b/t_f	6,10	7,24	9,17	**OK**
ELEMEN, RIGIDIZADOS					
			$2,45(E/Fy)^{0,5}$	$3,76\ (E/Fy)^{0,5}$	
Almas en compresión por flexión	hc/t_w	36,90	59,1	90,8	**OK**

ESBELTEZ GLOBAL				
L_b	1,00	m	$L_b>L_p$	**PI**
L_p	0,91	m	$L_b<L_r$	**OK**
X_1	155015			
C_w	22852,4			
X_2	1,59E-06			
L_r	2,57	m		

FORMULAS - AISC, LRFD

$L_p = 1,76 r_y (E/Fyf)^{0,5}$

$X_1 = \pi / Sx\ (EGJA/2)^{0,5}$

$X_2 = 4C_w / I_y\ (Sx/GJ)^{0,5}$

$L_r = r_y X_1 / F_L\ (1+(1+X_2 F_L^2)^{0,5})^{0,5}$

MODOS DE FALLA EN FLEXIÓN			
1-Fluencia			
M_p	10,73	T-m	
ϕM_n	9,65	T-m	
2-Pandeo Torsional Lateral			
M_{max}	**0,83**	T-m	FORMULAS - AISC, LRFD
M_a	**0,66**	T-m	$Mp = F_y Z_x$
M_b	**0,73**	T-m	$M_r = F_L S_x$
M_c	**0,81**	T-m	$Mn = C_b (M_p - (M_p - M_r)(L_b - L_p)) / (L_r - L_p) < M_p$
C_b	1,11		$C_b = 12,5\ M_{max} / (2,5M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c)$
M_r	7,43	T-m	
M_n	11,68	T-m	
ϕM_n	9,65	T-m	

Capacidad a flexión			
Mu	**0,83**	T-m	
ϕM_n (T-m)	9,65	T-m	
Mu	<	ϕM_n (T-m)	**OK**

CORTANTE POR CAPACIDAD					
Demanda de Cortante			Aplicando Fye para ecuación 6.3 y 6.4 de CSCR-02		
Vu	**0,31**	T			
Capacidad a Cortante					
ϕ	0,9				
Aw	15,65	cm^2	a	b	c
hc/t_w	36,90	<	59,1	74,1	260
ϕVn	29,59	T	FORMULAS - AISC, LRFD		
1–ϕVnRy	32,55	T	1) $h/t_w < 2,45(E/F_{yw})^{0,5}$		
ϕVn	No aplica	T	$Vn = 0,6 F_{yw} A_w$		
2–ϕVnRy	-	T	2) $2,45(E/F_{yw})^{0,5} < h/t_w < 3,07\ (E//F_{yw})^{0,5}$		
ϕVn	No aplica	T	$Vn = 0,6 F_{yw} A_w\ (2,45(E/F_{yw})^{0,5} / (h/t_w))$		
3–ϕVnRy	-	T	3) $3,07\ (E//F_{yw})^{0,5} < h/t_w < 260$		
			$Vn = A_w\ (4,52E/(h/t_w)^2)$		
ϕV_n	32,55	T			
$\phi V_n > Vu$	**OK**				

Cortante por capacidad: Formación de rótulas plásticas				
Vcm	**0,14**	T		FORMULAS – CSCR-02
Vcv	**0,05**	T		$Vu = 2(1,1R_yF_yZ_x/L))+(1,2V_{cm}+0,5V_{cv})$
Lrp	5,49	m		
Vu = Ve	4,92	T	**OK**	

6-REVISIÓN DE COLUMNA CRÍTICA

COLUMNA C5N1

Datos básicos			W 10x68				
F_y	3500	kg/cm^2	A	129,03	cm^2	20	in^2
F_{yw}	3500	kg/cm^2	d	26,42	cm	10,4	in
F_r	700	kg/cm^2	t_w	1,19	cm	0,47	in
Fye	3850	kg/cm^2	b_f	25,73	cm	10,13	in
Fl	2800	kg/cm^2	t_f	1,96	cm	0,77	in
E	2,04E+06	kg/cm^2	Wt	101,20	kg/m	68	lb/ft
Poisson	0,3		Ixx	16399,52	cm^4	394	in^4
G	7,84E+05	kg/cm^2	Sx	1240,50	cm^3	75,7	in^3
h alma	19,43	cm	rx	11,28	cm	4,44	in
h exterior	26,42	cm	Zx	1397,82	cm^3	85,3	in^3
Ry	1,1		Iyy	5577,50	cm^4	134	in^4
			Sy	727,59	cm^3	26,4	In^3
			ry	3,9878		2,59	
			Zy	1106,13	cm^3	40,1	In^3
			hc/t_w	17,70		16,2	
			$bt/2t_f$	6,90		6,6	
			k	4,13	cm	1,375	in
			J	285,53	cm^4	3,56	In^4
			C_w	2,527E+06	cm^5	3110	in^6

ESBELTEZ LOCAL						
Pu	**103,07**	T				
ϕP_y	406,5	T				
$Pu/\phi Py$	0,254	>	0,125	Caso B		
Tipo de elemento						
ELEMEN, SIN RIGIDIZAR			λ	**λps**	**λp**	
				$0,3(E/Fy)^{0,5}$	$0,38(E/Fy)^{0,5}$	
Alas de columnas I laminadas	b/t_f		6,60	7,24	9,17	**OK**
ELEMEN, RIGIDIZADOS						
				$3,14(E/Fy)^{0,5}(1-1,54P_u/\phi_bP_y)$	$3,76(E/Fy)^{0,5}(1-2,75P_u/\phi_bP_y)$	
A-Alas combinación de flexión y compresión axial	hc/t_w		-	-	-	-
				$1,12(E/Fy)^{0,5}(2,33-P_u/\phi_bP_y)$	$1,12(E/Fy)^{0,5}(2,33-P_u/\phi_bP_y)$	
B- Alas combinación de flexión y compresión axial	hc/t_w		16,20	56,12	56,12	**OK**

LONGITUD SIN ARRIOSTRAR				
L_b	**3,50**	m	$L_b>L_p$	**OK**
L_p	2,79	m	$L_b<L_r$	**OK**
X_1	313028,85			
C_w	835146,54	cm^5		
X_2	6,83E-08			
L_r	11,01	m		

FORMULAS - AISC, LRFD

$L_p = 1{,}76 r_y (E/Fyf)^{0,5}$

$X_1 = \pi / Sx (EGJA/2)^{0,5}$

$X_2 = 4C_w / I_y (Sx/GJ)^{0,5}$

$L_r = r_y X_1 / F_L (1+(1+X_2 F_L^{2})^{0,5})^{0,5}$

1 - NUDO

Columna			Viga			RIGIDEZ K	
						Go	1
Ix col	16399,52	cm^4	Ix viga	6493,21	cm^4	Gx	3,32
Iy col	5577,50	cm^4	Lviga	600	cm	Kx	**1,55**
L1	350,00	cm				Gy	1,08
L2	300,00	cm				Ky	**1,31**

Para unión con apoyo empotrado $G_o = 1$

$G = (\Sigma I/L_{col})/(\Sigma I/L_{vig})$

2 - REVISIÓN CAPACIDAD A COMPRESIÓN

Pu	**103,07**	T	de (6,2x)	
Lx	350,00	cm		
Ly	350,00	cm		
kL/r_x	53,63	<	200	OK
kL/r_y	69,43	<	200	OK
λ_c	0,92			
F_{cr}	2710,32	kg/cm^2		
P_n	349,72	T		
$\phi_c P_n$	297,26	T		
$\phi_c P_n > Pu$	**OK**			

FORMULAS - AISC, LRFD

$Pn = A_g F_{cr}$

$\lambda < 1{,}5$

$Fcr = (0{,}658^{\lambda c^{\wedge}2})Fy$

$\lambda > 1{,}5$

$Fcr = (0{,}877/\lambda c^2)Fy$

3 - RESISTENCIA DE COLUMNAS

Pu/ϕcPn	0,35		
Pu/ϕcPn>0,4	**No Aplica**		

4 - EFECTO P-Δ

ϕc	0,85		
L	350	cm	

Ladeo permitido	x	y	
Δoh	0,53	0,52	cm
ΣV	13,50	13,50	T
ΣPu	428,05	428,05	T

EJE FUERTE x´				EJE DEBIL y´			
M1	**0,00**	T-m	menor	M1	**0,00**	T-m	menor
M2	**0,00**	T-m	mayor	M2	**0,00**	T-m	mayor
M1/M2	1,00			M1/M2	1,00		
Cm (NDL)	0,20	Cm (DL)	1,00	Cm (NDL)	0,20	Cm (DL)	1,00
Pe	901,99	T		Pe	537,87	T	
B1	1,129			B1	1,237		
B2	1,049			B2	1,050		
Mnt (CM)	**0,00**	T-m	***6,2***	Mnt (CM)	**0,00**	T-m	***6,2***
Mnt (CV)	**0,00**	T-m	*1,2*	Mnt (CV)	**0,00**	T-m	*1,2*
Mlt	**0,00**	T-m	*1,6*	Mlt	**0,00**	T-m	*1,6*
Mu	**0,00**	T-m	0	Mu	**0,00**	T-m	0

FORMULAS - AISC, LRFD

$Pe = \pi^2 EI/(KL)^2$

$C_m = 0{,}6\text{-}0{,}4(M_1/M_2)$

$B_1 = C_m (1 - P_u / P_e) > 1$

$B_2 = 1 / (1 - \Sigma P_u(\Delta_o/\Sigma VL) > 1$

$Mu = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$

6 - MODOS DE FALLA EN FLEXIÓN			
Zona 1: Fluencia			
M_p	48,92	T-m	
ϕM_n	44,03	T-m	
Zona 2: Pandeo Torsional Lateral			
M_{max}	**2,19**	T-m	FORMULAS - AISC, LRFD
M_a	**0,7**	T-m	$Mp = F_y Z_x$
M_b	**0,09**	T-m	$M_r = F_L S_x$
M_c	**0,88**	T-m	$Mn = C_b (M_p - (M_p - M_r)(L_b - L_p)) / (L_r - L_p) < M_p$
C_b	2,59		$C_b = 12,5 M_{max} / (2,5M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c)$
M_r	34,73	T-m	
M_n	123,61	T-m	
ϕM_n	44,03	T-m	

Capacidad a flexión			
Mu	**2,19**	T-m	
ϕM_n (T-m)	**44,03**	T-m	
Mu	<	ϕM_n (T-m)	**OK**

7 - FLEXO-COMPRESIÓN: DEMANDA					
a) $Pu/\phi cPn >= 0,2$	0,35	**OK**	Mux	0,00	T-m
			Muy	0,00	T-m
b) $Pu/\phi cPn < 0,2$	-	-	Mnx	23,00	T-m
			Mny	48,92	T-m

FORMULAS - AISC, LRFD

$Pu/\phi cPn > 0,2$

$Pu/\phi cPn + 8/9(Mu/\phi bMn)_{(x,y)} < 1$

$Pu/\phi cPn < 0,2$

$Pu/2\phi cPn + (Mu/\phi bMn)_{(x,y)} < 1$

8 - CORTANTE POR DEMANDA						
Vu	**1,05**	T	Aplicando Fye para ecuación 6.3 y 6.4 de CSCR-02			
ϕ	0,9					
Aw	31,54	cm^2	a	b	c	
hc/t_w	16,20	<	59,1	74,1	260	
ϕVn	59,60	T	FORMULAS - AISC, LRFD			
1– $\phi VnRy$	65,56	T	1) $h/t_w < 2,45(E/F_{yw})^{0,5}$			
ϕVn	No aplica	T	$Vn = 0,6 F_{yw} A_w$			
2– $\phi VnRy$	-	T	2) $2,45(E/F_{yw})^{0,5} < h/t_w < 3,07 (E//F_{yw})^{0,5}$			
ϕVn	No aplica	T	$Vn = 0,6 F_{yw} A_w (2,45(E/F_{yw})^{0,5} / (h/t_w))$			
			3) $3,07 (E//F_{yw})^{0,5} < h/t_w < 260$			
3– $\phi VnRy$	-	T	$Vn = A_w (4,52E/(h/t_w)^2)$			
ϕV_n	65,56	T				
$\phi V_n > Vu$	**OK**					

Ecuación Unitaria (Sin efecto P-Delta)				
Compresión	Nivel N0	Pu/ϕcPn	Mu/ϕMn	Σ
Ecuación 6,1	a) Pu/ϕcPn>=0,2	0,22	0,00	0,22
	b) Pu/ϕcPn<0,2	-	-	-
Ecuación 6,2	a) Pu/ϕcPn>=0,2	0,35	0,00	**0,347**
	b) Pu/ϕcPn<0,2	-	-	-
Ecuación 6,3x	a) Pu/ϕcPn>=0,2	0,26	0,04	0,31
	b) Pu/ϕcPn<0,2	-	-	-
Ecuación 6,4x	a) Pu/ϕcPn>=0,2	-	-	-
	b) Pu/ϕcPn<0,2	0,07	0,05	0,12

Compresión	Nivel N1	Pu/ϕcPn	Mu/ϕMn	Σ
Ecuación 6,1	a) Pu/ϕcPn>=0,2	0,22	0,00	0,22
	b) Pu/ϕcPn<0,2	-	-	-
Ecuación 6,2	a) Pu/ϕcPn>=0,2	0,35	0,00	0,345
	b) Pu/ϕcPn<0,2	-	-	-
Ecuación 6,3x	a) Pu/ϕcPn>=0,2	0,26	0,03	0,29
	b) Pu/ϕcPn<0,2	-	-	-
Ecuación 6,4x	a) Pu/ϕcPn>=0,2	-	-	-
	b) Pu/ϕcPn<0,2	0,07	0,03	0,10

7- CONEXIÓN VIGA-COLUMNA

DISEÑO DE CONEXIÓN PRECALIFICADA WUF-W
Nudo14

Ala no reforzada soldada - alma soldada

MATERIALES			Columnas			#2		
Columnas y vigas			**Columna Superior**			**Columna inferior**		
ASTM	A572		W 10x68			W 10x68		
Fy	3500	kg/cm^2	Lc	350	cm	Lc	350	cm
Fu	4550	kg/cm^2	Zc	1397,82	cm^3	Zc	1397,82	cm^3
Placas			Sc	1240,50	cm^3	Sc	1240,50	cm^3
ASTM	A572		Ag	129,03	cm^2	Ag	129,03	cm^2
Fy	3500	kg/cm^2	dc	26,42	cm	dc	26,42	cm
Soldadura			bcf	25,73	cm	bcf	25,73	cm
Electrodo	E7018		tcf	1,96	cm	tcf	1,96	cm
Fexx	4900	kg/cm^2	tcw	1,19	cm	tcw	1,19	cm
			Vigas			#2		
CARGAS DE ANÁLISIS			**Viga Izquierda**			**Viga Derecha**		
Cortante CP (T)	Vcp	4,69	W 12x22			W 12x22		
Cortante CT (T)	Vct	3,01	Lb	600	cm	Lb	600	cm
Carga axial U (T)	Pu	102,56	Zb	480,14	cm^3	Zb	480,14	cm^3
			Sb	416,23	cm^3	Sb	416,23	cm^3
			db	31,27	cm	db	31,27	cm
			bbf	10,24	cm	bbf	10,24	cm
			tbf	1,08	cm	tbf	1,08	cm
			tbw	0,66	cm	tbw	0,66	cm

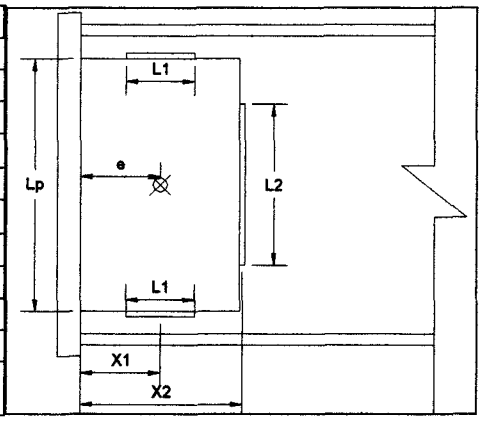
1- FLEXION			
CSCR2002	Ryc	1,1	
	Ryb	1,1	
	Ryp	1,1	
	Mpri = 1RyZbiFyi =	18,49	T-m
	Mprd = 1RyZbdFyd =	18,49	T-m
	Cortante por flexión		
	Vpi = $2(1,1Mpr)/L_{rpi}+1,2V_{cp}+0,5V_{ct}$=	14,70	T
	Vpd= $2(1,1Mpr)/L_{rpd}+1,2V_{cp}+0,5V_{ct}$=	14,70	T
FEMA 350 3,2,4	Lrp = L-Sh=	5,42	m
	Cpr = (Fy+Fu)/2Fy=	1,15	
	Sh = (dc+db)/2 =	0,29	m
	Mpr(i,d) = CprRyZFy =	21,26	T-m
	Cortante por flexión		
	Vpi = 2Mpr+Vcp =	15,54	T
	Vpd = 2Mpr+Vcp =	15,54	T

2- ZONA DE PANEL							
FEMA 350			**CSCR 2002**			1 DP esp "	**0,25**
Mc	42,52	T-m	1/4"	451,6	T		¼"
Cy	0,75		Pu/Py	0,23			
Mf	42,52	T-m	Rv	**156,51**	T	tp min	0,51
Myf	32,05	T-m				**REVISIÓN t_{min}**	
tcw	1,19	cm	tcw	1,19	cm	tdp	tcw
tp	1,75	cm	Placa refuerzo	1,27	cm	**OK**	**OK**
		D,P	**tp adic**	2,46	cm		
DEMANDA: detalle de nudo							
Mbi	18,49	T-m	Lc1	3,5	m		
Mbd	18,49	T-m	Lc2	3	m		
Ti	62,2	T	Vcol	11,4	T		
Td	62,2	T	Ru	**113,0**	T	ϕRv>Ru	**OK**

3- Placas de Continuidad			
Espesor mínimo	1,96	cm	CSCR-02 10,2,6,e

4- DISEÑO DE SOLDADURA: PLACA DE CORTANTE

VIGA IZQUIERDA y DERECHA		
Diseño a Cortante PLACA		5/16"
tpl	0,79	cm
Lpl	**24**	cm
ϕVn	36,00	T
Revisión		
ϕVn>Vp	**OK**	
tpl>tbw	**OK**	
Lpl<	24,6	**OK**
Espesor de soldadura		
tpl-1/16"	0,64	cm
Espesor min	0,5	cm



Grupo de Soldadura Excéntrico		
L1	**3**	cm
X1	**2,50**	cm
L2	**17,5**	cm
X2	**5**	cm
e	4,36	cm
Ip	1343,0	cm3
cx	3,4	cm
cy	12	cm
r_p	625,5	kg/cm
r_{px}	0,00	kg/cm
r_{py}	625,5	kg/cm
r_{mx}	572,87	kg/cm
r_{my}	160,48	kg/cm
r_u	972,61	kg/cm
ϕ_m	989,92	**OK**
$\phi_m = (0,75)0,6Fexx\ e_s\ (0,707)$		

8 - PESOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Secciones	Masa/m	Long (m)	Peso (kg)	Peso (T)
W10x17	25,30	72	1821,51	1,82
W 12x22	32,74	108	3535,88	3,54
W 14x26	38,69	108	4178,76	4,18
W 10x68	101,20	112,5	11384,45	11,38
	Peso Total		20920,61	20,92

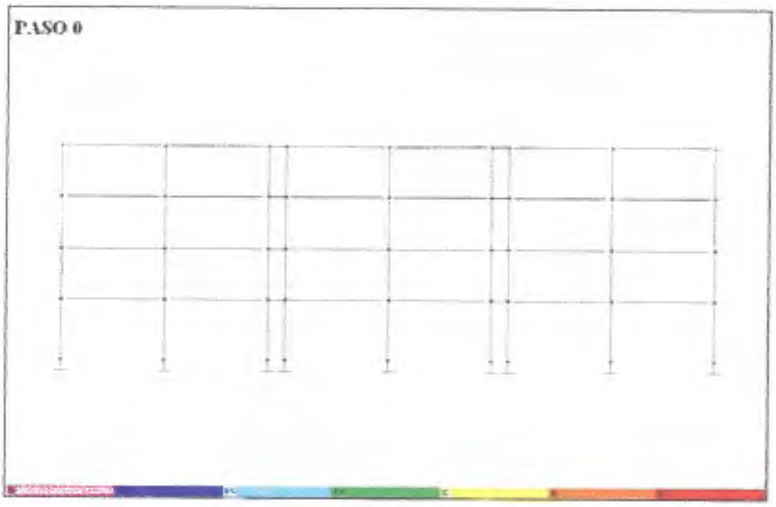
Peso de Carga Permanente y Temporal				
Peso por Piso			Peso Total por m^2	
Techo	16855,31	kg	2126,89	kg/m^2
N3	96316,24	kg	2,13	T/m^2
N2	96316,24	kg		
N1	96783,93	kg		
	306,27	T		

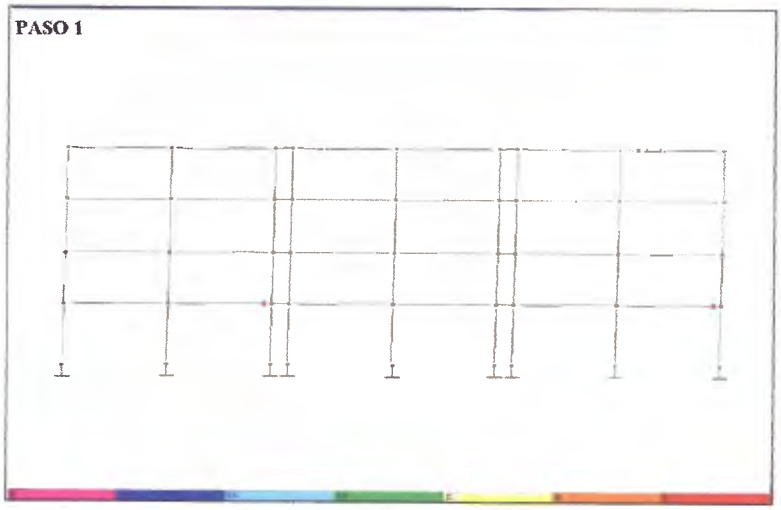
Peso Total por m^2 sin C y V				W	
Techo	13,67	13667,66	kg	94,91	kg/m^2
N3	93,55	93545,28	kg	649,62	kg/m^2
N2	93,55	93545,28	kg	649,62	kg/m^2
N1	93,79	93785,28	kg	651,29	kg/m^2
		294,54	T	2,05	T/m^2

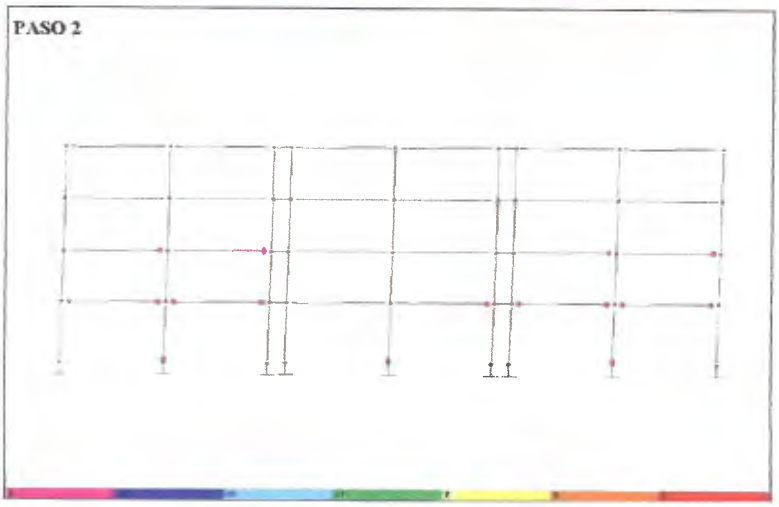
MARCO A				
Elemento	Sección	Cantidad	Peso Unitario	Peso Total
Zona de Panel (Tipo 1)	PL 22,5x 24x 0,48	2	2,03	4,07
Zona de Panel (Tipo 2)	PL 22,5x 29,1x 0,64	6	3,29	19,74
Placas de Cortante (Tipo 1)	PL 5x18x0,79	8	0,56	4,47
Placas de Cortante (Tipo 2)	PL 5x24x0,79	24	0,74	17,86
Placas de Continuidad (Tipo 1)	PL 22,5x11,6x1,96	16	4,02	64,25
Placas de Continuidad (Tipo 2)	PL 22,5x12,3x1,96	32	4,26	136,26
Soporte Lateral de Vigas (30 cm)	L 2x2x3/16"	40	1,99	79,56
			Total (kg)	326,20

ANEXO E: PATRÓN DE FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS

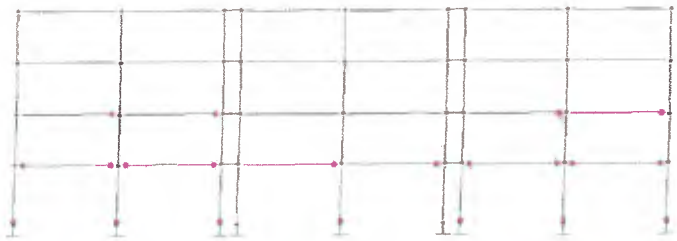
Deriva límite de 1,6%, con endurecimiento



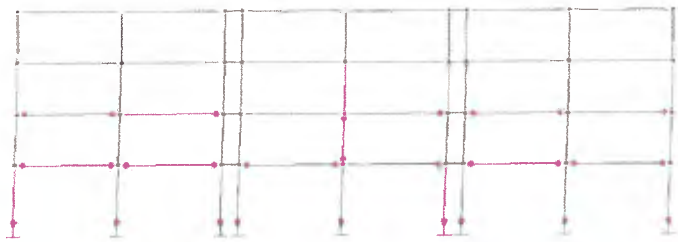




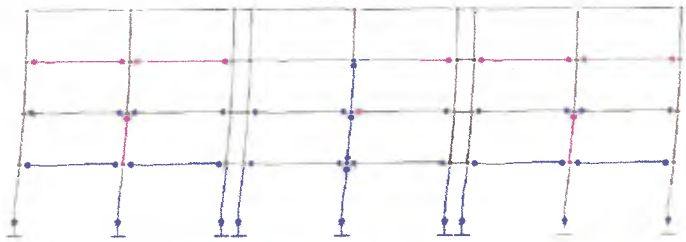
PASO 3

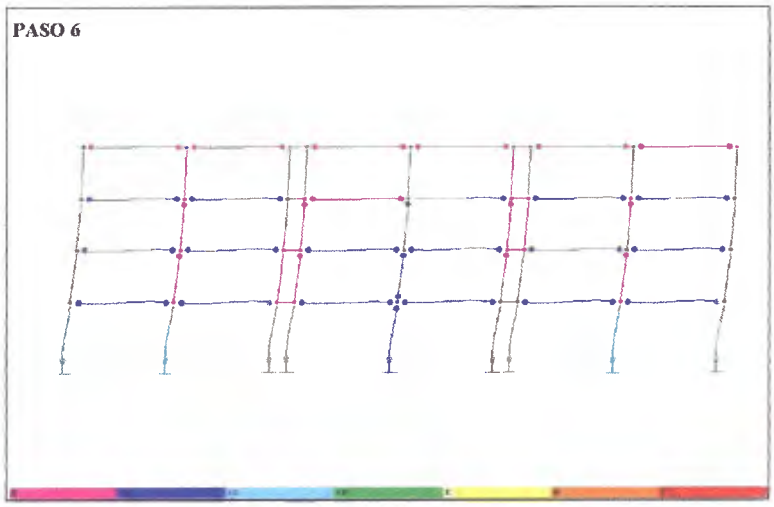


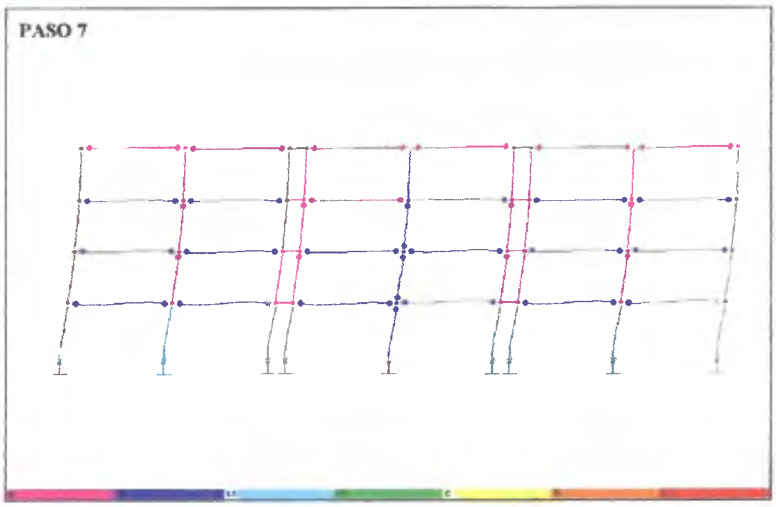
PASO 4



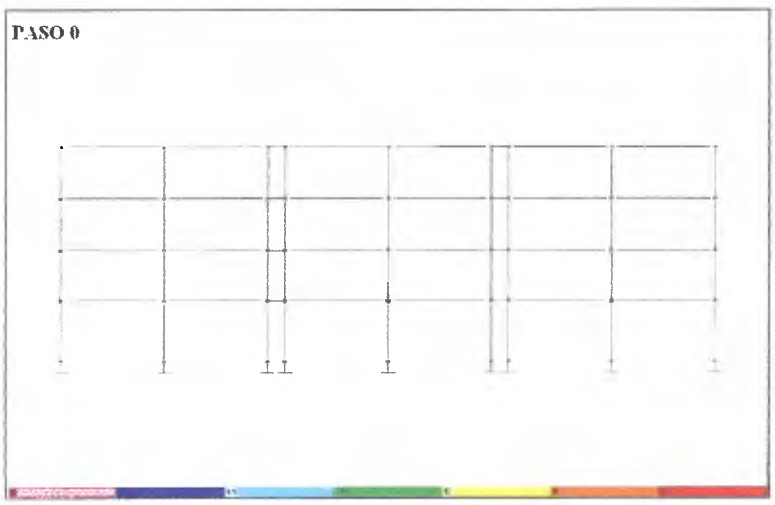
PASO 5

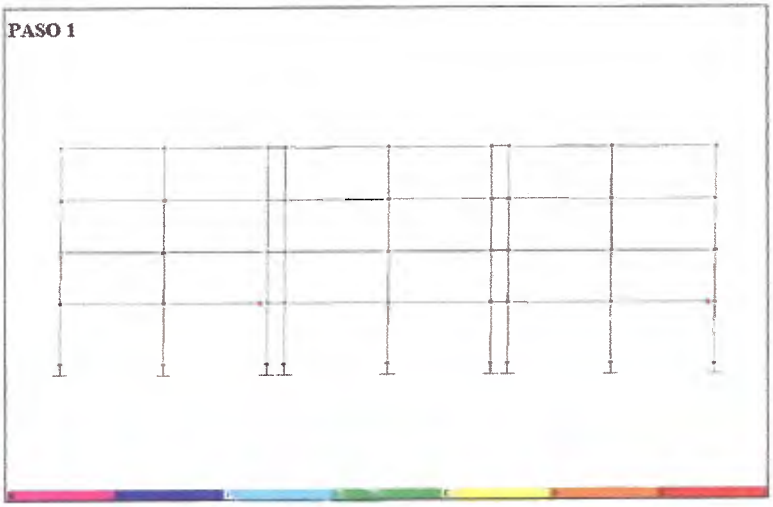


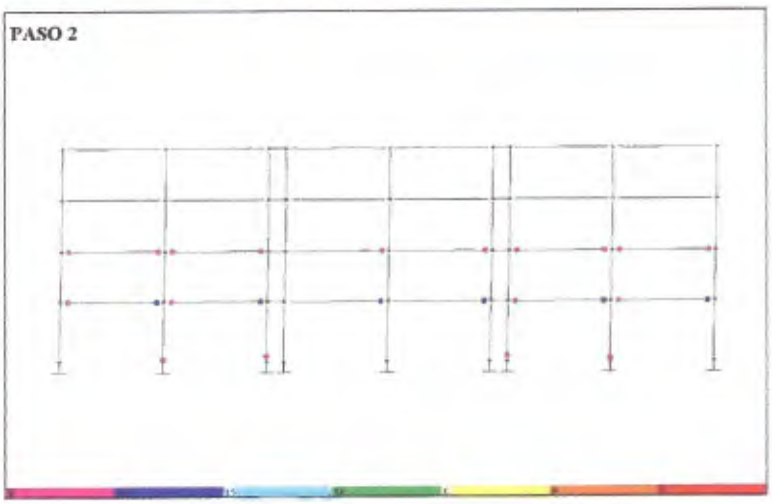


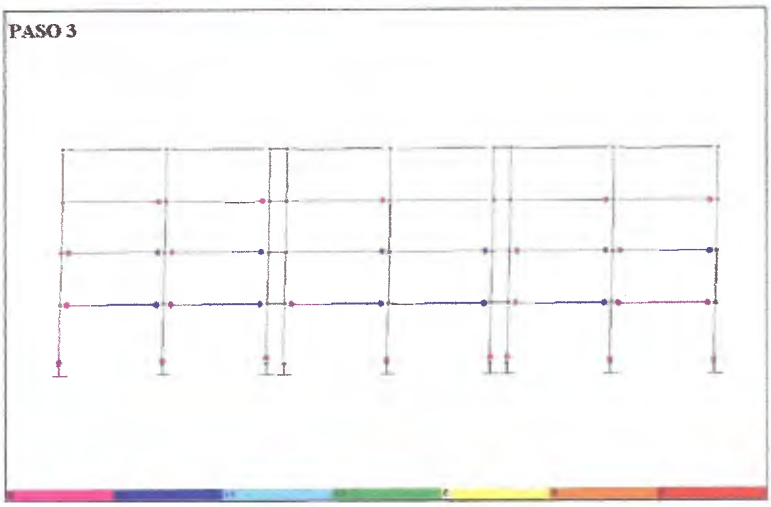


Deriva Límite de 2,4%, con endurecimiento

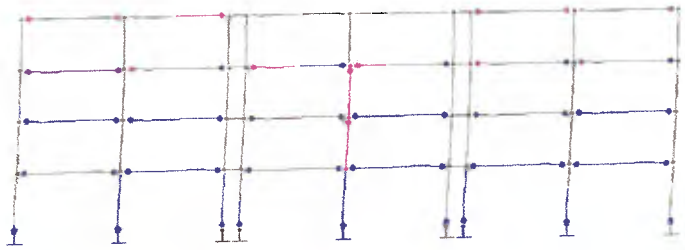



PASO 1

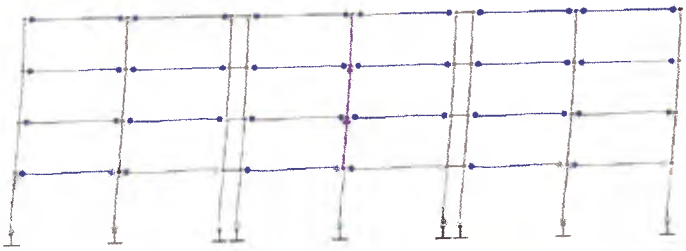
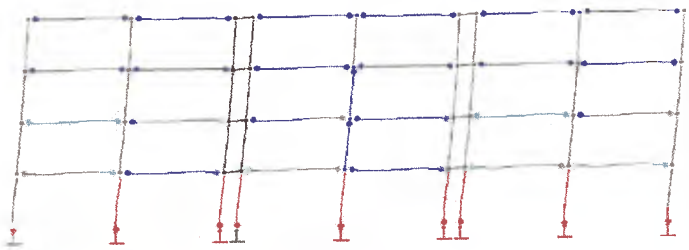

PASO 2


PASO 3

PASO 4



PASO 5



PASO 6