

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**PROYECTO INMOBILIARIO JARDINES DE CHACARILLA
DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN DE
USO MULTIFAMILIAR**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

LUIS ENRIQUE ESCARRACHI CRUZADO

Lima- Perú

2010

INDICE

RESUMEN	3
LISTA DE TABLAS	4
LISTA DE FIGURAS	5
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	7
INTRODUCCIÓN	10
CAPÍTULO I: RESUMEN EJECUTIVO DEL PROYECTO	11
1.1 Identificación del Proyecto	11
1.2 Arquitectura	12
1.3 Diseño Estructural	13
1.4 Instalaciones en Edificaciones	13
CAPÍTULO II: GENERALIDADES	15
2.1 Antecedentes	15
2.2 Objetivo	16
2.3 Módulo de Evaluación	16
2.4 Estado del Arte	17
CAPÍTULO III: MARCO TEÓRICO	18
3.1 Concepto de Diseño Sísmico por Desempeño	18
3.1.1 Enfoque del diseño	18
3.1.2 Conceptos de diseño basado en desempeño	19
3.1.3 Objetivos de desempeño sísmico	20
3.1.4 Evaluación del desempeño	23
3.1.5 Análisis de aceptación	26
3.2 Relación Daño – Deriva	27
3.3 Relación Momento – Curvatura	28
3.3.1 Ductilidad y deformación de los elementos por flexión	28
3.3.2 Curvatura de un elemento a flexión	29
3.3.3 Rigidez efectiva de los elementos de concreto armado	30

3.3.4	Propiedades del concreto para el análisis momento-curvatura.....	32
3.3.5	Propiedades del acero de refuerzo para el análisis momento – curvatura	36
3.3.6	Idealización bilineal del diagrama momento – curvatura.....	37
3.4	Mecanismos de Falla	45
3.5	Análisis No Lineal Estático (Pushover Analysis).....	46
3.5.1	Métodos de análisis sísmicos.....	46
3.5.2	Procedimientos de análisis no lineal estático.....	46
3.5.3	Método del espectro de capacidad.....	49

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO POR DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN DE USO MULTIFAMILIAR..... 56

4.1	Análisis y Diseño Sísmico de la Edificación Aplicando la Norma E.030 Diseño Sismorresistente	56
4.1.1	Descripción de la configuración estructural de la edificación	56
4.1.2	Análisis por cargas de gravedad	57
4.1.3	Análisis sísmico dinámico.....	58
4.1.4	Diseño de elementos estructurales	63
4.2	Espectros de Sitio y Sismos de Entrada.....	66
4.3	Diseño Sísmico por Desempeño	67
4.3.1	Modelo inelástico	68
4.3.2	Resultados del análisis no lineal estático (Pushover)	72
4.3.3	Diseño sísmico por desempeño para el nivel de comportamiento “Operacional”	75
4.3.4	Diseño sísmico por desempeño para el nivel de comportamiento “Seguridad de Vida”	76

CONCLUSIONES 77

RECOMENDACIONES..... 78

BIBLIOGRAFÍA..... 79

ANEXOS 81

RESUMEN

Dentro del estudio de un proyecto inmobiliario un aspecto muy importante es el diseño estructural, el cual debe brindar seguridad a sus ocupantes cuando ocurre un evento sísmico. Actualmente toda edificación se diseña bajo las condiciones mínimas que establece la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente para que tengan un comportamiento acorde a los principios de esta norma.

El presente trabajo plantea utilizar la metodología del diseño sísmico basado en el desempeño, aplicando generalmente los criterios del documento VISION 2000 (SEAOC, 1995), que permite conocer con mayor precisión el comportamiento sísmico de las estructuras para diferentes niveles de sismo. El enfoque de esta metodología se inicia con la definición de los objetivos de desempeño, expresados en términos de niveles de daño esperado y con la identificación del peligro sísmico, generalmente representado como espectro de respuesta de aceleración. Luego se procede con el diseño estructural utilizando, entre los métodos más difundidos, el diseño basado en la fuerza (resistencia) o basado en el desplazamiento, en cada paso del diseño, es necesario realizar una comprobación de aceptabilidad para verificar que los objetivos de desempeño se cumplan, el criterio de aceptabilidad consiste en la restricción de valores en los parámetros de respuesta estructural.

Como ejemplo de aplicación de esta nueva metodología se seleccionó una edificación, la cual pertenece al proyecto inmobiliario "Jardines de Chacarilla", con sistema estructural aporticado, diseñada bajo los criterios de la norma E.030. Para la evaluación del desempeño se utilizó el método del espectro de capacidad y como criterio de aceptabilidad los estados límites del concreto y del acero de refuerzo, parámetros de respuesta propuestos por el Dr. José Restrepo.

Finalmente en este trabajo se concluye que el procedimiento de diseño bajo la norma E.030 conciben edificaciones de uso multifamiliar lo suficientemente rígidas para mantener su funcionalidad, incluso después de un evento sísmico con nivel de recurrencia de 475 años y aceleración de 0.4 g.

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1	Niveles de desempeño	21
Tabla 3.2	Niveles de sismo de diseño	22
Tabla 3.3	Categorías de las edificaciones	23
Tabla 3.4	Límites de distorsión de entrepiso para los niveles de desempeño .	26
Tabla 3.5	Momento de inercia efectiva de elementos.....	31
Tabla 3.6	Valores del modelo trilineal.....	37
Tabla 3.7	Características del refuerzo de COL 40x105	42
Tabla 3.8	Límites de desempeño del concreto y del acero de refuerzo	43
Tabla 3.9	Puntos de la diagrama momento – curvatura idealizado	43
Tabla 4.1	Cargas muertas.....	57
Tabla 4.2	Parámetros sismorresistentes	58
Tabla 4.3	Periodos y masas de participación modal.....	59
Tabla 4.4	Peso total de la edificación.....	61
Tabla 4.5	Periodos y factores de amplificación sísmica.....	61
Tabla 4.6	Cortante basal dinámico y estático	62
Tabla 4.7	Máximos desplazamientos relativos de entrepiso.....	62
Tabla 4.8	Áreas de acero en las secciones de la viga.....	64
Tabla 4.9	Verificación de las capacidades a flexión de las vigas y columnas en el punto central del 1° piso	65
Tabla 4.10	Niveles de Sismo de Diseño.....	66
Tabla 4.11	Matriz de comportamiento	67
Tabla 4.12	Matriz de comportamiento de la sección de columna COL 40x100 con carga axial = - 78.97 t	68
Tabla 4.13	Cargas axiales de las columnas en los diferentes niveles	70
Tabla 4.14	Cargas axiales para diferentes combinaciones de carga	71
Tabla 4.15	Factores de reducción de rigidez utilizados	72
Tabla 4.16	Puntos de la curva de capacidad bilineal.....	73
Tabla 4.17	Información modal de la edificación.....	74
Tabla 4.18	Parámetros sísmicos del sismo de servicio	75
Tabla 4.19	Resultados de la evaluación del desempeño en sismo de servicio..	75
Tabla 4.20	Parámetros sísmicos del sismo de diseño	76
Tabla 4.21	Resultados de la evaluación del desempeño en sismo de diseño ...	76

LISTA DE FIGURAS

Fig. 2.1	Evolución de los criterios de diseño sismorresistente	16
Fig. 2.2	Módulo de evaluación, nivel típico de la estructura	17
Fig. 3.1	Objetivos de desempeño	23
Fig. 3.2	Cortante de diseño.....	24
Fig. 3.3	Deriva de entrepiso admisible según el RCDF	27
Fig. 3.4	Deformación de un elemento a flexión.....	29
Fig. 3.5	Relaciones momento–curvatura para secciones de vigas simplemente reforzadas. (a) Sección que falla a tensión, $p < p_b$. (b) Sección que falla a compresión, $p > p_b$	30
Fig. 3.5	(c) Hipótesis de la rigidez de la sección dependiente de resistencia ..	31
Fig. 3.6	Confinamiento de secciones de columnas mediante refuerzo longitudinal y transversal.....	33
Fig. 3.7	Curva esfuerzo – deformación del concreto	34
Fig. 3.8	Diagrama para la determinación de la resistencia a compresión para concreto confinado por esfuerzos de confinamiento lateral para secciones rectangulares	35
Fig. 3.9	Idealizaciones de la curva esfuerzo–deformación para el acero en tensión o compresión. (a) Aproximación elástica perfectamente plástica. (b) Modelo trilineal	36
Fig. 3.10	Ubicación de los límites de desempeño del concreto y acero longitudinal en el diagrama momento – curvatura	37
Fig. 3.11	Diagrama momento – curvatura y aproximación bilineal	41
Fig. 3.12	Sección COL 40x105	42
Fig. 3.13	Ubicación de los límites de desempeño del concreto y acero en el diagrama curvatura inicial	43
Fig. 3.14	Proceso de idealización bilineal del diagrama curvatura	44
Fig. 3.15	Idealización del diagrama momento – curvatura de la sección de columna COL 40x105. (a) Bilineal, (b) Final.....	44
Fig. 3.16	Mecanismos de falla aceptados	45
Fig. 3.17	Secuencia del proceso de análisis pushover.....	47
Fig. 3.18	Curva de capacidad o curva pushover	48
Fig. 3.19	Modelo bilineal de la curva de capacidad.....	51

Fig. 3.20	Espectro de respuesta elástico de la norma E.030	52
Fig. 3.21	Espectro de respuesta en formato tradicional y en formato ADRS.....	53
Fig. 3.22	Espectro de diseño elástico Newmark-Hall	54
Fig. 3.23	Espectro de capacidad y espectro de demanda en formato tradicional y formato ADRS.....	55
Fig. 4.1	Configuración estructural de la edificación estudiada.....	56
Fig. 4.2	Modelo tridimensional de la estructura.....	57
Fig. 4.3	Espectro de pseudoaceleración	59
Fig. 4.4	Modos de vibración.....	60
Fig. 4.5	Elevación de vigas con refuerzo colocado	64
Fig. 4.6	Sección COL 40x70	65
Fig. 4.7	Diagramas de interacción en los ejes X y Y	65
Fig. 4.8	Espectros elásticos de pseudoaceleraciones para los de sismo servicio y de diseño	66
Fig. 4.9	Ubicación de los estados límite en el diagrama momento – curvatura idealizada de la sección de COL 40x100 con carga axial = -78.97 t	68
Fig. 4.10	Diagrama esfuerzo – deformación del concreto confinado en columna C40x70.....	68
Fig. 4.11	Diagrama esfuerzo – deformación del concreto confinado en columna C40x100.....	69
Fig. 4.12	Diagrama esfuerzo – deformación del concreto confinado en columna C40x105.....	69
Fig. 4.13	Diagrama esfuerzo – deformación del concreto confinado en Viga 40x70.....	69
Fig. 4.14	Diagrama esfuerzo – deformación del acero de refuerzo	70
Fig. 4.15	Diagramas momento – curvatura de la columna COL 40x70 para diferentes niveles de carga axial.....	71
Fig. 4.16	Paso 2 del análisis pushover.....	73
Fig. 4.17	Curva de capacidad y su representación bilineal	73
Fig. 4.18	Ubicación de los estados límite (O) y (LS) en el espectro de capacidad	74
Fig. 4.19	Punto desempeño en la dirección Y-Y para sismo de servicio.....	75
Fig. 4.20	Punto desempeño en la dirección Y-Y para sismo de diseño.....	76

LISTA DE SIMBOLOS Y SIGLAS

- a : Profundidad del bloque rectangular equivalente de refuerzo de compresión en el concreto.
- A_s : Área del refuerzo en tracción
- C : Coeficiente de amplificación sísmica
- C_T : Coeficiente para estimar el periodo predominante de un edificio
- dx : Longitud del elemento unitario
- D_{techo} : Desplazamiento en el techo de la edificación
- D_u : Desplazamiento en el techo de la estructura en un punto especificado en la curva de capacidad
- D_y : Desplazamiento en el punto de fluencia de la curva de capacidad
- E_c : Módulo de elasticidad del concreto
- E_l : Rigidez a la flexión de un elemento en compresión
- E_{lt} : Rigidez a la flexión de la sección no agrietada
- E_s : Módulo de elasticidad del refuerzo
- f'_c : Resistencia del concreto no confinado
- f'_{cc} : Resistencia a la compresión del concreto confinado
- f'_l : Esfuerzo de confinamiento lateral efectivo
- f'_{lx} : Esfuerzo de confinamiento lateral efectivo en la dirección x
- f'_{ly} : Esfuerzo de confinamiento lateral efectivo en la dirección y
- f_s : Esfuerzo en el refuerzo
- f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo
- f_{yh} : Esfuerzo de fluencia del estribo
- g : Aceleración de la gravedad
- H_i : Altura entrepiso "i"
- h'_x : Distancia promedio entre ramas del refuerzo en x
- h'_y : Distancia promedio entre ramas del refuerzo en y
- I_g : Momento de inercia de la sección no agrietada
- K_d : Profundidad del eje neutro de una sección
- k_e : Rigidez secante equivalente de la estructura

K_e	: Coeficiente de confinamiento efectivo
m_e	: Masa equivalente de la estructura
M	: Momento resistente a la flexión
M'_y	: Momento resistente a flexión de la primera fluencia
M_n	: Momento resistente nominal a la flexión
M_u	: Resistencia requerida con respecto al momento flector, también denominado momento último o de diseño
N	: Número de nivel.
P	: Peso total de la edificación
PF_1	: Factor de participación modal del primer modo o modo natural de vibración.
P_i	: Peso del nivel "i"
R	: Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas
R	: Radio de curvatura
R_μ	: Factor de reducción por ductilidad, es decir debido a la disipación de energía histerética
S	: Factor de suelo
S_a	: Aceleración espectral
S_d	: Desplazamiento espectral. Representa el desplazamiento generalizado del primer modo cuando el desplazamiento en el techo es Δ .
T	: Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico
T_e	: Período de oscilación equivalente
T_p	: Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.
U	: Factor de uso e importancia
V	: Fuerza cortante sísmica de diseño en la base de la estructura
$V_{\text{diseño}}$: Fuerza cortante de diseño
V_i	: Fuerza cortante en el entrepiso "i"
V_{sismo}	: Fuerza cortante máxima elástica
W_i	: Peso del entrepiso "i"
Z	: Factor de zona

- α_1 : Coeficiente de masa modal para el primer modo natural de vibración
- ϵ_c : Deformación unitaria en la fibra extrema de compresión
- ϵ_s : Deformación unitaria del acero a tensión
- ϵ_{sm} : Deformación en el máximo esfuerzo del refuerzo de confinamiento
- ϵ_y : Deformación unitaria del refuerzo al alcanzar la resistencia de fluencia
- ρ : Cuantía del refuerzo en tracción ($A_s=b/d$)
- ρ_b : Cuantía del refuerzo que produce la condición balanceada
- ρ_l : Cuantía del refuerzo longitudinal.
- ρ_s : Cuantía volumétrica de refuerzo de confinamiento
- ρ_x : Cuantía geométrica de refuerzo de confinamiento en la dirección x
- ρ_y : Cuantía geométrica de refuerzo de confinamiento en la dirección y
- ϕ'_y : Curvatura de la sección cuando se produce la primera fluencia
- Φ_{i1} : Amplitud del modo 1 en el nivel i.
- ϕ_y : Curvatura de la sección cuando se produce de fluencia nominal
- Δ_i : Desplazamiento relativo entre piso "i"
- Δd : Desplazamiento objetivo
- Δ_{max} : Desplazamiento relativo máximo de entrepiso
- β_{eq} : Amortiguamiento histerético equivalente
- ϕ_u : Curvatura última
- ϕ_y : Curvatura de fluencia
- ϕ : Curvatura de una sección
- μ : Factor de ductilidad definida como la relación entre el máximo desplazamiento y el desplazamiento de fluencia
- μ_{ef} : Factor de ductilidad efectiva
- μ_ϕ : Ductilidad de curvatura

ADRS : Acceleration – Displacement – Response – Spectra

FEMA : Federal Emergency Management Agency

ATC : Applied Technology Council

SEAOC : Structural Engineers Association of California

INTRODUCCIÓN

La mayoría de los códigos actuales de diseño sísmico, incluyendo la norma peruana E.030, consideran como único objetivo: evitar el colapso estructural ante un sismo severo, pero no tienen un esquema de verificación del comportamiento estructural; es decir, que no es posible conocer con precisión el nivel de daño esperado para diferentes niveles de demanda sísmica. Hoy en día es conocida la tendencia mundial de incorporar la nueva metodología de diseño sísmico basado en desempeño, de interés en el diseño de estructuras nuevas y existentes; la cual, busca llegar a concebir estructuras con un comportamiento dinámico predecible para cualquier nivel de demanda sísmica que llega a solicitarla, permitiendo ciertos estados límites de daño.

Para lograr el objetivo del presente trabajo; el cual es, evaluar el desempeño de una edificación de uso multifamiliar diseñada bajo los criterios de las Normas E.030 Diseño Sismorresistente y E.060 Concreto Armado, se ha organizado de la siguiente manera:

EL capítulo 1 corresponde al resumen ejecutivo del proyecto donde presenta los detalles de ubicación y uso de la edificación en estudio.

El capítulo 2 expone los antecedentes y el estado del arte de la filosofía del diseño sísmico basado en desempeño y la evolución del diseño sísmico en el mundo, en este capítulo se trazará el objetivo principal del presente trabajo.

En capítulo 3 se presenta el marco teórico, se resumen los conceptos del diseño sísmico basado en desempeño de los diferentes entidades (SEAOC, 1995, ATC, 1996 y FEMA 273), el objetivo principal de este capítulo es presentar la metodología de la elaboración de los diagramas momento – curvatura, y por último se describe el método del espectro de capacidad, análisis usado para la evaluación de desempeño.

El capítulo 4 corresponde a la evaluación del desempeño de la estructura diseñada bajo los criterios de la norma E.030, y se describe el criterio de aceptabilidad propuestos por el Dr. José Restrepo de la Universidad de California, San Diego.

CAPÍTULO I

RESUMEN EJECUTIVO DEL PROYECTO

1.1 Identificación del Proyecto

El Proyecto inmobiliario recibe el nombre de “Jardines de Chacarilla”,

Ubicación

Dirección : Av. Primavera Esq. con Av. Alejandro Velasco Astete

Urbanización : Chacarilla del Estanque

Departamento : Lima

Provincia : Lima

Distrito : Santiago de Surco

El acceso al proyecto es mediante estas dos avenidas principales.

Está ubicado cerca de centros comerciales, recreacionales, servicios de salud y educación.

Área

El área de terreno, es de forma rectangular, Área del terreno 3,147.27 m², y perímetro 195.36 m.

Límites y Colindancias

Por el **frente**: Con la Av. Primavera 40.70 m en línea recta.

Por la **derecha**: Con la Av. Velazco Astete 71.43 m en línea recta.

Por la **izquierda**: Con los lotes 3 y 13 de propiedad de terceros una línea quebrada de tres tramos que contados a partir del lindero del frente el primer tramo es de 49.43 m, el segundo tramo voltea a la izquierda con 10.80 m, el tercer tramo dobla a la derecha con 22.00 m.

1.2 Arquitectura

La propuesta arquitectónica se basa en tres (03) edificaciones compuesta por los Edificios A y B, ambos ubicados en los frentes libres del terreno y el Edificio C ubicado en la parte posterior, cada una de estas edificaciones cuentan con 1 sótano, 1 semisótano, 5 niveles de departamentos y una azotea.

El Edificio A; está compuesto por 20 departamentos, distribuidos a razón de 4 departamentos por pisos, cada departamento consta de la siguiente distribución: Hall de Ingreso, sala comedor, sala de estar, cocina con comedor dial, área de servicio, baño para visitas, dormitorio principal con baño y walking closet, 2 dormitorios secundarios con baño y closet y patio – terraza.

El Edificio B; está compuesto por 30 departamentos, distribuidos a razón de 6 departamentos por pisos, cada departamento consta de la siguiente distribución:

Hall de Ingreso, sala comedor, cocina con comedor dial, área de servicio, baño para visitas, dormitorio principal con baño y walking closet, 2 dormitorios secundarios

El Edificio C; está compuesto por 10 departamentos, distribuidos a razón de 10 departamentos por pisos, cada departamento consta de la siguiente distribución:

Hall de Ingreso, sala comedor, cocina con comedor dial, área de servicio, baño para visitas, estudio con baño, dormitorio principal con baño y walking closet, dormitorio secundario con closet y baño y patio – terraza.

Los estacionamientos del conjunto residencial se encuentran ubicados en sótano y semisótano.

Sótano; Rampa de ingreso a estacionamientos, patio de maniobras, estacionamientos para 126 autos, depósitos, escalera secundaria que sube al semisótano, ascensores.

Semisótano; Rampa de Ingreso a estacionamientos, estacionamientos para 126 autos, cuarto de vigilancia, SS.HH. hall, escaleras que sube a los departamentos, ascensores.

1.3 Diseño Estructural

La solución propuesta ante el requerimiento estructural, se basa en los criterios de seguridad y economía. Considerando que el proyecto se encuentra en una región de alto riesgo sísmico, es necesario que el sistema constructivo sea convencional, es decir una estructura de concreto armado diseñado según la Norma E.030.

La estructura para cada edificio del proyecto inmobiliario está compuesta por un sistema dual constituido por marcos de columnas, muros de corte y vigas de concreto armado. Las columnas y muros de corte tienen empotramientos en la base por cimientos corridos. Para su diseño se considera la interacción columna – muro, así como viga – muro.

1.4 Instalaciones en las Edificaciones

A. Instalaciones Sanitarias

Abastecimiento de Agua Fría

Contará con un abastecimiento de agua el cual por medio de una tubería de diámetro 1" ingresará a la edificación, llegando directamente a tres cisternas:

- ✓ En la primera abastece al bloque A (20 departamentos) y se ha considerado un volumen útil de 59,500 litros (59.5 m^3); de los cuales 34,000 litros (34 m^3) son para la dotación diaria y 25,500 litros (25.5 m^3) son para el agua contra incendios.
- ✓ En la segunda abastece al bloque B (30 departamentos) y se ha considerado un volumen útil de 75,000 litros (75 m^3); de los cuales 48,000 litros (48 m^3) son para la dotación diaria y 27,000 litros (27 m^3) son para el agua contra incendios.
- ✓ En la tercera abastece al bloque C (10 departamentos) y se ha considerado un volumen útil de 45,000 litros (45 m^3); de los cuales 20,000 litros (20 m^3) son para la dotación diaria y 25,000 litros (25 m^3) son para el agua contra incendios.

Para la impulsión se utilizara un sistema indirecto con bombas hidroneumáticas. Se utilizarán 3 electrobombas por cada cisterna, las cuales trabajarán alternadamente, las cuales usarán un tubería de succión con 3.5" de diámetro y una tubería de impulsión de 3" de diámetro.

El agua fría al subir de la cisterna alimentando al ingreso de cada departamento y ubicado en un área común se colocará el banco de medidores por pisos con sus respectivas válvulas para su control de manera independiente.

Abastecimiento de Agua Caliente

Para el caso de agua caliente se emplearán tuberías de CPVC en un diámetro de 1/2" en la cual se empleará para la producción de la misma un calentador eléctrico de 80 litros de capacidad por departamento.

B. Instalaciones Electricas

La energía para este edificio será suministrada a la tensión de 220 V, Sistema Trifásico, tres conductores, 60 c/s. desde la Subestación proyectada y ubicada en el primer piso con frente a la Av. Primavera, de propiedad de LUZ DEL SUR S.A.

Se instalarán 3 bancos de medidores:

- ✓ **Banco de Medidores N°1:** Con acometida por la Av. Primavera, y compuesta de una caja toma del tipo F-2, la cual estará complementada con 21 cajas porta medidores del tipo "L" para la totalización de la energía para cada uno de los Departamentos: 20 (TD-A) y 01 (TSG-A) para el edificio A.
- ✓ **Banco de Medidores N°2:** Con acometida por la Av. Primavera, y compuesta de una caja toma del tipo F-2, la cual estará complementada con 12 cajas porta medidores del tipo "L" para la totalización de la energía para cada uno de los Departamentos: 10 (TD-C), 01 (TSG-C) para el edificio C, 01 (TSG-G). para el condominio.
- ✓ **Banco de Medidores N°3:** Con acometida por la Av. Velasco Astete y compuesta de una caja toma del tipo F-2, la cual estará complementada con 31 cajas porta medidores del tipo "L" para la totalización de la energía para cada uno de los Departamentos: 30 (TD-C), 01 (TSG-C) para el edificio B.

Demanda Máxima

El cálculo de la demanda máxima se ha efectuado de acuerdo al Código Nacional de Electricidad, Tomo V.

CAPÍTULO II

GENERALIDADES

2.1 Antecedentes

Los criterios de diseño sísmico basado en resistencia, o fuerza, propuestos y exigidos por los diferentes códigos en los últimos 80 años, incluyendo la norma técnica peruana E.030 Diseño Sismorresistente, tienen como objetivo lograr el diseño de estructuras con adecuados niveles de integridad y resistencia que eviten pérdidas humanas y económicas durante la acción de un evento sísmico. Estos criterios, de los códigos actuales, han ido evolucionando empíricamente a medida que se observaban sus deficiencias, por ejemplo el criterio del control de desplazamientos por piso en la Norma Peruana se ajustó a partir de los daños observados en el sismo de Nazca, 1996. Sin embargo, actualmente es complicado a nivel de diseño conocer con precisión el nivel de daño esperado; es por ello, aún cuando las estructuras se comporten aparentemente bien ante cualquier evento arbitrario, algunas de ellas requerirán de reparación debido al daño no esperado.

Desde los últimos 15 años es bien conocida la tendencia mundial de incorporar nuevos criterios que permitan conocer con mayor precisión el comportamiento sísmico de las estructuras ante un evento determinado, en un principio las respuestas que interesan estaban basadas en resistencia, pero este criterio ha cambiado y actualmente interesan las que se encuentran basadas en desplazamientos, pues se ha llegado a la conclusión de que estos, los desplazamientos, son los que dañan a las estructuras.

Para poder predecir los daños de una estructura ante un evento sísmico nace la nueva filosofía de diseño sismorresistente basado en el desempeño estructural, la cual comienza a partir de las reflexiones acerca del comportamiento sísmico de edificaciones en los sismos de Loma Prieta, 1989 y Northridge, 1994 en California. Los fundamentos de esta nueva filosofía de diseño aparecen en el Documento "Visión 2000" publicado por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1995).

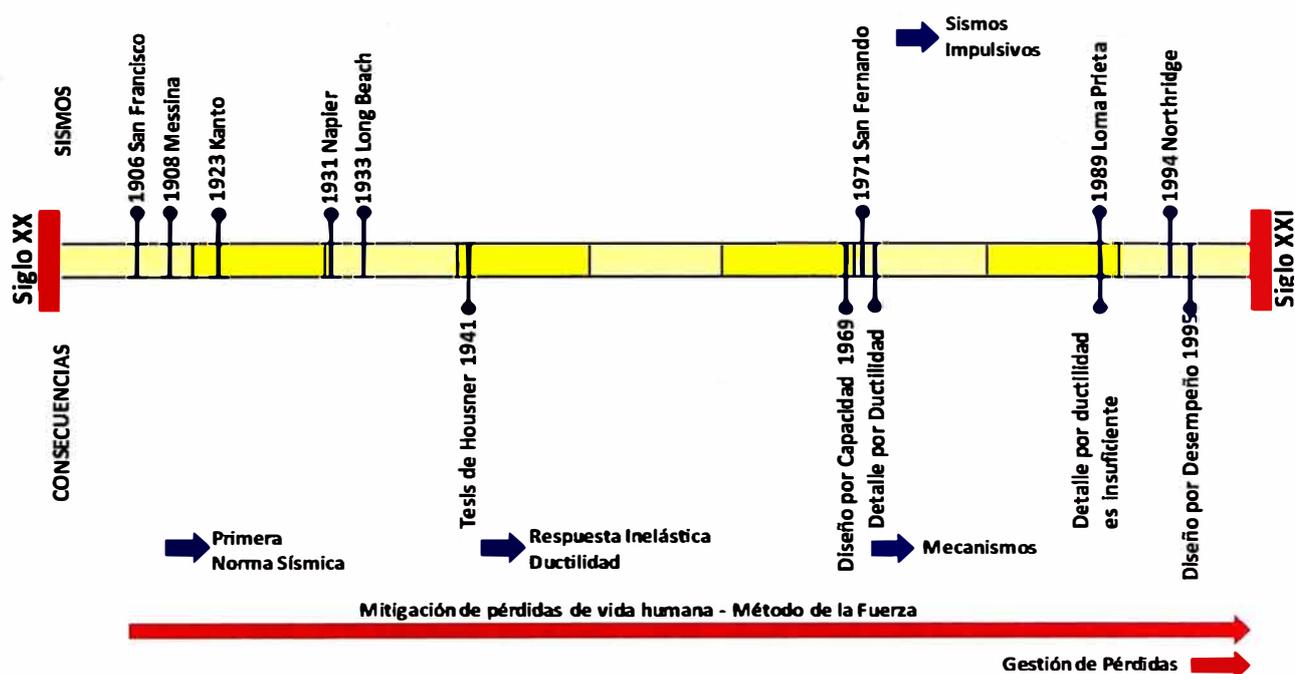


Fig. 2.1 Evolución de los criterios de diseño sismorresistente

2.2 Objetivo

El presente trabajo tiene como objetivo evaluar el desempeño sísmico de una edificación aporticada de uso multifamiliar de 5 niveles, la cual es analizada y diseñada por los criterios de resistencia de las norma peruanas E.030 Diseño Sismorresistente y E.060 de Concreto Armado. La evaluación del desempeño se realizó utilizando la propuesta del Comité Vision 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1995) y para la estimación de las respuestas se utilizó el procedimiento de análisis no lineal estático (pushover) basado en el espectro de demanda – capacidad.

2.3 Módulo de Evaluación

La estructura en estudio pertenece a la Edificación B del proyecto inmobiliario "Jardines de Chacarilla". El sistema estructural es aporticado conformado por 3 tipo de columnas COL 40x50, COL 40X100, COL 40X105 y por un solo tipo de VIGA 40x70. Las dimensiones de todos los elementos se mantienen constantes en toda la estructura con el fin de tener un módulo típico y regular.

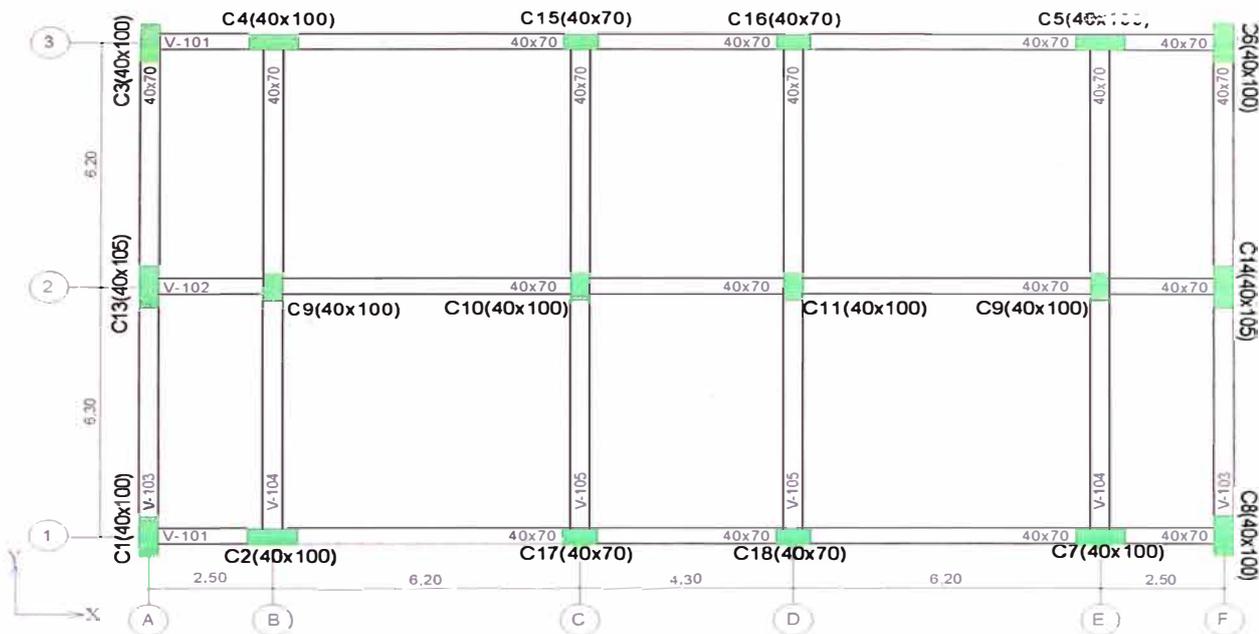


Fig. 2.2 Módulo de evaluación, nivel típico de la estructura

2.4 Estado del Arte

La ingeniería sísmica basada en desempeño tiene como objetivo garantizar unas prestaciones o funciones del edificio en caso de un sismo. Los primeros procedimientos de diseño consideraban un único objetivo: evitar el colapso estructural. El uso explícito de múltiples objetivos de desempeño se introdujo en los años 90, en documentos como Vision 2000 (SEAOC, 1995), ATC-40 (ATC, 1996) y FEMA 273 (FEMA, 1997). La ingeniería basada en desempeño comienza con la selección de los objetivos de desempeño y con la identificación del peligro sísmico, continuando con el diseño conceptual, preliminar y final, se revisa la aceptabilidad durante el diseño y finalmente, concluye con el control de calidad durante la construcción y con el mantenimiento durante toda la vida útil del edificio. Los objetivos de desempeño se seleccionan y expresan en términos de los niveles esperados de daño. El lugar y el análisis de riesgo sísmico, son llevados a cabo para identificar el peligro del lugar y para especificar los niveles del movimiento sísmico de diseño. En el diseño conceptual las decisiones claves son hechas en lo que respecta a la selección, el trazado y la configuración de los sistemas estructurales y no estructurales, y a la elección de elementos dúctiles. El diseño preliminar establece el tamaño inicial de los miembros estructurales basados en los criterios iniciales de diseño. En el diseño final se refinan los tamaños y se completan los detalles de ductilidad. Con el análisis de aceptabilidad se verifican los criterios definidos por los objetivos de desempeño.

CAPÍTULO III MARCO TEÓRICO

3.1 Conceptos de Diseño Sísmico por Desempeño

3.1.1 Enfoque del diseño

La filosofía del diseño sismorresistente en los códigos actuales, basados en resistencia, tiene como objetivo principal que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos severos con posibilidad de daños importantes sin que se produzca el colapso.

Vitelmo V. Bertero (1995): *“Los códigos sísmicos modernos, que intentan reflejar grandes avances en conocimiento y entendimiento de una manera muy simple, no son transparentes sobre el nivel esperado de comportamiento o respuesta del sistema completo”*.

De acuerdo con este razonamiento, el desempeño en términos del daño potencial no se cuantifica, debido a que por lo general solo se considera el nivel del movimiento del terreno para el cual la edificación no debería colapsar y rara vez se reconoce que pueden ocurrir daños sustanciales y pérdidas asociadas a sismos de naturaleza más frecuente. Las deficiencias detectadas en el desempeño de las estructuras cuando son sometidas a movimientos telúricos de diferente intensidad han dado origen al enfoque de diseño por desempeño.

El diseño por desempeño busca concebir edificaciones diseñadas para ser capaces de exhibir comportamientos predecibles al ser afectadas por diferentes niveles de sismos. Dicho enfoque consta de tres fases: conceptual; numérica y evaluación; implementación. La fase conceptual consiste en la definición de los niveles de desempeño y amenaza esperados para la edificación: el comité Vision 2000 (SEAOC, 1995) y el ATC-40 (1996). La fase numérica y de evaluación comprende el análisis de la estructura por diferentes métodos que pueden ser lineales equivalentes o no lineales. En general la metodología de análisis se basa en determinar la capacidad y compararla con la demanda, determinando el nivel de desempeño de la estructura para cada una de las intensidades de sismo definidas en la fase conceptual.

Por último, en la fase de implementación, se realizan los ajustes o arreglos a la estructura para cumplir con los objetivos de diseño planteados. El diseño por desempeño no solo cubre las etapas de selección de los objetivos de comportamiento: características sísmicas del terreno, diseño conceptual, diseño preliminar, diseño final, chequeos de aceptación durante el diseño y revisión del diseño; sino que también implica el control de calidad durante la construcción y mantenimiento durante la vida de la estructura.

3.1.2 Concepto de diseño basado en desempeño

La presente sección se basa en la investigación realizada por el Ing. Javier Taipe Carbajal [18], quien en su tesis de maestría presenta los conceptos de diseño sísmico basado en desempeño de los diferentes grupos de investigación, los cuales se resumen a continuación:

- **Concepto General del SEAOC (1995)**

La ingeniería basada en desempeño sismorresistente de una edificación se define como “la selección de criterios de diseño, sistema estructural apropiado, proporcionalidad y detallado de una estructura y su componente no estructural y contenido; para asegurar y controlar la calidad de la construcción y mantenimiento; para cada nivel especificado de movimiento sísmico, con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no superará los daños ante ciertos estados límites u otro límites inusuales”. Los estados límites referidos se denominan “niveles de desempeño”. Los niveles de desempeño son acoplados con niveles especificados de movimiento sísmico probable para definir los “objetivos de diseño” para los cuales se diseña la estructura. El logro de los objetivos de desempeño nunca se garantiza pero se espera, con niveles definidos de riesgo y confiabilidad [18].

- **Concepto ATC-40 (1996)**

El diseño de edificaciones basado en el desempeño, se refiere a la metodología de diseño en la cual el criterio estructural se expresa en términos de selección de un objetivo de desempeño. En contraste al método convencional en el cual el criterio estructural se define por exigencias sobre los elementos, que resultan de un nivel predeterminado de fuerza cortante aplicados.

- **Concepto del FEMA-273 (1995)**

Los conceptos y terminología de diseño basados en desempeño son nuevos y deben ser cuidadosamente estudiados y discutidos con los ocupantes. Se entiende la terminología nivel de desempeño para representar las metas de diseño. El desempeño sismorresistente de una edificación puede ser descrito cualitativamente en términos de: seguridad ofrecida a los ocupantes durante y después del evento sísmico, el costo y facilidad de reparación de la edificación antes del sismo, el periodo del tiempo durante el cual la edificación interrumpe su servicio o uso para llevar a cabo la reparación, la economía, la arquitectura e impacto histórico sobre la comunidad. Estas características de desempeño sismorresistente son relacionadas directamente al grado de daño sufrido por la edificación. El grado de daño de la edificación se categoriza como nivel de desempeño de la edificación. Cada nivel consiste de un nivel de desempeño estructural, el cual define los daños aceptables para el sistema estructural, y los daños aceptables en los componentes no estructurales y contenido [18].

3.1.3 Objetivos de desempeño sísmico

El documento Vision 2000, (SEAOC, 1995) preparado por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California, selecciona los “objetivos de desempeño sísmico” y los define como la “relación del nivel de desempeño esperado con el nivel de sismo de diseño” [17]. En esta sección se presentan los conceptos de nivel de desempeño y sismo de diseño.

***i)* Niveles de desempeño**

Un nivel de desempeño representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- Posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- Amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
- Funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

El comité Vision 2000 (SEAOC, 1995) propone cuatro niveles de desempeño, los cuales son los siguientes:

- **Totalmente Operacional**, no ocurren esencialmente daños. La funcionalidad es garantizada y no se requieren reparaciones.
- **Operacional**, la ocupación es inmediata después del sismo. Los daños en los contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir algunas funciones. Se requieren algunas reparaciones menores.
- **Seguridad de vida**, la seguridad de vida es substancialmente protegida, los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente.
- **Cerca al colapso**, la seguridad de vida está en riesgo, la estabilidad de la estructura se ve comprometida al colapso. La estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación no es viable desde el punto de vista económico

El siguiente cuadro describe los daños producido para cada nivel de desempeño propuesto por el comité Vision 2000 (SEAOC, 1995).

NIVELES DE DESEMPEÑO PROPUESTOS POR EL COMITÉ VISION 2000

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad de vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Cerca al Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Tabla 3.1 Niveles de desempeño, Visión 2000 (1995).

ii) Niveles de sismo de diseño

Con propósitos de diseño el peligro sísmico debe ser definido en niveles de Sismo de Diseño, los cuales son expresados en función de intervalos de recurrencia o de la probabilidad de excedencia.

El comité Vision 2000 (SEAOC, 1995) define 4 niveles de sismo de diseño según se muestran en la tabla 3. 2.

Movimiento Sísmico de Diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

Tabla 3.2 Niveles de Sismo de Diseño, Visión 2000 (1995).

iii) Objetivos de desempeño del SEAOC (1995)

Los objetivos del diseño sísmico por desempeño se definen en función del desempeño estructural que debe tener cierto tipo de edificación en cada sismo de diseño, el desempeño esperado depende directamente de la importancia que tiene la edificación ante la sociedad.

El comité Vision 2000 (SEAOC, 1995) define objetivos de desempeño para tres categorías de edificaciones.

- **Objetivo Seguridad Crítica**, se define para edificaciones que contiene cantidades de materiales de riesgo como: plantas de procesamiento nuclear.
- **Objetivo Esencial Riesgoso**, se define para edificaciones como: hospitales, estaciones policiales, centros de comunicación, centrales de emergencia.
- **Objetivo Básico**, se define para edificaciones comunes.

La tabla 3.3 resume los objetivos de desempeño para cada categoría de edificación:

Nivel de Sismo de Diseño	Edificaciones		
	Seguridad Crítica	Esenciales Riesgosas	Comunes
Frecuente	Totalmente operacional	Totalmente operacional	Totalmente operacional
Ocasional	Totalmente operacional	Totalmente operacional	Operacional
Raro	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida
Muy raro	Operacional	Seguridad de vida	Cerca del colapso

Tabla 3.3 Categorías de las edificaciones, Visión 2000 (1995).

Finalmente el comité Vision 2000 (SEAOC, 1995) propone los Objetivos de Desempeño.

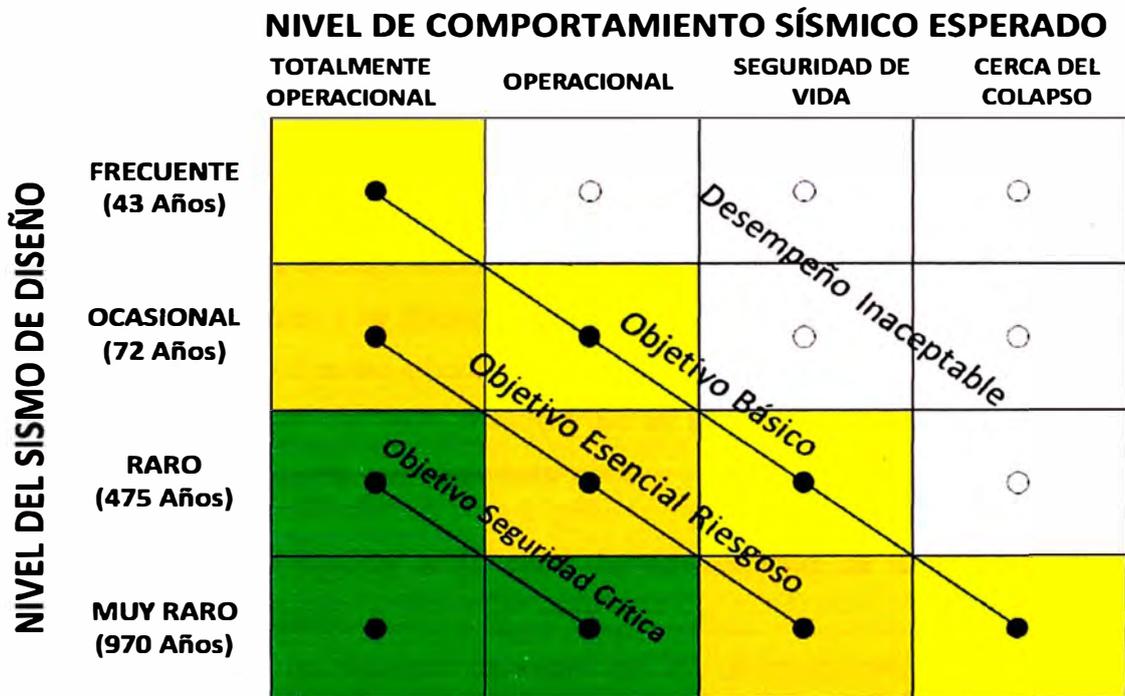


Fig. 3.1 Objetivos de desempeño, Visión 2000 (1995).

3.1.4 Evaluación del desempeño

La evaluación de desempeño describe los principios para analizar si un diseño estructural satisface los objetivos de desempeño. El profesional responsable deberá elegir un apropiado método de diseño, utilizando procedimientos de análisis lineales o no lineales, el cual será más riguroso para estructuras complejas con mayor demanda de objetivos de desempeño.

A) Métodos de diseño

Entre los métodos de diseño se cuenta con el método basado en la fuerza y en el desplazamiento.

o Método de diseño basado en la fuerza

Este método soportado por el enfoque de diseño por resistencia utiliza un espectro elástico de aceleraciones para determinar la carga lateral que la estructura debe resistir si permaneciera en el rango elástico. El método se fundamenta en el concepto de los desplazamientos iguales en el rango elástico e inelástico de la estructura (fig. 3.2). La fuerza de diseño lateral de corte $V_{\text{Diseño}}$ se obtiene dividiendo la sollicitación máxima elástica V_{Sismo} por un coeficiente de reducción de fuerzas R que representa la sobrerresistencia inherente y la capacidad de ductilidad del sistema de resistencia sísmica al entrar en el rango inelástico. Los sistemas diseñados por este método deben contar con la resistencia necesaria para soportar el sismo de colapso, la rigidez suficiente para controlar las derivas, y la ductilidad mínima para asegurar un adecuado nivel de deformación inelástica sin el colapso de la estructura.

La principal ventaja de este método es la simplicidad de su aplicación, y las principales limitaciones que presenta son:

- Solo se puede aplicar a un nivel de desempeño de la estructura (caso de análisis estáticos).
- La suposición de que el concepto de los desplazamientos equivalentes es aplicable a todo tipo de estructuras independiente de la resistencia y la no consideración de los desplazamientos.

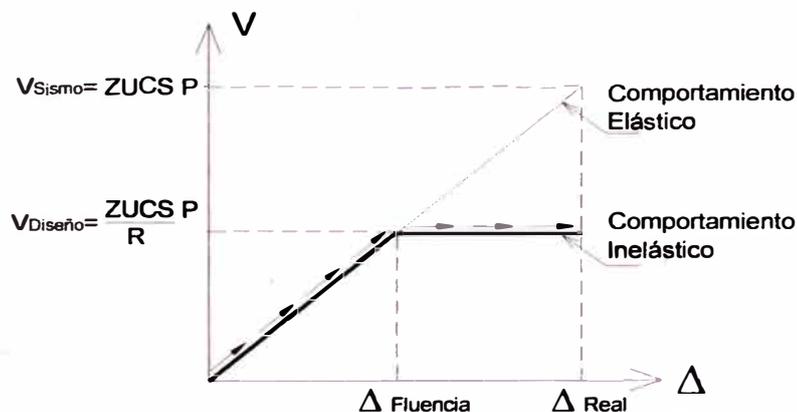


Fig. 3.2 Cortante de diseño, Norma E.030 [14], [10].

○ Método de diseño basado en el desplazamiento

Existen varios métodos para el diseño por desplazamiento, entre ellos está el propuestos por Priestley, Calvi y Kowalsky (2007) [15], denominado el “método directo de desplazamientos”. De manera general este método consiste en fijar un desplazamiento máximo de diseño, considerando como desplazamiento objetivo Δd .

Se supone una rigidez secante equivalente de la estructura k_e y se encuentra el cortante sísmico de diseño en la base de la estructura V_b para ser aplicado en el diseño.

$$V_b = k_e \cdot \Delta d \quad (3.1)$$

Luego partiendo de las ecuaciones básicas de un oscilador de un grado de libertad, se calcula el período de oscilación equivalente T_e en función de la rigidez equivalente de la estructura y de la masa equivalente m_e .

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{k_e}} \quad (3.2)$$

Con este período equivalente se encuentra, en un espectro de desplazamientos, el desplazamiento de la estructura para la rigidez equivalente supuesta; si es mayor que el desplazamiento objetivo, se procede a modificar la rigidez equivalente. Por último, se diseña la estructura para que cumpla con el requisito de rigidez secante equivalente supuesta para el cortante sísmico encontrado en el primer paso. El método permite fijar desde el principio desplazamientos objetivos con los cuales se lleva un control del daño en la estructura para la intensidad de sismo deseada, por esto se considera como el método más acorde con el diseño por desempeño.

B) Procedimientos de análisis

Los procedimientos no lineales ayudan a demostrar cómo los edificios se comportan realmente cuando están sometidos a movimientos sísmicos, identificando los modos de falla y el colapso progresivo.

Aunque los análisis estático y dinámico dan una buena indicación de la capacidad elástica de las edificaciones e indican donde la primera falla ocurrirá, no pueden predecir mecanismos de falla y explicar la redistribución de fuerzas durante la fluencia del edificio. Sin embargo, con los resultados obtenidos de los análisis lineales, descritos por las normas sísmicas, se diseñan las edificaciones y se predice la máxima respuesta inelástica, práctica usada en muchos países. El procedimiento de análisis usado en el presente trabajo es el análisis no lineal estático "Pushover" el cual será descrito en la sección 3.5.

3.1.5 Análisis de aceptabilidad

El análisis de aceptabilidad se usa para verificar el diseño adecuado, los objetivos de diseño y que los criterios de aceptabilidad se hayan cumplido; el diseño estructural se analiza para comparar los parámetros de respuesta crítica con los valores límites de estos parámetros asociados con los niveles de desempeño seleccionado. Los valores límites de varios parámetros de respuesta estructural forman el criterio de aceptabilidad para el diseño. Los parámetros de respuesta son medidos de la respuesta estructural que pueden ser correlacionados con niveles de daño y con los objetivos de desempeño [18]. Los criterios de aceptación permiten establecer una relación entre un parámetro que represente la respuesta estructural, generalmente la distorsión entrepiso, como se muestra en la tabla 3.4.

Nivel de desempeño	ATC-40	FEMA 273	BERTERO	VISION 2000
Ocupación Inmediata	0.01	0.01	0.002 - 0.005	0.002- 0.005
Seguridad de Vida	0.01 - 0.02	0.01 - 0.02	0.01 - 0.02	0.015
Prevención del colapso	0.33 Vi/Pi	0.04	0.02 - 0.04	0.025

Tabla 3.4 Límites de distorsión de entrepiso para los niveles de desempeño [5]

Para evaluar el desempeño de la edificación, se ha tomado los criterios de aceptación propuestos por el Dr. Respreto, los cuales se basan en los estados límites del concreto y del acero de refuerzo, en el capítulo 4 se detalla el cálculo de estos criterios de aceptación.

3.2 Relación Daño – Deriva

El daño sísmico se interpreta como el nivel de deterioro de un sistema estructural o no estructural causado por la acción de un evento sísmico. El daño estructural es el que se produce en los elementos que conforman el sistema resistente (columnas, vigas, muros de corte); los elementos que no forman parte de este sistema estructural resistente, por ejemplo, la tabiquería o los revestimientos, se consideran dentro del daño no estructural.

Los diferentes sismos ocurridos han revelado la directa relación entre el daño que sufren las edificaciones con los niveles de desplazamiento lateral. Con el fin de controlar los daños, los diferentes códigos de diseño sismorresistente han considerado limitar los desplazamientos laterales con un parámetro muy utilizado llamado distorsión o deriva de entrepiso " φ ", es decir, el desplazamiento relativo entrepiso Δ_i , dividido entre la altura de entrepiso H_i , como se muestra en la fig. 3.3.

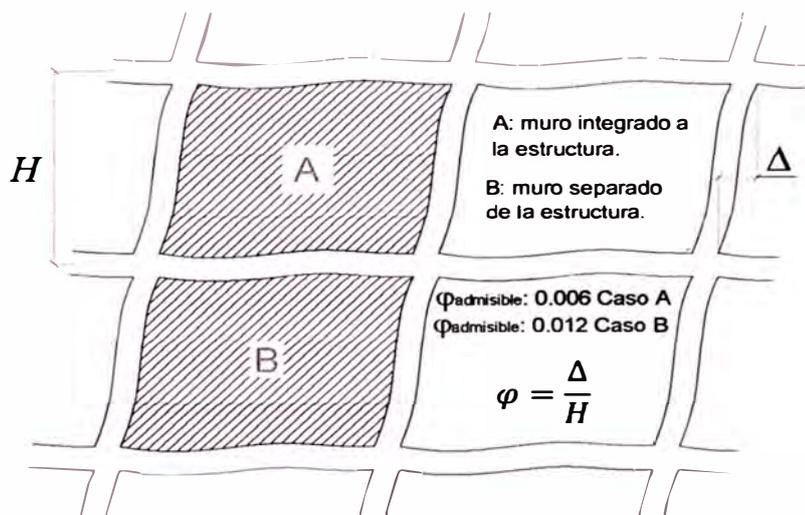


Fig. 3.3 Deriva de entrepiso admisible según el RCDF [4].

La Norma Peruana E.030 [10] establece límites para el desplazamiento relativo de entrepiso, por ejemplo, para estructuras de concreto armado el desplazamiento relativo entrepiso es 0.007 veces la altura del mismo entrepiso, estas deformaciones son del orden de 3.5 veces mayores que las que son suficientes para iniciar daños en elementos no estructurales de albañilería. Eso implica que sólo se pretende evitar el daño no estructural para sismos del orden de poco menos de un tercio de la intensidad del sismo de diseño [2].

La ingeniería basada en desempeño involucra el diseño completo y permite que el edificio sea construido para resistir sismos de diferentes magnitudes, permitiendo ciertos límites de daño. La limitación de los estados de daño se refiere al término de niveles de desempeño, que generalmente tienen como parámetro de respuesta estructural la deriva de entrepiso fig. 3.3.

Para la evaluación de desempeño de la edificación en estudio se utilizó como parámetro de respuesta estructural la curvatura, la cual se determina en función de los límites de desempeño de los materiales, con el fin de analizar el criterio del desplazamiento lateral permisible establecido en el artículo 15.1 de la Norma Peruana E.030.

3.3 Relación Momento – Curvatura

Una de las herramientas básicas para el diseño sísmico basado en desempeño es la relación Momento – Curvatura ($M - \phi$) para secciones de estructuras de concreto reforzado, análoga a la relación fuerza axial – deformación unitaria de una sección.

Esta relación es usada para definir lo siguiente:

- La capacidad nominal a la flexión de la sección.
- Capacidad máxima o sobrerresistencia de la sección.
- Curvatura a la primera fluencia.
- Curvatura última y ductilidad de la sección (o ductilidad de curvatura).
- Curvaturas correspondientes a límites de desempeño de los materiales.

3.3.1 Ductilidad y deformación de los elementos por flexión

La ductilidad es la capacidad que tiene un elemento de sufrir grandes deformaciones bajo cargas cercanas a la falla. Un aspecto muy importante en el diseño estructural es la ductilidad de la estructura cuando está sujeta a cargas sísmicas, por ello la filosofía actual de diseño se basa en la absorción y disipación de energía mediante las deformaciones en el rango inelástico sin pérdida significativa de su rigidez, las cuales son muy importantes para evaluar el desempeño de una edificación diseñada por flexión.

La ductilidad del elemento se mide por medio de la relación $M - \phi$ calculando la razón de ductilidad de curvatura (μ_ϕ), que es el cociente entre el valor de la curvatura última ϕ_u y la curvatura de fluencia ϕ_y , ambos valores obtenidos de la relación $M - \phi$. Este parámetro, en definitiva determina la capacidad de rotación plástica (θ_p) que va a tener un elemento frente a un incremento de momentos flectores en caso se presente un evento sísmico.

3.3.2 Curvatura de un elemento a flexión

La fig. 3.4 muestra la deformación en un elemento causado por el momento flector M , la cual se mide por la curvatura en la superficie neutra. La curvatura ϕ se define como el inverso del radio de curvatura R y se interpreta como la rotación por longitud unitaria del elemento.

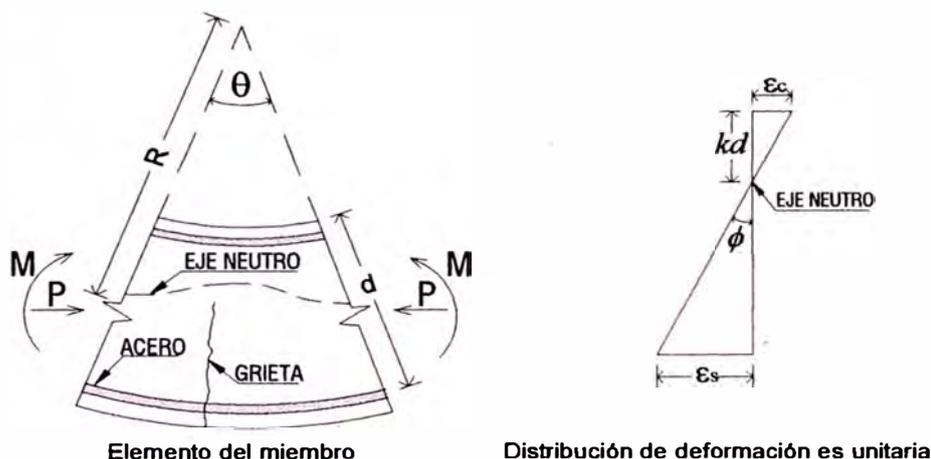


Fig. 3.4 Deformación de un elemento a flexión [12]

El radio de curvatura R , la profundidad del eje neutro kd , la deformación del concreto en la fibra extrema de compresión ϵ_c y la deformación del acero a tensión ϵ_s , varían a lo largo del miembro debido a que entre las grietas, el concreto toma cierta tensión. Considerando solamente un pequeño elemento de longitud dx del miembro y utilizando la notación de la fig. 3.4, las siguientes relaciones proporcionan la rotación entre los extremos del elemento [12].

$$\frac{dx}{R} = \frac{\epsilon_c dx}{kd} = \frac{\epsilon_s dx}{d(1-k)} \quad (3.3)$$

$$\therefore \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} \quad (3.4)$$

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d} \tag{3.5}$$

Es evidente que la curvatura ϕ es el gradiente del perfil de deformaciones en el elemento, como se ve en la fig. 3.4. La curvatura varía físicamente a lo largo del miembro debido a la fluctuación de la profundidad del eje neutro y las deformaciones entre las grietas. Si la longitud del elemento es pequeña y abarca una grieta, la curvatura está dada por la expresión 3.5 con ϵ_c y ϵ_s como las deformaciones en la sección agrietada.

3.3.3 Rigidez efectiva de los elementos de concreto armado

El procedimiento común para el análisis sísmico muchas veces considera la sección no agrietada de los elementos para el cálculo de la rigidez de la estructura, lo cual es inadecuado ya que el agrietamiento de las secciones puede ocurrir sólo bajo cargas de gravedad en los elementos críticos como las vigas. En la fig. 3.5 se muestran dos curvas obtenidas de mediciones en vigas simplemente reforzadas que fallan en tensión y compresión. Ambas curvas son lineales en las etapas iniciales, y la ecuación clásica de la elástica proporciona la relación entre el momento M y la curvatura ϕ en que EI es la rigidez a flexión de la sección.

$$EI = MR = \frac{M}{\phi} \tag{3.6.1}$$

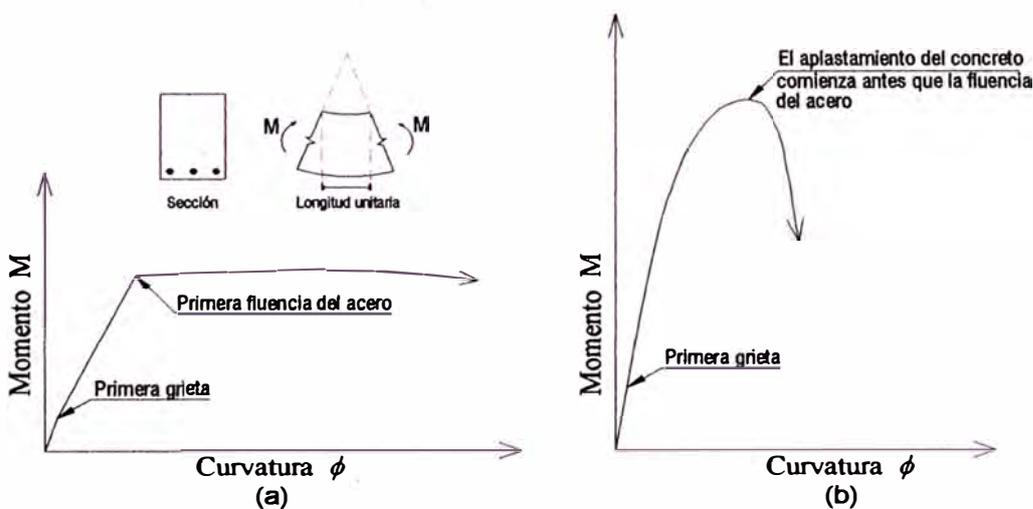


Fig. 3.5 Relaciones momento-curvatura para secciones de vigas simplemente reforzadas. (a) Sección que falla a tensión, $\rho < \rho_b$. (b) Sección que falla a compresión, $\rho > \rho_b$ [12].

Al aumentar el momento, el agrietamiento del concreto reduce la rigidez a flexión de las secciones, en donde la reducción de rigidez es mayor para la sección reforzada ligeramente que para la sección reforzada más fuerte. Además se sabe que las acciones sísmicas producen inversión de momentos en los elementos estructurales a lo largo de su longitud, causando agrietamientos de flexión en cada extremo y quizás en una región central no agrietada.

Por esta razón el momento de inercia I variará a lo largo de la longitud del elemento, y además estará influenciada por la geometría de la sección, la carga axial, la resistencia del concreto y la cuantía del acero, los cuales son los parámetros más importantes para la determinación de la rigidez efectiva.

Por estas razones, diferentes códigos han considerado la influencia del agrietamiento, por ejemplo el código ACI 318S-08 permite el uso de factores de reducción, los cuales son:

- Columnas $0.70 I_g$
- Muros no agrietados $0.70 I_g$
- Muros agrietados $0.35 I_g$
- Vigas $0.35 I_g$

○ **Factores de reducción Paulay y Priestley (1992)**

El presente trabajo utilizará los factores de reducción propuestos por Paulay y Priestley (1992), como se muestran en la tabla 3.5, que dependen de la carga axial en compresión o en tensión. Para el cálculo de la carga axial "P" se recomienda tomar la combinación de 1.1 D (carga muerta) más la carga axial de los efectos sísmicos de volteo [5], [12].

Elemento	Rango I_e	I_e Recomendado
Vigas Rectangulares	0.30 - 0.50 I_g	0.40 I_g
Vigas T y L	0.25 - 0.45 I_g	0.35 I_g
Columnas		
$P > 0.5 f'c A_g$	0.70 - 0.90 I_g	0.80 I_g
$P = 0.2 f'c A_g$	0.50 - 0.70 I_g	0.60 I_g
$P = -0.05 f'c A_g$	0.30 - 0.50 I_g	0.40 I_g

Tabla 3.5 Momento de inercia efectiva de elementos [12].

○ **Evaluación de la sección a partir de la relación momento – curvatura**

La rigidez de una sección se puede evaluar a partir de la relación momento – curvatura de acuerdo a la expresión 3.6.2, la cual revela la hipótesis común de diseño donde la rigidez del elemento es independiente de la resistencia lo que implica que la curvatura de fluencia, “ ϕ_y ” sea directamente proporcional a la resistencia de flexión, M_n .

$$EI = \frac{M_n}{\phi_y} \quad (3.6.2)$$

Recientes investigaciones (Priestley y Kowalsky 2000, Priestley, 2003) han demostrado, a través de resultados experimentales y cálculos analíticos detallados que la hipótesis inicial es equivocada, que la rigidez “EI” depende de la resistencia mientras que la curvatura de fluencia no depende de ella [5], [16]. A fin de demostrar esta hipótesis se elaboró dos diagramas $M - \phi$ para una misma sección de columna con diferentes valores de cuantía.

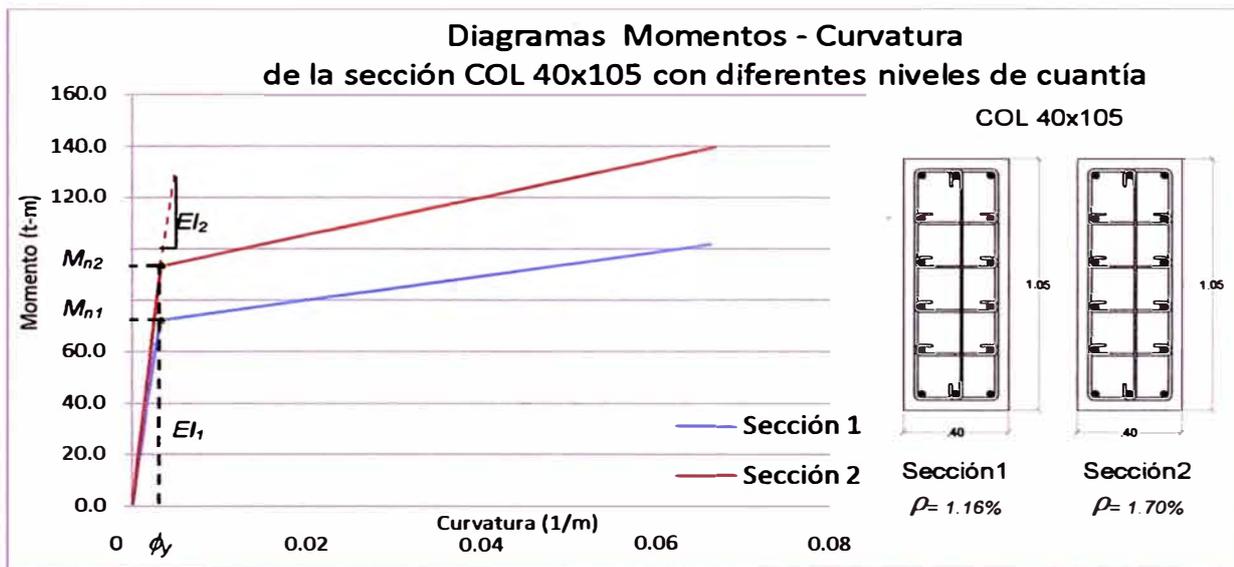


Fig. 3.5 (c) Hipótesis de la rigidez de la sección dependiente de la resistencia [5]

3.3.2 Propiedades del concreto para el análisis momento – curvatura

Los resultados de pruebas de laboratorio han demostrado que el concreto confinado con una adecuada distribución de refuerzo transversal en forma de espirales o estribos circulares o rectangulares, fig. 3.6 (a) y (b), da como resultado un significativo aumento en la resistencia y la ductilidad del concreto comprimido.

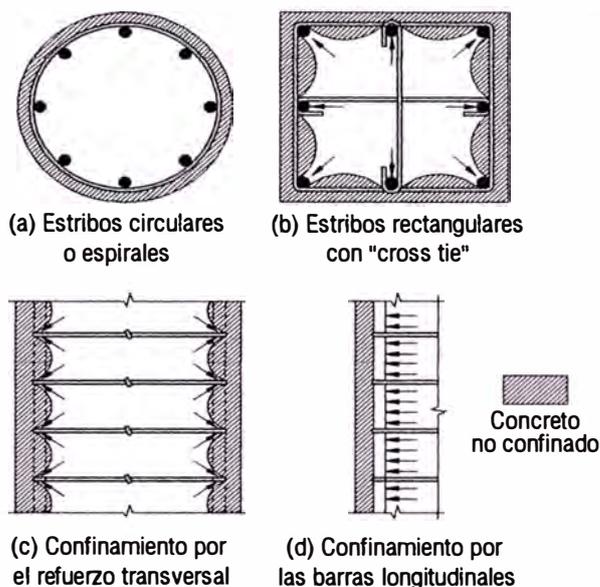


Fig. 3.6 Confinamiento de secciones de columnas mediante refuerzo longitudinal y transversal. [Paulay y Priestley, 1992]

Además, la presencia del refuerzo longitudinal alrededor del perímetro de la sección y del refuerzo adicional transversal (cross tie) mejorará significativamente el confinamiento del concreto. El concreto apoyado contra el refuerzo longitudinal y el refuerzo transversal transmitirán las reacciones de confinamiento a las barras longitudinales, fig. 3.6 (c) y (d).

Distintas investigaciones han propuesto modelos de la relación esfuerzo–deformación para concreto confinado, los cuales representan el comportamiento real del concreto cuando está sometido a compresión. Entre los modelos más usados se encuentra el modelo Kent y Park (1971), el modelo modificado Kent y Park (1982) y el modelo de Mander (1988), para el presente trabajo este último modelo es utilizado para la elaboración de los diagrama momento – Curvatura.

○ **Modelo de Mander**

Este modelo propone una curva para describir la relación esfuerzo – deformación del concreto confinado aplicable a elementos de diferentes secciones transversales y diferentes niveles de confinamiento [9].

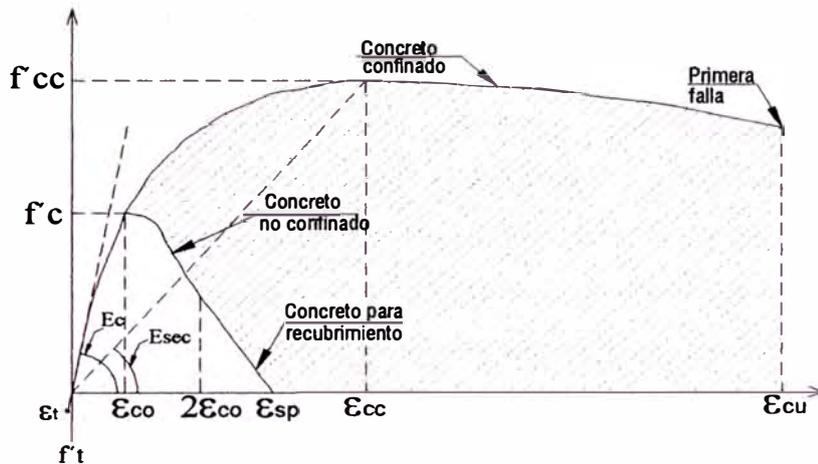


Fig. 3.7 Curva esfuerzo – deformación del concreto. [J. B. Mander, 1988]

La fig. 3.7 ilustra el modelo esfuerzo – deformación, donde la resistencia a la compresión del concreto f_c está dada por la siguiente expresión [9]:

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (3.7)$$

Donde:

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (3.8)$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (3.9)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c + E_{cc}} \quad (3.10)$$

$$E_c = \begin{cases} 5000 \sqrt{f'_c} \dots (MPa) \\ 60000 \sqrt{f'_c} \dots (psi) \end{cases} \quad (3.11)$$

En secciones rectangulares la resistencia a la compresión del concreto confinado está directamente relacionada con el esfuerzo de confinamiento lateral efectivo $f'l$, el cual está dado por la siguiente ecuación:

$$f'l_x = K_e \rho_x f_{yh} \quad (3.12)$$

$$f'l_y = K_e \rho_y f_{yh} \quad (3.13)$$

Donde ρ_x y ρ_y son las relaciones de áreas de refuerzo transversal y núcleo de concreto en las direcciones principales y Ke es el coeficiente de confinamiento efectivo que relaciona el área mínima del núcleo confinado efectivamente y el área del núcleo rodeado por la línea central del estribo, el valor típico de $Ke = 0.75$ para secciones rectangulares. Para determinar la resistencia a la compresión del concreto confinado f'_{cc} , donde el esfuerzo de confinamiento lateral efectivo $f'l$ es igual en ambas direcciones, se utiliza la siguiente expresión (3.14) la cual relaciona la resistencia del concreto no confinado f'_c .

$$\frac{f'_{cc}}{f'_c} = \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f'l}{f'_c} - \frac{2f'l}{f'_c}} \right) \quad (3.14)$$

En el caso que el esfuerzo lateral de confinamiento en cada dirección es diferente ($f'l_x > f'l_y$) la relación (f'_{cc} / f'_c) puede ser encontrada utilizando el diagrama de la fig. 3.8.

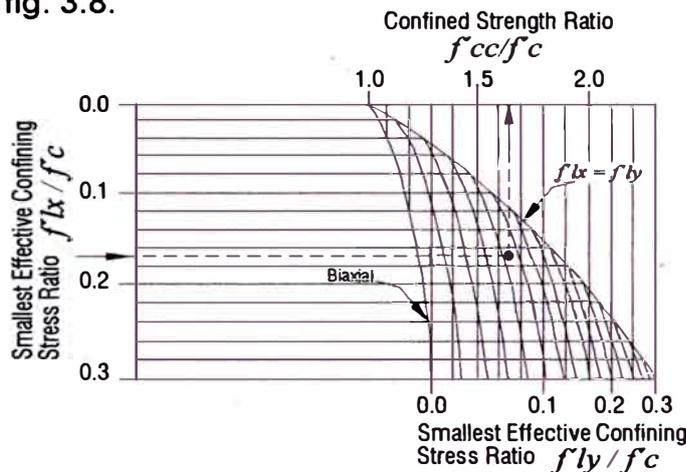


Fig. 3.8 Diagrama para la determinación de la resistencia a compresión para concreto confinado por esfuerzos de confinamiento lateral para secciones rectangulares. [Mander J. B., Priestley M. y Park R. 1988]

La deformación última a compresión ocurre cuando el acero transversal de confinamiento se fractura el cual puede ser estimado igualando la capacidad de energía de deformación del acero transversal en la fractura con el incremento de energía absorbido por el concreto. Una estimación conservadora para la deformación última a compresión está dada por la siguiente expresión:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_{yh} \epsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad (3.15)$$

3.3.5 Propiedades del acero de refuerzo para el análisis momento-curvatura

En el diseño sísmico convencional, la resistencia de diseño del acero de refuerzo es asumida como la resistencia a la fluencia. Es decir, el aumento de la resistencia debido al endurecimiento por deformación no se toma en consideración. Sin embargo, cuando se realiza el análisis momento – curvatura es importante utilizar la representación de la curva esfuerzo – deformación que refleje los resultados obtenidos en pruebas de varillas de acero cargadas monótonicamente a tensión, incluyendo la zona de endurecimiento por deformación [15].

En el diseño es necesario idealizar el perfil de la curva esfuerzo – deformación, por lo general, la curva se simplifica idealizándola como dos líneas rectas, como en la fig. 3.9a, sin considerar la resistencia superior de fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación. Esta es la curva esfuerzo – deformación que supone el código ACI para el acero [1]. Si la deformación plástica, que ocurre a un esfuerzo casi constante después de la fluencia, es mucho mayor que la extensión elástica máxima, esta curva supuesta da muy buena exactitud especialmente para acero de baja resistencia a la fluencia. Si el acero se endurece por deformación poco después del inicio de la fluencia, esta curva subestima el esfuerzo del acero a deformaciones elevadas. En el diseño sísmico los requerimientos de ductilidad pueden implicar la posibilidad de alcanzar deformaciones muchas veces más grandes que la deformación de fluencia, la fig. 3.9b se muestra la idealización más exacta utilizable para la curva esfuerzo-deformación.

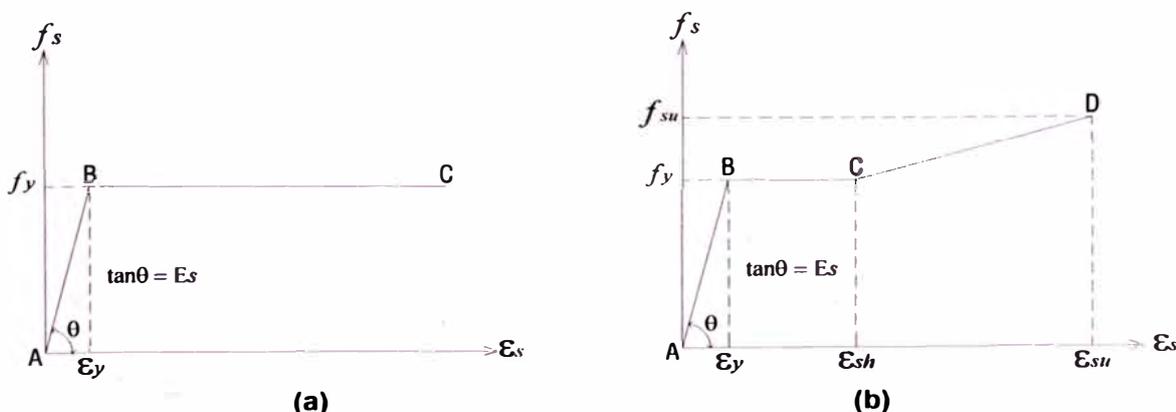


Fig. 3.9 Idealizaciones de la curva esfuerzo – deformación para el acero en tensión o compresión. (a) Aproximación elástica perfectamente plástica. (b) Modelo trilineal [12].

A) Límites de desempeño en el concreto

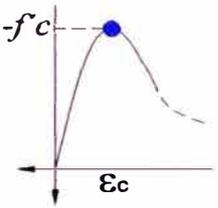
○ Grietamiento del concreto

Clasificación	Consecuencia	
Ci	Aparición de grietas	
$\epsilon_{ct} = \epsilon_{cr}$		



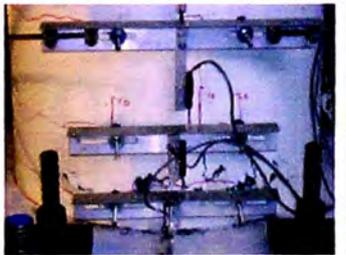
○ Esfuerzo máximo a compresión en el concreto no confinado, (f_c)

Clasificación	Consecuencia	
Cii	Ninguna	
$\epsilon_c = -0.002$		



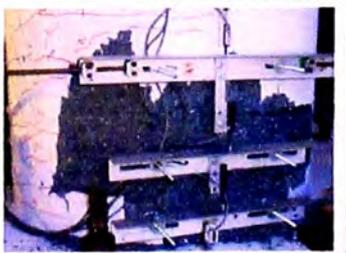
○ Descascaramiento inicial del recubrimiento

Clasificación	Consecuencia	
Ciii	Se obtiene la capacidad nominal de flexión	
$\epsilon_c = -0.004$		



○ Delaminación del recubrimiento

Clasificación	Consecuencia	
Civ	Exposición del refuerzo	
$\epsilon_c = -0.004$		



○ Aplastamiento del núcleo del concreto

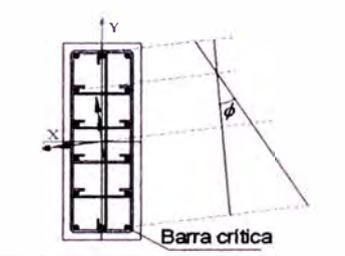
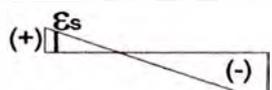
Clasificación	Consecuencia	
Cv	Pandeo del refuerzo longitudinal, posible deformación de los ganchos del refuerzo transversal, pérdida rápida de la resistencia a la flexión. Fin de la capacidad de rotación	
$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$		

La deformación unitaria ϵ_{cu} , en columnas de sección rectangular, para este último límite de desempeño se calcula utilizando la siguiente expresión:

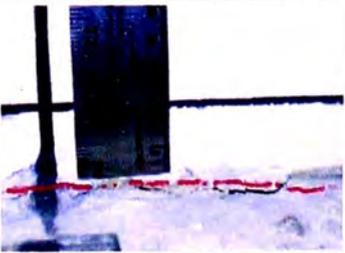
$$\epsilon_c = \epsilon_{cu} = -(0.004 + 2\sqrt{\rho_x \rho_y}) \quad (3.16)$$

B) Límites de desempeño en el refuerzo longitudinal

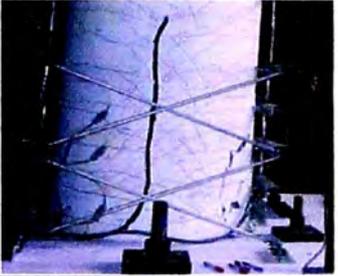
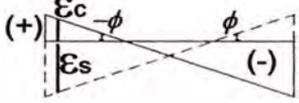
○ Fluencia a tracción del refuerzo longitudinal en el extremo de la sección

Clasificación	Consecuencia	
Si	Aparecerán algunas grietas residuales. Éstas serán de un ancho menor a 0.2mm.	
$\epsilon_s = \epsilon_y$		

○ Deformación unitaria de 1% en la barra extrema a tracción

Clasificación	Consecuencia	
Sii	Deformación unitaria 1% en la barra extrema a tracción.	
$\epsilon_s = 1\%$		

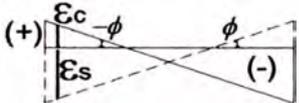
○ Comienzo del pandeo

Clasificación	Consecuencia	
Siii	Ninguna, imperceptible, lo único que se nota es la pérdida del recubrimiento.	
		

Se utilizará la expresión 3.3.16 para calcular la deformación ϵ_s en este límite de desempeño.

$$\epsilon_s - \epsilon_c = \frac{10 - \frac{S_h}{d_b}}{100} \quad (3.17)$$

○ Fractura del refuerzo longitudinal

Clasificación	Consecuencia	
Siv	Pérdida rápida de la resistencia a la flexión. Fin de la capacidad de rotación.	
		

La deformación unitaria ϵ_s , en columnas de sección rectangular, para este último límite de desempeño se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$\epsilon_s - \epsilon_c = \frac{14 - \frac{4S_h}{3d_b}}{100} \leq \frac{\epsilon_{su}}{2}, \quad \text{siendo } |\epsilon_c| \geq 0.004 \quad (3.18)$$

C) Procedimiento de idealización bilineal

Luego de ser calculados y ubicados los límites de desempeño del concreto y del acero en el diagrama momento – curvatura, se procede con la idealización determinando los puntos de “la primera fluencia”, “resistencia nominal a flexión”, “curvatura de fluencia” y “la resistencia última” siguiendo los pasos que se describen a continuación [16]:

- 1) “La primera fluencia” de la sección es definida como el momento M'_y y curvatura ϕ'_y es decir cuando la sección alcanza primero la deformación de tensión $\epsilon_y = f_y / E_s$ ($\epsilon_y = 0.0021$) correspondiente al límite de desempeño “Si”, o la fibra extrema de compresión del concreto alcanza una deformación de 0.002 correspondiente al límite de desempeño “Cii”, la que primero ocurra.
- 2) La resistencia nominal de flexión, M_n se desarrolla cuando la deformación de la fibra extrema de compresión alcanza un valor de 0.004 correspondiente a la límite de desempeño “Ciii”, ó cuando la deformación de tracción del refuerzo alcanza 0.01 correspondiente al límite de desempeño “Sii”, la que ocurra primero.
- 3) “La curvatura de fluencia, ϕ_y ” o también llamada curvatura nominal, ideal o de referencia se ubica en la intersección de la prolongación de la recta formada desde el origen al punto de la primera fluencia con la recta horizontal M_n , ver fig. 3.11. Entonces la curvatura de fluencia está dada por la siguiente expresión:

$$\phi_y = \frac{M_n}{M'_y} \phi'_y \quad (3.19)$$

- 4) La resistencia última M_u y curvatura última ϕ_u se desarrolla cuando la fibra extrema de compresión alcanza el límite de desempeño “Cv” ó cuando la deformación del concreto alcanza el límite de desempeño “Siv”.

Finalmente se conecta el origen con los puntos descritos en los pasos 3 y 4 obteniéndose una recta inicial elástica y una recta plástica que se inicia después de la fluencia nominal, fig. 3.11.

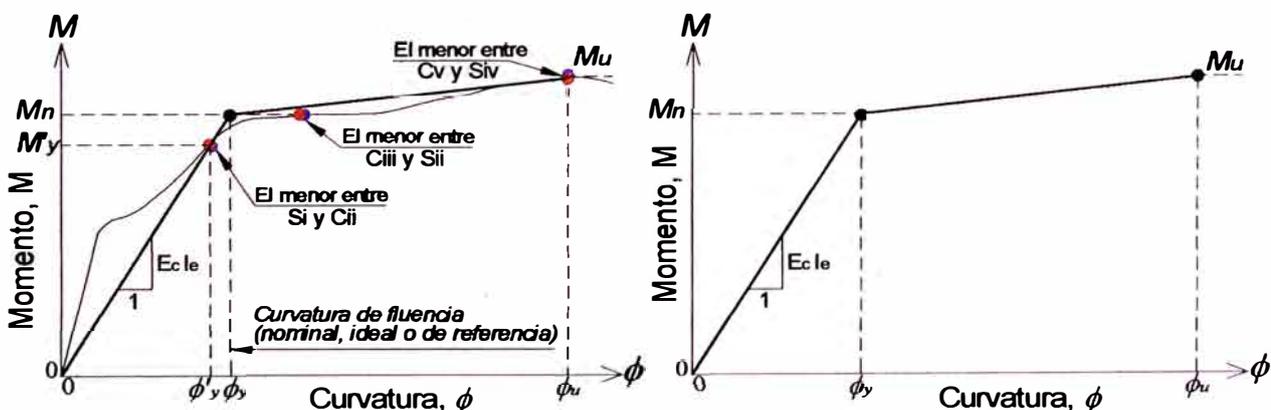
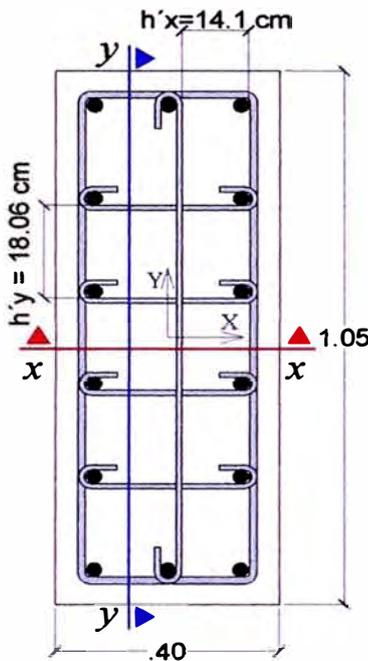


Fig. 3.11 Diagrama momento – curvatura y aproximación bilineal [16].

D) Ejemplo de elaboración del diagrama momento – curvatura bilineal de una sección de columna concreto armado

A fin de ilustrar la elaboración del diagrama momento – curvatura idealizado bilinealmente se utilizará la sección de columna COL 40x105, siguiendo el procedimiento propuesto por el Dr. José Restrepo [16].



Altura de columna, h (m)	1.05
Ancho de columna, b (m)	0.40
Recubrimiento del concreto (cm)	4
Diametro de la barra longitudinal, (in)	4Ø1"+10Ø3/4"
Cuantía del refuerzo longitudinal, ρ_l (%)	1.16%
Distancia promedio entre ramas del refuerzo en x, h'x (cm)	14.1
Cuantía geométrica de refuerzo de confinamiento en la dirección x, ρ_{sx} (%)	1.5%
Distancia promedio entre ramas del refuerzo en y, h'y (cm)	18.06
Cuantía geométrica de refuerzo de confinamiento en la dirección y, ρ_{sy}	2.4%
Espaciamiento de estribos, Sh (cm)	10
Area transversal de la barra de 3/8" (cm ²)	0.71

Fig. 3.12
Sección COL 40x105

Se utilizó el programa SAP 2000 v.14, para la elaboración del diagrama momento – curvatura inicial, al cual se ingresó los datos de la geometría de la sección, la propiedades de esfuerzo – deformación del concreto confinado y del acero de refuerzo, la posición de las barra de refuerzo longitudinal y la cantidad de refuerzo adicional transversal (cross tie).

Se consideró la carga axial proveniente la combinación de la carga muerta más el 25% de carga viva.

Luego de obtener el diagrama momento – curvatura inicial se procede a la ubicación de los límites de desempeño del concreto y del acero descritos anteriormente. Estos límites son ubicados conforme cada material va alcanzando cada uno de ellos ver fig.3.13, los límites Cv, Siii y Siv son calculados según la expresiones 3.16, 3.17 y 3.18 respectivamente, y donde los datos utilizados se encuentran en la tabla 3.7.

En la tabla 3.8 se muestran todos los límites de desempeño del concreto y del acero según en el orden que ocurrieron.

Limite	Deformación unitaria del concreto (m/m)	Deformación unitaria del acero (m/m)	Curvatura (1/m)	Momento (t-m)
Ci	-3.33E-04	1.13E-04	4.46 E-04	25.16
Si	-0.001	0.002	0.0034	97.88
Cii	-0.002	0.005	0.0072	117.78
Sii	-0.003	0.010	0.0132	124.87
Ciii	-0.004	0.015	0.0192	126.25
Civ	-0.004	0.016	0.0201	126.42
Siii	-0.009	0.039	0.0478	129.68
Siv	-0.011	0.049	0.0602	130.57
Cv	-0.04	0.120	0.1565	130.41

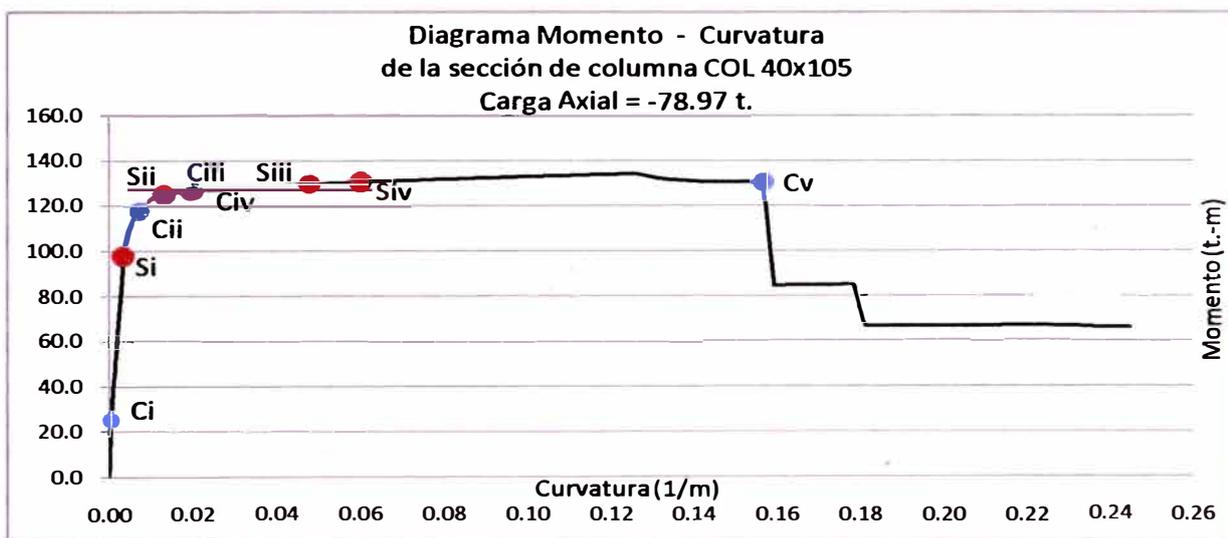


Fig. 3.13 Ubicación de los límites de desempeño del concreto y acero en el diagrama curvatura inicial.

Luego para definir la ubicación de los límites de desempeño se procede con la idealización bilineal siguiendo el procedimiento anteriormente descrito.

El punto de la “primera fluencia” queda definido por el límite de desempeño del acero “Si”, el punto donde se desarrolla el momento nominal M_n queda definido por el límite de desempeño del acero “Sii” y el punto de “curvatura de fluencia, ϕ_y ” se calculará utilizando la expresión 3.19.

Estos puntos se resumen en la tabla 3.9 y graficados en la fig. 3.14.

	Curvatura (1/m)	Momento (t-m)
(A) Primer punto de la curva	0.0000	0.00
(B) Curvatura y Momento de fluencia	0.0043	124.87
(Siv) Curvatura y Momento último	0.0602	130.57

Tabla 3.9 Puntos de la diagrama momento – curvatura idealizada.

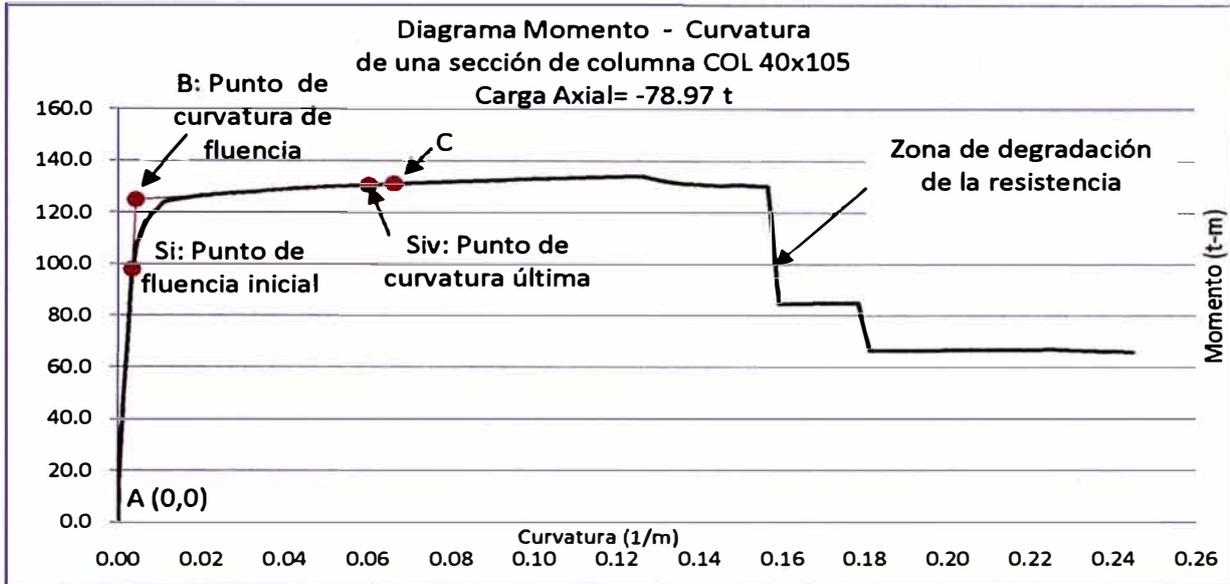


Fig. 3.14 Proceso de idealización bilineal del diagrama curvatura.

Adicionalmente se asumirá el punto "C" como el 10% más de la capacidad de la sección de la columna en el punto Siv, este valor se considera como límite porque después de este el diagrama $M-\phi$ muestra significativos cambios de resistencia. Finalmente se tomará en cuenta la caída vertical que representa el comportamiento de degradación de la resistencia de la sección, es decir se incluirán dos puntos más al diagrama $M-\phi$ idealizado, el punto "D" representa el 40% del momento máximo obtenido en el punto "C" y el punto "E" representa 10% adicional de la curvatura en el punto D, formando un último tramo horizontal.

Estos puntos son calculados y ubicados en el diagrama $M-\phi$ idealizado, con el fin de utilizar el formato de propiedades de rótulas plásticas del programa SAP 2000.

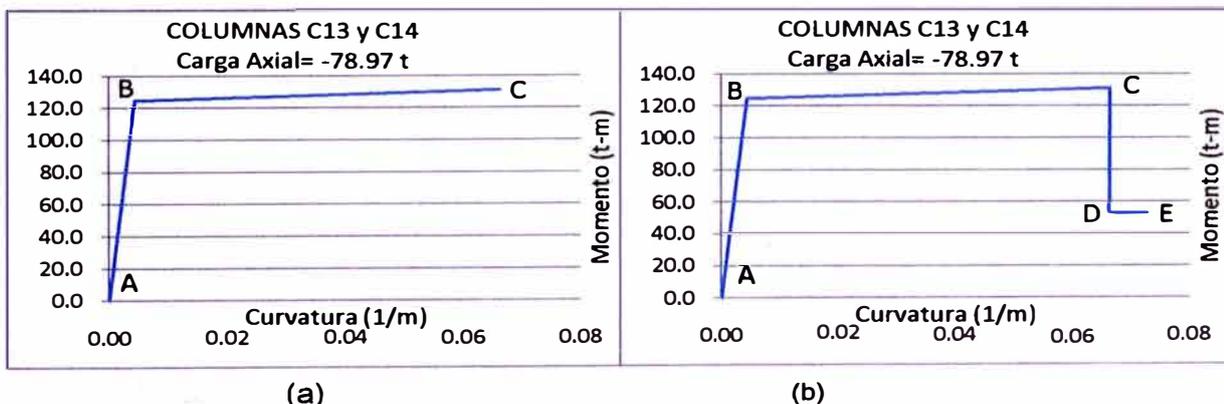


Fig. 3.15 Idealización del diagrama momento – curvatura de la sección de columna COL 40x105. (a) Bilineal, (b) Final.

3.4 Mecanismos de Falla

Los mecanismos de falla en estructuras de concreto armado deben basarse en la flexión como fuente de disipación de energía. Por lo tanto, deben suprimirse definitivamente los mecanismos asociados con deformaciones inelásticas por corte, transferencia de esfuerzos por adherencia entre el refuerzo y el concreto, e inestabilidad de los elementos.

Por consiguiente, el diseñador deberá elegir la ubicación de las rótulas plásticas potenciales en vigas y columnas que posibiliten la formación de un mecanismo de colapso cinemáticamente admisible en el sistema estructural global dado. El principio más importante en esta selección es que, para una ductilidad global dada, las ductilidades de curvatura asociadas en las rótulas plásticas permanezcan dentro de los límites admisibles.

El mecanismo viga débil – columna fuerte ha sido preferido por muchos ingenieros estructurales; es decir, el sistema aporticado que desarrolla rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer piso y/o muros estructurales para formar un mecanismo de colapso, como se muestra en la fig. (3.16). En este tipo de mecanismo, la energía del sismo que ingresa puede ser rápidamente disipada por una histéresis gruesa y estable de vigas que han fluido por flexión.

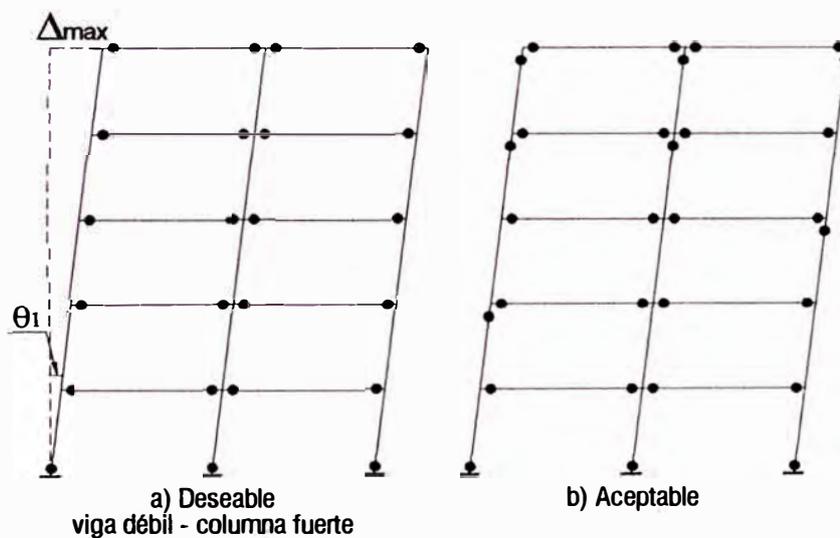


Fig. 3.16 Mecanismos de falla aceptados.

3.5 Análisis No Lineal Estático (Pushover Analysis)

3.5.1 Métodos de análisis sísmicos

La mayoría de los códigos sísmicos actuales y el diseño sismorresistente están basadas en el análisis elástico de las estructuras, estos procedimientos incluyen análisis estático y dinámico. Para tener en cuenta la incursión de la estructura en el rango no lineal, los códigos sísmicos incluyen un factor de reducción para reducir el espectro elástico equivalente, el cual depende del tipo de estructura. Cuando la respuesta inelástica o no lineal es importante, el análisis elástico debe usarse con precaución (SEAOC, 1995).

En un análisis lineal, las propiedades estructurales, tales como la rigidez y el amortiguamiento, son constantes, no varían con el tiempo. Todos los desplazamientos, esfuerzos, reacciones son directamente proporcionales a la magnitud de las fuerzas aplicadas. En un análisis no lineal las propiedades estructurales pueden variar con el tiempo, la deformación y la carga. La respuesta suele ser no proporcional a las cargas, ya que las propiedades estructurales suele variar.

3.5.2 Procedimientos de análisis no lineal estático

El procedimiento de análisis no lineal estático se define en el documento FEMA-273 como una aproximación de la forma no lineal de respuesta de una estructura cuando se expone a una carga dinámica de sismo. La aproximación estática consiste en aplicar una fuerza lateral a un modelo que tiene en cuenta las no linealidades de una estructura ya diseñada, y en forma progresiva ir aumentando esa carga hasta que se obtenga el desplazamiento objetivo o se alcance el colapso.

El desplazamiento objetivo o desplazamiento límite es escogido para representar el máximo desplazamiento probable a ser experimentado durante el movimiento sísmico esperado.

Durante este procedimiento se observa la secuencia de agrietamiento, la aparición de rótulas plásticas y la falla de los componentes

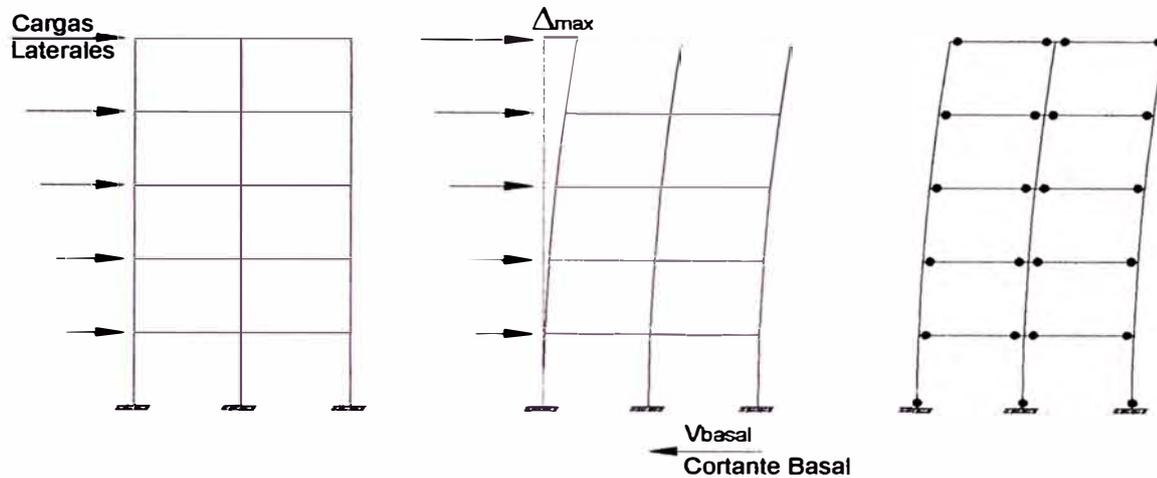


Fig. 3.17 Secuencia del proceso de análisis pushover

Las principales características de respuesta que se puede obtener con este procedimiento son:

- La máxima resistencia al cortante basal de la estructura V_{basal}
- Evaluación si la estructura puede alcanzar el mecanismo de colapso sin agotar la capacidad de rotación plástica de los miembros.
- El desplazamiento monótonico en el último nivel y capacidad global de ductilidad de la estructura.
- Permite una evaluación del daño en la estructura inducido por el incremento de deformación y permite una mejor estimación de las máximas deformaciones con diferentes niveles de sismo.

El patrón de cargas laterales se debe aproximar a las fuerzas de inercia esperadas en el edificio durante un sismo. Aunque, claramente la distribución de fuerzas variará con la severidad de sismo y con el tiempo, usualmente el patrón de cargas es invariante durante el análisis.

Esta aproximación produce predicciones adecuadas de las demandas de deformación de los elementos para estructuras aporricadas de baja o mediana altura, donde el comportamiento de la estructura es dominada por el modo fundamental. Sin embargo, el análisis “pushover” puede ser totalmente inexacto para estructuras de largo periodo, donde los efectos de los modos superiores tienden a ser importantes.

o Capacidad estructural

La capacidad de una estructura está representada por la curva de capacidad. La mejor forma de elaborar la curva de capacidad es graficando los valores de la cortante basal V , con el respectivo desplazamiento en el nivel de techo, D_{techo} obtenidos en cada paso en que se incrementa las cargas laterales. Fig.3.18.

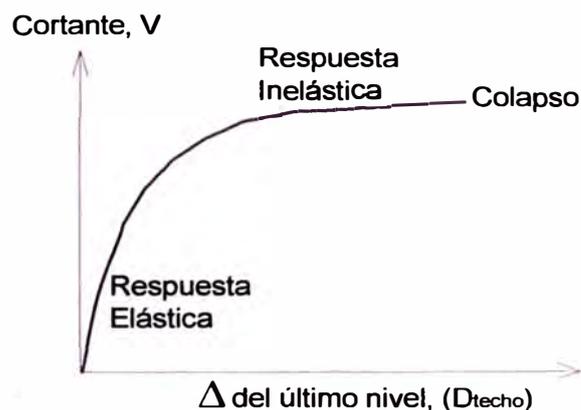


Fig. 3.18 Curva de capacidad o curva pushover

De acuerdo a los comentarios del ATC-40, la curva de capacidad es generalmente construida para representar la respuesta del primer modo de la estructura basada en la hipótesis que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura.

De esta forma, el patrón de cargas laterales mayormente usado en el análisis “pushover” es la distribución triangular invertida, la cual representa la respuesta del primer modo y es frecuentemente sugerida por norma sismorresistentes cuando las masas de los pisos son iguales.

3.5.3 Método del espectro de capacidad

Para juzgar la aceptabilidad de un objetivo de desempeño dado, este método estima el máximo desplazamiento ubicado en la curva de capacidad. Existen varios métodos de estimación de estos desplazamientos tales como el "Método de los Coeficientes" y el "Método del Espectro de Capacidad".

El método del espectro de capacidad es un proceso estático, no lineal que provee una representación gráfica de la curva de capacidad, la cual se compara con el espectro de demanda sísmica, siendo una herramienta útil para evaluar edificios existentes. El método requiere determinación de tres elementos primarios descritos a continuación:

- Capacidad: En una representación de la habilidad que posee la estructura para resistir la demanda sísmica. La capacidad de la estructura depende de la resistencia y la capacidad de deformación de los componentes individuales de la estructura.
- Demanda (desplazamiento): Para una estructura dada y un movimiento del suelo, la demanda de desplazamiento es un estimado de la máxima respuesta esperada del edificio durante el movimiento del terreno.
- Desempeño: Una vez se ha definido la curva de capacidad y los desplazamientos de demanda, se puede verificar el punto de respuesta máxima en la estructura.

A) Conversión de la curva de capacidad a la curva de espectro de capacidad

Para usar el método del espectro de capacidad es necesario convertir la curva de capacidad, que está dada en términos del cortante en la base V y el desplazamiento en la parte superior Δ_{techo} , a otras coordenadas en función de aceleración y desplazamientos espectrales (coordenadas ADRS) S_a vs S_d , las ecuaciones requeridas para la transformación son las siguientes:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{W_i \Phi_{i1}}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{W_i (\Phi^2)_{i1}}{g}} \quad (3.20)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i \Phi_{i1}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i (\Phi^2)_{i1}}{g} \right]} \quad (3.21)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (3.22)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{\text{techo}}}{PF_1 \cdot \Phi_{1,\text{techo}}} \quad (3.23)$$

Donde:

S_d : Desplazamiento espectral. Representa el desplazamiento generalizado del primer modo cuando el desplazamiento en el techo es Δ .

S_a : Aceleración espectral.

Δ_{techo} : Desplazamiento en el último piso.

PF_1 : Factor de participación modal del primer modo o modo natural de vibración.

Φ_{i1} : Amplitud del modo 1 en el nivel i .

α_1 : Coeficiente de masa modal para el primer modo natural de vibración.

W/g : Masa asignada al nivel i .

N : Niveles.

V : Cortante en la base

W : Peso muerto más carga viva probable.

○ **Representación bilineal de la curva de capacidad**

En un análisis de desplazamiento incremental la formación de la primera rótula se reconoce como el inicio del comportamiento no lineal, pero generalmente este evento no está asociado a un cambio significativo e inmediato en la rigidez y resistencia lateral, es decir, no se genera un cambio importante en la pendiente de la curva de capacidad. Es necesario entonces hallar un punto de fluencia en el cual se haya producido un cambio importante en el comportamiento del edificio y por lo tanto en la pendiente de la curva de capacidad, dicho punto se denomina “fluencia efectiva”.

Una vez determinado el punto de fluencia efectiva es posible simplificar la curva de capacidad en un modelo bilineal. Existen diversos criterios para la determinación, para el presente trabajo se utilizó el criterio de las áreas iguales, el cual consiste en igualar las áreas internas y externas de la curva de capacidad como se muestra en la fig. 3.19.

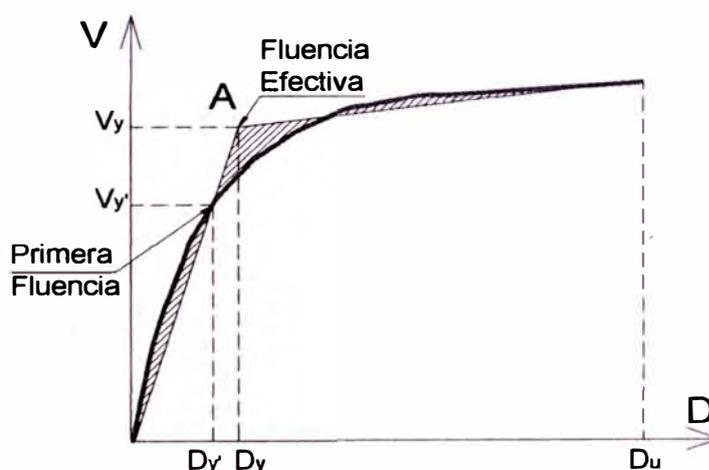


Fig. 3.19 Modelo bilineal de la curva de capacidad

B) Conversión del espectro estándar a un espectro en formato ADRS

La aplicación de la técnica del espectro de capacidad requiere que tanto la curva de capacidad como el espectro de demanda sean convertidos al formato ADRS (S_a vs S_b). La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura.

El espectro de demanda elástico a convertir es el espectro que establece la norma peruana E.030 sismorresistente, al igual que en muchos otros códigos, está dado en términos de la aceleración espectral S_a y el periodo T , y se ha obtenido para un amortiguamiento del 5% fig. 3.20.

$$S_{ae}(g) = ZUCS \quad (3.24)$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5 \quad (3.25)$$

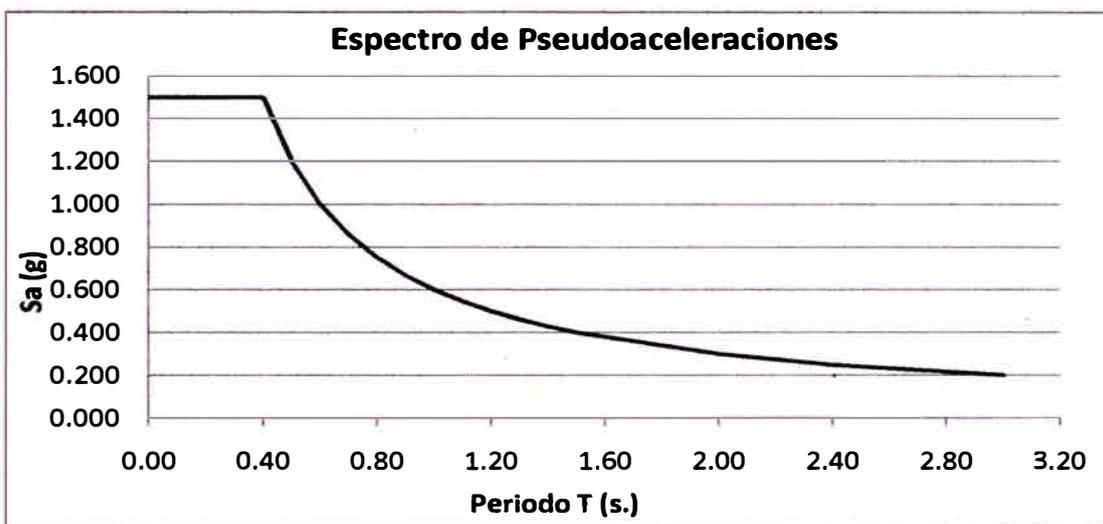


Fig. 3.20 Espectro de respuesta elástico de la norma E.030

En la fig. 3.21 se muestra la comparación entre ambos formatos. En el formato ADRS cada línea radiante desde el origen tiene periodo constante T , este se puede calcular en cualquier punto sobre el espectro ADRS usando la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (3.26)$$

Y similarmente para el espectro tradicional el desplazamiento espectral puede ser calculado con la siguiente expresión:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3.27)$$

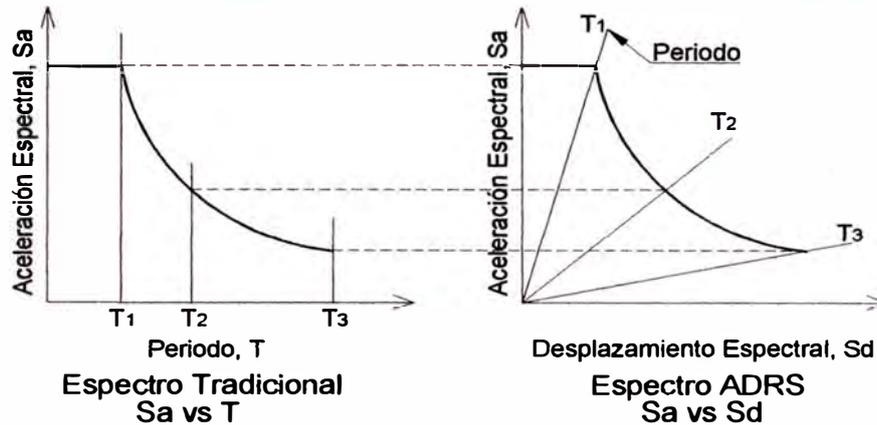


Fig. 3.21 Espectro de respuesta en formato tradicional y en formato ADRS

Como se indicó, el espectro de respuesta elástica posee un amortiguamiento de 5%, debe ser reducido por un amortiguamiento histerético equivalente β_{eq} que reemplaza los efectos de la disipación de energía histerética asociado a una respuesta inelástica, de acuerdo al procedimiento del método de espectro de capacidad del ATC-40. Este procedimiento ha sido cuestionado por varios autores que indican que se subestima la respuesta y en algunos casos no converge a una solución, para ello Reinhorn recomienda que se mantenga el método de espectro de capacidad, en el formato ADRS, pero que el espectro de demanda inelástico se obtenga a partir del espectro elástico dividido por el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R_{μ} , diferente de al factor R indicado en las diferentes normas sísmicas, debido a que R llevan implícitamente otro factores como el de sobrerresistencia. El factor R_{μ} se aplica de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_{\mu}} \quad (3.28)$$

$$S_d = \frac{\mu S_{de}}{R_{\mu}} = \frac{\mu T^2}{R_{\mu} 4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3.29)$$

Existen una gran cantidad de trabajos para estimar los factores de reducción R_{μ} , para el presente trabajo se utilizará la propuesta de Newmark y Hall la que se describe a continuación:

- Newmark y Hall, han determinado las siguientes expresiones:

$$R_{\mu} = 1 \quad \text{si } T < T_a \quad (3.30)$$

$$R_{\mu} = (2\mu - 1)^{\beta/2} \quad \text{si } T_a < T < T_b \quad (3.31)$$

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{si } T_b < T < T'_c \quad (3.32)$$

$$R_{\mu} = \frac{T}{T_c} \mu \quad \text{si } T'_c < T < T_c \quad (3.33)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{si } T > T_c \quad (3.34)$$

$$\mu = Du/Dy \quad (3.35)$$

Donde:

$T_a = 1/33$ s, $T_b = 0.125$ s

μ : factor de ductilidad de la estructura

T_c : es el periodo al final de la rama de aceleración constante e inicio de la rama descendente, fig. 3.22.

T'_c : es el equivalente a T_c pero para el espectro inelástico.

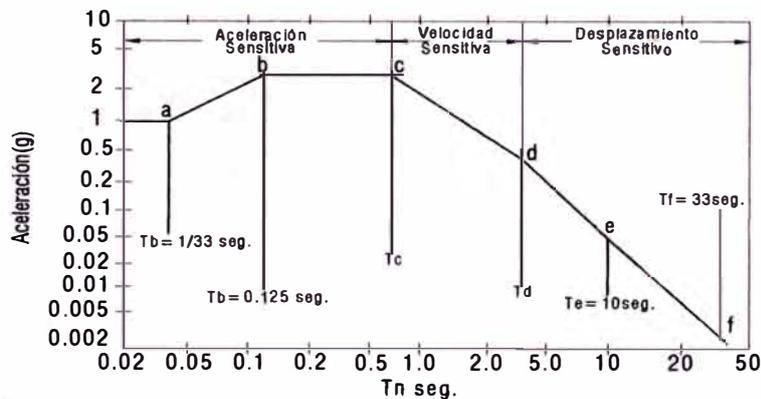


Fig. 3.22 Espectro de diseño elástico Newmark-Hall

C) Determinación del punto de desempeño

El método de espectro de capacidad permite encontrar el punto de desempeño gráficamente en el formato ADRS, el cual es el punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda inelástico, fig. 3.23.

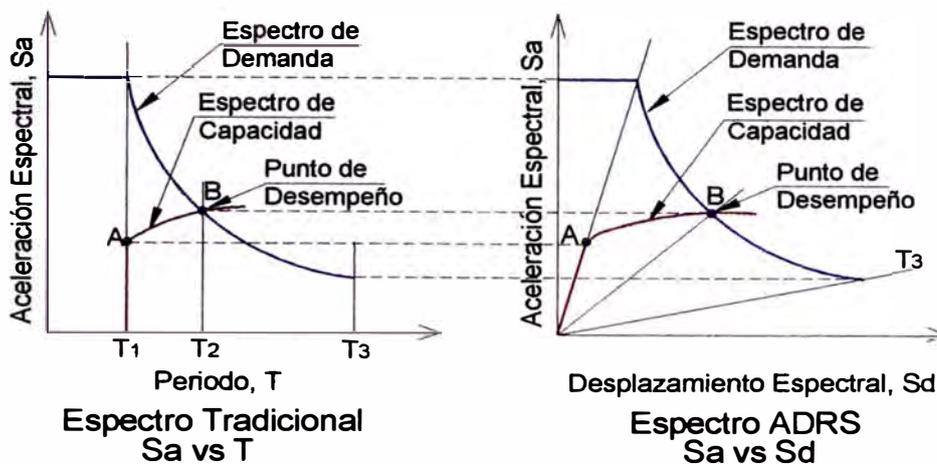


Fig. 3.23 Espectro de capacidad y demanda en formato tradicional y formato ADRS

La fig. 3.23 muestra el espectro de capacidad, el espectro de demanda y el punto de desempeño en los dos tipos de formatos. En la misma figura, se observa a lo largo del espectro de capacidad que el periodo T_1 es constante hasta el punto A, que corresponde al rango elástico. Cuando el espectro de capacidad y el espectro de demanda se interceptan en el punto B, el periodo es diferente T_2 . Esto indica que cuando una estructura es sometida a un desplazamiento inelástico, el periodo aumenta. Resumiendo lo antes descrito, el punto de desempeño se encuentra siguiendo el procedimiento iterativo que a continuación se indica:

- Se coloca el espectro de capacidad y el espectro de demanda elástico 5% en un solo gráfico.
- Se impone una ductilidad del sistema μ y se calcula el factor R_μ .
- Se encuentra el espectro inelástico dividiendo el espectro elástico por R .
- Se determina el punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda inelástico y se calcula la ductilidad efectiva μ_{ef} , dividiendo el desplazamiento máximo entre el desplazamiento de fluencia.
- Se compara la ductilidad efectiva con la ductilidad impuesta en el segundo paso, si el error es menor a una tolerancia dada, se habrá encontrado el punto de demanda, caso contrario se repite desde el paso dos con la ductilidad efectiva calculada.

CAPITULO IV

ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO POR DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN DE USO MULTIFAMILIAR

4.1 Análisis y Diseño Sísmico de la Edificación Aplicando la Norma E.030 Diseño Sismorresistente

El análisis sísmico de la edificación se desarrolló utilizando el análisis dinámico modal espectral indicado por la norma E-030, para el modelamiento tridimensional de la estructura se utilizó el programa SAP 2000 versión 14 (fig.4.2).

4.1.1 Descripción de la configuración estructural de la edificación

La configuración estructural está planteada por pórticos de concreto armado en ambas direcciones (3 pórticos en la dirección X y 6 pórticos en la dirección Y), los cuales están conformados por vigas y columnas con dimensiones apropiadas permiten proporcionar una adecuada rigidez lateral a la estructura. El sistema de piso es de losa aligerada en una dirección que cumple la función de diafragma rígido, el cual distribuye las fuerzas sísmicas a las columnas de manera uniforme.

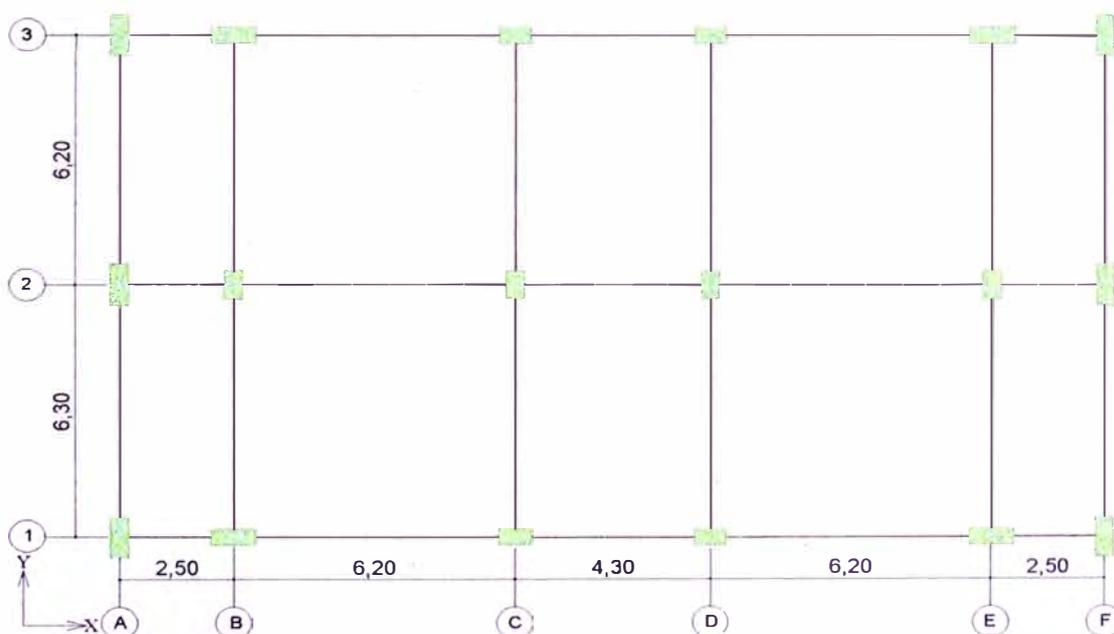


Fig. 4.1 Configuración estructural de la edificación estudiada

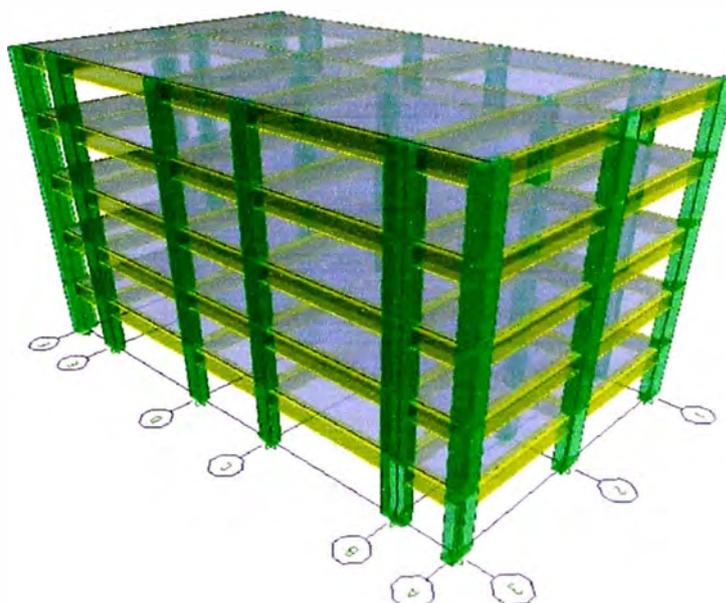


Fig. 4.2 Modelo tridimensional de la estructura

4.1.2 Análisis por cargas de gravedad

En el análisis de cargas por gravedad para la carga muerta se considera el peso de los diferentes elementos estructurales (calculado internamente por el programa SAP 2000), el peso de la losa aligerada y el peso de la tabiquería según lo indicado por la Norma de Cargas E.020, con los valores mostrados en la Tabla 4.1.

Cargas Muertas	Piso Típico (t/m ²)	Azotea (t/m ²)
LOSA ALIGERADA e = 20 cm	0.30	0.30
TABIQUERIA	0.15	0.10

Tabla 4.1 Cargas muertas

Con relación a los acabados se considera 5 cm de piso terminado con un peso de 0.10 t/m².

En el análisis de cargas vivas se considera una sobrecarga de 0.20 t/m² en los pisos típicos y 0.10 t/m² en la azotea.

4.1.3 Análisis sísmico dinámico

El análisis sísmico se realizó para verificar que la estructura cumpla con los requisitos de rigidez (control del desplazamiento lateral de entrepiso) especificados en la norma E.030 Diseño Sismorresistente. El modelo dinámico considera la rigidez y las propiedades inerciales elásticas las cuales se representaron por medio de masas concentradas en el centro de masa de cada diafragma con tres grados de libertad, dos traslacionales horizontales y una rotacional respecto al eje vertical.

Con el fin de verificar los resultados del análisis dinámico se calculó la fuerza cortante basal utilizando el método de análisis estático de acuerdo a lo que establece la norma E.030 en su artículo 18.2 d, para cada dirección considerada en el análisis, la fuerza cortante en la base obtenida en el análisis dinámico no podrá ser menor que el 80% del valor obtenido en el análisis estático.

i) Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por la norma E-030, artículo 18.2b.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} (g) \quad (4.1)$$

Los parámetros sismorresistentes necesarios para la elaboración el espectro inelástico de pseudoaceleraciones son los siguientes:

Factor	Descripción	Valor
Factor de Zona, Z	Edificación ubicada en la ciudad de Lima, la cual corresponde a la Zona 3	0.4
Factor de suelo, S	Perfil de Suelo S1	1.0
Periodo T_p	Periodo en que empieza a descender el espectro de aceleración	0.4
Factor de uso, U	Edificación común destinada para una vivienda, Categoría C	1.0
Factor de amplificación sísmica, C	Según periodo	$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T}\right); C \leq 2.5$
Factor de reducción de fuerzas, R	Estructura regular aporticada de concreto armado, (artículo 12 - Norma E.030)	8

Tabla 4.2 Parámetros sismorresistentes

La fig. 4.3 ilustra el espectro de pseudoaceleraciones de diseño que debe ser ingresado al programa SAP 2000.

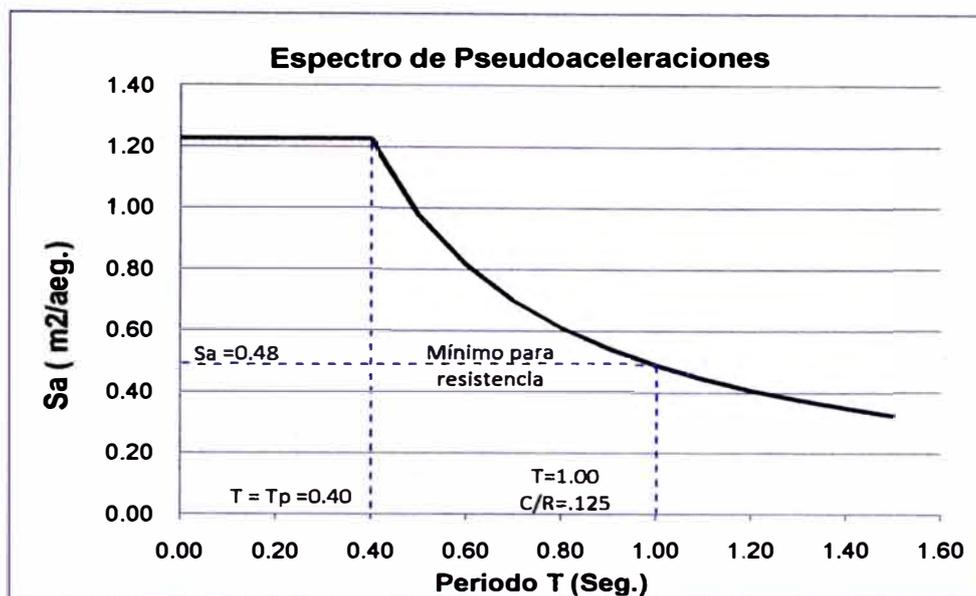


Fig. 4.3 Espectro de pseudoaceleración

ii) Periodos y modos de vibración

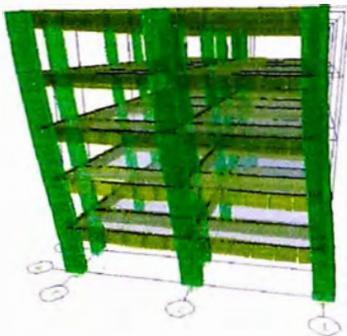
Para obtener la máxima respuesta elástica se consideraron los 10 primeros modos de vibración. La tabla 4.3 muestra los periodos con sus respectivas masas de participación de los 10 modos de vibración.

Modo	Periodo (s)	Masa X-X (t.s2/m)	Masa Y-Y (t.s2/m)	Masa Z-Z (t.s2/m)	Masa Acum. X-X (t.s2/m)	Masa Acum. Y-Y (t.s2/m)	Masa Acum. Z-Z (t.s2/m)
1	0.399	0.0000	81.469	0.0000	0.0000	81.4695	0.0000
2	0.357	82.133	0.0000	0.0000	82.1331	81.4695	0.0000
3	0.310	0.0007	0.0000	0.0000	82.1339	81.4695	0.0000
4	0.123	0.0000	11.234	0.0000	82.1339	92.7034	0.0000
5	0.113	11.806	0.0000	0.0000	93.9400	92.7034	0.0000
6	0.095	0.0000	0.0000	0.0000	93.9400	92.7034	0.0000
7	0.065	0.0000	3.8719	0.0000	93.9400	96.5754	0.0000
8	0.062	3.6476	0.0000	0.0000	97.5876	96.5754	0.0000
9	0.050	0.0000	0.0000	0.0000	97.5876	96.5754	0.0000
10	0.044	0.0000	3.0489	0.0000	97.5876	99.6243	0.0000

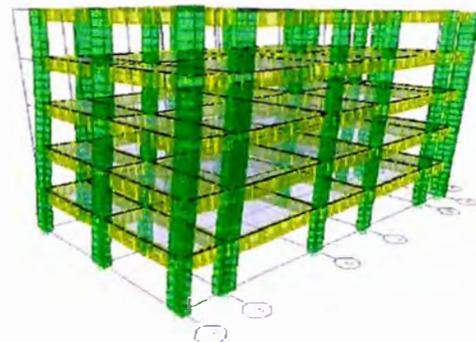
Tabla 4.3 Periodos y masas de participación modal

En la fig. 4.4 se muestran los tres primeros modos predominantes de la estructura, los cuales están asociados a una forma y aun periodo de vibración.

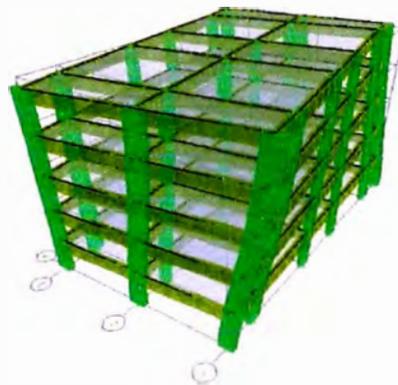
Se observa que el primer y segundo modo son translaciones correspondientes a la dirección Y-Y y la dirección X-X respectivamente, y el tercer modo es de rotación.



(a) Primer modo, (T1= 0.399 s)



b) Segundo modo, (T1= 0.357 s)



(c) Tercer modo, (T3= 0.310 s)

Fig. 4.4 Modos de vibración

iii) Criterios de combinación

La norma E.030 indica que, en el caso se use el análisis dinámico modal espectral, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la combinación modal CQC (Combinación Cuadrática Completa).

iv) Cálculo de la cortante basal – Método Estático

La fuerza cortante en la base se calculó con la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P \quad (4.2)$$

- El peso total de la edificación (P)

Se calculó considerando el total de la carga muerta y el 25% de la carga viva, de acuerdo a la norma E.030 en el artículo 16.3 a. El cálculo se resume en la siguiente tabla:

	Piso Típico (tn)	Azotea (tn)
Losa Aligerada de H= 20cm	69.14	69.14
Vigas	123.34	123.34
Columnas	42.96	12.66
Tabiquería	23.05	-
Acabados	23.05	-
25 % de la Sobrecarga	11.52	5.762
Total de peso por piso	293.06	210.90
PESO TOTAL= 4xP.piso típico + P.Azotea	1383.15 t	

Tabla 4.4 Peso total de la edificación

- Período fundamental (T)

El período fundamental de la estructura para cada dirección se estimará de acuerdo al artículo 17.2b de la norma E.030. Como el procedimiento dinámico no considera el efecto de los elementos no estructurales, el periodo fundamental será igual al 0.85 del valor de los periodos obtenidos por este método.

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Periodo Fundamental del análisis dinámico (Td)	0.362 s	0.4050 s
Periodo Fundamental Estático (Te = 0.85 x Td)	0.309 s	0.344 s
Factor de amplificación sísmica, C	2.50	2.50

Tabla 4.5 Periodos y factores de amplificación sísmica

Finalmente se obtuvo para ambas direcciones horizontales la fuerza cortante en la base igual:

$$V_{xx} = V_{yy} = 172.89 t$$

v) Cálculo de la cortante basal – Método Dinámico

La fuerza cortante basal obtenida del análisis dinámico a partir de los resultados proporcionados por el programa SAP 2000, según el criterio de combinación modal antes mencionado, son los siguientes:

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Cortante Basal – Método Estático	172.89 t	172.89 t
80% del Cortante Basal – Método Estático	138.31 t	138.31 t
Cortante Basal – Método Dinámico	142.77 t	140.16 t

Tabla 4.6 Cortante basal dinámico y estático

Como se aprecia los valores del cortante dinámico resultaron mayores al 80 % de los correspondientes valores del método estático, por lo tanto estos valores se usaron como el cortante de diseño.

vi) Desplazamientos y distorsiones

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso (distorsión), no debe ser mayor que 0.7% para estructuras de concreto armado como se indica en el artículo 15.1 de la norma E.030, para lo cual los resultados obtenidos del SAP 2000 deben ser multiplicado por 0.75R especificado en el artículo 16.4. En la tabla 4.7 se observa que las distorsiones no superan el límite permisible especificado por la norma E.030.

Nivel	hi (m)	$\Delta_{\text{máxX}}$ (cm)	Distorsión X (%)	$\Delta_{\text{máxY}}$ (cm)	Distorsión Y (%)
5	2.85	3.402	0.148%	4.419	0.182%
4	2.85	2.986	0.227%	3.905	0.296%
3	2.85	2.345	0.290%	3.072	0.391%
2	2.85	1.524	0.313%	1.962	0.420%
1	2.85	0.632	0.222%	0.766	0.269%

Tabla 4.7 Máximos desplazamientos relativos de entrepiso

4.1.1 Diseño de elementos estructurales

Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener sus secciones resistentes de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en la norma E.060 de concreto armado.

$$\phi R_n \geq R_u \quad (4.3)$$

En el diseño se utilizaron cinco combinaciones:

$$1.4 CM + 1.7 CV \quad (4.4)$$

$$1.25 (CM + CV) \pm S_x \quad (4.5)$$

$$1.25 (CM + CV) \pm S_y \quad (4.6)$$

$$0.9 CM \pm S_x \quad (4.7)$$

$$0.9 CM \pm S_y \quad (4.8)$$

o Diseño de vigas

Las vigas se diseñaron con los momentos máximos obtenidos de curva envolvente de las combinaciones de diseño utilizando las siguientes ecuaciones:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a)} \quad (4.9)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot d} \quad (4.10)$$

Además, el requerimiento de refuerzo mínimo indicado por la norma E.060 no debe ser menor que el obtenido por medio

$$A_{s_{min}} = \frac{0.80 \sqrt{f'_c} b_w \cdot d}{f_y} \quad (4.11)$$

Pero no menor:

$$A_{s_{min}} = \frac{14 b_w \cdot d}{f_y} \quad (4.12)$$

El contenido máximo de refuerzo por flexión debe ser limitado para asegurar una falla dúctil, por lo que la norma ACI y la norma E.060 fijan la cantidad máxima de acero en tracción que puede ser colocado en una sección en función del área de acero que produce la falla balanceada, de esta manera no se permite la falla por compresión.

$$\rho_{max} = 0.50\rho_b \quad A_{s_{max}} = 0.50 A_{s_b} \quad (4.13)$$

$$A_{s_b} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (4.14)$$

	Sección 1	Sección 2	Sección 3 y 4	Sección 5	Sección 6
Mu (ton-m)	-20.383	12.970	-24.770	12.540	-19.990
As (cm ²)	11.68	9.68	11.68	9.68	11.68
As colocado	2Ø3/4"+3Ø5/8"	2Ø3/4"+2Ø5/8"	2Ø3/4"+3Ø5/8"	2Ø3/4"+2Ø5/8"	2Ø3/4"+3Ø5/8"
As máx(cm ²)	26.99	26.99	26.99	26.99	26.99
As mín (cm ²)	8.22	8.22	8.22	8.22	8.22

Tabla 4.8 Áreas de acero en las secciones de la viga

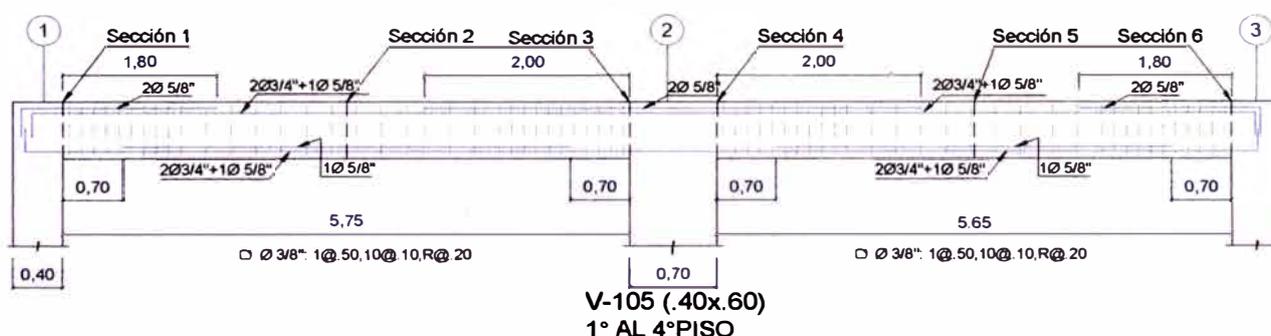


Fig. 4.5 Elevación de vigas con refuerzo colocado

○ Diseño de columnas

El diseño de los elementos sometidos a flexo compresión (columnas) se desarrolló según las siguientes consideraciones de la norma E.060:

- La cuantías mínima y máxima en columnas son: $\rho_{min} \geq 1\%$ y $\rho_{max} \leq 6\%$

- En los nudos, la resistencia a flexión de las columnas deberá cumplir con la siguiente expresión: $\sum M_{nc} > 1.4 \sum M_{nv}$ (M_{nc} : Momentos nominales de las columnas que llegan al nudo M_{nv} : momentos nominales de las vigas que llegan al nudo)

Como ejemplo se procede a diseñar la columna C10 (40x70) del primer nivel:

- Los valores de las solicitaciones últimas P_u y M_u , graficados en los diagramas de iteración son los siguientes:

Combinación	P_u (t)	M_{ux} (t-m)	M_{uy} (t-m)	V_{uy} (t)
Envol	258.65	14..22	5.82	7.98

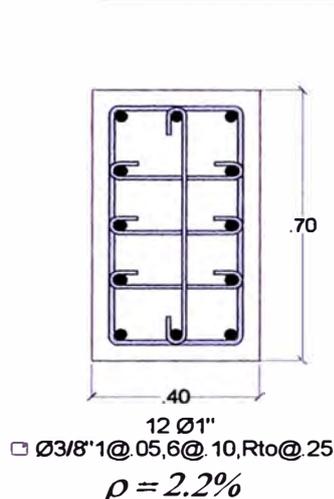


Fig. 4.6 Sección COL 40x70

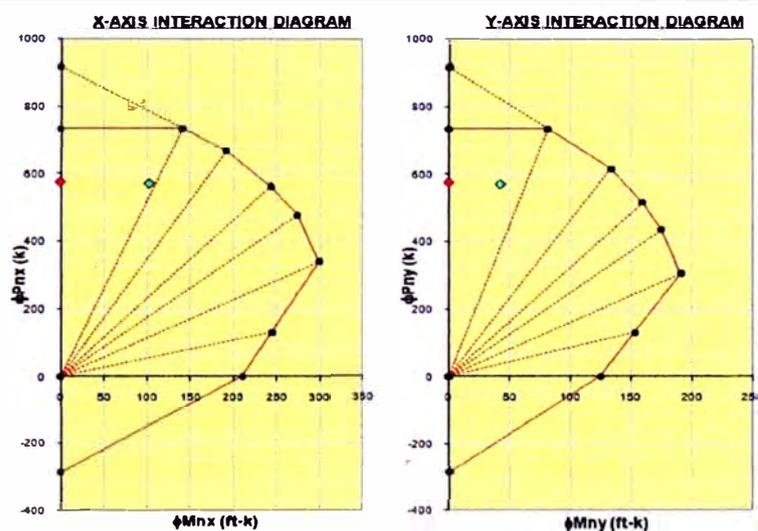


Fig. 4.7 Diagramas de interacción en los eje X y Y

Se puede observar en la fig. 4.7 que el diseño satisface las solicitaciones últimas. Con la armadura definida se procedió a calcular la capacidad a flexión de las vigas en el nudo central del 1° piso. Para las columnas la capacidad a flexión se obtuvo como el valor mínimo del momento correspondiente a los valores de P_u en los pisos 1° y 2°.

Vigas		Columnas		$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nv}} > 1.4$
(-) M_n (t-m)	(-) M_n (t-m)	M_{uy} (t-m)	M_{uy} (t-m)	
26.55	22.34	51.80	51.80	1.4
48.89		103.59		2.12

Tabla 4.9 Verificación de las capacidades a flexión de las vigas y columnas en el punto central del 1° piso

4.2 Espectros de Sitio y Sismos de Entrada

Como se indicó en el capítulo 3, el movimiento sísmico es relacionado con un nivel de desempeño deseado para formar un objetivo de desempeño. En la tabla 3.2 se definió 4 niveles de sismo de diseño, para los objetivos del presente trabajo los sismos utilizados se muestran en la tabla 4.10.

Movimiento Sísmico de Diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Sismo de servicio (Ocasional)	72 años	50% en 50 años
Sismo de diseño (Raro)	475 años	10% en 50 años

Tabla 4.10 Niveles de sismo de diseño [17].

De acuerdo a estas probabilidades y a la Norma E.030, estudios han estimado valores para el factor zona Z para cada nivel de sismo [5]:

- Sismo de servicio (Ocasional) : $Z = 0.20$
- Sismo de diseño (Raro) : $Z = 0.40$

La fig. 4.8 muestra los espectros elásticos de pseudo – aceleraciones para los sismos de servicio y diseño, los cuales serán convertidos al formato ADRS y reducidos por el factor reducción de fuerzas R_{μ} para obtener el espectro inelástico.

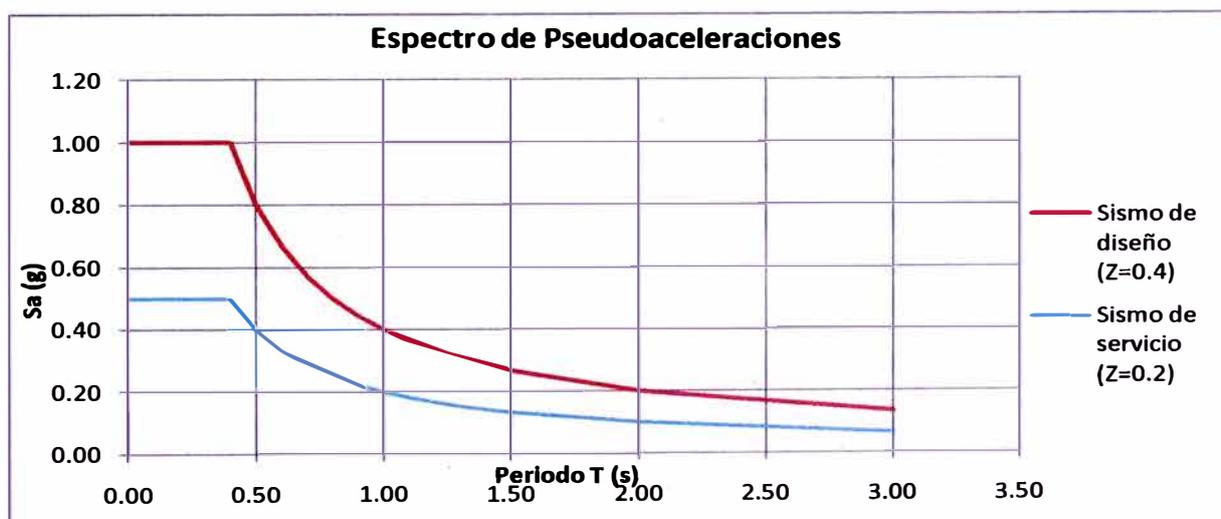


Fig. 4.8 Espectros elásticos de pseudoaceleraciones para los de sismo servicio y de diseño.

4.3 Diseño Sísmico por Desempeño

El procedimiento de diseño sísmico por desempeño que se lleva a cabo en el presente capítulo, se basa en definir estados límites para el acero y el concreto. Para el estado límite de servicio u operacional, se considera relacionado cuando se alcanza el valor de 1% de deformación a tracción en la barra longitudinal más deformada de las columnas (Sii) o cuando el recubrimiento del concreto se desprende (Ciii), el primero que ocurra.

Para el estado límite de seguridad de vida, se considera que está relacionado cuando el concreto se aplasta (Civ), o cuando se fractura una barra de refuerzo longitudinal de las columnas (Siv), el primero que ocurra.

Estos niveles de comportamiento y los valores correspondientes de deformaciones se muestran en la tabla 4.11

Nivel de Desempeño	Columnas y Vigas			
	Acero de Refuerzo		Concreto	
Operacional (O)	<u>Sii</u> 	$\epsilon_s = 0.01$	<u>Ciii</u> 	$\epsilon_s = -0.004$
Seguridad de Vida (LS)	<u>Siv</u> 	$\epsilon_s - \epsilon_c = \frac{14 - \frac{4S_h}{3d_b}}{100} \leq \frac{\epsilon_{su}}{2}$	<u>Civ</u> 	$\epsilon_c = -(0.004 + 2\sqrt{\rho_x\rho_y})$

Tabla 4.11 Matriz de comportamiento [16]

Siguiendo con el ejemplo del capítulo 3, en el diagrama momento – curvatura idealizado para la sección de columna COL 40x105 como se muestra en la fig. 3.9, se ubica los puntos de los niveles de desempeño operacional (O) y de seguridad de vida (LS), los cuales están definidos por los estados límites Sii y Siv respectivamente.

Adicionalmente, con fines de utilizar el programa SAP 2000 se incluirá un tercer punto al cual le corresponderá el nivel de desempeño Cerca del Colapso (CP), el cual coincide con el punto “C” del diagrama momento – curvatura idealizado, no es objetivo del presente trabajo evaluar este último punto ya que solo servirá de manera referencial.

Puntos de Desempeño			
Nivel de Desempeño	Estado límite	Curvature	Moment
Operacional (O)	Sii = 0.010	0.0132	125.78
Seguridad de Vida (LS)	Siv = 0.049	0.0602	130.57
Cerca Colapso (CP)	-	0.0632	52.23

Tabla 4.12 Matriz de comportamiento de la sección de columna COL 40x100 con carga axial = -78.97 t

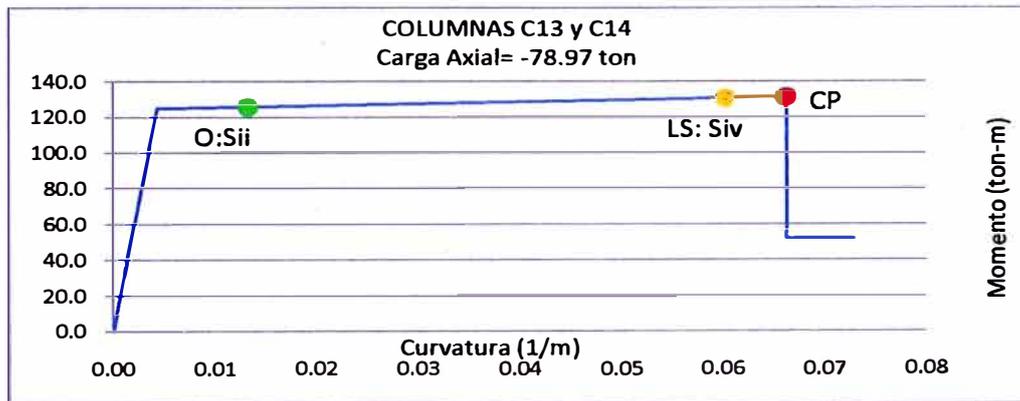


Fig. 4.9 Ubicación de los estados límite en el diagrama momento – curvatura idealizada de la sección de COL 40x100 con carga axial = -78.97 t

4.3.1 Modelo inelástico

A) Modelo de comportamiento de los materiales

- Modelo de comportamiento del concreto confinado

Se elaboraron 5 diagramas de esfuerzo – deformación del concreto confinado utilizando el modelo de Mander, es decir para cada sección de columna y viga.

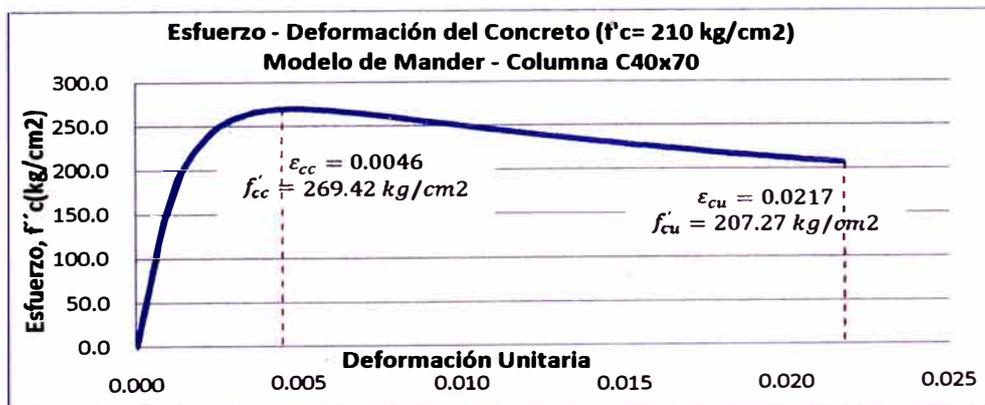


Fig. 4.10 Diagrama esfuerzo – deformación del concreto confinado en columna C40x70

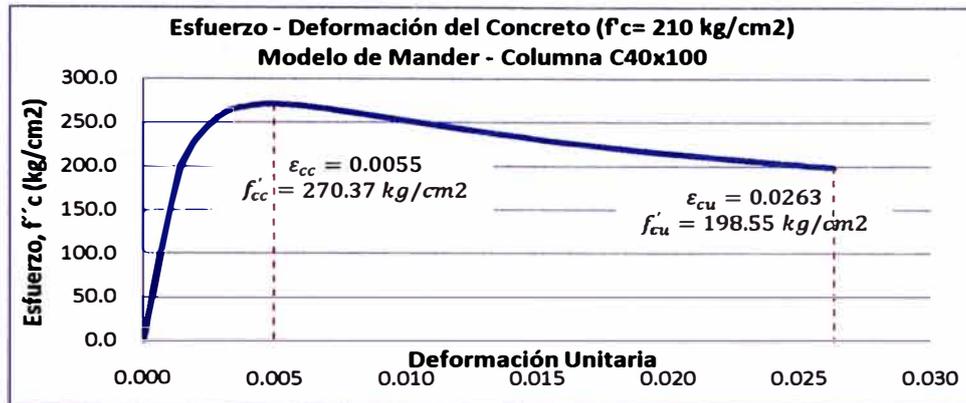


Fig. 4.11 Diagrama esfuerzo – deformación del concreto confinado en COL 40x100

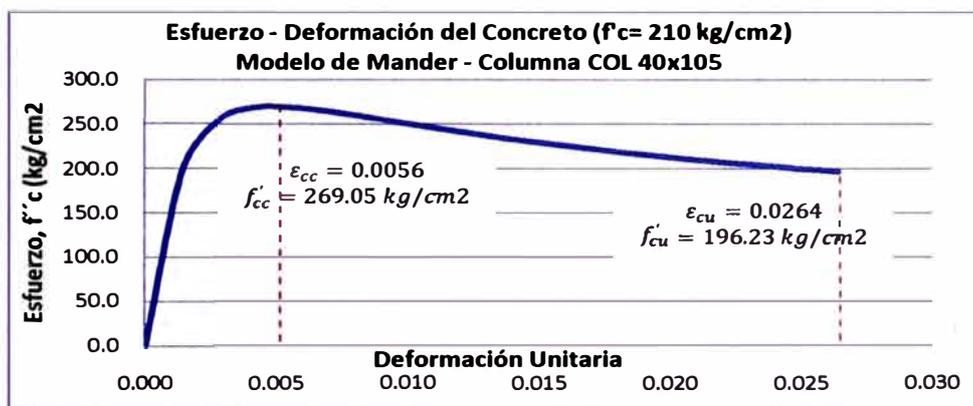


Fig. 4.12 Diagrama esfuerzo – deformación del concreto confinado en COL 40x105

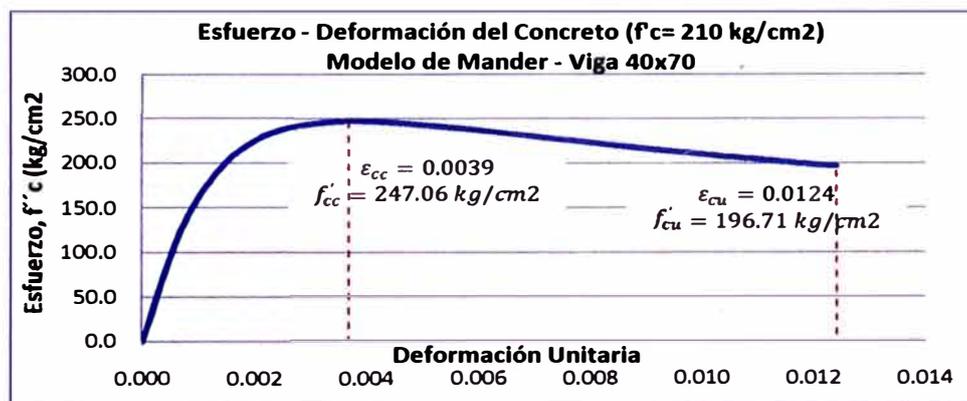


Fig. 4.13 Diagrama esfuerzo – deformación del concreto confinado en Viga 40x70

- Modelo de comportamiento del acero de refuerzo

Se utilizará los puntos de la tabla 3.6 para la graficar el diagrama esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, modelo trilineal fig. 4.14.

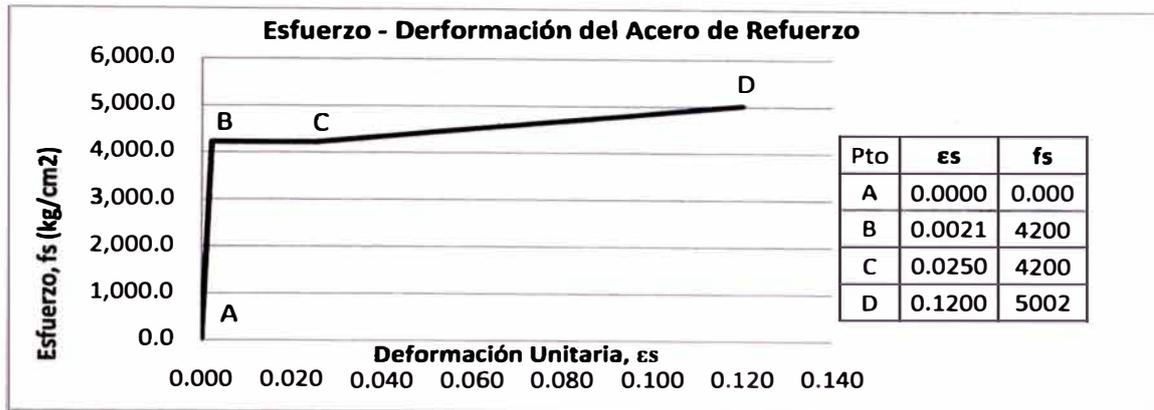


Fig. 4.14 Diagrama esfuerzo – deformación del acero de refuerzo modelo trilineal

B) Diagramas momento - curvatura

Para la elaboración de los diagramas momento – curvatura se ha tenido en cuenta la siguiente consideración para el valor de la carga axial:

La carga axial considerada proviene de la combinación de la carga muerta más 25% de la carga viva (cargas de servicio), la tabla 4.13 resume las cargas axiales para cada elemento en cada nivel. Además se elaboró un mismo diagrama momento – curvatura para elementos ubicados simétricamente, con el fin reducir cálculos del presente trabajo.

SECCIÓN	UBICACIÓN	CARGA AXIAL COM (D + .25L) (t)				
		1° NIVEL	2° NIVEL	3° NIVEL	4° NIVEL	5° NIVEL
COL 40x100	C1, C3, C6 y C8 (ESQUINA)	-48.69	-39.89	-30.19	-19.94	-9.18
COL 40x105	C13 y C14 (PERIMETRO)	-78.97	-64.63	-48.83	-32.08	-14.59
COL 40x100	C2, C4, C5 y C7 (PERIMETRO)	-70.97	-55.93	-41.20	-26.72	-12.46
COL 40x70	C15, C16, C17 y C18 (PERIMETRO)	-80.89	-64.38	-47.59	-30.77	-13.86
COL 40x70	C9 y C12 (CENTRAL)	-103.89	-79.42	-57.32	-36.50	-16.83
COL 40x70	C10 y C11 (CENTRAL)	-143.66	-112.77	-83.13	-53.43	-24.12

Tabla 4.13 Cargas axiales de las columnas en los diferentes niveles

No se consideró el incremento de la carga axial por los efectos de sismo, ya que como se muestra en la tabla 4.14 no es notorio para efectos del análisis momento – curvatura.

SECCIÓN	UBICACIÓN	CARGA AXIAL COM (D + .25L) (t)				
		1° NIVEL	2° NIVEL	3° NIVEL	4° NIVEL	5° NIVEL
COL 40x70	C10 y C11 (CENTRAL)	-143.66	-112.77	-83.13	-53.43	-24.12
		CARGA AXIAL COM (D + .25L + Sx) (t)				
COL 40x70	C10 y C11 (CENTRAL)	-148.07	-115.58	-84.47	-53.77	.24.39
		CARGA AXIAL COM (D + .25L + Sy) (t)				
COL 40x70	C10 y C11 (CENTRAL)	-143.98	-113.00	-83.27	53.49	-24.14

Tabla 4.14 Cargas axiales para diferentes combinaciones de carga

En la fig. 4.15 se observa el incremento del momento resistente M_n debido a la influencia de la carga axial.

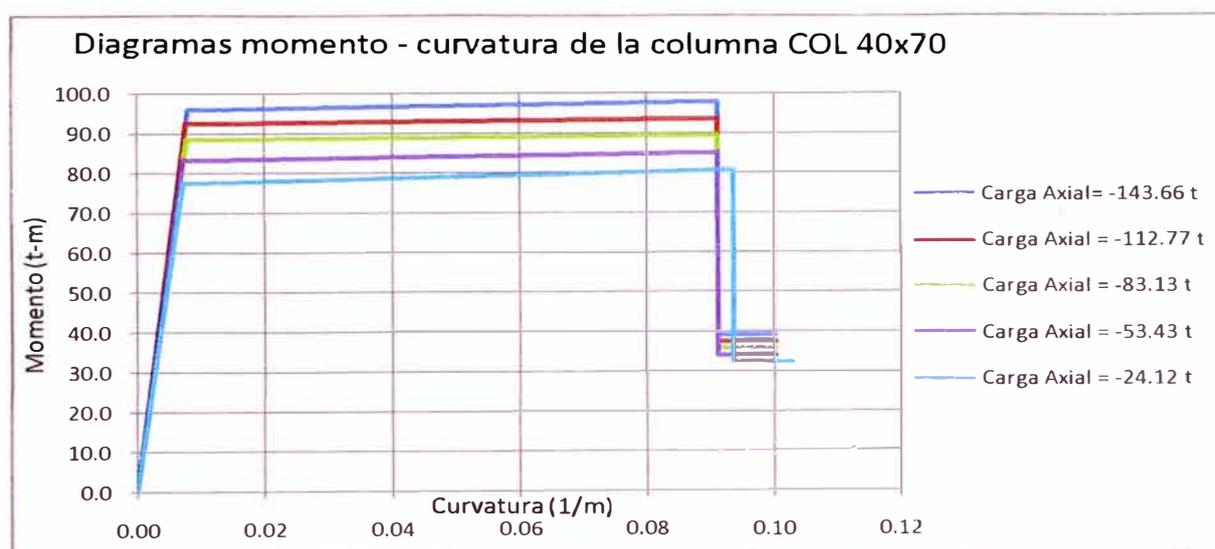


Fig. 4.15 Diagramas momento – curvatura de la columna COL 40x70 para diferentes niveles de carga axial

C) Factores de reducción de rigidez

Se consideraron los factores de reducción propuestos por Paulay y Priestley, los cuales se resumen en la tabla 4.15.

CARGA AXIAL COM (1.1 D +0.25L+Sx) (t)			PAULAY & PRIESTLEY
SECCIÓN	UBICACIÓN	1° NIVEL	Ie Recomendado
COL 40x100	C1, C3, C6 y C8 (ESQUINA)	-92.67	0.60 Ig
COL 40x105	C13 y C14 (PERIMETRO)	-112.58	0.60 Ig
COL 40x100	C2, C4, C5 y C7 (PERIMETRO)	-104.92	0.60 Ig
COL 40x70	C15, C16, C17 y C18 (PERIMETRO)	-94.83	0.60 Ig
COL 40x70	C9 y C12 (CENTRAL)	-130.96	0.60 Ig
COL 40x70	C10 y C11 (CENTRAL)	-161.68	0.60 Ig
Viga 40x70	PRINCIPALES Y SECUNDARIAS	-	0.40 Ig

Tabla 4.15 Factores de reducción de rigidez utilizados

4.3.2 Resultados del análisis no lineal estático (Pushover)

La presente sección se muestra los resultados del análisis no lineal estático “pushover” en la dirección Y, ya que esta dirección se produce el modo de vibración predominante en el análisis elástico dinámico.

Para el análisis pushover se determinó el cortante basal de la estructura, obtenido del análisis dinámico, y se ha distribuido linealmente en base a la altura siguiendo la dirección de análisis (dirección Y-Y) y ubicadas en el centro de gravedad de cada nivel. El análisis se realizó con un control de desplazamiento, incrementando la carga hasta alcanzar una magnitud de desplazamiento monitoreado de 0.25 m en el nudo más cercano al centro de gravedad del último nivel.

- Curva de capacidad y su representación bilineal

Para determinar la representación bilineal de la curva de capacidad se consideró como punto de primera fluencia cuando el primer elemento ha fluido, en el paso 2 del análisis pushover muestra las dos primeras rótulas formadas.

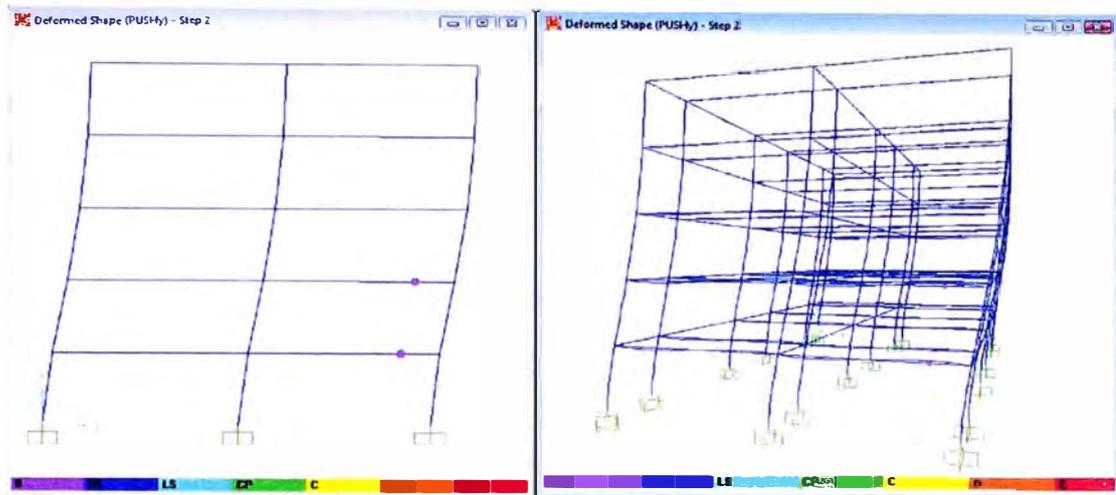


Fig. 4.16 Paso 2 del análisis pushover

El punto de resistencia última se considera cuando el análisis alcance el desplazamiento monitoreado indicado anteriormente.

El punto de fluencia efectiva se determina utilizando el criterio de áreas iguales, el cual se describió en el capítulo 3, los puntos de la curva de capacidad bilineal se resumen en la tabla 4.16.

Paso	Idealización bilineal	
	Desplazamiento (cm)	Cortante en la base (t)
Paso 2: Primera fluencia	0.00	0.00
Punto de Fluencia efectiva	2.35	310.47
Punto de Fluencia efectiva	3.73	492.20
Paso 15: Resistencia última	25.00	628.72

Tabla 4.16 Puntos de la curva de capacidad bilineal

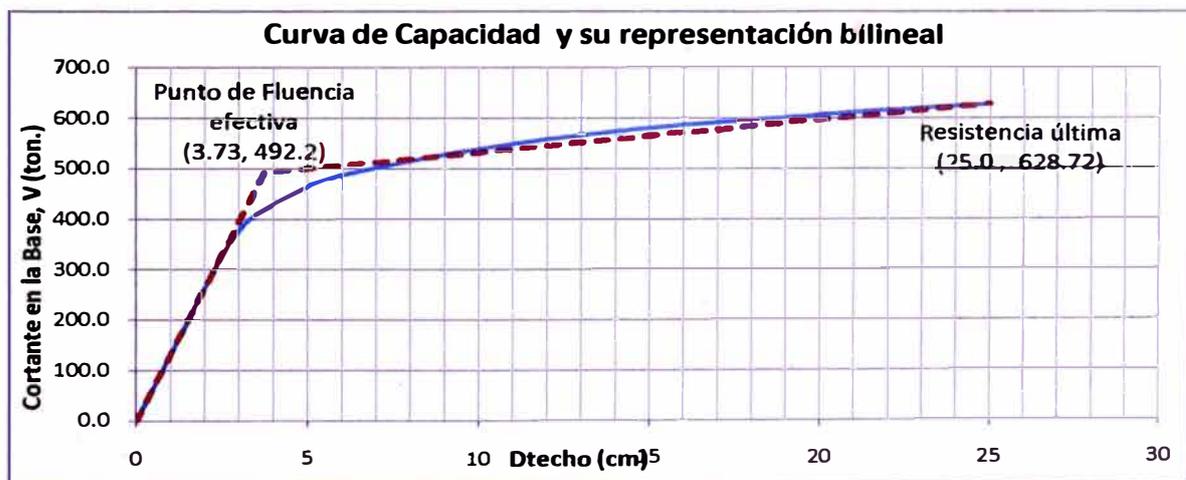


Fig. 4.17 Curva de capacidad y su representación bilineal

De acuerdo con la metodología descrita en la sección 3.5, el punto de desempeño se obtiene de la superposición de los espectros de demanda y capacidad en el formato ADRS ($S_a - S_d$).

Información Modal	
Factores de participación modal del primer modo, PF_1	10.550
Amplitud del primer modo en último nivel, Φ_{1l}	0.123
Coefficiente de masa modal para el primer modo, α_1	0.81

Tabla 4.17 Información modal de la edificación

Para convertir el espectro de capacidad al formato ADRS, se utiliza la información modal de la tabla 4.17.

En el espectro de capacidad se ubican los estados límites de desempeño, con el fin de evaluar el punto de desempeño. Se considera que la estructura alcanza el estado límite operacional "O" cuando uno sus elementos alcanza individualmente el estado límite operacional y se considera que la estructura alcanza el estado límite seguridad de vida "LS" cuando uno sus elementos alcanza individualmente el estado límite seguridad de vida.

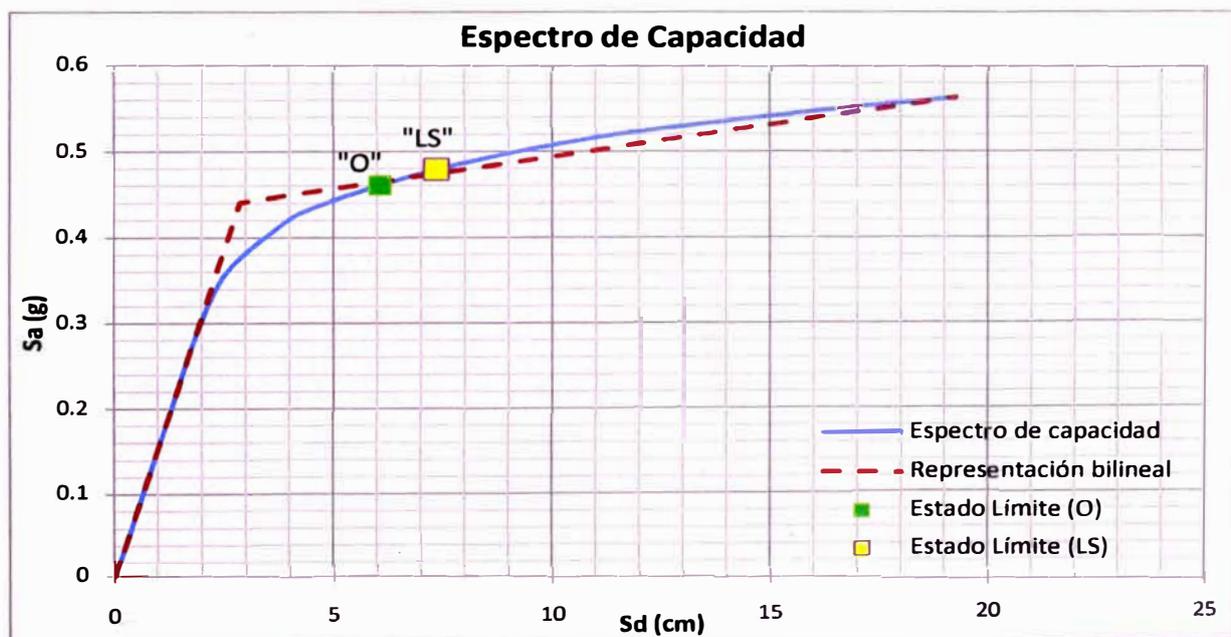


Fig. 4.18 Ubicación de los estados límite (O) y (LS) en el espectro de capacidad

4.3.3 Diseño sísmico por desempeño para el nivel de comportamiento operacional (O).

En esta sección la evaluación del punto de desempeño o la demanda sísmica sobre la edificación se hace para satisfacer los requerimientos de operación para un sismo de servicio.

Tabla 4.18 Parámetros sísmicos del sismo de servicio		
Datos		Factores Sismo de Diseño
Ubicación	Lima, Zona 3	Z= 0.20 g
Suelo	Perfil de Suelo S1 , $T_p = 0.4$ s	1.0
Uso	Vivienda	1.0
Ductilidad estimada		$\mu = 1.00$
Factores del modelo de Newmark y Hall $T_a < T < T_b$		$R\mu = 1.00$

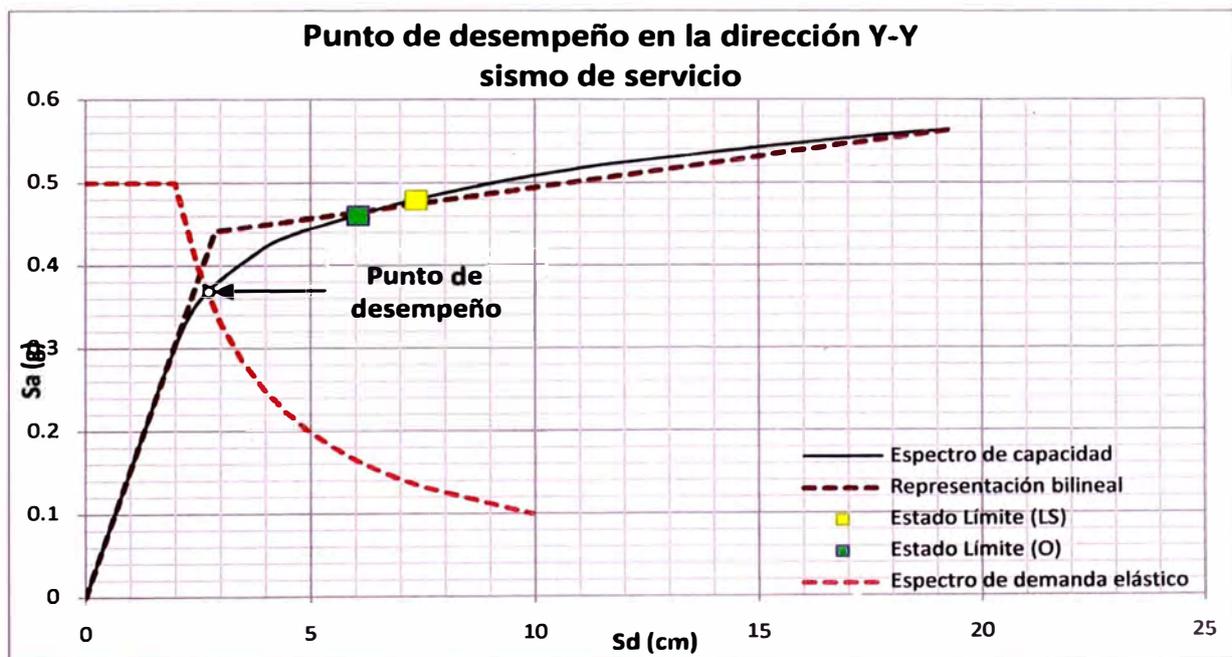


Fig. 4.19 Punto desempeño en la dirección Y-Y para sismo de servicio.

Punto de Fluencia		Punto de Desempeño		Estado Límite (O)	
S_a (g)	0.44	S_a (g)	0.37	S_a (g)	0.461
S_d (cm)	2.87	S_d (cm)	2.72	S_d (cm)	6.06
D_y (cm)	3.73	D_u (cm)	3.51	D_u (cm)	7.87

Tabla 4.19 Resultados de la evaluación del desempeño en sismo de servicio

Finalmente $\mu = D_u/D_y = 0.95$, obtenido con el espectro de capacidad, casi igual a la ductilidad del espectro de demanda.

4.3.4 Diseño sísmico por desempeño para el nivel de comportamiento seguridad de vida (LS)

En esta sección la evaluación del punto de desempeño o la demanda sísmica sobre la edificación se hace para satisfacer los requerimientos de seguridad de vida (LS) para un sismo de diseño (raro).

Tabla 20 Parámetros sísmicos del sismo de diseño		
Datos		Factores Sismo de Diseño
Ubicación	Lima, Zona 3	Z= 0.40 g
Suelo	Perfil de Suelo S1 , $T_p = 0.4$ s	1.0
Uso	Vivienda	1.0
Ductilidad estimada		$\mu = 2.01$
Factores del modelo de Newmark y Hall $T_a < T < T_b$		$R_\mu = 1.74$

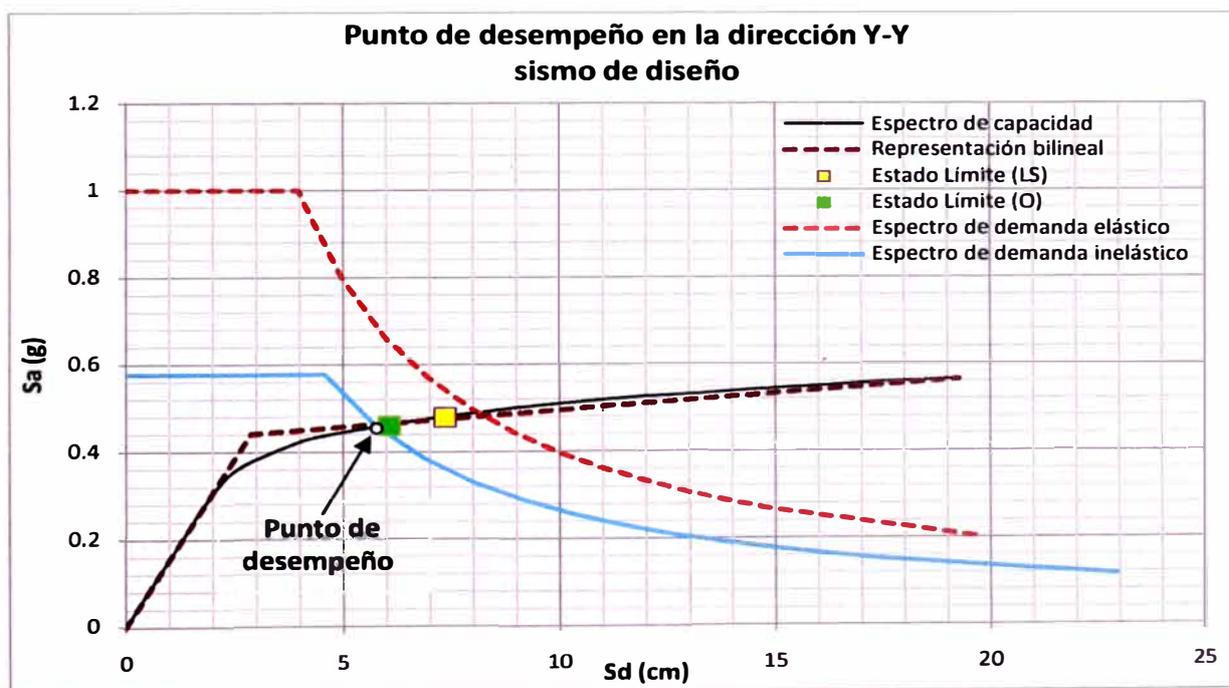


Fig. 4.20 Punto desempeño en la dirección Y-Y para sismo de diseño

Punto de Fluencia		Punto de Desempeño		Estado Límite (LS)	
Sa (g)	0.44	Sa (g)	0.46	Sa (g)	0.48
Sd (cm)	2.87	Sd (cm)	5.80	Sd (cm)	7.35
Dy (cm)	3.73	Du (cm)	7.53	Du (cm)	9.54

Tabla 4.21 Resultados de la evaluación del desempeño en sismo de diseño

Finalmente $\mu = Du/Dy = 2.018$, obtenido con el espectro de capacidad, casi igual a la ductilidad del espectro de demanda.

CONCLUSIONES

1. El resultado del análisis no lineal utilizando el método del espectro de capacidad muestra que para una edificación de uso multifamiliar, con sistema estructural aporticado, diseñada con los criterios de la Norma Peruana E.030, tendrá un desempeño dentro del rango elástico cuando es sometido a un nivel de sismo ocasional o sismo de servicio (nivel de recurrencia de 72 años, y aceleración de 0.2g).
2. La estructura tendrá un adecuado desempeño inelástico cuando es sometida a un nivel de sismo raro o sismo de diseño (nivel de recurrencia 475 años y aceleración 0,4 g); según los resultados, la estructura demandaría hasta el 30 % de la capacidad de ductilidad en el rango inelástico.
3. Para ambos niveles de demanda sísmica utilizado en el análisis, la estructura no superó los estados límites (criterios de aceptabilidad) correspondientes a operacional y seguridad de vida, esto se puede interpretar que la norma E.030 tiende a concebir estructuras rígidas que aseguren un nivel desempeño operacional, incluso para altos niveles de demanda de sismo.
4. Con la elaboración de los diagramas momento – curvatura se ha podido comprobar que efectivamente la hipótesis que la rigidez “EI” de una sección depende de la resistencia mientras que la curvatura de fluencia no depende de ella, inclusive la curvatura de fluencia puede utilizarse como una constante para determinada geometría de sección.
5. En el presente trabajo se ha realizado un planteamiento general y se ha descrito de forma breve la metodología basada en desempeño, la cual permite determinar un comportamiento dinámico predecible de una estructura para un movimiento sísmico dado.

RECOMENDACIONES

1. Los parámetros de respuesta que definen los criterios de aceptación generalmente son la deriva o el desplazamiento de entrepiso, se recomienda utilizar los límites de desempeño del concreto y del acero (los cuales están basados en numerosas pruebas experimentales) dentro de los criterios de aceptación, ya que con estos se puede tener un monitoreo del comportamiento de cada elemento de la estructura.
2. Es fundamental la importancia de los diagramas momento – curvatura para conocer el comportamiento de cada elemento de la estructura, con el que se puede definir los estados límite para cada elemento y para la estructura global.
3. En el presente trabajo se ha podido comprobar, a través de la elaboración de los diagramas momento – curvatura, el aumento de la resistencia de una sección, y por lo tanto su rigidez, debido a la carga axial, por lo que es recomendable considerar los factores de reducción propuestos por Paulay y Priestley (1992), los cuales toman diferentes valores dependiendo de la influencia de la carga axial.
4. La aplicación de la metodología del diseño basado en desempeño, permite realizar ajustes a diseños existentes garantizando el cumplimiento de los objetivos de desempeño seleccionado, de esta manera es posible mejorar la eficiencia de los diseños y su competitividad en el mercado.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] American Concrete Institute, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario, ACI, Farmington Hills 2008.
- [2] Andrade, L. (2004), "Control de la deriva en las normas de diseño sismorresistente", Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP, Lima.
- [3] Applied Technology Council ATC – 40 (Nov. 1996), "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", California Seismic Safety Commission.
- [4] Bazán, E. y Meli, R. (2001), "Diseño Sísmico de Edificios". Editorial Limusa, Cuarta Edición, México.
- [5] Burgos, M. (2007), "Estudio de la metodología diseño por capacidad en edificaciones aporricadas de concreto armado para ser incorporada a la Norma Peruana E-060 como alternativa de diseño", Tesis para optar el grado de Maestro con mención en Ingeniería Estructural, FIC – UNI, Lima.
- [6] FEMA 273 (Oct. 1997), "NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [7] FEMA 356 (Nov. 2000), "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [8] Kent, Ch. y Park R. "Flexural members with confined concrete". Journal of the Structural Engineering, ASCE Vol. 97 N_o 7 pag. 1969 – 1990, Julio 1971.
- [9] Mander, J.B., Priestley, M y Park, R. "Theoretical Stress – Strain Model for Confined Concrete", Journal of the Structural Engineering ASCE Vol. 114 N_o 8 pag. 1804 - 1805, Agosto 1988.

- [10] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Reglamento Nacional de Construcciones Norma Técnica de Edificación E.030 (Abr. 2003), "Diseño Sismorresistente".
- [11] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Reglamento Nacional de Construcciones Norma Técnica de Edificaciones E.060 (May. 2009), "Concreto Armado".
- [12] Park, R y Paulay, T. (1988.), "Estructuras de Concreto Reforzado", Editorial Limusa, México.
- [13] Paulay, T. y Priestley, M. (1992), "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry", John Wiley & Sons, New York.
- [14] Piqué del Pozo, J. "Apuntes del curso: Ingeniería Antisísmica". Facultad de Ingeniería civil, UNI, Lima.
- [15] Priestley, M., Calvi, G. y Kowalsky, M., "Displacement Based Seismic Design of Structures", Fondazione EUCENTRE, Segunda Edición, Pavia, Italy, 2007.
- [16] Restrepo, J. y Rodríguez M. (Junio 2010). "Curso internacional: Diseño sísmico por desempeño", Instituto de la Construcción y Gerencia, Lima.
- [17] SEAOC, Vision 2000: "Performance based seismic engineering of buildings, San Francisco, April, 1995.
- [18] Taípe Carbajal, J. (2003), "Criterios de diseño por desempeño para la norma peruana de diseño sismorresistente", Tesis para optar el grado de Maestro con mención en Ingeniería Estructural, FIC – UNI, Lima.
- [19] Takuma, O. y Allauca, L. (2006), "Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones", Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP, Lima.

ANEXOS

Resultados del Análisis No Lineal Estático (Pushover) Secuencia de formación de rótulas plásticas

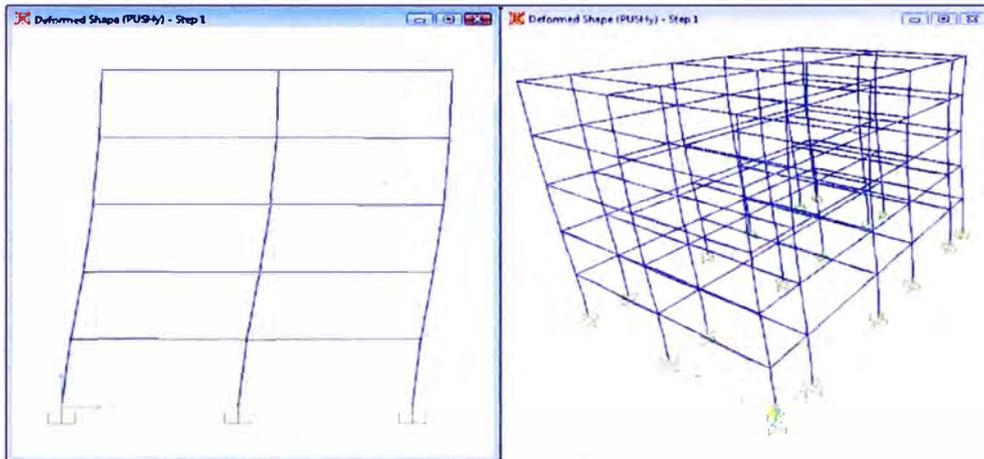
El objetivo de este anexo es mostrar la secuencia de rótulas plásticas generadas en el análisis no-lineal estático, produciéndose 15 pasos hasta alcanzar el desplazamiento monitoreado de 25 cm en el techo de la edificación. Con esta secuencia podemos identificar los siguientes puntos de la curva de capacidad:

Punto de la primera fluencia de la estructura

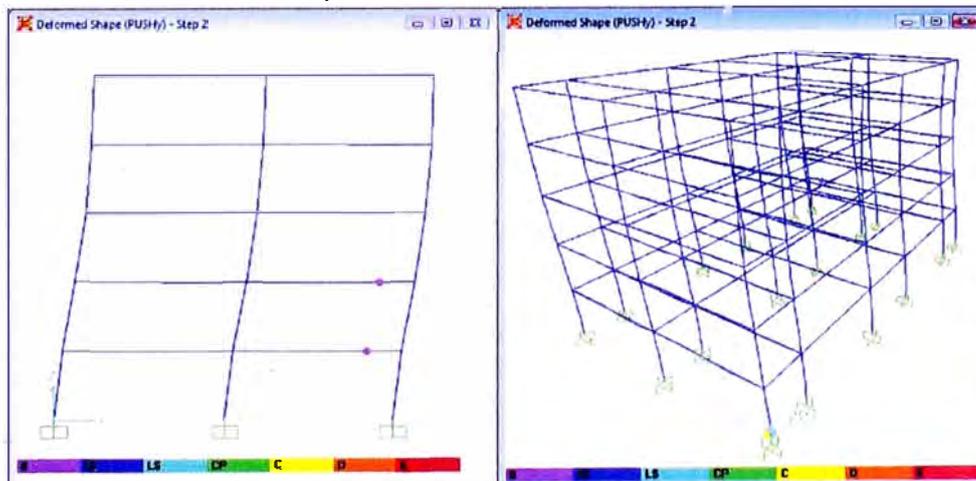
Punto de estado límite “operacional” de la estructura

Punto de estado límite “seguridad de vida” de la estructura.

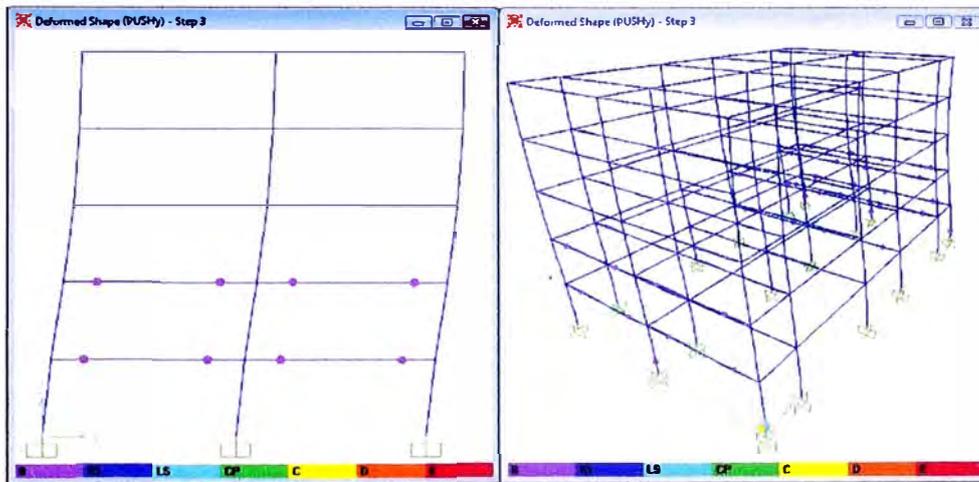
Paso 1, se muestra la deformación de la estructura donde no ha fluido ningún elemento.



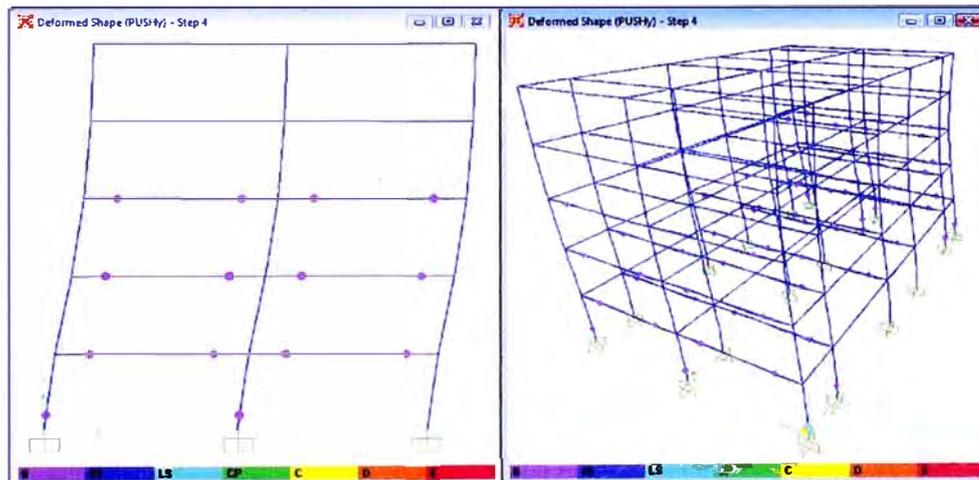
Paso 2, la secuencia de rótulas plásticas se inicia con la fluencia de 2 vigas del pórtico F. Este paso identifica el punto de “la primera fluencia” para la idealización de la curva de capacidad.



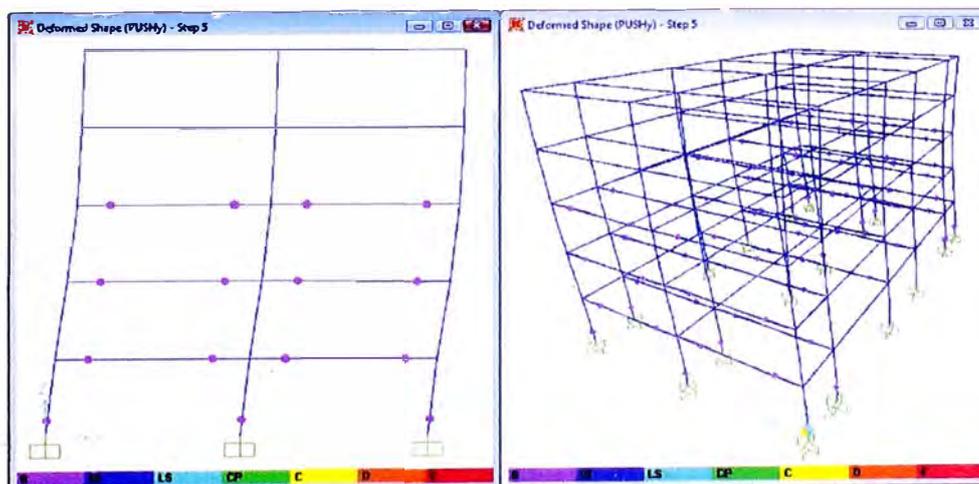
Paso 3, generación de rótulas plásticas en el nivel 2 de la edificación.



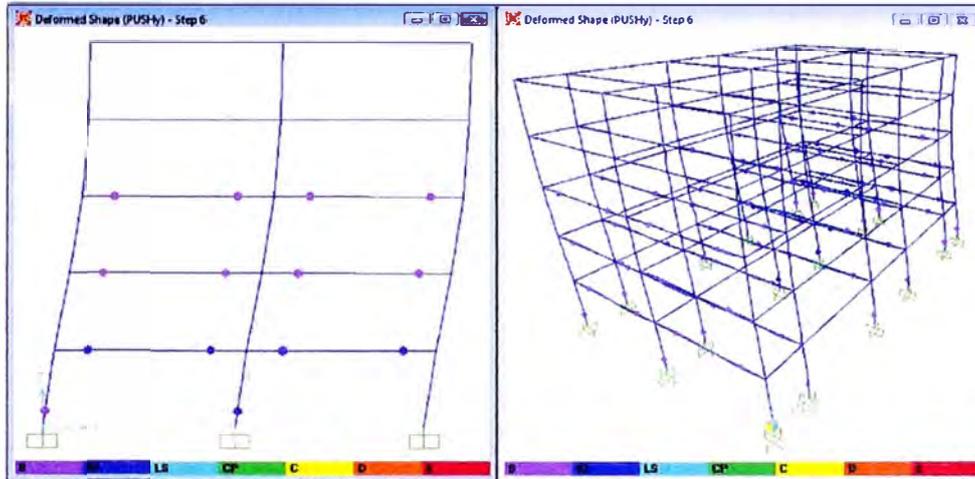
Paso 4, generación de rótulas plásticas en el nivel 3 de edificación.



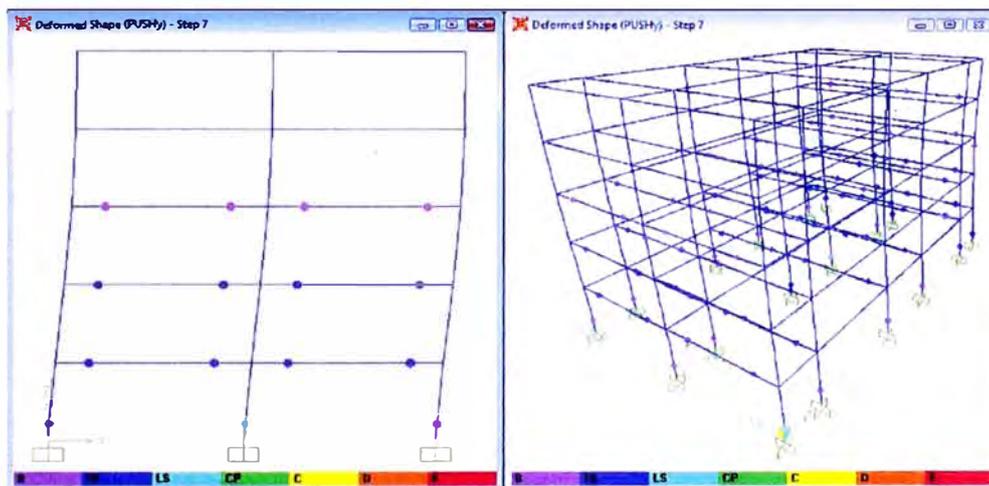
Paso 5, generación de las rótulas plásticas en la mayoría de las columnas del primer nivel.



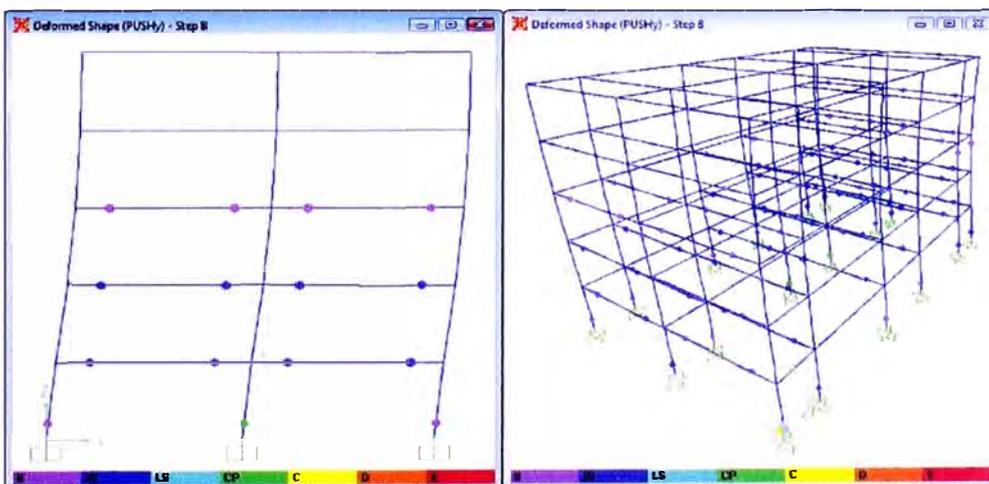
Paso 6, se identifica el primer elemento que alcanza el nivel de estado límite “operacional”.



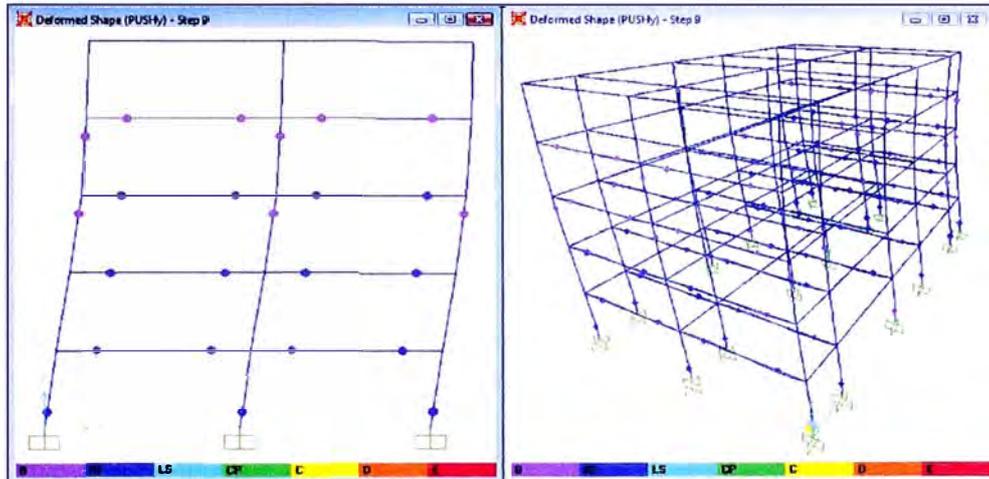
Paso 7, se identifica el primer elemento que alcanza el nivel de estado límite “seguridad de vida”.



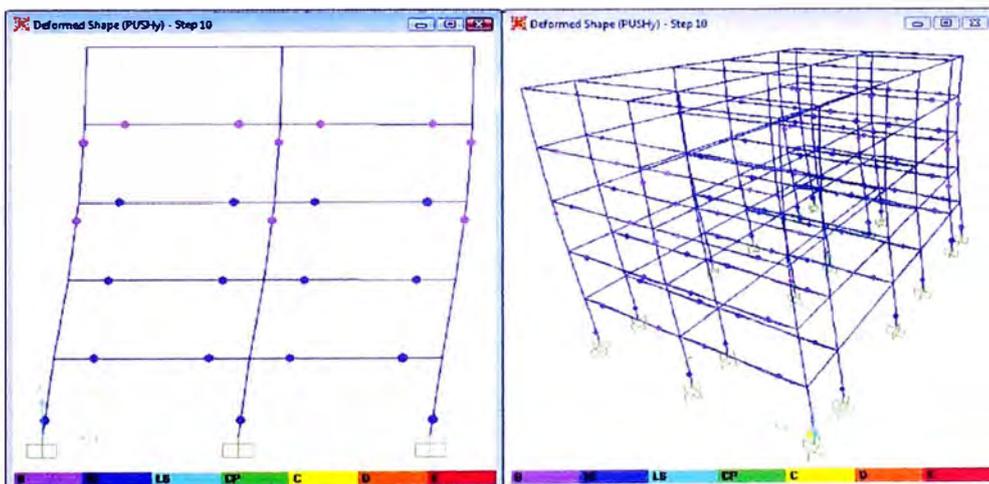
Paso 8, la mayoría de las vigas del primer y segundo nivel llegan al estado límite “operacional”.



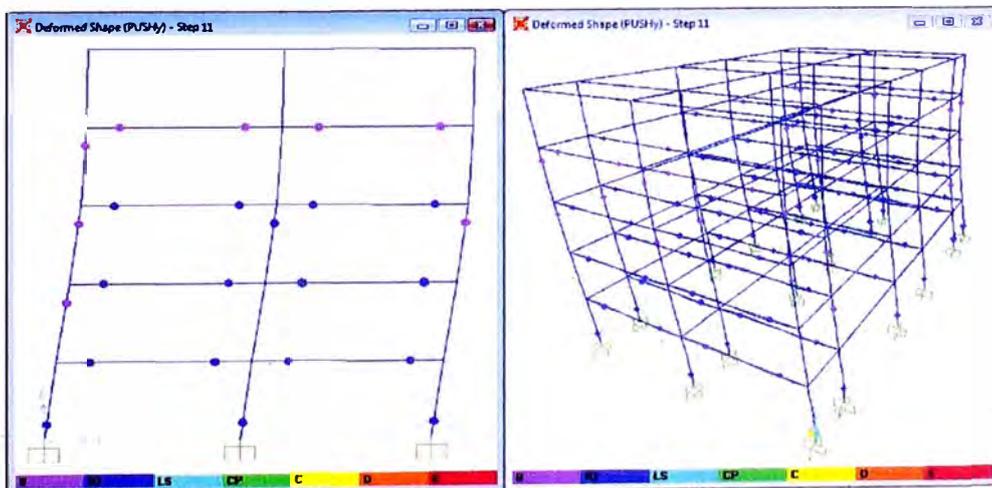
Paso 9, generación de las primeras rótulas plásticas en las columnas de los niveles superiores



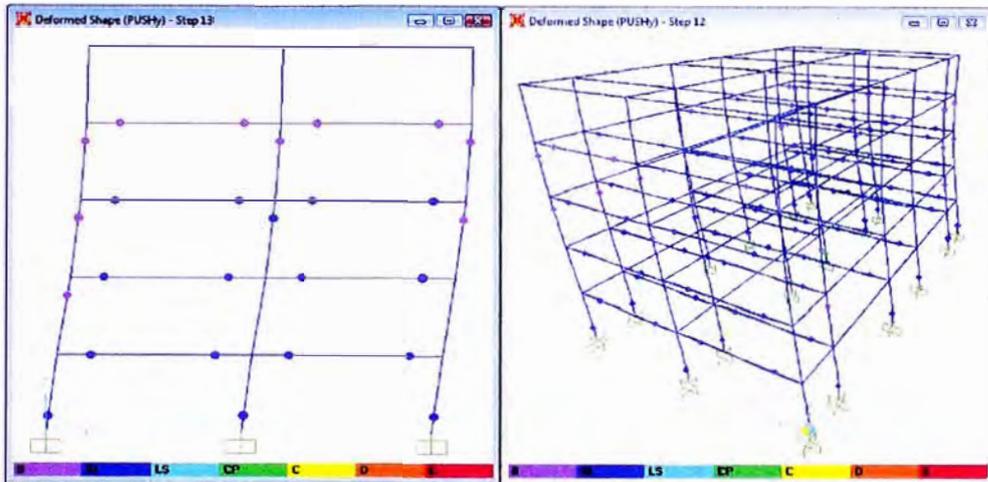
Paso 10, la mayoría de la vigas en la dirección de análisis llegan al estado límite “operacional”.



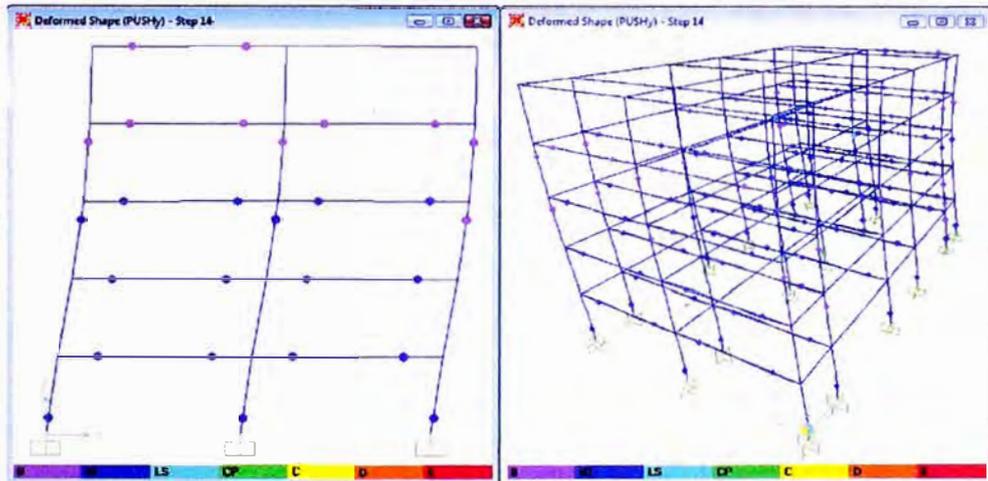
Paso 11, se muestra la primera columna del tercer nivel que llega a su estado límite de “operacional”.



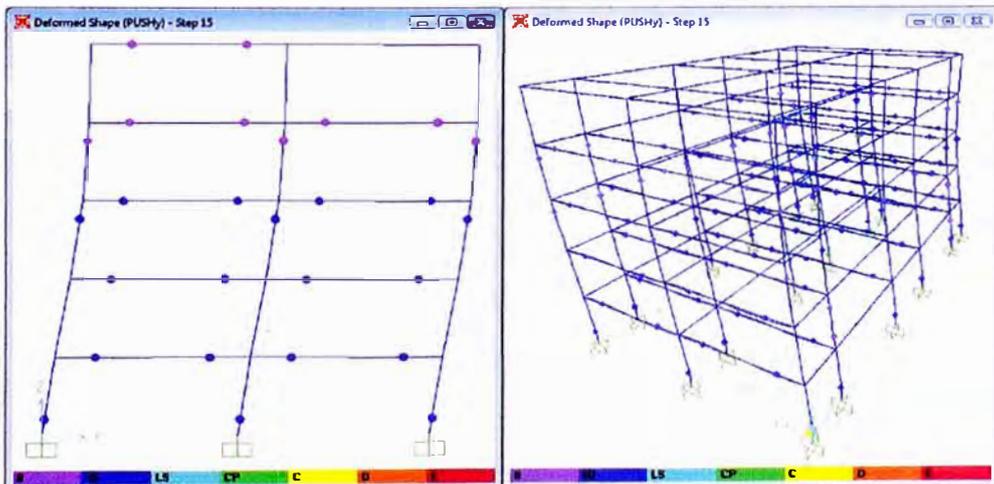
Paso 12 y 13, generación de rótulas plásticas en las columnas del primer, segundo y tercer nivel.

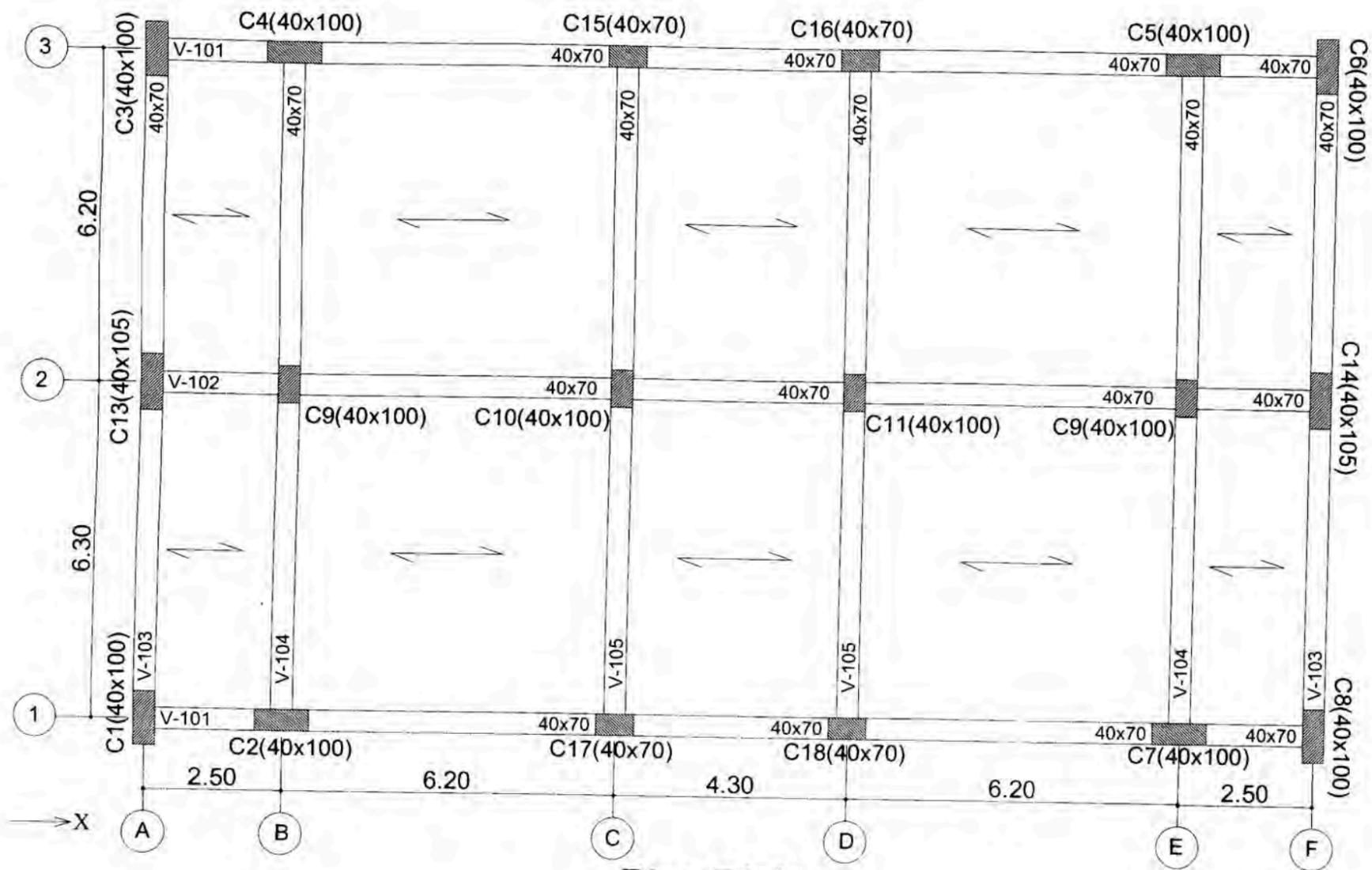


Paso 14, generación de rótulas plásticas en las vigas del techo de la edificación.

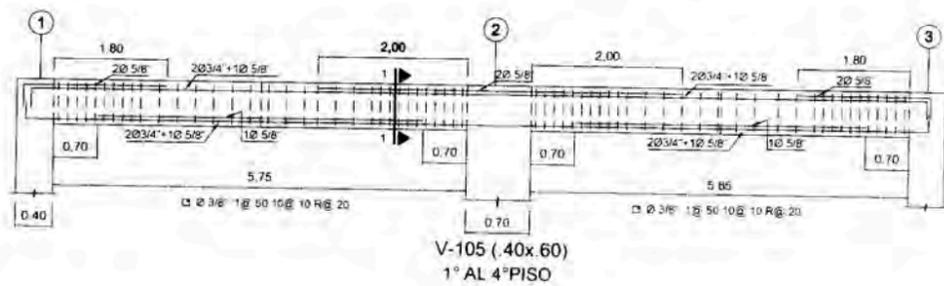


Paso 15, en este paso se alcanza el desplazamiento monitoreado de 25 cm en el techo de la edificación.

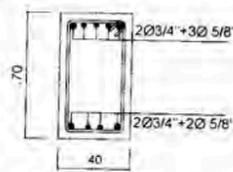




Piso Típico



V-105 (.40x.60)
1° AL 4° PISO



V-105 (.40x.60)
VIGA TÍPICA

CUADRO DE COLUMNAS			
NIVEL	COL 40x70	COL 40x100	COL 40x105
1° al 5° Piso	<p>12Ø1" 1Ø3/8" @ 25</p>	<p>4Ø1" + 10Ø3/4" 1Ø3/8" @ 25</p>	<p>4Ø1" + 10Ø3/4" 1Ø3/8" @ 25</p>

ESQUEMA GENERAL
DE LA ESTRUCTURA
EN ESTUDIO