

UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS APORTICADOS DE HORMIGÓN
ARMADO CON DEFICIENCIAS DE DISEÑO, MEDIANTE EL MÉTODO DEL
ESPECTRO DE CAPACIDAD FEMA 440.**

Trabajo de titulación previo a la obtención
del Título de Ingeniero Civil.

AUTORES:

JOHN ALEJANDRO QUINDE VIÑANSACA
C.I: 0105344956

WILLIAM FERNANDO REA ORELLANA
C.I: 0105742811

DIRECTOR:

ING. JUAN CARLOS JIMÉNEZ PACHECO, Ph.D.
C.I: 0102260965

CUENCA-ECUADOR
Enero 2018



RESUMEN

Las edificaciones construidas en la década de los 80's en Cuenca, con deficiencias de diseño debido a falta de fiscalización, son susceptibles a falla por cortante en sus elementos durante un sismo, siendo un problema crítico cuando esta se produce en columnas. Debido al número importante de estas edificaciones en la ciudad, en el presente trabajo se determina su capacidad y evalúa su desempeño sísmico mediante métodos actuales de análisis sísmico estático no lineal. Para esto se considera un edificio aporticado de hormigón armado representativo de la ciudad, de 4 pisos, con detallado del refuerzo en vigas y columnas de acuerdo a las tendencias y criterios constructivos de la época. El desempeño se determina mediante el Método del Espectro de Capacidad propuesto por el manual FEMA 440, el cual parte de la curva de capacidad de la estructura obtenida mediante un análisis estático no lineal que incluye la modelización del cortante, y del espectro de respuesta de la zona de estudio. Los resultados obtenidos son: la capacidad y el punto de desempeño sísmico para 3 casos representativos de la época obtenidos de información histórica. Además, se demuestra el aporte del refuerzo transversal correctamente detallado a la ductilidad de la estructura a partir de un análisis paramétrico que considera como variables la separación y el diámetro del refuerzo transversal en vigas y columnas. Finalmente, se realizó una estimación del daño que sufrirá la estructura mediante los umbrales de daño propuestos en el proyecto de la Comisión Europea RISK-UE.

Palabras Clave: análisis pushover, Ruaumoko, falla por cortante, Método del Espectro de Capacidad, punto de desempeño.



ABSTRACT

The buildings constructed in the 80's in Cuenca, with design deficiencies due to lack of control, are susceptible to shear failure in their elements during an earthquake, being a critical problem when it occurs in columns. Due to the important number of these buildings in the city, in the present work their capacity is determined and their seismic performance is evaluated by means of current nonlinear static seismic analysis methods. For this, it is considered a 4-story reinforced concrete building representative of the city, with detailing of reinforcement in beams and columns according to the trends and constructive criteria of the time. The performance is determined by the Capacity Spectrum Method proposed by the FEMA 440 manual, which starts from the capacity curve of the structure obtained by a non-linear static analysis that includes the shear modeling, and the response spectrum of the study zone. The results obtained are: the capacity and the point of seismic performance for 3 representative cases of the epoch obtained from historical information. In addition, the contribution of the transversal reinforcement correctly detailed to the ductility of the structure is demonstrated from a parametric analysis that considers as variables the separation and the diameter of the transversal reinforcement in beams and columns. Finally, an estimate was made of the damage that the structure will suffer through the damage thresholds proposed in the project of the European Commission RISK-EU.

Keywords: pushover analysis, Ruaumoko, shear failure, Capacity Spectrum Method, performance point.



ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	2
ABSTRACT.....	3
ÍNDICE DE FIGURAS.....	7
ÍNDICE DE TABLAS.....	11
ÍNDICE DE ACRÓNIMOS.....	13
1. INTRODUCCIÓN.....	21
1.1 Antecedentes.....	21
1.2 Objetivos.....	22
1.2.1 Objetivo General.....	22
1.2.2 Objetivos específicos.....	22
1.3 Alcance y Limitaciones.....	23
2. DISEÑO SISMO RESISTENTE Y ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO.....	24
2.1 Antecedentes.....	24
2.1.1 Evolución constructiva de Edificaciones de Hormigón Armado en Cuenca.....	24
2.1.2 Sismicidad histórica en la ciudad de Cuenca.....	25
2.2. Deficiencias de diseño.....	26
2.2.1 Deficiencias de diseño antes de los años 80's.....	26
2.2.2 Deficiencias de diseño en Edificaciones de HA en la ciudad de Cuenca.....	26
2.3 Modos de falla en edificaciones de hormigón armado.....	26
2.4 Falla frágil: Falla por cortante.....	28
2.4.1 Falla por cortante en columnas.....	28
2.4.2 Regiones críticas en vigas y columnas.....	30
2.5 Filosofía actual de diseño sismo resistente: Diseño por capacidad.....	31
2.5.1 Método de Diseño por capacidad.....	31
2.5.2 Cargas en edificaciones de hormigón armado.....	32
2.5.3 Requerimientos mínimos en vigas.....	33
2.5.4 Requerimientos mínimos en columnas.....	37
2.5.5 Criterio de Columna Fuerte- Viga Débil.....	39
2.5.6 Comprobación de cortante en el Nudo.....	39
2.6 Métodos de análisis sísmico.....	40
2.7 Análisis pushover.....	40
2.7.1 Procedimiento.....	41
2.7.2 Patrón de cargas usadas en un análisis pushover.....	41
3. MODELIZACIÓN Y ANÁLISIS PUSHOVER.....	44



3.1 Modelización de elementos y de rotulas plásticas en vigas y columnas	44
3.1.1 Miembro frame	44
3.1.2 Modelo Momento-Rotación para flexión en rótula plástica	45
3.1.3 Modelo fuerza cortante-deformación por cortante en la rótula plástica	56
3.1.4 Cargas axiales para modelos de flexión y modelo de cortante	62
3.2 Definición de casos de estudio	62
3.2.1 Tipologías en la ciudad de Cuenca	62
3.2.2 Uso de la edificación.....	63
3.2.3 Dimensiones globales	63
3.2.4 Dimensiones y refuerzo longitudinal en vigas y columnas	65
3.2.5 Refuerzo transversal en vigas y columnas.....	67
3.2.6 Modelización de la edificación	68
3.2.7 Casos de estudio.....	70
3.3 Cargas	75
3.3.1 Carga Muerta y Carga viva	75
3.3.2 Combinación de cargas para evaluación.....	75
3.3.3 Análisis pushover.....	76
3.4 Verificación de requerimientos mínimos según el diseño por capacidad.	77
3.4.1 Verificación de vigas	77
3.4.2 Verificación de columnas	78
3.4.3 Chequeo columna fuerte-Viga débil	79
3.4.4 Verificación del nudo.....	79
3.5 Análisis pushover en Ruaumoko	79
3.5.1 Programa Ruaumoko	79
3.5.2 Elección del patrón de cargas	80
3.5.3 Implementación	80
3.6 Resultados del Análisis Pushover.....	81
3.7 Comprobación de mecanismos de falla en columnas.....	90
4. DESEMPEÑO SÍSMICO.....	92
4.1 Antecedentes.....	92
4.2 Espectro elástico de respuesta	92
4.2.1 Espectro de respuesta elástico de diseño	96
4.2.2 Espectro de respuesta de diseño para la ciudad de Cuenca	96
4.3 Desempeño sísmico	97
4.3.1 Conversión del espectro de respuesta.	98



4.3.2 Conversión de la curva de capacidad.....	98
4.3.3 Bilinealización del espectro de capacidad	99
4.3.4 Umbrales de estado de daño	100
4.4 Evaluación del desempeño sísmico MEC-FEMA 440.....	101
4.4.1 Resultados obtenidos a partir del MEC-FEMA 440.....	101
4.4.2 Estados de daño	104
4.5 Discusión de resultados	106
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	108
5.1 Conclusiones Generales.....	108
5.2 Líneas futuras de investigación y recomendaciones.....	109
BIBLIOGRAFÍA.....	111
ANEXOS.....	113



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Efecto combinado de carga axial y momento flexionante sobre columna sin refuerzo transversal (b) y con refuerzo transversal (c) (Tomado de Alves & Soares de Souza , 2014).	27
Figura 2.2 Falla por tensión diagonal en columna zunchada (Tomado de Alves R; Soares de Souza A, 2014).	29
Figura 2.3 Interacción flexión-cortante en columnas (Tomado de Priestley et al., 1994) ..	30
Figura 2.4 Típicas regiones críticas en una viga (Tomado de Satyarno, 2000)	30
Figura 2.5 Típicas regiones críticas en una columna (Tomado de Satyarno 2000)	31
Figura 2.6 Posibles mecanismos de deformación post-elástica de pórticos resistentes a momentos (Tomado de NZSEE, 2006).....	32
Figura 2.7 Características de los elementos a flexión	34
Figura 2.8 Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión (Tomado de NEC-SE-HM, 2015).....	35
Figura 2.9 Análisis pushover y curva de capacidad (Tomado de Satyarno, 2000)	41
Figura 2.10 Patrones de distribución de cargas laterales para un análisis pushover (Tomado de Moreno, 2006).....	42
Figura 2.11 Esquema de la distribución del patrón lateral de cargas según el nivel (Tomado de Satyarno, 2000)	42
Figura 3.1 Modelo para viga de una componente de Giberson (Tomado de Carr, 2007) ...	44
Figura 3.2 Miembro Frame (Tomado de Carr, 2007)	44
Figura 3.3 Modelo de comportamiento no lineal empleado en el análisis pushover (Tomado de Cárdenas, 2010).....	45
Figura 3.4 Curva idealizada de la relación momento-rotación en la rótula plástica (Tomado de Satyarno, 2000)	46
Figura 3.5 Determinación teórica momento-curvatura. (a) Acero en tensión y compresión. (b) concreto en compresión (c) Sección con deformación, esfuerzo y distribución de fuerzas (Tomado de Park & Paulay, 1975)	47
Figura 3.6 Modelo modificado esfuerzo-deformación de Kent & Park (1982) para concreto confinado y no confinado (Tomado de Satyarno, 2000).....	49
Figura 3.7 Curva completa esfuerzo-deformación del acero sometido a tensión (Tomado de Bonett, 2003).....	50
Figura 3.8 Idealización de la relación momento-rotación (Tomado de Satyarno, 2000)....	52
Figura 3.9 Esquema de una sección luego de haber sufrido desconchamiento (Adaptado de Park & Paulay, 1975).....	53
Figura 3.10 Modelo fuerza cortante-deformación por cortante (Tomado de Satyarno, 2000)	56



Figura 3.11 Tasa de degradación de la resistencia a cortante provista por el concreto debido al incremento de la ductilidad rotacional en vigas según Priestley (1995) (Tomado de Satyarno, 2000)	59
Figura 3.12 Variación del coeficiente de degradación k debido al aumento de la ductilidad según Sezen & Moehle (2004) (Tomado de Moehle, 2003).....	59
Figura 3.13 Modelo fuerza lateral-deformación por cortante según Sezen (2008) (Tomado de Sezen, 2008).....	62
Figura 3.14 Porcentaje de edificaciones según el tipo de construcción en la ciudad Fuente: (INEC 1974-1996)	63
Figura 3.15 Porcentaje de edificaciones según su uso en las edificaciones de HA de la ciudad de Cuenca. Fuente: INEC (1978-1996)	63
Figura 3.16 Frecuencia de longitudes de vanos (Tomado de Jiménez, 2002)	64
Figura 3.17 Altura de columnas (Tomado de Jiménez, 2002)	64
Figura 3.18 Espesor de las losas (Tomado de Jiménez, 2002).....	65
Figura 3.19 Cuantías de refuerzo longitudinal negativo en vigas interiores (Tomado de Jiménez, 2002).....	65
Figura 3.20 Cuantías de refuerzo longitudinal positiva en vigas interiores (Jiménez, 2002)	66
Figura 3.21 Cuantías comunes del refuerzo longitudinal en columnas (Tomado de Jiménez, 2002)	67
Figura 3.22 Patrón de armado de los estribos en vigas y columnas (Tomado de Chérres & Peñafiel, 2000).....	67
Figura 3.23 Diámetro de los estribos (Tomado de Chérres & Peñafiel, 2000).....	67
Figura 3.24 Vista en planta de la edificación (Cabrera & Sánchez, 2016)	68
Figura 3.25 Vista en elevación de la edificación (Cabrera & Sánchez, 2016).....	69
Figura 3.26 Zona de interés para casos de estudio (Tomado de Chérres & Peñafiel, 2000)	71
Figura 3.27 Sección transversal de la viga (Tomado de Cabrera & Sánchez, 2016)	71
Figura 3.28 Sección transversal de la columna (Tomado de Cabrera & Sánchez, 2016) ..	71
Figura 3.29 Sección transversal de la viga para casos B.....	72
Figura 3.30 Sección transversal de la columna para casos B.....	73
Figura 3.31 Sección transversal de la viga para caso C	74
Figura 3.32 Sección transversal de la columna para caso C	74
Figura 3.33 a) tres pórticos resistentes en la dirección X b) pórticos conectados en serie en Ruaumoko c) Detalle del pórtico del eje 3.....	77
Figura 3.34 Figura a) función rampa unitaria b) patrón de carga lateral en tres instantes/pasos de análisis (Jiménez, 2016).....	80



Figura 3.35 Resultados del análisis pushover caso A;(a) Curva de capacidad hasta alcanzar el 20% de degradación de resistencia máxima; (b) Perfil de desplazamiento a nivel de piso; y (c) distribución de derivas de piso	82
Figura 3.36 Resultados del análisis pushover caso B;(a) Curva de capacidad hasta alcanzar el 20% de degradación de resistencia máxima; (b) Perfil de desplazamiento a nivel de piso; y (c) distribución de derivas de piso	84
Figura 3.37 Resultados del análisis pushover caso C;(a) Curva de capacidad hasta alcanzar el 20% de degradación de resistencia máxima; (b) Perfil de desplazamiento a nivel de piso; y (c) distribución de derivas de piso	85
Figura 3.38 Curvas de capacidad de los casos A, B y C hasta alcanzar degradación de 20% de la resistencia máxima	86
Figura 3.39 Comparación de curva pushover de Cabrera & Sánchez (2016) con casos de estudio	87
Figura 3.40 Curvas pushover del análisis paramétrico hasta alcanzar un 20% de degradación de resistencia máxima	88
Figura 3.41 Curvas pushover hasta punto de resistencia máxima.....	89
Figura 4.1 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor Z (NEC-SE-DS, 2015)	93
Figura 4.2 Relación de correspondencia entre las dos clasificaciones de suelo (Dobry, Borcherdt, Crouse, & Idriss, 2000)	95
Figura 4.3 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (NEC-SE-DS, 2015)	96
Figura 4.4 Espectro de respuesta para la ciudad de Cuenca	97
Figura 4.5 Espectro de respuesta en formato ADRS para la ciudad de Cuenca	98
Figura 4.6 Representación bilineal de la curva de capacidad	99
Figura 4.7 Umbrales de los estados de daño adoptados en RISK-UE	100
Figura 4.8 Espectros de capacidad, demanda y punto de desempeño (Moreno, 2006)	101
Figura 4.9 Punto de desempeño 1Ø8mm @ 10cm.....	102
Figura 4.10 Punto de desempeño 1Ø10mm @ 10cm.....	102
Figura 4.11 Punto de desempeño 1Ø8mm @ 15cm.....	102
Figura 4.12 Punto de desempeño 1Ø10mm @ 15cm.....	102
Figura 4.13 Punto de desempeño 1Ø8mm @ 20cm.....	102
Figura 4.14 Punto de desempeño 1Ø10mm @ 20cm.....	102
Figura 4.15 Punto de desempeño 1Ø8mm @ 10cm.....	103
Figura 4.16 Punto de desempeño 1Ø10mm @ 10cm.....	103
Figura 4.17 Punto de desempeño 1Ø8mm @ 15cm.....	103
Figura 4.18 Punto de desempeño 1Ø10mm @ 15cm.....	103



Figura 4.19 Punto de desempeño 1Ø8mm @20cm.....	103
Figura 4.20 Punto de desempeño 1Ø10mm @20cm.....	103
Figura 4.21 Umbrales de daño 1Ø8@20.....	104
Figura 4.22 Umbrales de daño 1Ø10 @10.....	105



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Cargas vivas uniformemente distribuidas	32
Tabla 2.2 Altura mínima de vigas no preesforzadas	33
Tabla 2.3 Espaciamiento de estribos de confinamiento	35
Tabla 2.4 Longitud de la zona de confinamiento	38
Tabla 2.5 Separación del refuerzo transversal en la zona de confinamiento en columnas .	38
Tabla 2.6 Separación del refuerzo transversal en la zona no confinada en columnas	38
Tabla 2.7 Cuantías mínimas para estribos de confinamiento (ACI-318S, 2014).....	38
Tabla 3.1 Dimensiones de columnas según el número de pisos (Chérres & Peñafiel, 2000).	66
Tabla 3.2 Resistencia a compresión del concreto según el control de calidad (Chérres & Peñafiel ,2000).....	69
Tabla 3.3 Propiedades del concreto para todos los casos de estudio	70
Tabla 3.4 Resistencia a la fluencia del acero según el año de construcción (Chérres & Peñafiel ,2000).....	70
Tabla 3.5 Propiedades del acero según su resistencia a fluencia f_y	70
Tabla 3.6 Resumen de características de vigas y columnas casos A Detalle de los elementos estructurales adoptados	72
Tabla 3.7 Especificaciones de la sección Caso B.....	73
Tabla 3.8 Especificaciones de la sección Caso C.....	74
Tabla 3.9 Descripción de parámetros para análisis del caso A	75
Tabla 3.10 Cargas consideradas	75
Tabla 3.11 Verificación de requerimientos mínimos de diseño en vigas.....	77
Tabla 3.12 Verificación de refuerzo transversal en vigas para los casos de estudio.....	78
Tabla 3.13 Verificación de requerimientos mínimos en columnas	78
Tabla 3.14 Chequeo columna fuerte-Viga débil	79
Tabla 3.15 Verificación del nudo a cortante	79
Tabla 3.16 Patrón de cargas para análisis pushover Caso A.....	81
Tabla 3.17 Patrón de cargas para análisis pushover Caso B y C	81
Tabla 3.18 Resumen da características del caso A	81
Tabla 3.19 Resumen de caracterisitcas del caso B.....	83
Tabla 3.20 Resumen de características del caso C.....	84
Tabla 3.21 Puntos notables de las curvas de capacidad de los casos de estudio.....	86
Tabla 3.22 Resumen para análisis paramétrico	88
Tabla 3.23 Puntos notables de las curvas de capacidad del análisis paramétrico	89



Tabla 3.24 Categorización de modos de falla en columnas casos A, B y C	91
Tabla 3.25 Categorización de modos de falla en columnas análisis paramétrico	91
Tabla 4.1 Tipos de uso, destino o importancia de la estructura (NEC-SE-DS, 2015)	92
Tabla 4.2 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (NEC-SE-DS, 2015)	93
Tabla 4.3 Clasificación de los perfiles de suelo (NEC-SE-DS, 2015)	94
Tabla 4.4 Clasificación de perfiles de suelo según CEC 2001 y Diario profesional del instituto de investigación de ingeniería sísmica.....	95
Tabla 4.5 Coeficientes de perfil de suelo y de más factores.	97
Tabla 4.6 Coeficientes de masa modal (α)	99
Tabla 4.7 Factor de participación modal (FP).....	99
Tabla 4.8 Valores de umbrales de daño 1Ø8@20.....	104
Tabla 4.9 Estimación de daño 1Ø 8@20.....	104
Tabla 4.10 Valores de umbrales de daño 1Ø10 @ 10.....	105
Tabla 4.11 Estimación de daño 1Ø@10.....	105
Tabla 4.12 Puntos de desempeño Análisis Paramétrico mediante modelo 1	106
Tabla 4.13 Puntos de desempeño Análisis Paramétrico mediante modelo 2	106



ÍNDICE DE ACRÓNIMOS.

ATC: Applied Technology Council.

FEMA: Federal Emergency Management Agency.

MEC: Método de Espectro de Capacidad.

MEC-ATC 40: Método del Espectro de Capacidad propuesto por ATC.

MEC-FEMA 356: Método del Espectro de Capacidad propuesto por FEMA.

MEC-FEMA 440: Método del Espectro de Capacidad propuesto por FEMA (Versión actualizada).

HA: Hormigón Armado.

NEC-SE-CG: Norma Ecuatoriana de la Construcción. Cargas (No Sísmicas).

NEC-SE-DS: Norma Ecuatoriana de la Construcción. Diseño Sismo resistente.

NEC-SE-HM: Norma Ecuatoriana de la Construcción. Hormigón Armado.

ACI: American Concrete Institute.

ADRS: Acceleration Displacement Response Spectrum.

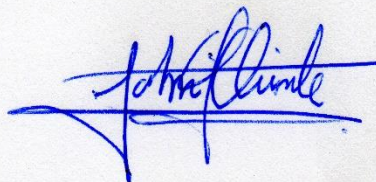
MADRS: Modified Acceleration Displacement Response Spectrum.

Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

John Alejandro Quinde Viñansaca, en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS APORTICADOS DE HORMIGÓN ARMADO CON DEFICIENCIAS DE DISEÑO, MEDIANTE EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD FEMA 440", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, enero de 2018



John Alejandro Quinde Viñansaca

C.I: 0105344956



Cláusula de Propiedad Intelectual

John Alejandro Quinde Viñansaca, autor del trabajo de titulación EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS APORTICADOS DE HORMIGÓN ARMADO CON DEFICIENCIAS DE DISEÑO, MEDIANTE EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD FEMA 440”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, enero de 2018

John Alejandro Quinde Viñansaca

C.I: 0105344956



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

William Fernando Rea Orellana, en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación “EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS APORTICADOS DE HORMIGÓN ARMADO CON DEFICIENCIAS DE DISEÑO, MEDIANTE EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD FEMA 440”, de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, enero de 2018

William Fernando Rea Orellana

C.I: 0105742811



Cláusula de Propiedad Intelectual

William Fernando Rea Orellana, autor del trabajo de titulación EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS APORTICADOS DE HORMIGÓN ARMADO CON DEFICIENCIAS DE DISEÑO, MEDIANTE EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD FEMA 440", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, enero de 2018

William Fernando Rea Orellana

C.I: 0105742811



DEDICATORIA

A mis padres, Ana y Alejandro, quienes me apoyaron durante toda esta etapa de mi vida de manera incondicional. A mis hermanos, Andrés y Marco, por la confianza y el apoyo brindado.

John Quinde



DEDICATORIA

A mi madre Adelaida, por todo el apoyo brindado en el trayecto de la carrera y en cada una de las decisiones que he tomado durante esta corta aventura llamada vida.

William Fernando Rea.



AGRADECIMIENTOS

A nuestras familias que siempre estuvieron pendientes del esfuerzo y las horas de dedicación puestas en el presente trabajo.

A la Red Sísmica del Austro, por las facilidades brindadas durante la ejecución de este trabajo, de manera especial al Ing. Juan Jiménez por la orientación y apoyo para culminar de manera exitosa.

John Quinde
William Rea.



1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Se ha observado en los recientes terremotos, especialmente en el del 16 de abril del 2016 en Ecuador, que los edificios de hormigón armado más antiguos experimentaron daños serios y en muchos casos el colapso total. El reconocimiento post-terremoto y la investigación experimental indican que las columnas de edificios existentes con refuerzos transversales ligeros y detallado inadecuado son vulnerables a la falla por cortante durante los terremotos. La falla por cortante puede provocar la reducción de la resistencia lateral del edificio, el cambio en el mecanismo de deformación inelástica, la pérdida de la capacidad para soportar carga axial y, en última instancia, el colapso del edificio (Sezen & Moehle, 2004). Este problema es más común en edificaciones diseñadas con códigos de construcción antiguos que no consideraban la filosofía de diseño por capacidad la cual empezó a implementarse a mediados de la década de los 70's alrededor del mundo (Satyarno, 2000; Sezen & Moehle, 2004)

Cuenca, una ciudad considerada como una zona de alta amenaza sísmica y con registros previos de eventos sísmicos importantes (1758 y en febrero de 1913) (Jimenez, 2017), tiene edificaciones de Hormigón Armado (HA) desde la segunda mitad de la década de 1950 (Chérres & Peñafiel, 2000). Partiendo de esto, se puede definir un primer grupo de edificaciones, las construidas desde el inicio del uso del HA hasta finales de la década de los 70's, periodo de tiempo en el que no se tenía en cuenta la acción sísmica a la hora de diseñar. Por esta razón, estas edificaciones son muy propensas a sufrir falla por cortante en columnas y daños más graves como el colapso parcial o total. Por otro lado, se tiene un segundo grupo conformado por edificaciones construidas en la década de 1980. Estas presentan diseños deficientes debido a la falta de fiscalización, especialmente en edificaciones de 4 pisos o menores, esto a pesar de la introducción del diseño sismo resistente en la ciudad (Chérres & Peñafiel, 2000; Jiménez, 2002). En este segundo grupo es probable que se produzca fallas de tipo frágil en sus elementos que conduzcan a los mismos problemas del primer grupo, pero no en todos los casos. Por lo tanto, dado a la incertidumbre en este segundo grupo, es necesario evaluar la capacidad y el desempeño sísmico de estas edificaciones, y más aún, teniendo un número importante de estas en nuestro medio.

Respecto a la falla por cortante en columnas, el fenómeno que generalmente provoca este tipo de falla es la degradación de resistencia a cortante debido al aumento de la ductilidad de desplazamiento en el elemento. Esto genera que columnas que están inicialmente dominadas por la respuesta a flexión fallen por cortante (Setzler & Sezen, 2008). Actualmente existen varios modelos que sirven para determinar la resistencia a cortante en columnas y su comportamiento ante cargas cíclicas que incluyen este fenómeno en su formulación. Los modelos más importantes y que son empleados en el presente trabajo se describen a continuación:

- Priestley et al. (1994) es uno de los primeros trabajos que propone un modelo para calcular la resistencia a cortante de columnas con refuerzo transversal deficiente bajo cargas sísmicas. En este se considera la degradación de la componente de resistencia a cortante proporcionada por el concreto debido al aumento de ductilidad de desplazamiento por flexión. Además, el aporte de la carga axial a la resistencia a cortante total se separa de la componente del hormigón. Finalmente, se realizan modificaciones conservadoras para permitir que el modelo se use para el diseño.



- Sezen & Moehle (2004) propone un nuevo modelo para predecir la resistencia a cortante de una columna en base a formulaciones teóricas y evidencia experimental. La ecuación de resistencia a cortante propuesta incluye contribuciones concreto y del refuerzo transversal. Los parámetros principales en el modelo de resistencia a cortante son las dimensiones de la sección transversal de la columna, la resistencia a la compresión del hormigón, la relación de aspecto de la columna, la carga axial y la demanda de ductilidad de desplazamiento, en este último es en donde se considera la interacción flexión-cortante mediante la reducción de la resistencia total mediante un factor relacionado con la ductilidad. Finalmente, se compara el modelo propuesto con otros modelos de resistencia a cortante y se observa un mejor ajuste a valores experimentales.

Es muy difícil determinar si un edificio sobrevivirá o no a un sismo. Esto es porque durante el sismo, el desarrollo de fuerzas y desplazamientos en los miembros de la estructura debido a fuerzas de inercia causadas por movimiento de tierra son muy complejos. Para llevar a cabo la evaluación sísmica de una edificación, dos métodos son usados (Satyarno, 2000):

- Método rápido: Consiste en un examen visual interno y externo de la edificación, revisión de documentos de la estructura, especialmente de planos estructurales.
- Método detallado: Se lleva a cabo a través de la evaluación de la capacidad sísmica y demanda sísmica de la edificación mediante parámetros como el cortante basal y el desplazamiento lateral o ductilidad, donde la ductilidad es definida como la relación del desplazamiento lateral máximo y desplazamiento lateral en la cedencia. Para determinar la capacidad de una edificación, las guías actuales de evaluación sísmica sugieren el análisis estático no lineal conocido también como análisis pushover. Para la evaluación del desempeño sísmico se dispone del manual FEMA 440, “Mejoramiento del procedimiento de análisis sísmico estático no lineal” desarrollado por La Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA) y el Programa Nacional de Reducción de Riesgos Sísmicos (NEHRP).

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Determinar la capacidad y la respuesta sísmica global de edificios aporricados de hormigón armado con deficiencias de diseño mediante el Método del Espectro de Capacidad (MEC) FEMA 440

1.2.2 Objetivos específicos.

- Identificar las deficiencias de diseño más comunes en edificaciones de la ciudad de Cuenca en la década de los 80's. Con esto, establecer casos de estudio que ayuden a capturar las características típicas de este grupo de edificaciones.



- Considerar en el modelo del edificio la posibilidad de control de la falla por cortante.
- Obtener la curva de capacidad mediante el programa Ruaumoko, y con ello el punto de desempeño mediante el MEC-FEMA 440.
- Obtener perfiles de desplazamiento lateral y derivas de entrepiso.
- Determinar la influencia de la cantidad y separación del refuerzo transversal en vigas en las curvas de capacidad.
- Contrastar la capacidad sismo resistente entre edificaciones con deficiencias de diseño y edificaciones correctamente diseñadas.
- Estimar el daño esperado en base al espectro de capacidad, en su forma bilineal simplificada propuesto en el proyecto RISK-UE.

1.3 Alcance y Limitaciones

En el presente trabajo de titulación se pretende analizar el comportamiento sísmico, tanto en términos de capacidad como desempeño, de una estructura aporticada de Hormigón Armado diseñada y construida entre 1980 a 1988 en la ciudad de Cuenca basándose en criterios y estadísticas sobre el diseño en este periodo recopiladas de Jiménez (2002) y Chérres & Peñafiel (2000). Además, se analiza la influencia de parámetros como la cantidad y separación del refuerzo transversal en vigas y columnas, la resistencia a fluencia del refuerzo y las dimensiones de elementos.

Debido a que el problema más catastrófico de acuerdo a estudios previos y observaciones post-terremoto es la falla por cortante en columnas, el presente trabajo incorpora la modelización del cortante incluyendo el fenómeno de degradación de resistencia a cortante con el aumento de ductilidad.

Entre los métodos de evaluación del desempeño sísmico, se optó por el método actualizado MEC-FEMA 440. Dicho método requiere de la curva pushover o de capacidad y del espectro de respuesta de la zona de estudio. La primera es obtenida mediante un análisis estático no lineal realizado en el programa neozelandés Ruaumoko, mientras que el segundo se obtiene de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, de acuerdo a la zona sísmica, factor z y tipo de suelo.

Para la evaluación de daño se emplea la metodología propuesta en el proyecto RISK-UE, determinando únicamente umbrales de daño en base al espectro de capacidad, en su forma bilineal simplificada. No se realiza la construcción de curvas de fragilidad; ya que su determinación requiere datos de daño para diferentes desplazamientos espectrales.

El presente trabajo de titulación considera construcciones simétricas de estructura de hormigón armado con posible falla a cortante en columnas. Otros factores que pueden causar riesgos sísmicos, tales como falla en el nudo, efectos de torsión y efectos P-delta están fuera del alcance de este documento.



2. DISEÑO SISMO RESISTENTE Y ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

2.1 Antecedentes

2.1.1 Evolución constructiva de Edificaciones de Hormigón Armado en Cuenca

De acuerdo a los trabajos de Jiménez (2002) & de Chérres & Peñafiel (2000), se obtuvo información sobre la evolución constructiva en edificaciones de HA en la ciudad tanto en tipología como en el uso de códigos.

Evolución tipológica

- El hormigón armado tiene sus registros de aparición en los años 50 (El Palacio municipal, Edificio de la casa de la cultura, Edificio Ramírez, Edificio Maldonado).
- En los 60's se usó predominantemente la tipología aporticada (sistemas de pórticos conectados por lo común ortogonalmente). Empieza a utilizarse el sistema de losa plana.
- A partir de los 70's y hasta inicios de los 90's es predominante el uso de losa plana.
- En los últimos años se volvió al uso de sistema aporticado con el fin de mejorar el comportamiento sismo resistente de los edificios

Además, de las entrevistas realizadas a ingenieros estructurales de la ciudad, y de una serie de planos estudiados (1980-1988) se puede afirmar que los edificios con tipología de losa plana constituyen de un 85-90% del total de edificios, correspondiéndole el 10-15% restante a los de tipo aporticado (Chérres & Peñafiel, 2000).

Evolución en las normas de construcción

- Las primeras promociones de ingenieros civiles estructurales entre los años 1950 y 1970 usaban el código de construcción de la Norma Alemana DIN, y en general textos alemanes que aplicaban el diseño por esfuerzos admisibles.
- A partir de fines de los 60s se empieza a implantar el diseño de acuerdo al código del ACI. En 1977 aparece el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC), por lo tanto, se puede asumir que durante el primer lustro de la década de 1970 hasta 1977 se usaban ambos códigos (Normas DIN y ACI). Se deja de utilizar el diseño por esfuerzos admisibles por el de última resistencia.
- Desde 1977 hasta los primeros años de los 80's prevalece el uso del CEC, sin embargo, pasado el primer lustro de la década de los 80 se prefiere usar el código ACI prevaleciendo esta tendencia hasta la actualidad



Consideración de la acción sísmica

- En 1977 en el CEC ya es considerada la acción sísmica como una hipótesis de carga modelándola como una distribución triangular de cargas laterales estáticas. Además, este ya se basa en los principios básicos del diseño por capacidad:
 1. Proveer de suficiente ductilidad a los miembros estructurales
 2. Aplicar para el cortante de diseño la filosofía de diseño por capacidad
 3. Realizar chequeos de cumplimiento de los conceptos de Nudo fuerte-Columna débil y de columna fuerte- viga débil
- Al momento de diseño, los ingenieros no eran conscientes del problema global del diseño sismo resistente por lo que solamente se tenía cierto cuidado en el primer requerimiento.
- El ACI realiza constantes actualizaciones en sus normativas de diseño de construcción conforme avanza el desarrollo tecnológico y de investigación. Su última versión se presentó en el año 2014 e incluye dentro de sus capítulos el diseño de estructuras sismo resistentes (ACI-318S, 2014).
- Tras el devastador sismo de Chile 2010, en Ecuador se decide actualizar el Código Ecuatoriano de Construcción 2001, con la finalidad de cumplir con las exigencias básicas de seguridad y calidad en todo tipo de edificaciones y se crea la Norma Ecuatoriana de Construcción en el año 2015. Esta incluye un capítulo para Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente, el NEC-SE-DS (2015).

2.1.2 Sismicidad histórica en la ciudad de Cuenca

- La historia sísmica de la ciudad de Cuenca tiene registros desde 1758. Un temblor, al parecer muy fuerte, sacudió la ciudad. De ahí se conoce también de un fuerte temblor ocurrido el 10 de febrero de 1856, en el cual se destruyeron algunas casas (Jiménez, 2002).
- El 29 de junio de 1887 ocurren varios sismos los cuales afectaron notablemente a las edificaciones de Cuenca. Se sintieron cuatro sismos: a las seis, siete, nueve y diez de la mañana; el de las siete el más intenso y de mayor duración. Hubo dos muertos a consecuencia de estos sismos y las réplicas se extendieron hasta mediados de octubre (Rivera & Rivera, 2008).
- En febrero de 1913 se producen dos fuertes sismos el día 23 y 28, provocando severos daños en Gonzanamá, San Pedro y Molleturo el primero, y en el cantón Girón el segundo (Jiménez, 2002).

El Ecuador debido a la geología local se encuentra afectado por una serie de fallamientos que influyen en la zona de estudio. Las fallas geológicas acumulan energía y la disipan a través del suelo en forma de ondas sísmicas con epicentros en las zonas cercanas a estas fallas geológicas (Chérres & Peñafiel, 2000). La falla de Girón representa la principal fuente



sismogénica crítica para la ciudad de Cuenca. De generarse su ruptura total, podría generar un sismo de magnitud en el entorno de 7 en la escala de Richter (Jiménez, 2002).

2.2. Deficiencias de diseño.

2.2.1 Deficiencias de diseño antes de los años 80's

En Satyarno (2000), se establecen las principales deficiencias de diseño que se han presentado en estructuras antiguas construidas antes de 1975. Entre las más comunes están:

- 1) Inadecuada resistencia a la flexión de los miembros debido al insuficiente refuerzo longitudinal.
- 2) Inadecuado anclaje de refuerzo longitudinal debido a los pobres detalles de anclaje.
- 3) Inadecuada ductilidad y resistencia a cortante en potenciales regiones de rótula plástica de vigas y columnas debido a separaciones inadecuadas (mayores a las permitidas) y cantidad insuficiente de refuerzo transversal.
- 4) Inadecuado anclaje de refuerzo transversal debido a pobres detalles de anclaje. Este anclaje es necesario para el confinamiento del núcleo del concreto y para prevenir el refuerzo longitudinal de pandeo prematuramente.
- 5) Inadecuada resistencia a cortante en juntas viga-columna debido a insuficiente refuerzo transversal.
- 6) Inadecuada resistencia en cimientos y sus conexiones
- 7) Dudoso comportamiento de las estructuras como resultado de la presencia de elementos no estructurales, comúnmente paredes de relleno las cuales pueden significativamente alterar el comportamiento estructural de las vigas.

2.2.2 Deficiencias de diseño en Edificaciones de HA en la ciudad de Cuenca

De la poca información disponible en Chérres & Peñafiel (2000), entre las principales deficiencias de diseño y problemas que se reportaron están:

- 1) No se distinguía zonas de confinamiento en los extremos de las vigas y columnas con refuerzo transversal adecuadamente espaciado; es decir que las separaciones eran uniformes a lo largo de los elementos.
- 2) Se tiene casos de separaciones mayores a las máximas permitidas por los códigos en zonas de confinamiento, sobre todo en vigas.
- 3) Recorte de refuerzo longitudinal en zonas indebidas, como zonas de momento alto.
- 4) El esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo era de 2800kg/cm² para edificaciones construidas antes de 1975.
- 5) Algunos diseñadores desconocían el concepto de diseño por capacidad o el de columna fuerte-viga débil.
- 6) La falta de fiscalización en las edificaciones menores a 4 pisos, lo que provocaba un incorrecto armado de vigas y columnas; y baja resistencia del hormigón. En algunos casos se reportaron resistencias a compresión hasta de 80 kg/cm².
- 7)

2.3 Modos de falla en edificaciones de hormigón armado

En toda edificación se requiere que cuando falle lo haga de una manera dúctil y progresiva (dando avisos externos de lo que está ocurriendo internamente), es decir, debe estar controlada por la gran capacidad de alargamiento del acero de tracción. Sin embargo, también se presentan

fallas por cortante, por carga axial y por aplastamiento que son fallas frágiles. En esta sección se describen los tres tipos de falla más comunes en una estructura según Romo (2008):

2.3.1 Falla por flexión

Cuando el constructor ha cumplido con las normas y especificaciones del código ACI y de la NEC, es el primer tipo de falla que se presenta ante un incremento inesperado de cargas. Es un tipo de falla totalmente dúctil y da aviso mediante la aparición de deformaciones exteriores visibles y progresivas en la estructura.

2.3.2 Falla por cortante

La falla por cortante es una falla frágil y puede presentarse tanto en vigas como en columnas; si se presenta en vigas se produce la falla en el elemento, pero generalmente la estructura no falla en su totalidad; si se presenta en una columna, además del fallo del elemento, se podría producir el colapso total de la estructura.

2.3.3 Falla por compresión axial

Este tipo de falla es frágil y explosiva, lo que conduce al colapso total de la edificación, ya que sus elementos involucrados son las columnas. El código de diseño obliga a reforzar de manera adecuada las columnas para asegurar que este tipo de falla se produzca cuando los otros tipos de falla se hayan agotado en la estructura.

Toda edificación debe contar con una capacidad de deformación suficiente para soportar adecuadamente la sollicitación sísmica sin desmeritar, su resistencia. Cuando la resistencia sísmica de la edificación es dúctil, se presentan elevadas deformaciones en compresión debidas a efectos combinados de fuerza axial y momento flector (Alves & Soares de Souza, 2014).

En la figura 2.1 se observa lo que acontece en la columna al ser sometida a una carga axial, cuando tiene refuerzo transversal (fig. 2.1.c) y cuando no presenta refuerzo transversal (fig. 2.1.b)

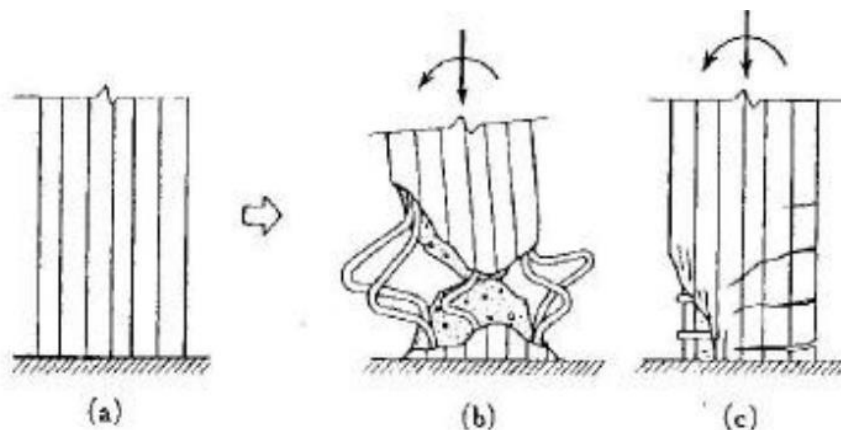


Figura 2.1 Efecto combinado de carga axial y momento flexionante sobre columna sin refuerzo transversal (b) y con refuerzo transversal (c) (Tomado de Alves & Soares de Souza, 2014).



2.4 Falla frágil: Falla por cortante

Este tipo de falla se da por el descuido del diseñador, por no verificar los requerimientos básicos de construcción, principalmente el de columna fuerte-viga débil, el cual garantiza que las rótulas plásticas se presenten primero en las vigas y posteriormente en columnas.

Bajo cargas cíclicas el comportamiento de los miembros, y por ende de la estructura como un todo, depende del detallado del refuerzo en las zonas críticas con las siguientes posibilidades (Satyarno, 2000):

- 1) La resistencia a cortante provista es siempre adecuada durante el desarrollo de rotaciones inelásticas rotacionales. En este caso el comportamiento estará dominado por flexión.
- 2) El refuerzo a cortante no es adecuado para permitir el desarrollo de la resistencia a flexión en los miembros. El comportamiento de los miembros en esta condición será controlado por el cortante.
- 3) El refuerzo a cortante provisto es adecuado para permitir el desarrollo de la resistencia a flexión en los miembros. Sin embargo, debido a la degradación de la resistencia a cortante con el incremento de las rotaciones inelásticas de flexión en las regiones de rótulas plásticas, la falla por cortante se podría desarrollar en alguna etapa posterior en las regiones de rótulas plásticas. (Priestley, 1994; Priestley, 1995; Hakuto, 1995; Sezen & Moehle, 2004)

En edificaciones antiguas o con deficiencias de diseño de hormigón armado es probable que cualquiera de las tres posibilidades anteriormente mencionadas ocurra durante un sismo fuerte. Sin embargo, dada al incorrecto detallado de refuerzo transversal en estas, es más probable que se den los dos últimos modos de falla, sobre todo el tercero, debido al fenómeno de degradación de la resistencia a cortante causada por el aumento de ductilidad (interacción flexión –cortante), principal causante de la falla por cortante en columnas.

2.4.1 Falla por cortante en columnas

Reconocimientos después de terremotos e investigación experimental indican que las columnas de edificaciones existentes con ligero e inadecuado detallado del refuerzo transversal son vulnerables a la falla por cortante durante los terremotos. La falla por cortante puede llevar a una reducción en la resistencia a fuerza lateral de la edificación, cambio en el mecanismo de deformación inelástica, pérdida de la capacidad para soportar carga axial y, en última instancia, al colapso del edificio (Sezen & Moehle, 2004). Por esta razón, la falla frágil en columnas es un problema crítico y de principal interés.

El colocar refuerzo transversal adecuadamente separado y bien detallado en la rótula plástica, puede evitar una falla frágil y proporcionar suficiente ductilidad a los elementos, además, se evita que el concreto se astille evitando inestabilidad del refuerzo a compresión. Aunque los códigos ya promovían un mayor detalle de refuerzo en la zona plástica o zona de confinamiento, no se encuentran evidencias de que se haya cumplido con dicha disposición.



Figura 2.2 Falla por tensión diagonal en columna zunchada (Tomado de Alves R; Soares de Souza A, 2014).

Se puede apreciar en la figura 2.2 como el concreto, ante la falla de confinamiento por estribos, se desconcha al abrirse, esto seguido del pandeo lateral del refuerzo longitudinal. Este tipo de falla se origina debido a la gran concentración de esfuerzos que se producen precisamente en los extremos de las columnas por las elevadas acciones internas como son carga axial, fuerza cortante y momento flector, causadas por fuerzas sísmicas (Alves & Soares de Souza, 2014).

2.4.1.1 Interacción flexión-cortante

Se ha establecido que la resistencia al cortante disminuye a medida que aumenta la ductilidad de desplazamiento, lo que puede conducir a una falla por cortante en columnas inicialmente dominadas por flexión (Sezen & Moehle, 2004). Por esta razón, se han desarrollado varios modelos para representar la degradación de la resistencia a cortante con deformaciones inelásticas crecientes (Watanabe & Ichinose, 1992; Aschheim & Moehle, 1992; Priestley, 1994; Sezen & Moehle, 2004).

Según Priestley (1994) y partiendo de la figura 2.3 se pueden tener los siguientes modos de falla en columnas:

- Si la fuerza cortante correspondiente a la resistencia a la flexión es menor que la resistencia a cortante residual, se garantiza la respuesta flexural dúctil.
- Si la fuerza cortante correspondiente a la resistencia a la flexión es mayor que la resistencia a cortante inicial, se produce una falla frágil por cortante.
- Si la fuerza cortante correspondiente a la resistencia a la flexión se encuentra entre la resistencia a cortante inicial y la residual, entonces la falla por cortante ocurre en una ductilidad correspondiente a la intersección de la envolvente de resistencia a cortante y la curva fuerza-desplazamiento.

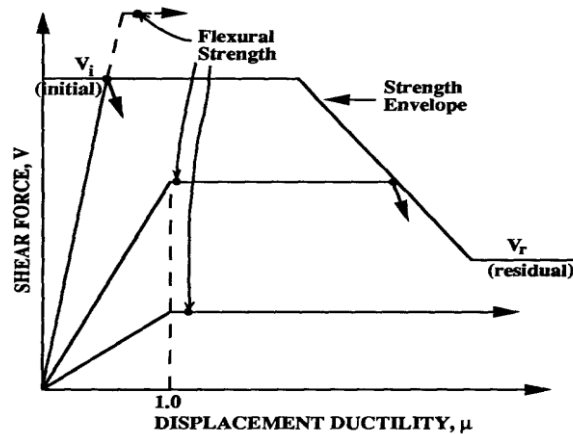


Figura 2.3 Interacción flexión-cortante en columnas (Tomado de Priestley et al., 1994)

2.4.2 Regiones críticas en vigas y columnas

a) Vigas

En vigas, la localización de las regiones críticas en donde se formarán rotulas plásticas depende en gran medida de la combinación de la carga gravitacional aplicada, de las cargas sísmicas y del detallado y zonas de traslape del refuerzo. Si la viga está dominada por la carga gravitacional se espera la formación de rotulas plásticas negativas en los extremos cercanos a las caras de las columnas y rotulas plásticas positivas dentro de la luz de la viga (fig. 2.4.a).

Si la viga está dominada por carga sísmica, las regiones críticas pueden sólo ocurrir en las caras de las columnas donde se formarán rótulas plásticas reversibles. Esto se debe a que tanto momentos de fluencia positivo como negativos se desarrollaran en las rotulas plásticas (fig. 2.4.b).

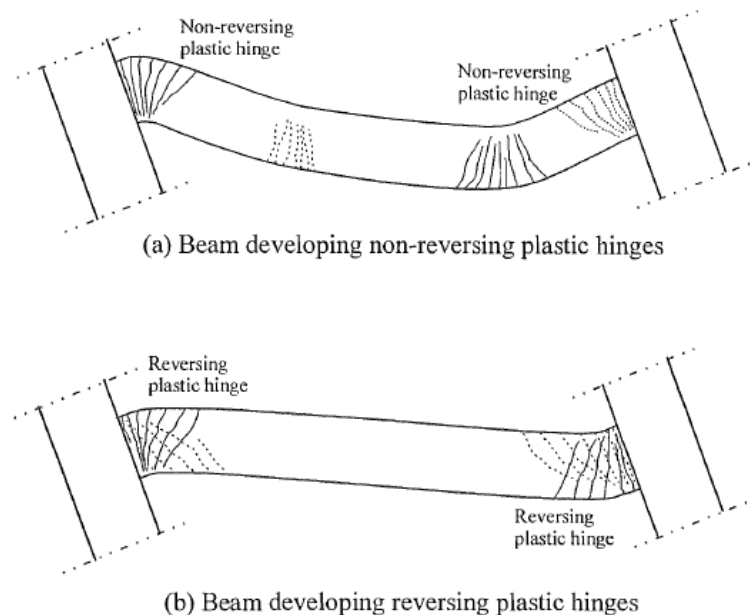


Figura 2.4 Típicas regiones críticas en una viga (Tomado de Satyarno, 2000)

b) Columnas

Para columnas, si la cantidad de refuerzo transversal no es uniforme en toda la altura de la columna, las regiones críticas podrían ocurrir en el centro de la columna. Para cantidades de refuerzo transversal uniforme a lo largo de toda la columna, las regiones críticas estarán en los extremos de la misma como se puede ver en la fig. 2.5 (Satyarno, 2000).

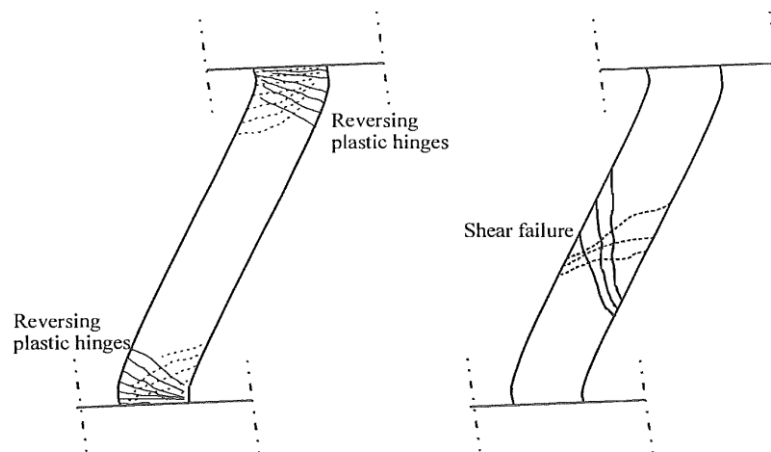


Figura 2.5 Típicas regiones críticas en una columna (Tomado de Satyarno 2000)

2.5 Filosofía actual de diseño sismo resistente: Diseño por capacidad

El diseño por capacidad está basado en la formulación de una jerarquía en la resistencia de los componentes que conforman el sistema estructural para permitir la formación de un adecuado mecanismo de deformación plástica (mecanismo de falla), evitando la ocurrencia de falla frágiles. Para ello se determinan ciertas zonas de la estructura sismo resistente que se diseñan y detallan para disipar energía en forma dúctil y estable y que se denominan comúnmente "rótulas plásticas" (Salas, 2013). Una rótula plástica es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de una conexión, de manera rígida (NEC-SE-HM, 2015). En otras palabras, la rótula plástica se define como un punto donde la sección no es capaz de absorber el mayor momento a flexión producido por las cargas externas (cargas producidas por el movimiento sísmico) y sólo empieza a rotar (Aguilar et al. 2015).

2.5.1 Método de Diseño por capacidad

Se consideran tres ideas principales en las que se basa el diseño por capacidad (Salas, 2013):

- 1) Se considera que un edificio se comportará inelásticamente ante un sismo severo (sismo de diseño); caso contrario, las fuerzas horizontales deberán ser varias veces las que estipulan los códigos, para obtener un diseño elástico, el cual resultaría totalmente antieconómico.
- 2) Aquellas partes de la estructura que entrarán en el rango inelástico deberán colocarse en las vigas y no en las columnas (fig. 2.6); es decir, el criterio de columna fuerte-viga débil debe prevalecer. Este criterio busca que las fallas ocurran en el siguiente orden:

fallas por flexión, fallas de vigas por cortante y finalmente fallas de las columnas por cortante.

- 3) El concepto de “capacidad” primará en cada paso de un diseño sismo resistente, es decir en este caso, que las fuerzas en el nudo (o en las rótulas) dependen de las armaduras presentes en dichas zonas, es decir, las armaduras a ser colocadas realmente y no de las fuerzas encontradas al analizar la estructura.

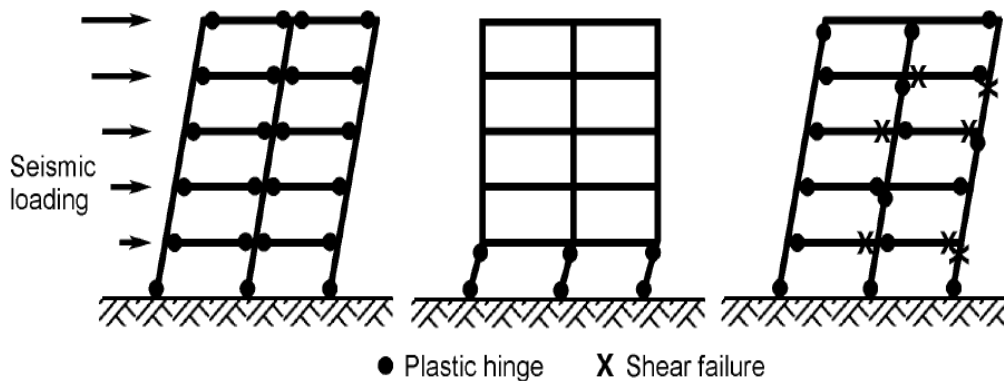


Figura 2.6 Posibles mecanismos de deformación post-elástica de pórticos resistentes a momentos (Tomado de NZSEE, 2006)

2.5.2 Cargas en edificaciones de hormigón armado.

Los códigos de diseño organizan dichas cargas en las siguientes categorías.

a) Cargas permanentes o cargas muertas

Principalmente se encuentran, el efecto del peso de las losas, las vigas, las columnas, muros y otros elementos estructurales. Este tipo de cargas son determinadas en base a los pesos de los materiales de construcción cuyos valores se los puede encontrar en la norma (NEC-SE-CG, 2015).

b) Cargas vivas

En la tabla 9 de la NEC-SE-CG (2015) se presentan los valores de cargas de acuerdo con la ocupación o los usos. A continuación, se recopila las cargas más importantes en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Cargas vivas uniformemente distribuidas

Ocupación o uso	Carga Uniforme		Ocupación o uso	Carga Uniforme	
	KN/m ²	Kgf/m ²		KN/m ²	Kgf/m ²
Almacenes			Fábricas/Industrias/Manufactura		
Ventas al por menor			Livianas	6	612
Primer piso	4.8	490	Pesada	12	1224
Pisos superiores	3.6	370	Gimnasios	4.8	490
Ventas al por mayor. Todos los pisos	6	612	Hospitales		



Bibliotecas			Sala de quirófanos, laboratorios	2.9	296
Salas de lectura	2.9	296	Sala de pacientes	2	204
Estanterías	7.2	735	Corredores en pisos superiores a la planta baja	4	408
Corredores en pisos superiores a planta baja	4	408	Residencias		
Bodegas de almacenamiento			Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2	204
Livianas	6	612	Hoteles y residencias multifamiliares	2	204
Pesada	12	1224	Habitaciones	4.8	490
Comedores y restaurantes	4.8	490	Salas de baile	4.8	490
Edificios de oficinas			Salas de billar, bolos y otras áreas de recreación similares	3.6	368
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4.8	490	Unidades educativas		
Oficinas	2.4	245	Aulas	2	204
Corredores del primer piso	4	408	Corredores segundo piso y superior	4	408
			Corredores primer piso	4.8	490

2.5.3 Requerimientos mínimos en vigas

Se describen los requerimientos mínimos para vigas dispuestos por el código ACI-318S (2014).

a) Dimensiones

- El peralte mínimo cumpla con los requisitos del ACI-318S (2014) sección 9.3.

Tabla 2.2 Altura mínima de vigas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

- La luz libre deberá ser mayor que 4 veces la altura efectiva de la sección transversal según ecuación 2.1. Hirosawa, (1977) indica que, bajo inversiones de desplazamientos dentro del rango no lineal, el comportamiento de miembros continuos con relaciones luz-altura menores que cuatro es significativamente diferente del comportamiento de miembros relativamente esbeltos.

$$L \geq 4h \quad (2.1)$$

- Ancho mínimo de la sección:

$$b \geq 250mm \quad (2.2)$$

En la figura 2.7 se resume los requerimientos mínimos que deben cumplir los elementos a flexión en lo referente a dimensiones establecidas por el código de construcción ACI-318S (2014).

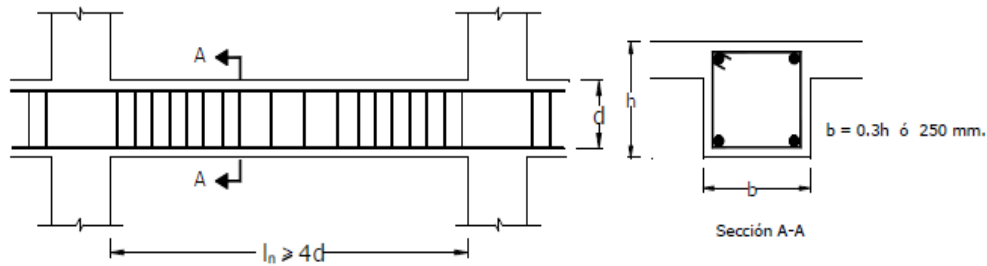


Figura 2.7 Características de los elementos a flexión

b) Refuerzo longitudinal.

Las vigas deben tener al menos dos barras continuas tanto en la cara superior como en la inferior. En cualquier sección, tanto para el refuerzo superior como para el inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser inferior al requerido por las ecuaciones 2.3 y 2.4 y la cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0.025. La cantidad de acero máximo puede ser determinada mediante la ecuación 2.5.

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d \quad (2.3)$$

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (2.4)$$

$$A_{s,max} = 0.025 * b_w * d \quad (2.5)$$

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo *no debe ser menor* que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en la misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

Para hallar los momentos en los extremos de vigas se utilizan las siguientes expresiones:

a) Momento negativo:

$$M_n = A_s * F_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.6)$$

$$\text{Donde: } a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

b) Momento positivo:

$$Mn = As' * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (2.7)$$

$$\text{Donde: } a = \frac{As' * fy}{0.85 * f'c * b}$$

Los requerimientos antes mencionados se presentan en la figura 2.8:

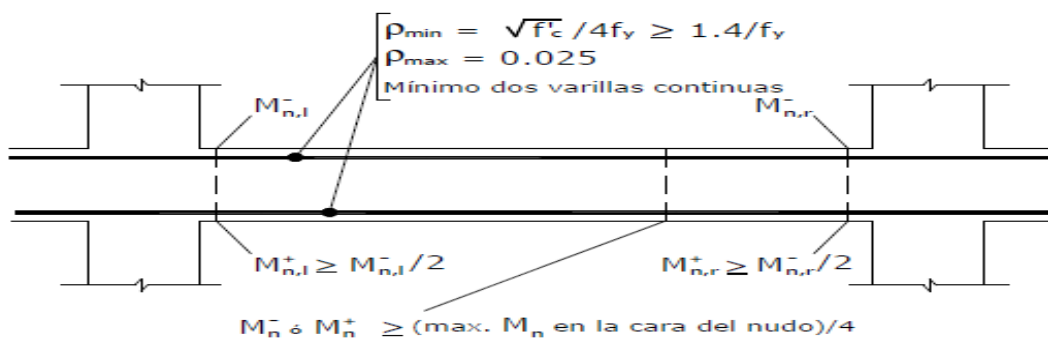


Figura 2.8 Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión (Tomado de NEC-SE-HM, 2015)

c) Refuerzo transversal

El refuerzo transversal se requiere principalmente para confinar el hormigón y dar soporte lateral a las barras de refuerzo en regiones en las que se espera fluencia.

Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de miembros de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.

$$l_0 = 2h \quad (2.8)$$

El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 50mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento debe cumplir con la tabla 2.3, es decir, no exceder el menor de:

Tabla 2.3 Espaciamiento de estribos de confinamiento

$s \leq$	$d/4$
	$6 * \emptyset$ Varilla longitudinal
	150mm

Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga.



Resistencia de diseño para cortante

En vigas de hormigón armado se presentan dos mecanismos para poder resistir el cortante, el aporte del hormigón y aporte del acero.

La resistencia nominal y el requisito de resistencia de diseño vienen dadas por las siguientes expresiones:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.9)$$

$$V_u < \phi V_n \quad (2.10)$$

donde V_n es la resistencia nominal a cortante; V_c es la resistencia nominal a cortante proporcionada por el hormigón, siendo ésta $V_c = 0.53\sqrt{f'_c}$; V_s es la resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante; V_u es el esfuerzo de corte solicitante mayorado en la sección; ϕ = Factor de reducción de resistencia a cortante, cuyo valor es de 0.75 (NEC-SE-HM, 2015; ACI-318S, 2014). Cabe señalar que las ecuaciones de resistencia a cortante recomendadas en el ACI-318S (2014) son más conservadoras respecto a las ecuaciones usadas en evaluación sísmica usadas en el presente trabajo.

Acero requerido por cortante en vigas

Usualmente se determina el valor del acero requerido por cortante con la siguiente expresión:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\frac{V_u}{\phi} - V_c}{f_y * d} \quad (2.11)$$

Cortante de diseño

Para garantizar ductilidad, las vigas tendrán suficiente resistencia a cortante, es decir, se debe tratar de que fallen a flexión y no por cortante, por lo tanto, la fuerza cortante de diseño deberá ser una buena aproximación del cortante máximo que se puede desarrollar en el elemento. Por lo tanto, la resistencia a cortante requerida está relacionada con la resistencia a flexión del elemento, en función de las armaduras a ser colocadas en la realidad, más que con las fuerzas cortantes mayoradas obtenidas del análisis de la estructura bajo cargas laterales (Salas, 2013).

La fuerza cortante de diseño V_u en las zonas de fluencia (rótulas plásticas) se determinará como la suma del corte producido por cargas estáticas más el cortante correspondiente a la máxima resistencia probable en los extremos M_p basados en el esfuerzo de tracción del refuerzo. Los momentos extremos del elemento deben considerarse en las dos direcciones, en el sentido horario y sentido anti horario, debido a la reversibilidad del sismo (Salas, 2013).

$$V_u = \frac{W_u * l}{2} + \frac{M_{pi} + M_{pd}}{l} \quad (2.12)$$

$$W_u = 1.2 * D + L \quad (2.13)$$



donde D es la carga muerta y L es la carga viva

Para hallar los valores de los momentos en los extremos de vigas se usa la siguiente expresión:

$$M_p = 1.25 * A_s * f_y * (d - \frac{a}{2}) \quad (2.14)$$

$$\text{donde: } a = \frac{1.25 * A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Debido a que la resistencia de fluencia real del acero casi siempre es mayor a la especificada y también por la probabilidad de que ocurra endurecimiento por deformación, se recomienda usar un esfuerzo de por lo menos $1.25f_y$ en el refuerzo longitudinal (Salas, 2013).

El refuerzo a cortante restringe el crecimiento de fisuras inclinadas y, por consiguiente, aumenta la ductilidad de la viga y advierte el peligro de falla. Por el contrario, en un alma sin refuerzo, la formación de fisuras inclinadas puede conducir directamente a una falla sin advertencia. Este refuerzo es muy importante si un elemento es sometido a una fuerza de tracción imprevista o a una sobrecarga. Por lo tanto, se requiere un área mínima de refuerzo a cortante. Se revisa el acero transversal mínimo mediante las ecuaciones 2.15 y 2.16:

$$A_{v,\text{mín}} \geq 0.2\sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_y} \quad (2.15)$$

$$A_{v,\text{mín}} \geq 3.5 \frac{b_w * s}{f_y} \quad (2.16)$$

2.5.4 Requerimientos mínimos en columnas

De igual manera que en las vigas, las columnas deben cumplir ciertos requerimientos mínimos dispuestos por el código ACI-318S (2014).

a) Dimensiones

La dimensión menor de la sección transversal, debe ser al menos:

$$b > 300\text{mm} \quad (2.17)$$

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4

$$\frac{b}{h} > 0.4 \quad (2.18)$$

b) Refuerzo longitudinal

El área de refuerzo longitudinal debe ser de al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$. El límite inferior del área de refuerzo longitudinal es para controlar las deformaciones dependientes del tiempo y para que el momento de fluencia exceda al momento de fisuración. El límite superior refleja la preocupación por la congestión del acero, por la transferencia de



carga desde los elementos del piso a las columnas (especialmente en las construcciones de baja altura) y por el desarrollo de esfuerzos cortantes altos (ACI-318S, 2014).

c) Refuerzo transversal

En los elementos en flexo-compresión se debe proporcionar un confinamiento especial según lo expuesto en el presente párrafo en una longitud L_o medida a partir de la cara de cada nudo. De acuerdo a la tabla 2.4, la longitud L_o no puede ser menor que:

Tabla 2.4 Longitud de la zona de confinamiento

$L_o \geq$	$l/6$
	h
	450mm

Separación

La separación del refuerzo transversal, acorde a la tabla 2.5 a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de:

Tabla 2.5 Separación del refuerzo transversal en la zona de confinamiento en columnas

$s \leq$	$b/4$
	$6 * d_b$
	$100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) [mm]$

donde h_x es el espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos.

En cuanto a la zona no confinada en columnas la separación máxima de estribos debe cumplir con la tabla 2.6

Tabla 2.6 Separación del refuerzo transversal en la zona no confinada en columnas

$s \leq$	$b/4$
	$6 * d_b$

Las columnas requieren una cuantía mínima según la tabla 2.7

Tabla 2.7 Cuantías mínimas para estribos de confinamiento (ACI-318S, 2014)

Cuantías mínimas para estribos de confinamiento (ACI 318S-14, 18.7.5.4)			
Refuerzo transversal	Condición	Expresiones Aplicables	
A_{sh}/sb_c Para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3 * A_g * f'c$ y $fc \leq 70Mpa$	Mayor de (a) y (b)	$0.3 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3 * A_g * f'c$ y $fc \leq 70Mpa$	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.09 * \frac{f'c}{f_{yt}}$ (b) $0.2 * k_f * k_n * \frac{P_u}{f_{yt} * A_{ch}}$ (c)
p_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3 * A_g * f'c$ y $fc \leq 70Mpa$	Mayor de (d) y (e)	$0.45 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3 * A_g * f'c$ y $fc > 70Mpa$	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.12 * \frac{f'c}{f_{yt}}$ (e) $0.35 * k_f * k_n * \frac{P_u}{f_{yt} * A_{ch}}$ (f)



Cortante de diseño

La fuerza cortante de diseño V_u se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna, arriba (t) y base (b). Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables, M_p , en cada extremo de la columna, correspondientes al intervalo de fuerza axiales mayoradas, P_u , que actúan en ella. De esta manera, el cortante de diseño queda definido por la ecuación 2.19:

$$V_u = \frac{M_{pt} + M_{pb}}{l} \quad (2.19)$$

donde l es la altura de la columna.

2.5.5 Criterio de Columna Fuerte- Viga Débil

Un aspecto importante para prevenir fallas frágiles es la aplicación del criterio columna fuerte- viga débil. Este criterio garantiza la formación de rótulas plásticas en las vigas antes que en las columnas. Debe cumplirse que la suma de los momentos nominales resistentes de las columnas que lleguen a un nudo exceda al menos en un 20% a la suma de los momentos nominales resistentes de las vigas que llegan al mismo nudo (ACI-318S, 2014).

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \quad (2.20)$$

donde $\sum M_{nc}$ es la suma de momentos nominales resistentes de las columnas que llegan a un nudo específico y $\sum M_{nb}$ es la suma de momentos nominales resistentes de las vigas que llegan a un nudo específico.

2.5.6 Comprobación de cortante en el Nudo

Se define al nudo como la porción de la columna limitada por las superficies superiores e inferiores de las vigas que llegan a ella. La fuerza cortante en el nudo generada por el refuerzo de flexión se calcula para una resistencia a la fluencia de $1.25f_y$ (ACI-318S, 2014). El cortante máximo actuante se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_u = 1.25f_y(A_s + A'_s)_{viga} - (V_e)_{columna} \quad (2.21)$$

donde V_u es cortante máximo actuante; A_s es el acero de refuerzo superior; A'_s es el acero de refuerzo inferior; V_e es el cortante en la columna.

Para el cortante nominal máximo disponible confinado por cuatro caras se utiliza la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi * 1.70 * \sqrt{f'_c} * A_j \quad (2.22)$$

donde V_n es el cortante nominal máximo; f'_c es la resistencia a la compresión; A_j es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo.



2.6 Métodos de análisis sísmico

Para propósitos de diseño y evaluación de una edificación ante fuerzas inducidas por un sismo, existen cuatro procedimientos recomendados en las diferentes guías del FEMA, ATC y Eurocode (Themelis, 2008). En esta sección se describen brevemente estos procedimientos.

Análisis estático lineal

El análisis estático lineal usa un pseudo-patrón de carga estática lateral que representa las fuerzas inducidas por el sismo para calcular las demandas de fuerza y desplazamiento mediante un análisis elástico lineal en cada miembro de la estructura como resultado de un movimiento de terreno fuerte. Estas demandas son comparadas con las capacidades de los elementos estructurales (Themelis, 2008).

Análisis dinámico lineal

El cálculo de la respuesta de la estructura se realiza mediante un análisis modal, un análisis de espectro de respuesta o un análisis tiempo-historia. En el primero, se supone que la respuesta dinámica de un edificio puede ser estimada a partir de la respuesta independiente de cada modo y luego superponiendo estas respuestas. Generalmente se considera que el número modos que contribuyen de manera significativa a la respuesta y que se toman en cuenta para calcular la misma deben sumar un 90% de masa efectiva. En el análisis de espectro de respuesta se calcula la respuesta a partir de la aceleración máxima del suelo del espectro de respuesta elástico y de los modos de vibración. Omite la evaluación de la respuesta de cada modo en el tiempo. Finalmente el análisis tiempo historia implica la evaluación paso a paso de la respuesta del edificio, usando registros reales o acelerogramas artificiales como movimiento de entrada (Moreno, 2006).

Análisis estático no lineal

En el análisis estático no lineal o también conocido como pushover, se aplica un patrón de cargas predeterminado en cada nivel de la estructura el cual simula las fuerzas inerciales inducidas por el sismo. Este patrón de fuerzas es incrementado monótonicamente hasta alcanzar cierto desplazamiento horizontal a nivel de azotea. La curva que relaciona el desplazamiento y el cortante basal en cada paso del proceso incremental se conoce como curva de capacidad o curva pushover.

Análisis dinámico no lineal

Originalmente el método de espectro de capacidad supone que la respuesta fundamental de la estructura analizada se basa en su modo fundamental de vibración; en este supuesto radica una de las principales deficiencias teóricas del método, además de producir una insuficiencia en la base conceptual, se produce una fuerte limitación de la utilidad de éste, debido a que existen estructuras cuya respuesta está influenciada por modos altos de vibración (Meneses, 2006).

2.7 Análisis pushover

El método de análisis estático no lineal pushover no tiene una base teórica estricta. Se basa principalmente en la suposición de que la respuesta de la estructura está controlada por el primer modo de vibración y por la forma de este; o por los primeros modos de vibración; y que

esta forma permanece constante en toda la respuesta elástica e inelástica de la estructura. Esto proporciona la base para transformar un problema dinámico en un problema estático lo que es teóricamente defectuoso sin embargo es aceptado por las guías de evaluación y diseño actuales como una aproximación aceptable (Themelis, 2008).

2.7.1 Procedimiento

Previo al análisis pushover, se requiere la modelización de la estructura y de sus elementos. En general la capacidad de una estructura depende de la resistencia y la capacidad de deformación de cada uno de sus componentes individuales. Los componentes individuales se modelan considerando un comportamiento inelástico mediante relaciones fuerza-desplazamiento para cada acción considerada.

El análisis pushover inicia con la determinación de un patrón de cargas laterales actuantes en cada nivel de la estructura las cuales representan las fuerzas inerciales generadas por el movimiento del suelo (fig. 2,9), este patrón se va incrementado monóticamente hasta alcanzar la capacidad última de la estructura en el punto de desplazamiento lateral máximo de la azotea e inicio de la degradación de resistencia lateral. El resultado de este análisis es la curva de capacidad que representa la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento lateral en el último nivel de la estructura, información que se va registrando con cada incremento en la intensidad del patrón de carga (Moreno, 2006).

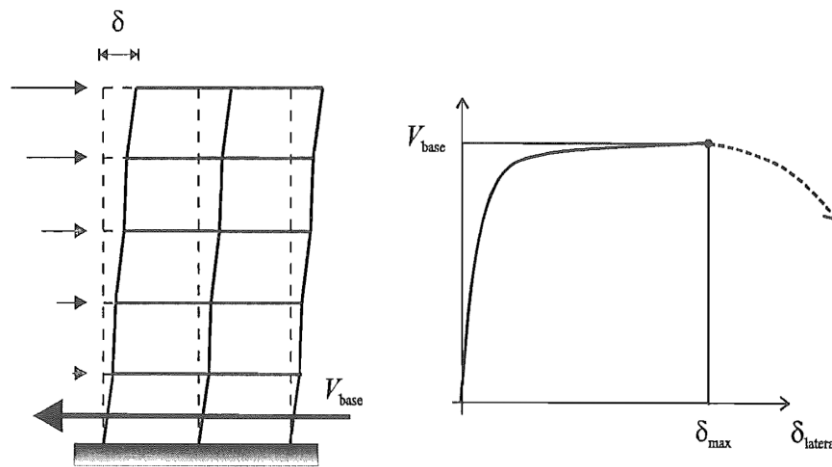


Figura 2.9 Análisis pushover y curva de capacidad (Tomado de Satyarno, 2000)

2.7.2 Patrón de cargas usadas en un análisis pushover

Para conseguir una representación realista de esfuerzos sísmicos, se emplea una distribución de las fuerzas sísmicas laterales, similar a las de las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes, las cuales siguen la forma del modo fundamental de vibración o una distribución más sencilla como se puede ver en la fig. 2.10 (Moreno, 2006).

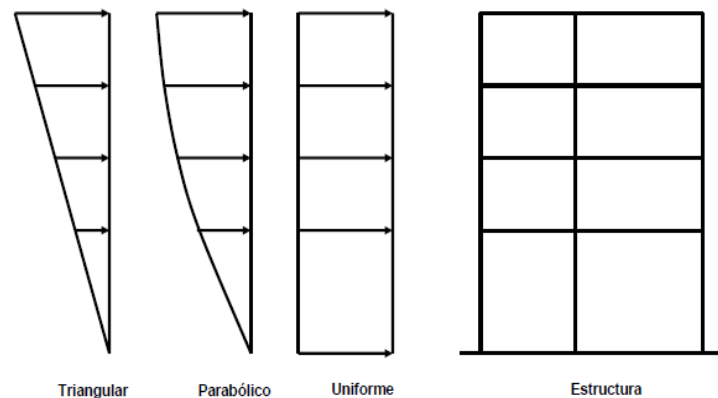


Figura 2.10 Patrones de distribución de cargas laterales para un análisis pushover (Tomado de Moreno, 2006)

A continuación se formulan las distribuciones de carga más conocidas presentadas en Themelis, (2008). La distribución de carga de acuerdo al nivel de la estructura sigue el concepto de la figura 2.11.

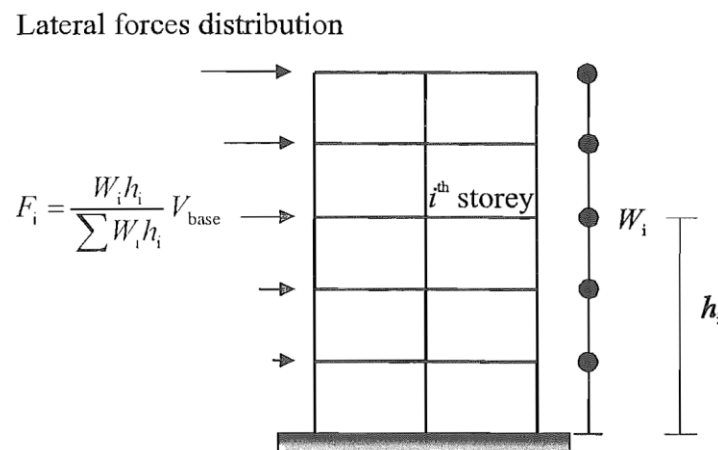


Figura 2.11 Esquema de la distribución del patrón lateral de cargas según el nivel (Tomado de Satyarno, 2000)

1) Distribución basada en la forma del primer modo

$$F_i = W_i * \phi_{ij} \quad (2.23)$$

donde W_i es el peso del piso “i”, y ϕ_{ij} es el i-ésimo elemento del vector del modo “j” correspondiente al nivel “i”, en este caso $j=1$

2) Distribución Triangular Invertida

$$F_i = \frac{W_i * h_i}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i} * V_b \quad (2.24)$$



donde h_i es la altura del piso “i” medida desde el nivel del suelo, n es el número total de pisos, y V_b es el cortante basal dado por la siguiente ecuación:

$$V_b = S_d(T_n) * W \quad (2.25)$$

donde $S_d(T_n)$ es la ordenada del espectro de diseño para el periodo fundamental T_n , y W es el peso total de la estructura.

3) Distribución de carga FEMA

$$F_i = \frac{W_i * h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^k} * V_b \quad (2.26)$$

donde k es un coeficiente el cual puede ser asumido como dependiente del periodo fundamental de la estructura (T_n). Este es igual a 1.0 para periodos menores a 0.5 segundos e igual a 2.0 para periodos superiores a 2.5 segundos. Para valores intermedios se permite una interpolación lineal.

4) Distribución de carga uniforme

$$F_i = W_i \quad (2.27)$$

3. MODELIZACIÓN Y ANÁLISIS PUSHOVER

3.1 Modelización de elementos y de rotulas plásticas en vigas y columnas

3.1.1 Miembro frame

Para modelar los elementos como vigas y columnas y las zonas críticas ubicadas en los extremos de estos, en donde se supone la formación de rótulas plásticas de acuerdo a los criterios antes mencionados, se utilizó un miembro frame de tipo viga el cual tiene integrado rótulas plásticas en los extremos del miembro elástico (fig. 3.1).

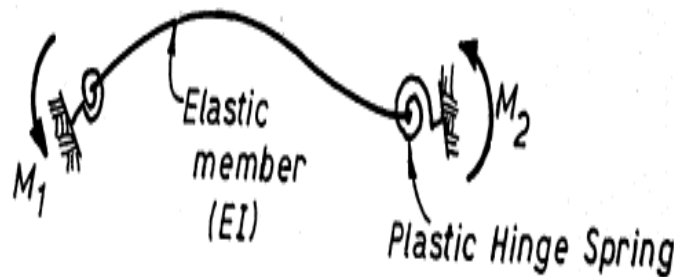


Figura 3.1 Modelo para viga de una componente de Giberson (Tomado de Carr, 2007)

La definición geométrica del miembro frame está dada por cuatro nodos (fig. 3.2), los nodos 1 y 2 que son los exteriores y se conectan a otros elementos, y los nodos 3 y 4, que definen los vínculos rígidos exteriores y la zona deformable interior. Para modelar zonas rígidas como en el caso de nudos del pórtico, este miembro permite definir bloques rígidos de longitud predeterminedada en los extremos de la zona flexible, lo que hace innecesario definir los nodos 3 y 4, los cuales, al no definirse, el programa los toma como iguales a los nodos 1 y 2 por defecto.

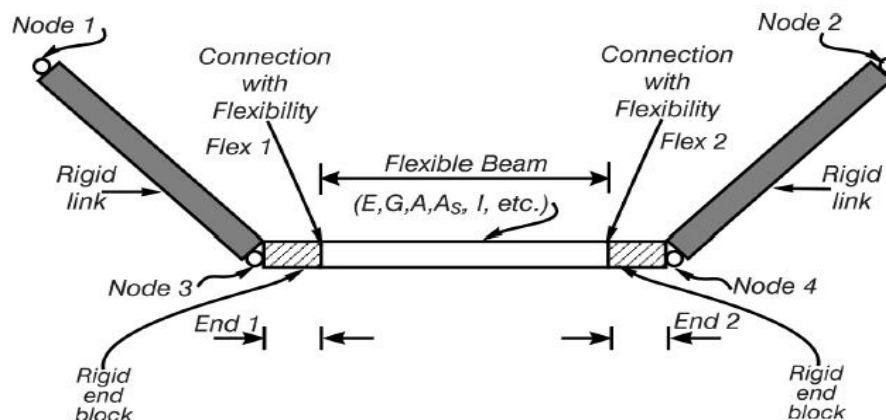


Figura 3.2 Miembro Frame (Tomado de Carr, 2007)

El comportamiento inelástico de un miembro tipo viga, sigue el concepto del modelo de una componente de Giberson en el cual hay la posibilidad de dos rotulas plásticas en los extremos del miembro entre un tramo elástico central. Además, un miembro tipo viga puede usar casi cualquier regla de histéresis para gobernar el comportamiento inelástico de las rotulas plásticas. Sin embargo, no hay interacción entre la acción axial y flexión (Carr, 2007).

El uso del miembro tipo viga se justifica con la posibilidad de capturar la interacción entre la flexión y cortante de acuerdo a la metodología utilizada en (Satyarno, 2000; Carr, 2007). En casos generales, en los que no se requieren modelar el cortante, se puede usar un miembro viga-columna (*beam-column*) para modelar las columnas. Este permite relacionar la acción axial y la flexión a través del diagrama de interacción de la columna.

Comportamiento no lineal de miembros

Para representar el comportamiento no lineal en las rotulas plástica de los miembros en un análisis pushover, se usa la envolvente de la respuesta real bajo carga cíclica del elemento (respuesta histerética) tal como se muestra en la figura 3.3. Estos modelos son de tipo analítico y/o experimental y representan la relación fuerza-deformación para flexión y cortante principalmente. La degradación de la rigidez y el efecto de la reducción del ancho de los ciclos histeréticos no son posibles modelar con este tipo de modelos, lo que sí es posible en un análisis dinámico no lineal ya que este recurre a las reglas de histéresis para modelar el comportamiento no lineal de miembros (Cárdenas, 2010). En las siguientes secciones se definirán estos modelos de tipo fuerza-deformación para flexión y cortante mediante curvas multilineales que incluyen un tramo degradación de resistencia.

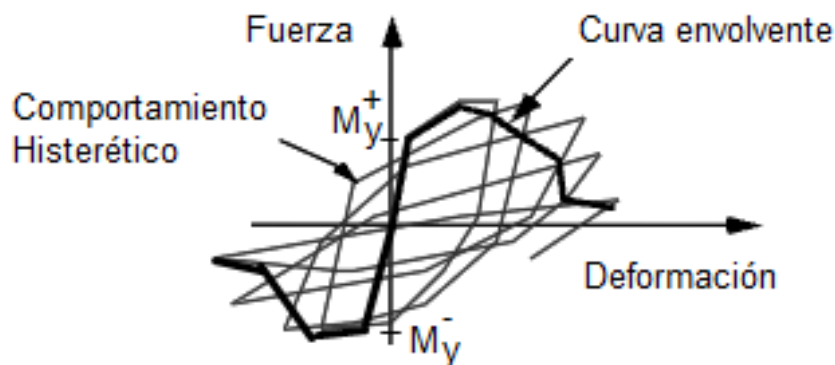


Figura 3.3 Modelo de comportamiento no lineal empleado en el análisis pushover (Tomado de Cárdenas, 2010)

3.1.2 Modelo Momento-Rotación para flexión en rótula plástica

El modelo momento-rotación de la rótula plástica, que trata de envolver la respuesta a flexión del elemento ante fuerzas cíclicas, es idealizado mediante el modelo trilineal propuesto por Satyarno (2000) (fig. 3.4). Esta idealización es generada a partir de las siguientes dos componentes:

- 1) Relación teórica momento-curvatura
- 2) La tasa de degradación de resistencia flexural

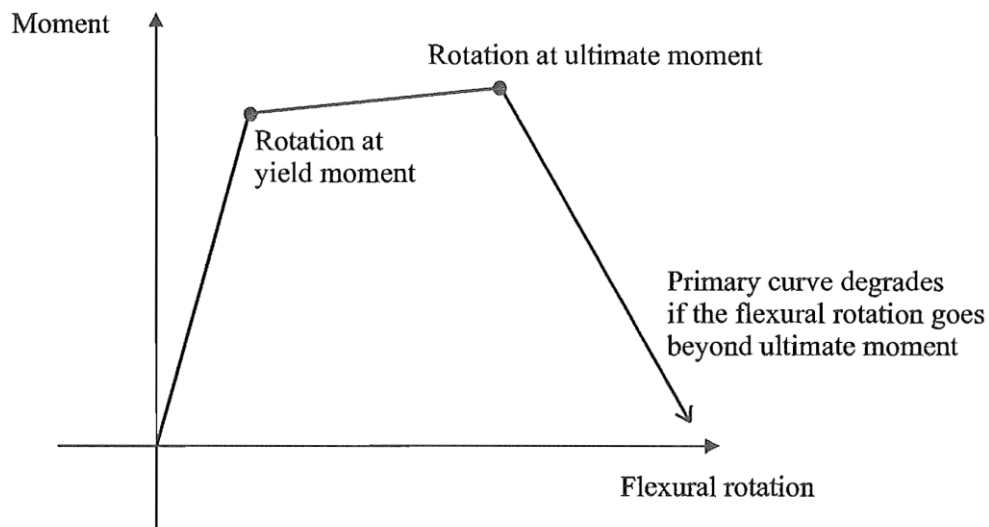


Figura 3.4 Curva idealizada de la relación momento-rotación en la rótula plástica (Tomado de Satyarno, 2000)

3.1.2.1 Relación teórica momento-curvatura

Es posible deducir curvas teóricas momento-curvatura para secciones de concreto reforzado con flexión y carga axial, en base al procedimiento propuesto por Park & Paulay (1975), el cual hace suposiciones semejantes a las utilizadas en el estudio de flexión en vigas:

- Se supone que las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión
- Se conocen las curvas esfuerzo-deformación de los elementos constitutivos del elemento, el acero y el concreto. Para el caso del concreto, la curva a compresión y para el acero la curva a compresión y tracción. La resistencia a tracción del concreto generalmente se desprecia.
- No hay corrimiento del acero respecto al concreto que lo rodea.

De acuerdo a la figura 3.5, se tiene el siguiente procedimiento:

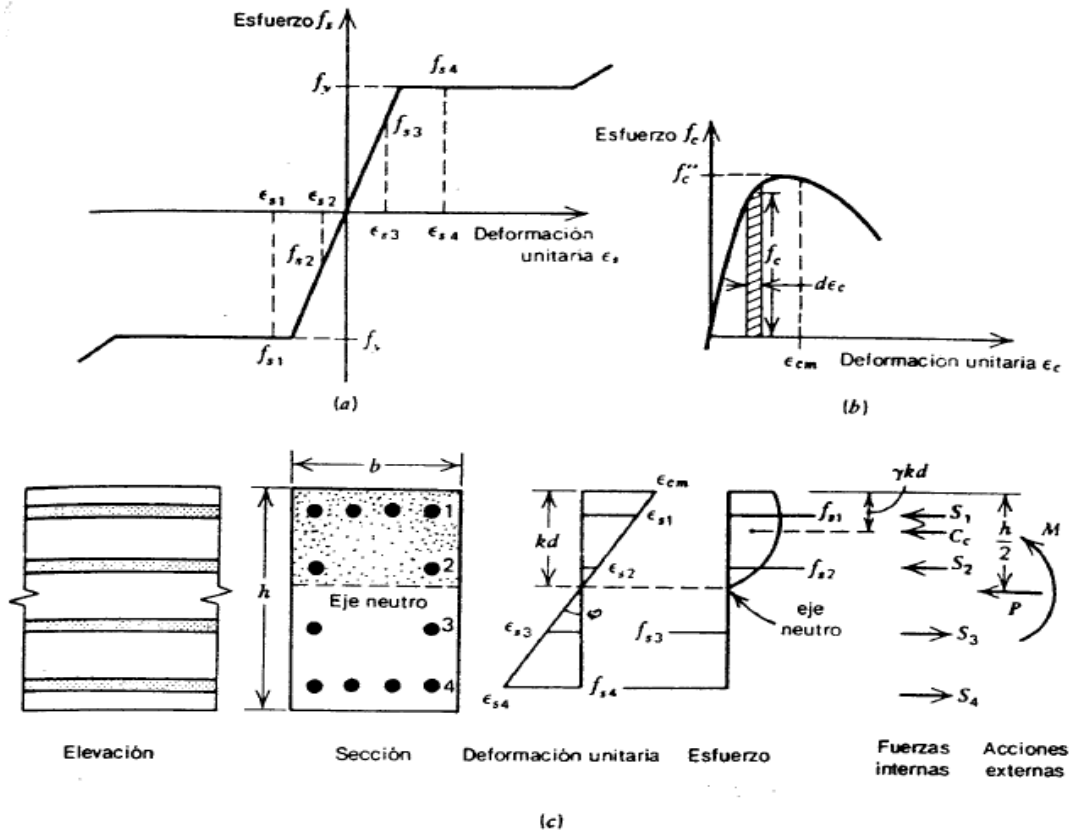


Figura 3.5 Determinación teórica momento-curvatura. (a) Acero en tensión y compresión. (b) concreto en compresión (c) Sección con deformación, esfuerzo y distribución de fuerzas (Tomado de Park & Paulay, 1975)

- 1) Para determinada deformación del concreto en la fibra extrema de compresión, ϵ_{cm} y una profundidad kd del eje neutro inicial (aproximación), se pueden determinar las deformaciones del acero $\epsilon_{s1}, \epsilon_{s2}, \epsilon_{s3}, \dots$, por triángulos semejantes del diagrama de deformaciones. Por ejemplo, para la varilla i la profundidad d_i se tiene:

$$\epsilon_{si} = \epsilon_{cm} \frac{kd - d_i}{kd} \quad (3.1)$$

- 2) A partir de la relación esfuerzo-deformación del acero y de sus deformaciones $\epsilon_{s1}, \epsilon_{s2}, \epsilon_{s3}, \dots$, se pueden encontrar los esfuerzos en el acero $f_{s1}, f_{s2}, f_{s3}, \dots$ y con estos y las áreas del acero se obtienen las fuerzas del acero S_1, S_2, S_3, \dots . Por ejemplo, para la varilla i , la ecuación de la fuerza es:

$$S_i = f_{si} A_{si} \quad (3.2)$$

- 3) Para determinar la fuerza resultante de compresión del concreto se necesita determinar el esfuerzo medio de compresión en el bloque de altura kd mediante el parámetro α y su ubicación medida desde la fibra extrema de compresión del concreto, el brazo γkd (fig. 3.5). Con esta simplificación la fuerza y los parámetros α y γ están dados por las siguientes ecuaciones:



$$C_c = \alpha f'_c bkd \quad (3.3)$$

$$\alpha = \frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c d\varepsilon_c}{f'_c \varepsilon_{cm}} \quad (3.4)$$

$$\gamma = \frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} \varepsilon_c f_c d\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm} \int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c d\varepsilon_c} \quad (3.5)$$

- 4) Con las fuerzas interna del acero y del concreto se puede establecer el equilibrio de fuerzas como:

$$P = \alpha f'_c bkd + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \quad (3.6)$$

- 5) Luego de lograr que kd satisfaga el equilibrio de fuerzas, ya se puede calcular el Momento (M) y la curvatura (φ) de la sección para determinada deformación del concreto a partir de las ecuaciones 3.7 y 3.8. Además, se puede determinar la rotación (θ) a partir de la curvatura y de la longitud de la rótula plástica (L_p) mediante la ecuación 3.9.

$$M = \alpha f'_c bkd \left(\frac{h}{2} - \gamma kd \right) + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (3.7)$$

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{cm}}{kd} \quad (3.8)$$

$$\theta = \varphi * L_p \quad (3.9)$$

- 6) Los pasos anteriores se repiten para las diferentes deformaciones de concreto hasta alcanzar la deformación última del concreto ε_{cu} . Para el caso de vigas se considera $P = 0$ y para las columnas la carga axial se determina mediante un proceso que se describe en el anexo 1

La obtención de la relación momento-curvatura anteriormente descrita es de carácter teórica y requiere de las relaciones esfuerzo-deformación del concreto y del acero bajo cargas cíclicas. Existen varios modelos tanto para el concreto como para el acero obtenidos a partir de ensayos bajo carga monotónica. Afortunadamente, se ha comprobado que una respuesta de tipo fuerza-desplazamiento (por ejemplo: curva pushover) que se predijo a partir de la relación momento-curvatura basada en las curvas monotónicas de esfuerzo-deformación tanto para concreto como para el refuerzo proporciona una buena envolvente para medir la respuesta cíclica (Priestley,

Calvi, & Kowalsky, 2007). En las siguientes secciones se formulan los modelos esfuerzo-deformación para el concreto y acero usados.

Ensayo bajo carga monótonica: Tipo de ensayo en el que la carga va aumentando de cero hasta la rotura sin producirse descargas.

3.1.2.2 Modelo Esfuerzo-Deformación del concreto

Para determinar los esfuerzos en el concreto dada una deformación del mismo, se utilizó el modelo modificado de esfuerzo-deformación planteado por Kent y Park en 1982, el cual considera no solo un aumento en las deformaciones debido al confinamiento del concreto proporcionado por el refuerzo transversal, sino también considera un aumento en los esfuerzos en el concreto respecto al modelo original de los mismos autores mediante el factor K . Las ecuaciones que definen el modelo de la figura 3.6 y este factor K se presentaran a continuación.

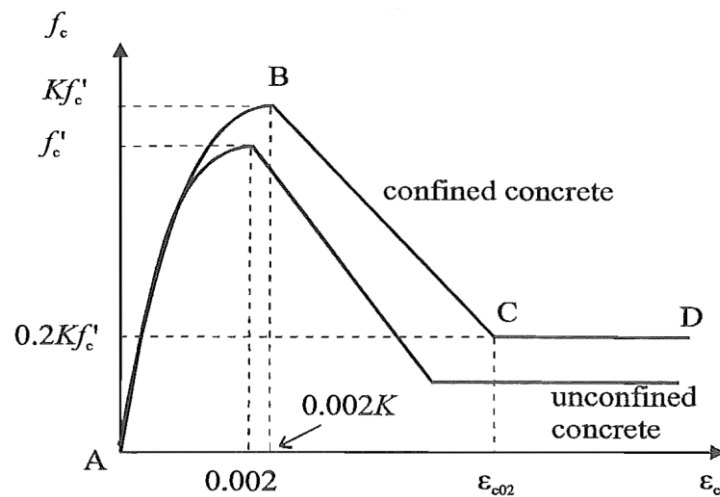


Figura 3.6 Modelo modificado esfuerzo-deformación de Kent & Park (1982) para concreto confinado y no confinado (Tomado de Satyamo, 2000)

Tramo A-B

$$f_c = Kf'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad (3.10)$$

Tramo B-C

$$f_c = Kf'_c [1 - Z(\varepsilon_c - 0.002K)] \quad (3.11)$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} + \frac{3}{4}\rho_v \sqrt{\frac{b''}{s}} - 0.002K} \quad (3.12)$$

$$\rho_v = \frac{1.5A_v}{b''s} \quad (3.13)$$

Tramo C-D

$$f_c = 0.2Kf'_c \quad (3.14)$$

$$\varepsilon_{c02} = \frac{0.8}{Z} + 0.002K \quad (3.15)$$

donde f_c es el esfuerzo de compresión en el concreto; ε_c es la deformación del concreto; ρ_v es la relación del volumen de los aros de refuerzo transversal al volumen del núcleo de concreto medido hasta afuera de los estribos; f'_c es la resistencia a compresión del concreto (MPa); f_{yv} es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal, b'' es el ancho del núcleo confinado de concreto medido hasta afuera de los estribos, A_v es el área del refuerzo transversal, y s es la separación del refuerzo transversal.

3.1.2.3 Modelo Esfuerzo-Deformación del acero

En general, el modelo esfuerzo-deformación del acero a tensión está formada por tres ramas (fig. 3.7): la rama elástica lineal (tramo OA), cuya pendiente corresponde al módulo de elasticidad del acero E_s , y se extiende hasta el punto de fluencia (ε_y, f_y); la rama o planicie de fluencia (Tramo AB) con esfuerzo constante f_y y que se extiende hasta la deformación ε_{sh} la que marca el inicio del último tramo, la rama de endurecimiento por deformación (Tramo BC), caracterizada por un aumento de resistencia hasta alcanzar el esfuerzo máximo f_{su} y terminar con la deformación de rotura del acero ε_{su} .

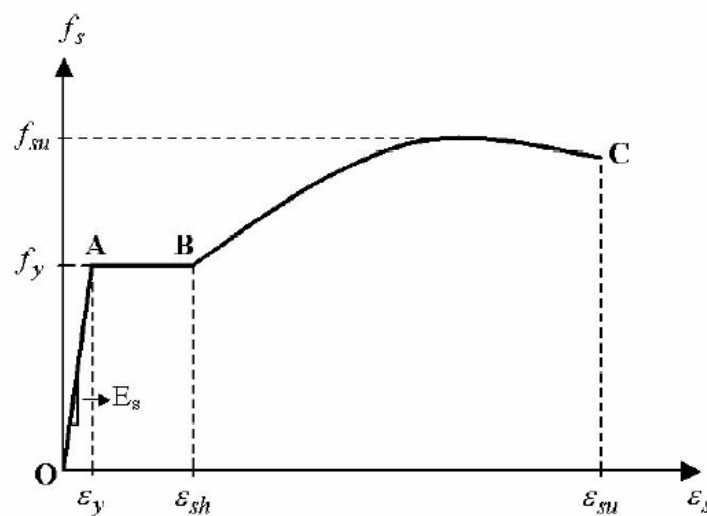


Figura 3.7 Curva completa esfuerzo-deformación del acero sometido a tensión (Tomado de Bonnett, 2003)



De la misma manera que en el concreto, este modelo se utiliza para obtener el esfuerzo en el acero a partir de su deformación. Para el presente trabajo se utilizó el modelo propuesto por Park & Paulay (1975) que está definido por la siguiente formulación:

Modelo de Park & Paulay (1975)

- **Rama elástica:** $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$

$$f_s = \varepsilon_s E_s \quad (3.16)$$

- **Plataforma de fluencia:** $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$

$$f_s = f_y \quad (3.17)$$

- **Rama de endurecimiento:** $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$

$$f_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad (3.18)$$

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (3.19)$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (3.20)$$

3.1.2.4 Idealización de la Relación Momento-rotación

Para el análisis pushover, la gráfica momento-rotación es idealizada usando las tres líneas que se muestran en la figura 3.8. Esta idealización se hace para aproximar la misma área bajo la curva real de momento curvatura a través de un factor positivo bilineal, r y es propuesta por Satyarno (2000). Debido a que la idealización está en términos de rotación, se requiere convertir las curvaturas a rotaciones mediante las ecuaciones 3.8 y 3.9.

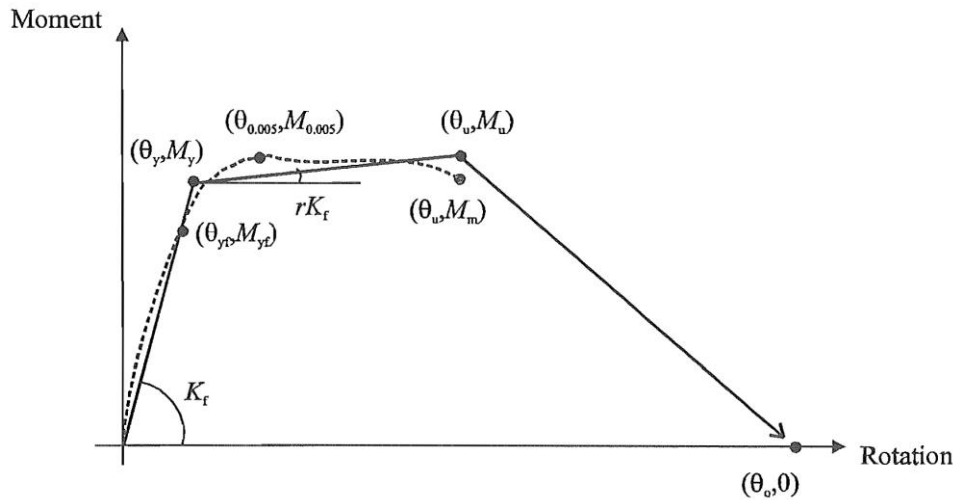


Figura 3.8 Idealización de la relación momento-rotación (Tomado de Satyarno, 2000)

Procedimiento

- **Tramo post-elástico**

La línea que representa el comportamiento post-elástico es la que pasa a través del punto ultimo (θ_u, M_u) y tiene el factor bilineal de r (fig. 3.8). La rotación ultima, θ_u , puede ser gobernada por la rotación θ_{ma} en la deformación máxima disponible en el concreto o por la rotación θ_{mf} en la deformación última de tensión del refuerzo longitudinal, cualquiera que se alcance primero.

De la figura 3.3, el factor bilineal r se calcula mediante:

$$r = \frac{M_u - M_y}{K_f(\theta_u - \theta_y)} \quad (3.21)$$

donde:

$$M_u = 0.5(M_{0.005} + M_m) \quad \text{para } M_m > M_y \quad (3.22)$$

$$M_u = M_{0.005} \quad \text{para } M_m \leq M_y \quad (3.23)$$

$M_{0.005}$ es el momento correspondiente a la máxima deformación por compresión igual a 0.005 en el concreto y asumiendo que el recubrimiento de concreto no se ha desprendido (desconchado). M_m es el momento en θ_{ma} o en θ_{mf} , cualquiera que se alcance primero.

- **Tramo elástico**

El punto de fluencia (θ_y, M_y) está definido como la intersección entre la línea de comportamiento elástico y la línea de comportamiento post-elástico. La línea elástica es la línea entre $(0,0)$ y (θ_{yf}, M_{yf}) donde el último es el punto de la primera fluencia, Esta puede ser la primera fluencia por tensión del refuerzo longitudinal, (θ_{ys}, M_{ys}) , o cuando se alcanza la deformación máxima en el concreto 0.002 (θ_{yc}, M_{yc}) , la que se alcance primero. La primera

condición gobierna si la carga axial aplicada es menor que la carga axial en el punto balanceado, y la segunda condición gobierna si la carga axial aplicada es mayor que la carga axial de la condición balanceada, La condición balanceada en Satyarno (2000) se define como cuando el acero alcanza la deformación de fluencia, ε_y , y el concreto alcanza la deformación de 0.002 en su fibra extrema de compresión, simultáneamente.

La rigidez flexural elástica, K_f , y el punto de fluencia (θ_y, M_y) están dados por las siguientes expresiones:

$$K_f = \frac{M_{yf}}{\theta_{yf}} \quad (3.24)$$

donde θ_{yf} es la rotación en la de la primera fluencia (la que se alcance primero) y M_{yf} es su momento correspondiente.

Si la fuerza axial de compresión aplicada es menor que la de la condición balanceada entonces:

$$M_y = 0.5(M_{ys} + M_{yc}) \quad (3.25)$$

para el caso contrario:

$$M_y = 0.5(M_{yc} + M_{0.005}) \quad (3.26)$$

La rotación en la fluencia θ_y esta dada por:

$$\theta_y = \frac{M_y}{K_f} \quad (3.27)$$

Para determinar los puntos que definen la rama elástica y la post-elástica anteriormente descritas se utiliza el procedimiento para la obtención de la relación teórica Momento-curvatura descrita en la sección 3.1.2.1 para las diferentes etapas, lo único que se debe tener en cuenta es que para deformaciones en el concreto mayores a 0.005, se debe considerar una sección reducida debido al desconchamiento (spalling) del concreto, esto es, restar el recubrimiento a la altura de la sección y dos veces el recubrimiento al ancho de la sección (fig. 3.9).

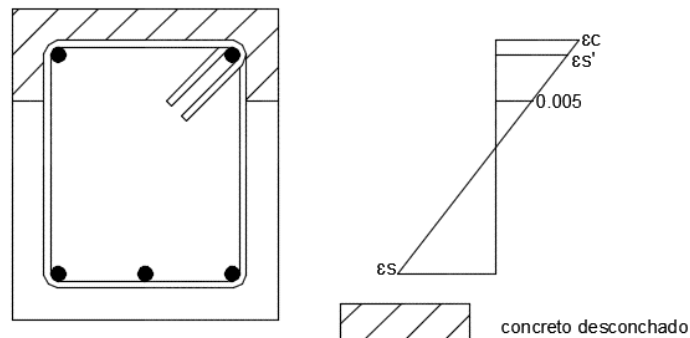


Figura 3.9 Esquema de una sección luego de haber sufrido desconchamiento (Adaptado de Park & Paulay, 1975)



- **Tramo de degradación de resistencia a flexión**

El tramo de degradación de resistencia en el modelo momento-rotación trilineal de la figura fig. 3.8 comienza después de que la resistencia a flexión alcanza el momento último en (θ_u, M_u) . En este punto, la resistencia comenzará a decrecer continuamente hasta alcanzar un valor muy pequeño en la rotación θ_o . Teóricamente, es difícil calcular θ_o debido a que después de que la máxima capacidad a rotación (θ_u) es alcanzada, la pendiente de la rama de degradación estará en gran medida influenciada por una combinación de varios factores y la mayoría de ensayos de laboratorio terminaron antes de alcanzar este punto (Satyarno, 2000).

Basada en ensayos previos de laboratorio de miembros de concreto que tienen cantidad limitada de refuerzo transversal reportados en Penzien et al. (1975) y Soesianawati, (1986), la rotación θ_o puede ser estimada usando la siguiente expresión:

$$\theta_o = 2\theta_u \quad (3.28)$$

Tasa de degradación de la resistencia para resorte de flexión

Usando el modelo momento-rotación idealizado mostrado en la figura 3.8, la tasa de degradación de la resistencia en el resorte de flexión puede definirse como una función de la ductilidad rotacional.

La ductilidad en la cual la resistencia flexural comienza a decrecer $\mu_{\theta m1}$, está dado por:

$$\mu_{\theta m1} = Duct1 = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (3.29)$$

y la ductilidad cuando la resistencia flexural llega a ser muy pequeña, $\mu_{\theta m1}$, es asumida como:

$$\mu_{\theta m1} = Duct2 = \frac{\theta_o}{\theta_y} = \frac{2\theta_u}{\theta_y} \quad (3.30)$$

Las ductilidades en flexión se pueden calcular usando rotaciones o curvaturas ya que se supone que la longitud de la rótula plástica es constante durante el comportamiento inelástico (Satyarno, 2000). Con estos dos valores de ductilidades, Duct1 y Duct2, queda definida la rama de degradación de resistencia del modelo trilineal en Ruamoko. Además, se debe considerar una resistencia rotacional igual al 1% en el punto cercano a 0.

Longitud de rotula plástica

La longitud de rotula plástica equivalente, L_p , en las zonas críticas está dada por:

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{yl}d_{yl} \quad (3.31)$$

donde L es la distancia desde la sección crítica hasta el punto de inflexión de la curvatura e igual a la mitad de la longitud del miembro; f_{yl} es la resistencia a la fluencia del refuerzo



longitudinal, y d_{yl} es el diámetro de las varillas longitudinales. Este valor no influye en la determinación de ductilidades ya que se anula al dividir rotaciones, sin embargo, es importante valga la redundancia, para calcular rotaciones y como dato de entrada en el programa Ruaumoko ya que representa propagación de la plasticidad desde la zona crítica a lo largo del miembro.

3.1.2.5 Criterios de confinamiento del hormigón

Según Priestley (1995), las condiciones para que un elemento de hormigón armado sea considerado como confinado o no confinado son las siguientes:

a) No confinado

- Solo las barras de las esquinas están restringidas contra pandeo por la acción de la flexión en el refuerzo transversal,
- los extremos de los estribos no están doblados hacia el interior del núcleo y
- el espaciamiento de los estribos colocados en las zonas potenciales para el desarrollo de rótulas plásticas es:

$$s \geq \frac{d}{2} \quad \text{ó}$$

$$s \geq d_b$$

donde d_b es el diámetro del refuerzo longitudinal

Para este caso la deformación última del concreto, ε_{cu} , debe ser tomada igual a 0.005

b) Confinado

Para condiciones completamente confinadas, correspondiente al cumplimiento de los códigos actuales de diseño sismo resistente generalmente se exige lo siguiente:

- Todas las varillas de vigas en la capa inferior (si es que hay más de una capa) del refuerzo inferior están restringidas contra el pandeo mediante refuerzo transversal de diámetro mayor a $d_b/4$
- Todo refuerzo transversal está anclado mediante estribos doblados hacia el interior del núcleo por ganchos standard de 135 grados o anclajes equivalentes
- El espaciamiento de los estribos no debe ser menor que $s = d_b/4$ ni $s = 6d_b$.

Para esta condición se asumió un valor de deformación última del concreto más conservativo que el recomendado por M. Priestley (1995) y la NEC-SE-DS (2015) debido a la incertidumbre y deficiencias en algunos aspectos relacionados con el detallado del refuerzo transversal de confinamiento mencionados en el estudio de Chérres & Peñafiel (2000). Este valor se tomó de acuerdo a Scott et al. (1982) y está dado por:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004(1 + 1.1\rho_s f_{yt}) \quad (3.32)$$

donde ρ_v es la relación del volumen del refuerzo transversal al volumen del núcleo de concreto que está definida por la ecuación 3.13, y f_{yt} es la resistencia a la fluencia del refuerzo transversal.

Finalmente, para condiciones intermedia entre confinado y no confinado se puede aplicar un a interpolación lineal Priestley (1995). En el presente trabajo se tomó como variables de interpolación aparte obviamente de la deformación en el concreto, la separación del refuerzo transversal. El criterio de interpolación anterior se aplicó especialmente en vigas, en el caso de columnas, se determinó ε_{cu} de manera más estricta, esto es, si la separación del refuerzo trasversal es mayor que la máxima especificada ya se considera como hormigón no confiado y se toma $\varepsilon_{cu} = 0.005$.

3.1.3 Modelo fuerza cortante-deformación por cortante en la rótula plástica

El modelo fuerza cortante-deformación por cortante en las zonas de rótula plástica está basada en el modelo propuesto por Satyarno (2000). Este modelo es una combinación de un componente teórico en los tramos pre-agrietamiento y post-agrietamiento, y un componente experimental en la rama de degradación de resistencia (fig. 3.10). Además, se considera la influencia de la ductilidad rotacional en la resistencia a cortante.

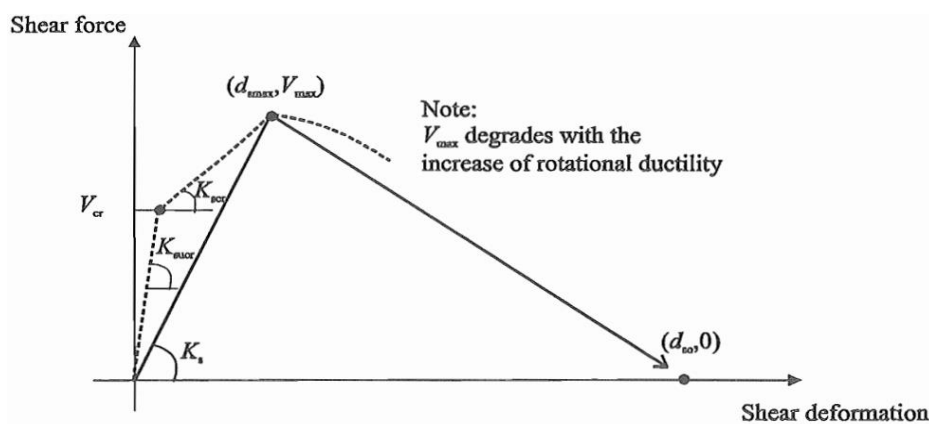


Figura 3.10 Modelo fuerza cortante-deformación por cortante (Tomado de Satyarno, 2000)

La deformación por cortante, d_s , conocida también como distorsión o drift se define como:

$$d_s = \frac{\Delta_s}{L} \quad (3.33)$$

donde Δ_s es el desplazamiento causado por cortante y L es la longitud de la columna. En el presente trabajo se trabajará con deformaciones por cortante (drifts).

3.1.3.1 Tramos de pre-agrietamiento y post-agrietamiento

Dado que la rigidez a cortante es normalmente alta, Satyarno (2000) considera que no es necesario usar un método complicado para los tramos de pre-agrietamiento y post-agrietamiento, por eso recomienda el uso de la teoría de la analogía de la armadura para determinar las rigideces y deformaciones del modelo de cortante de acuerdo a las ecuaciones formuladas en Park & Paulay (1975).



Tramo pre-agrietamiento

Se considera que en un miembro no agrietado se puede predecir satisfactoriamente su comportamiento a corte utilizando los principios de elasticidad, esto es la proporcionalidad de los esfuerzos con la deformación a cortante a través del módulo de elasticidad en cortante G .

Para cortante, la rigidez es la magnitud de la fuerza cortante que, cuando se aplica a una viga de longitud unitaria, provoca un desplazamiento unitario de cortante de un extremo de la viga relativo al otro. El área transversal de la viga, que normalmente se debe considerar al determinar la rigidez a cortante, es solamente el área del alma, $b_w d$ (Park & Paulay, 1975).

Con $G = 0.4E_c$, la rigidez a cortante de una viga no agrietada de longitud unitaria será:

$$K_{sucr} = \frac{0.4E_c b_w d}{f} \quad (3.34)$$

El factor f toma en cuenta la distribución no uniforme de los esfuerzos cortantes. Para secciones rectangulares, $f = 1.2$ y para las secciones T e I se puede tomar $f = 1$.

Tramo de post-agrietamiento

Este tramo inicia después de que se sobrepasa la resistencia a cortante del concreto V_c y termina cuando se alcanza la resistencia total a cortante del elemento, V_{max} (fig. 3.10). La rigidez disminuye respecto a la rigidez pre-agrietamiento en un porcentaje dado por el factor *Alfa*.

En las vigas sujetas a grandes fuerzas cortantes y que están reforzadas en el alma en forma correspondiente, se deben esperar grietas diagonales durante las condiciones de servicio, y esas grietas pueden aumentar considerablemente la deformación por cortante de la viga. Debido a que el principal mecanismo de transmisión de carga es la acción de armadura es posible aproximar las distorsiones por cortante en el alma de la mayoría de las vigas utilizando el modelo de la armadura análoga (Park & Paulay, 1975).

De acuerdo a la teoría de la armadura, la rigidez a cortante después del agrietamiento K_v , de manera general está dado por:

$$K_{scr} = \frac{\rho_v \text{sen}^4 \alpha \text{sen}^4 \beta (\cot \alpha + \cot \beta)^2}{\text{sen}^4 \alpha + n \rho_v \text{sen}^4 \beta} E_s b_w d \quad (3.35)$$

$$\rho_v = \frac{A_v}{s b_w \text{sen} \beta} \quad (3.36)$$

donde ρ_v es la cuantía del acero en el alma, α es el ángulo de inclinación de los puntales a compresión respecto a la horizontal; β es el ángulo de inclinación de los estribos respecto a la horizontal; E_s es el módulo de elasticidad del acero transversal; $n = \frac{E_s}{E_c}$, y A_v representa las áreas del refuerzo transversal.



3.1.3.2 Resistencia a cortante

La resistencia a cortante del hormigón armado ha sido un problema estudiado ampliamente durante el siglo pasado e inicios del presente. Dentro de estos estudios se plantearon varios modelos que coinciden en el efecto de la ductilidad sobre la resistencia a cortante como son los del ACI 318 (2002) para el diseño de nuevos edificios, de FEMA 273 (1997) para la evaluación sísmica de edificios existentes, y de Priestley et al. (1994) para la predicción de la resistencia a cortante de la columna bajo carga sísmica (Sezen & Moehle, 2004). Para el presente trabajo, en el caso de columnas se utilizó el modelo de Sezen & Moehle (2004) actualmente usado en la guía ASCE 41-13, el cual presenta un mejor ajuste a las mediciones de laboratorio respecto a los modelos anteriores a este. Este fenómeno es también aplicado para vigas según lo propuesto por Priestley (1995) y es la formulación que será usada para estimar la resistencia a cortante en vigas.

Vigas

La fórmula recomendada por el NZSEE (2006) y propuesta por Priestley (1995) es:

$$V_C = k\sqrt{f'c}b_wd = V_{cr} \quad (3.37)$$

$$V_S = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (3.38)$$

$$V_n = 0.85(V_C + V_S) = 0.85 \left(k\sqrt{f'c}b_wd + \frac{A_v f_{yt} d}{s} \right) \quad (3.39)$$

donde V_C es la resistencia a cortante del concreto; V_S es la resistencia a cortante que aporta el acero transversal; A_v es el área del refuerzo transversal; b_w es el ancho de la sección de la viga; d es la altura efectiva de la sección de la viga; f_{yt} es la resistencia de fluencia del refuerzo transversal; k es el coeficiente de resistencia por cortante relacionado con la degradación de resistencia e igual a 0.2 para vigas; $f'c$ es la resistencia a compresión del concreto (MPa) y s es el espaciamiento del refuerzo transversal.

Columnas

La resistencia a cortante propuesta por Sezen & Moehle (2004) que incluye el factor k para tener en cuenta la degradación de la resistencia relacionada con la ductilidad está dada por:

$$V_C = \frac{0.5\sqrt{f'c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f'c}A_g}} 0.8A_g = V_{cr} \quad (\text{MPa}) \quad (3.40)$$

$$V_S = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (3.41)$$

$$V_n = k(V_C + V_S) = k \left[\frac{A_v f_{yt} d}{s} + \lambda \left(\frac{0.5\sqrt{f'c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f'c}A_g}} \right) 0.8A_g \right] (\text{MPa}) \quad (3.42)$$

donde a es el tramo de cortante (distancia desde la sección de momento máximo hasta el punto de inflexión) igual a la mitad de la altura de la columna; P es la carga axial de compresión en la columna; A_g es el área bruta de la sección transversal de la columna; y el factor k es el factor que reduce la resistencia a cortante debido a ductilidad rotacional y será descrito posteriormente.

Degradación de resistencia

El factor k involucrado en las ecuaciones para determinar la resistencia de vigas y columnas, está relacionado con la ductilidad del miembro. Para ciertos valores de ductilidad rotacional se aplica un factor de reducción a la resistencia a cortante de acuerdo a las figuras 3.11 y 3.12.

Vigas

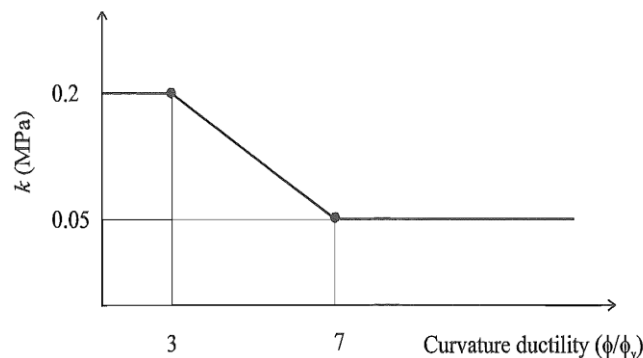


Figura 3.11 Tasa de degradación de la resistencia a cortante provista por el concreto debido al incremento de la ductilidad rotacional en vigas según Priestley (1995) (Tomado de Satyarno, 2000)

Columnas

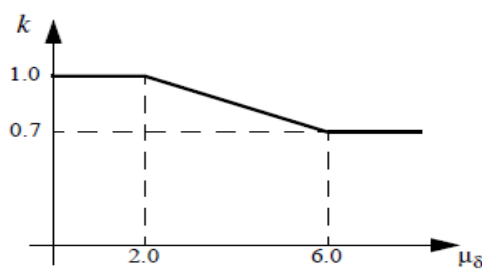


Figura 3.12 Variación del coeficiente de degradación k debido al aumento de la ductilidad según Sezen & Moehle (2004) (Tomado de Moehle, 2003)

Para ingresar a Ruamoko esta variación del coeficiente de degradación de resistencia a cortante mostrado en las figuras anteriores, se necesita ingresar la siguiente información:

- Las ductilidades en las que se produce esta degradación, por ejemplo: en vigas se tiene que ingresar el 3, que es la ductilidad donde comienza la degradación (Φ_1); y el 7, que es la ductilidad donde termina la degradación (Φ_2).



- El factor $RES < 1$, el cual es la razón de la resistencia residual V_{res} (cuando termina la degradación en las figuras, $k=0.05$ o 0.7) sobre la resistencia máxima a cortante, V_{max} ($k=1$). Entonces $RES = \frac{V_{res}}{V_{max}}$.

Deformación por cortante en la máxima resistencia

El desplazamiento al inicio de la degradación de la resistencia por cortante, d_{max} es adoptado de Satyarno (2000) y está dado por:

$$d_{smax} = \left(\frac{V_{cr}}{K'_v} + \frac{V_s}{K_v} \right) \quad (3.43)$$

Deformación cuando la resistencia a cortante tiende a cero

Columnas

Estudios experimentales han demostrado que la falla por carga axial tiende a ocurrir cuando la resistencia a cortante se degrada hasta aproximadamente cero (Yoshimura & Yamanaka, 2000). Por lo tanto, para saber el punto d_{s0} del modelo mostrado en la figura 3.10, donde la resistencia a cortante tiende a cero, se puede usar como punto de partida la expresión propuesta por (Elwood & Moehle, 2004; Elwood & Moehle, 2005) que permite calcular el *drift total* en este punto basada en varios ensayos y que depende en gran medida de la carga axial, la cantidad y detallado del refuerzo transversal

$$\frac{\Delta_a}{L} = \frac{4}{100} \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta + P \left(\frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta} \right)} \quad (3.44)$$

donde θ es el ángulo de grieta crítico asumido e igual a 65° ; P es la carga axial; A_{st} es el área del refuerzo transversal paralelo al cortante aplicado; s es el espaciamiento del refuerzo transversal; f_{yt} es la resistencia a la fluencia del refuerzo transversal, y d_c es la profundidad del núcleo de la columna medido paralela al cortante aplicado.

El valor de drift en el punto de falla axial dado por la ecuación 3.44 es total, es decir que incluye deformaciones por flexión, por desprendimiento de refuerzo longitudinal (*slip deformation*) y por cortante. Debido a la complejidad de extraer la componente por cortante de este valor, se puede tomar un 40% de este, el cual es una estimación del aporte máximo de la deformación por cortante a la deformación total (Sezen, 2008). Entonces $d_{s0} = 0.4 \frac{\Delta_a}{L}$.

Vigas

Basado en resultados de ensayos previos de miembros típicos con limitada cantidad de refuerzo transversal que eventualmente fallaron por cortante, la deformación por cortante cuando la resistencia a cortante es cercana a cero, es decir el punto d_{s0} de la fig. 3.10, se estima con la siguiente expresión:



$$d_{s0} = \frac{2\varepsilon_{vu}d''}{L} \quad (3.45)$$

donde d'' es el ancho del núcleo de concreto; ε_{vu} es la deformación última del refuerzo transversal. y L es la longitud de la viga.

Degradación de resistencia en Ruaumoko

Para introducir la rama de degradación de la curva idealizada para cortante de la figura 3.10, se utiliza los valores de las ductilidades siguientes:

- 1) Ductilidad de deformación por cortante en el modelo en donde la degradación de resistencia a cortante comienza después de haber ocurrido la falla a cortante, μ_{s1} ,

$$\mu_{s1} = \text{Duct1} = 1 \quad (3.46)$$

- 2) Ductilidad por deformación por cortante en el modelo en donde la resistencia residual a cortante es cercana a cero, μ_{s2}

$$\mu_{s2} = \text{Duct2} = \frac{d_{s0}}{d_{max}} \quad (3.47)$$

Con estos valores, Duct1 y Duct2, queda completamente definida la rama de degradación de resistencia a cortante y son necesarios en Ruaumoko. De igual manera que para flexión, se considera una resistencia residual de 1% de V_{max} en el punto de cortante cercano a cero, d_{s0} .

Proceso interacción flexión-cortante en Ruaumoko

Para capturar el comportamiento de la degradación de resistencia a cortante, el programa Ruaumoko realiza el siguiente proceso en cada paso del análisis pushover:

- 1) Se evalúa la máxima ductilidad rotacional actual en el resorte a flexión
- 2) Si la ductilidad rotacional es mayor que la ductilidad rotacional ultima (θ_u), entonces la resistencia a flexión comenzara a degradarse de acuerdo al modelo trilineal propuesto.
- 3) Si la ductilidad rotacional esta entre los límites de las figuras 3.11 para vigas y de la figura 3.12 para columnas, un adecuado factor de reducción a la resistencia a cortante es aplicado al resorte de cortante de acuerdo a dichas gráficas.
- 4) Si el cortante en el análisis pushover es mayor que la resistencia actual a cortante (reducida), la falla por cortante ocurre en el resorte de corte y la resistencia a cortante sigue la pendiente negativa de degradación de la curva idealizada mostrada en la figura 3.10. Caso contrario el resorte de cortante se comporta elásticamente

Modelo alternativo para modelar el cortante

Como alternativa al modelo propuesto por Satyarno (2000), está el modelo para cortante propuesto por Sezen (2008) mostrado en la figura 3.13. Este modelo incorpora directamente la interacción flexión-cortante, ya que posee una platea de deformación (tramo BC) por cortante que representa el incremento de desplazamiento por cortante mientras se reduce la resistencia

a cortante lo suficiente como para provocar la falla (punto C) e iniciar el tramo de degradación (tramo CD).

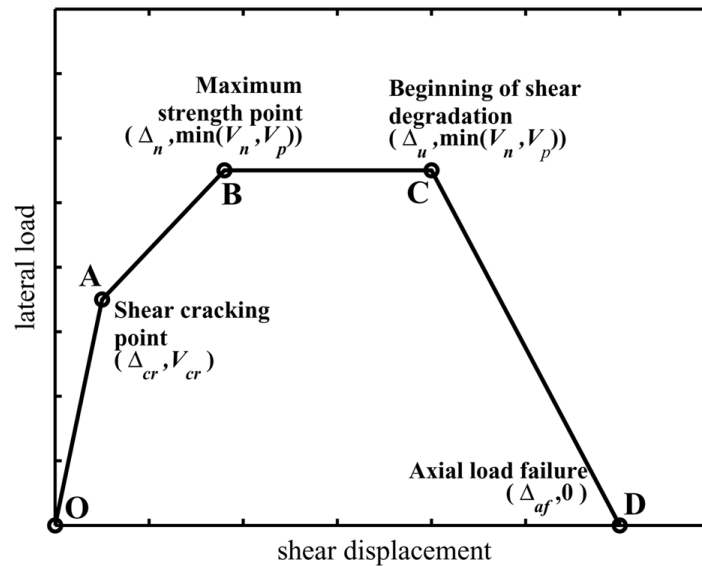


Figura 3.13 Modelo fuerza lateral-deformación por cortante según Sezen (2008) (Tomado de Sezen, 2008)

3.1.4 Cargas axiales para modelos de flexión y modelo de cortante

Los modelos de flexión y cortante implementados en las rotulas plásticas requieren en para su definición la carga axial actuante en los elementos al momento de la respuesta inelástica. Sin embargo, debido a la fluctuación de estas cargas durante un sismo, su determinación se dificulta. En el presente trabajo, para calcular las fuerzas axiales, se usó el método simplificado propuesto por NZS 3101 (2006) y descrito en el anexo 1.

3.2 Definición de casos de estudio

Para la definición de los casos de estudio se utilizó la información de los trabajos de Chérres & Peñafiel (2000) y Jiménez (2002) los cuales se desarrollaron a partir de las siguientes fuentes:

- Base de datos de Actualización Catastral de Cuenca (BAC) hasta 1999
- Anuarios de estadísticas del INEC (Instituto Nacional de Estadística y Censo) 1974-1996
- Planos arquitectónicos (1980-1988)
- Encuestas y Entrevistas a ingenieros calculistas

Debido a los periodos de tiempo en los que se recopiló la información de los trabajos base, se puede considerar como información válida y representativa del periodo de interés, la década de 1980.

3.2.1 Tipologías en la ciudad de Cuenca

Entre las edificaciones de mayor predominancia tipológica en la ciudad de Cuenca se encuentran las de Mampostería no reforzada (MNR) y de Hormigón Armado (HA), y en menor porcentaje edificaciones de hierro, madera y otros materiales (Fig. 3.14).

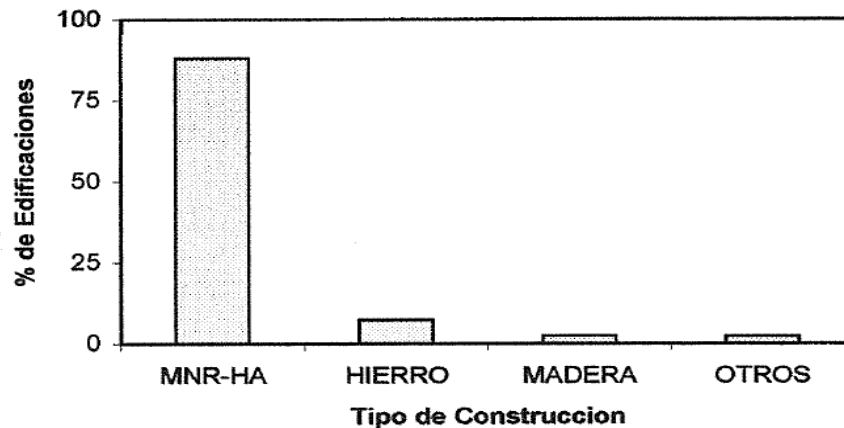


Figura 3.14 Porcentaje de edificaciones según el tipo de construcción en la ciudad Fuente: (INEC 1974-1996)

En lo que respecta al sistema estructural, de las entrevistas realizadas a ingenieros estructurales de la ciudad, y del estudio de planos (1980-1988) se puede afirmar que los edificios con tipología de losa plana constituyen de un 85-90% del total de edificios, correspondiéndole el 10-15% restante a los de tipo aporticado (Chérrés & Peñafiel, 2000).

3.2.2 Uso de la edificación

Para este trabajo, en los diferentes casos de estudio se estableció un uso residencial de la edificación, ya que es el uso más común en edificaciones de HA en la ciudad de Cuenca según la figura 3.15.

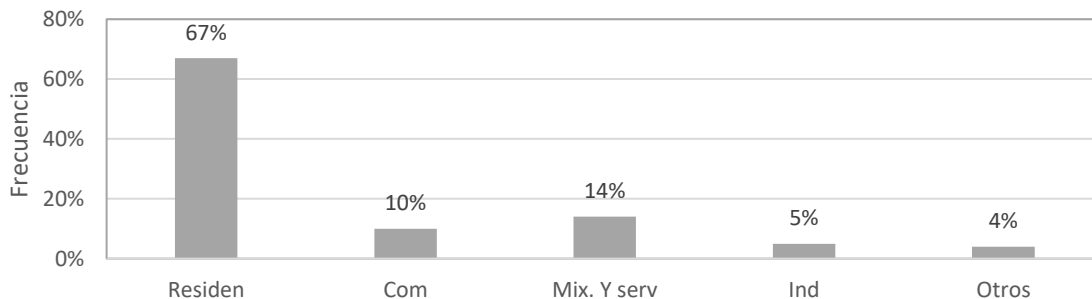


Figura 3.15 Porcentaje de edificaciones según su uso en las edificaciones de HA de la ciudad de Cuenca. Fuente: INEC (1978-1996)

3.2.3 Dimensiones globales

Estas corresponden al número de pisos, a la cantidad de vanos en ambas direcciones y sus longitudes. A partir de esta información se puede definir la planta y elevación para el posterior análisis. Para fines comparativos se consideró las mismas dimensiones globales del caso de estudio de Cabrera & Sánchez (2016) sustentadas de acuerdo a lo siguiente:

a) Número de pisos

Los edificios de Hormigón Armado constituyen un 5 a 10 % del total de edificaciones de la ciudad. De esta totalidad un 80% aproximadamente son de 3 y 4 pisos, el 20% restante está fluctuando entre 5 y 8 pisos. Los edificios mayores a 8 pisos son más bien excepcionales. Esta información es válida hasta la fecha del estudio de Chérrés & Peñafiel (2000). Por esta razón

el edificio tipo propuesto por Cabrera & Sánchez, (2016) es de 4 pisos que representa de buena manera un gran numero de edificaciones de HA.

b) Cantidad y longitud de vanos.

Se consideró un pórtico de tres vanos en el eje X y dos vanos en el eje Y. La longitud empleada es de 4.5m para todos los vanos en ambas direcciones, que es la más común (Fig. 3.16). La relación entre la longitud de vano de dirección mayor y la longitud de vano en dirección menor fluctúa entre 0.8 a 1, por tanto, se asume un espacio interior cuadrado.

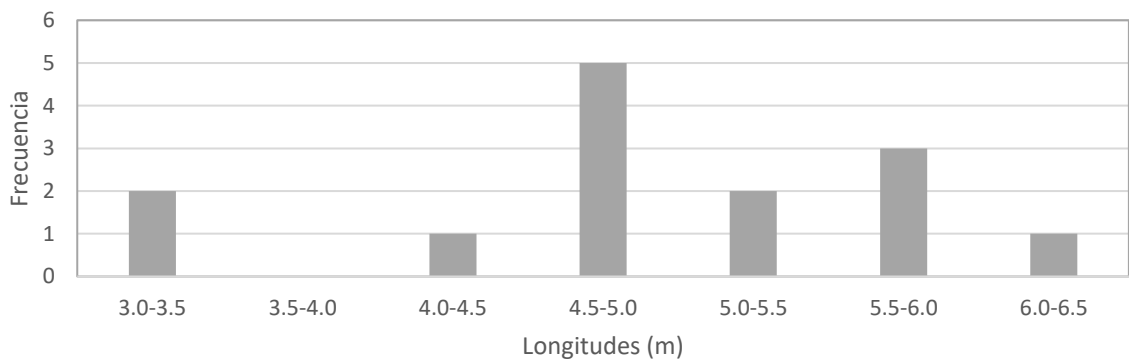


Figura 3.16 Frecuencia de longitudes de vanos (Tomado de Jiménez, 2002)

c) Altura de las columnas

En la figura 3.17 se muestra que el rango más común de altura de las columnas es el de 2.70 a 3.00m. La altura de las columnas varía dependiendo del piso, siendo el primer piso con columnas de mayor altura. Se adopta una altura de columna de 2.7m para los cuatro pisos.

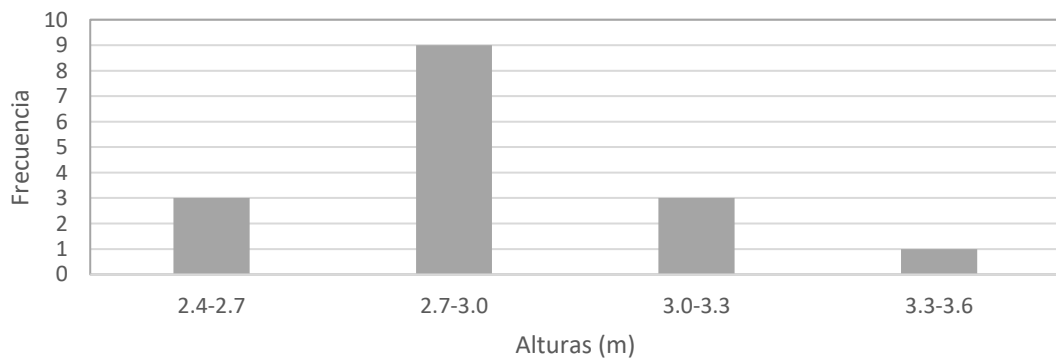


Figura 3.17 Altura de columnas (Tomado de Jiménez, 2002)

d) Espesor de las losas

Los espesores más frecuentes fluctúan entre 25 y 30cm (fig. 3.18). El sistema más común es el de losa alivianada con módulos de alivianamiento de 40x40 cm y una capa superior continua de 5cm. Además, algunos ingenieros establecían el espesor de la losa como el 5% de la luz (Chérres & Peñafiel, 2000). Para el todos los caso de estudio se considera una losa de 30 cm de espesor con módulos de alivianamiento de 40x40cm.

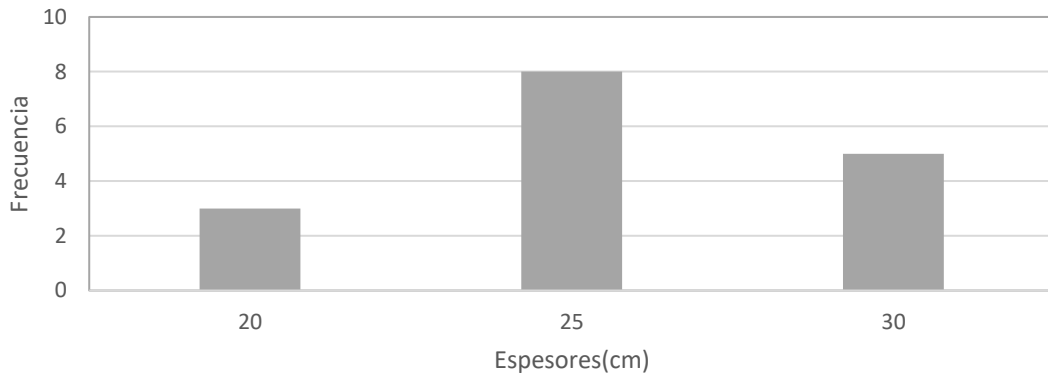


Figura 3.18 Espesor de las losas (Tomado de Jiménez, 2002)

3.2.4 Dimensiones y refuerzo longitudinal en vigas y columnas

a) Dimensionamiento de vigas.

Peralte y ancho

Según ingenieros consultados, el peralte se calculaba como una décima parte de la luz, sin embargo, en los diseños definitivos los peraltes de las vigas varían entre un doceavo a un catorceavo de la luz. Los anchos, por lo regular, son iguales o poco menores a los anchos de las columnas (Jiménez, 2002).

Peralte: Se denomina peralte a la longitud mayor de la sección transversal de una viga.

Refuerzo longitudinal

Las figuras 3.19 y 3.20 corresponden a armados para vigas perdidas de losa plana. Si bien no es la tipología de interés sirve para corroborar los criterios de los ingenieros entrevistados a falta de información para edificios aporticados.

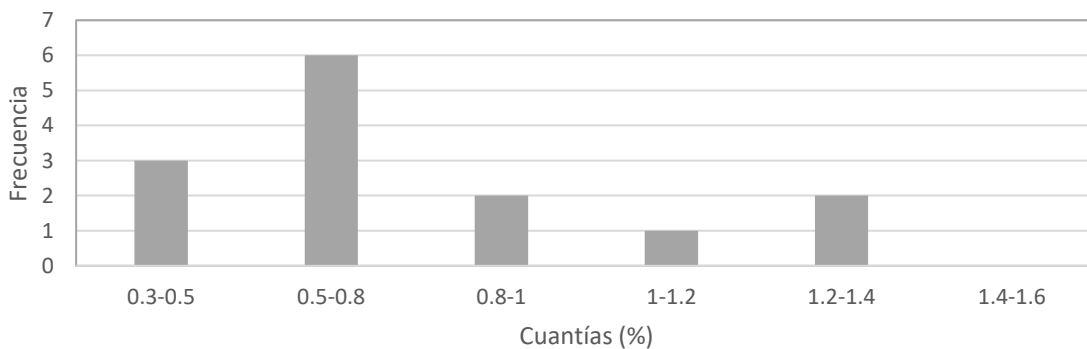


Figura 3.19 Cuantías de refuerzo longitudinal negativo en vigas interiores (Tomado de Jiménez, 2002)

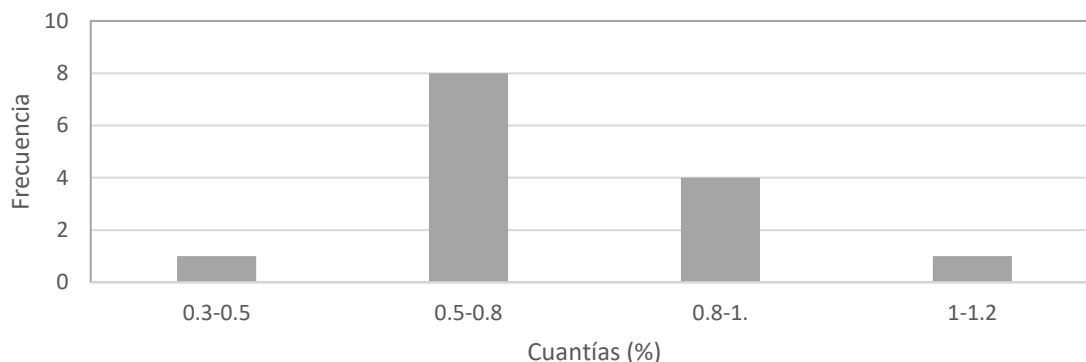


Figura 3.20 Cuantías de refuerzo longitudinal positiva en vigas interiores (Jiménez, 2002)

De acuerdo a ingenieros entrevistados no hay diferenciaciones dignas entre vigas interiores y exteriores, ni en dimensiones ni en cuantías. Además, respecto a rangos de cuantías han mencionado que para refuerzo negativo este varía entre 0.6 a 1%, y para refuerzo positivo, entre 0.4 a 0.6%. El rango de variación de diámetros usados esta entre 14 y 20mm concentrándose más entre 14 y 16mm, este último en particular (Jiménez, 2002).

Cuantía: En una sección transversal, la cuantía se define como la relación entre el área que ocupa el acero y el área total de la sección.

b) Columnas

Las columnas son elementos estructurales de gran importancia, ya que son encargadas de resistir gran parte de las cargas de la edificación. Su diseño y armado debe ser eficiente. En toda construcción se debe evitar la falla frágil, por tanto, su refuerzo transversal debe cumplir estrictamente con las especificaciones requeridas. El lado menor de la sección de una columna para cualquier tipo de edificación deberá ser de al menos de 30cm.

Ancho

De acuerdo a las entrevistas y encuestas realizadas, los rangos de dimensiones de columnas que se usan de acuerdo al número de pisos se presentan en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Dimensiones de columnas según el número de pisos (Chérres & Peñafiel, 2000).

Nro. de Pisos	Dim. Lado (cm)
3	30-40
4	35-45
5	40-50
6	45-55
7	55-70
8	60-75

La columna Dim. Lado en la tabla 3.1 es el ancho de una columna cuadrada en cm. En lo que tiene que ver con la variación de dimensiones de la sección según el piso de la columna, no es común en edificaciones de 3 y 4 pisos ya que no es práctico constructivamente y el ahorro que supondría no sería significativo. De igual manera, tampoco hay distinción entre las dimensiones de columnas interiores y exteriores (Chérres & Peñafiel, 2000).

Refuerzo longitudinal

Según encuestas las cuantías varían entre el 1- 2% y según planos estructurales entre 1.2-1.6% (Fig. 3.21). Tampoco es común variar cuantías en altura ni en columnas interiores y exteriores. El rango de variación de diámetros esta entre 16 y 25mm, concentrándose más entre 18 y 22mm (Jiménez, 2002).

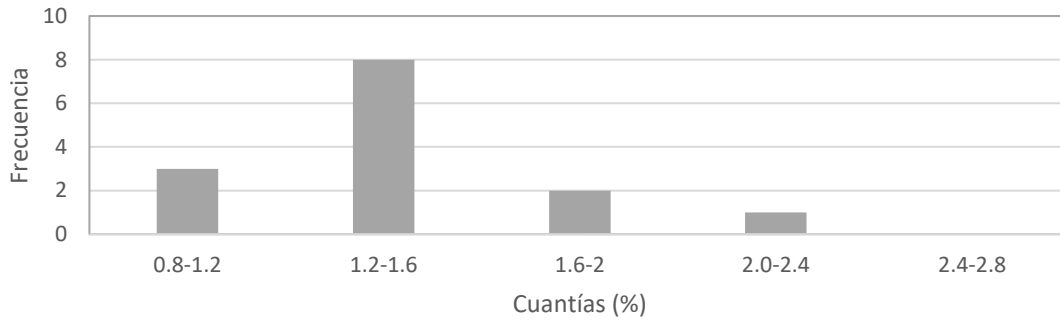


Figura 3.21 Cuantías comunes del refuerzo longitudinal en columnas (Tomado de Jiménez, 2002)

3.2.5 Refuerzo transversal en vigas y columnas.

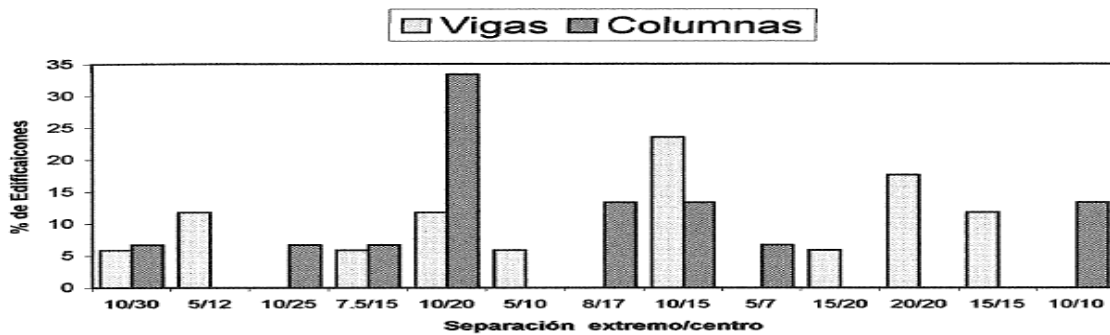


Figura 3.22 Patrón de armado de los estribos en vigas y columnas (Tomado de Chérres & Peñafiel, 2000)

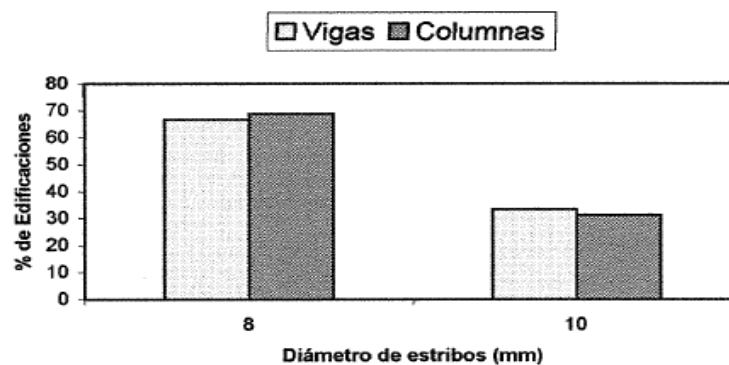


Figura 3.23 Diámetro de los estribos (Tomado de Chérres & Peñafiel, 2000)

De la figura 3.22, en relación a los patrones de armado de estribos, se constatan ciertas predominancias; para columnas el patrón de separación 10-20 y para vigas 10-15. El presente trabajo se concretó en separaciones iguales del refuerzo transversal a lo largo de vigas y columnas ya que esto representa una deficiencia en el diseño. Actualmente se distingue longitudes de confinamiento en los extremos de vigas y columnas con separaciones menores que en el tramo intermedio del elemento.

La figura 3.23 presenta los diámetros usados para el refuerzo transversal. Solo se tiene reporte del uso de diámetros de 8 y 10mm, siendo más común el primero. Para los casos de estudios que se establecieron se emplearon estos dos diámetros por motivos de discusión.

3.2.6 Modelización de la edificación

Descripción general

Se trata de un edificio de Hormigón Armado representativo de la ciudad de Cuenca del periodo comprendido entre 1981 a 1989. Se estableció un uso residencial para la edificación dado a que este es el uso predominante para edificaciones de HA en la ciudad de acuerdo a la de acuerdo a la información previa. Además, la tipología específica considerada es la de edificación aporticada sin tomar en cuenta la influencia de los rellenos de mampostería en el análisis de capacidad, solo se considera su aporte a las cargas gravitacionales actuantes.

Dimensiones globales adoptadas

Se usó la configuración global definida en Cabrera & Sánchez (2016) y mostrada en las figuras 3.24 y 3.25. Las principales características y consideraciones realizadas son:

- La planta de la edificación consta de tres vanos en la dirección X y dos vanos en la dirección Y. La longitud empleada es de 4.5m para todos los vanos en ambas direcciones. Con vanos iguales en ambas direcciones, los centros de rigidez y masa en cada piso coinciden, por lo tanto, no es necesario considerar torsión en planta.
- El edificio aporticado consta de cuatro pisos con una altura de entrepiso de 2.70 m. No hay variación en altura de columnas debido a la comodidad constructiva y además porque dicha variación representaría un ahorro mínimo en relación a los costos totales (fig. 3.25).

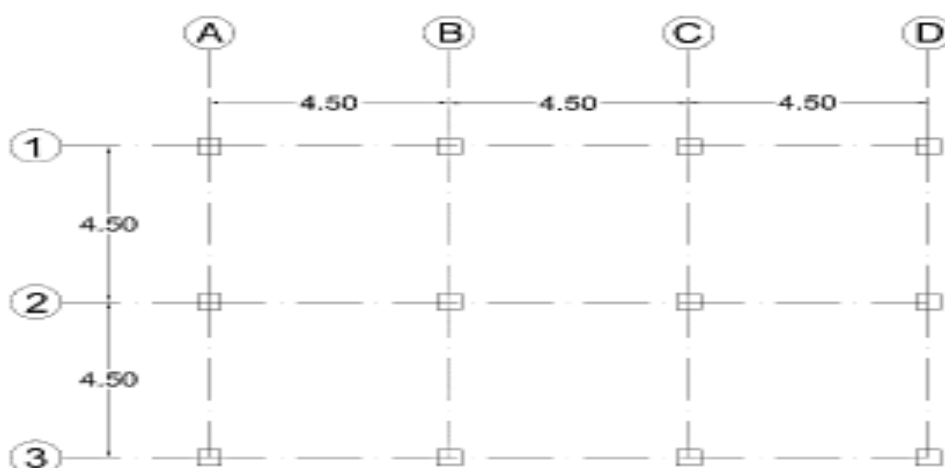


Figura 3.24 Vista en planta de la edificación (Cabrera & Sánchez, 2016)

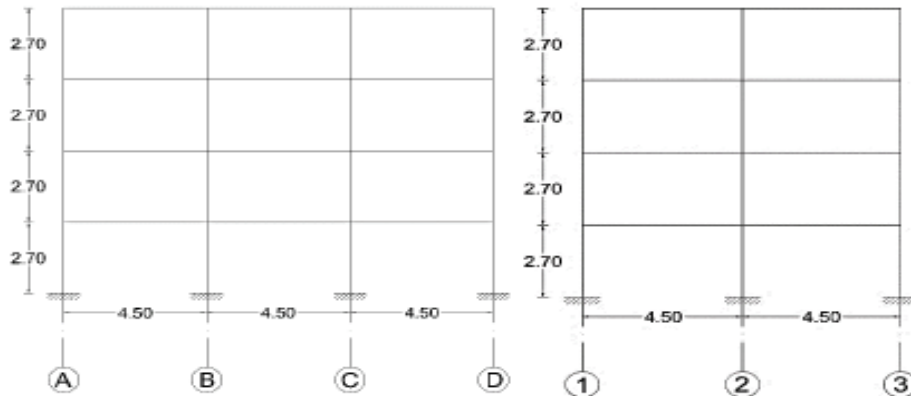


Figura 3.25 Vista en elevación de la edificación (Cabrera & Sánchez, 2016)

Cabe recalcar que se mantendrá constantes las dimensiones globales para todos los casos propuestos ya que no es de interés determinar su influencia en la capacidad de la estructura.

Propiedades de los materiales

Para el llevar a cabo un análisis pushover es necesario conocer las resistencias y propiedades de los materiales que forman el HA.

- **Hormigón**

Tabla 3.2 Resistencia a compresión del concreto según el control de calidad (Chérres & Peñafiel, 2000)

Edificio	Resistencia a compresión del concreto (kg/cm ²)
Fiscalizado	180
No Fiscalizado	80-100

En el caso de la resistencia del concreto se permite tomar un valor mayor a la resistencia nominal especificada en los ensayos o documentos de construcción generalmente igual a 1.5 de la resistencia nominal (ASCE/SEI 41-13, 2013). En este caso f'_c se tomó igual a 120 kg/cm² el cual es 1.5 veces el valor menor de f'_c para una edificación no fiscalizada (tabla 3.2). Este valor se utilizó en todos los casos de estudio.

El módulo de elasticidad del concreto se calculó de acuerdo la NEC-SE-HM (2015) de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$E_C = 4.7\sqrt{f'_c} \quad (3.48)$$

donde E_C es el módulo de elasticidad del hormigón (GPa) y f'_c es la resistencia a la compresión del hormigón (MPa)



En la tabla 3.14 se presentan las propiedades del hormigón usadas para todos los casos de estudio.

Tabla 3.3 Propiedades del concreto para todos los casos de estudio

f'_c (kg/cm ²)	Resistencia a compresión	120
E_c (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad	164409

- **Acero**

Para las diferentes etapas constructivas de la ciudad, la resistencia a la fluencia del acero usado cambió de acuerdo a la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Resistencia a la fluencia del acero según el año de construcción (Chérres & Peñafiel, 2000)

Año de Construcción	Resistencia a la fluencia del acero (kg/cm ²)
≤ 1975	2800
> 1975	4200

En el documento (ASCE/SEI 41-13, 2013) se recomienda considerar 1.25 del valor de f_y nominal del acero para evaluación sísmica, este factor no se consideró en el presente trabajo por simplicidad. Los valores relacionados a la resistencia a la fluencia del acero f_y se tomaron de la tabla 3.5.

Tabla 3.5 Propiedades del acero según su resistencia a fluencia f_y

		Grado 40	Grado 60
f_y (kg/cm ²)	Resistencia a la fluencia	2800	4200
f_{su} (kg/cm ²)	Resistencia a la rotura	4200	6200
ϵ_y	Deformación en el punto de fluencia	f_y/E_s	f_y/E_s
ϵ_{sh}	Deformación al inicio del endurecimiento	0.025	0.008
ϵ_u	Deformación en la rotura	0.15	0.10
E_s (MPa) [kg/cm ²]	Módulo de elasticidad	200000	[2039432]

3.2.7 Casos de estudio

Los casos de estudio se definieron en base a lo expuesto anteriormente en esta sección. La zona de interés para definir los casos, la cual abarca elementos con deficiencias en cuanto al refuerzo transversal, se muestra en la figura 3.26. Básicamente se considera que: el refuerzo transversal está separado uniformemente a lo largo del elemento; con separaciones de 10, 15 y 20 cm en vigas y con separación única en columnas de 10cm. Los diámetros de refuerzo transversal considerados serán de 8 y 10mm.

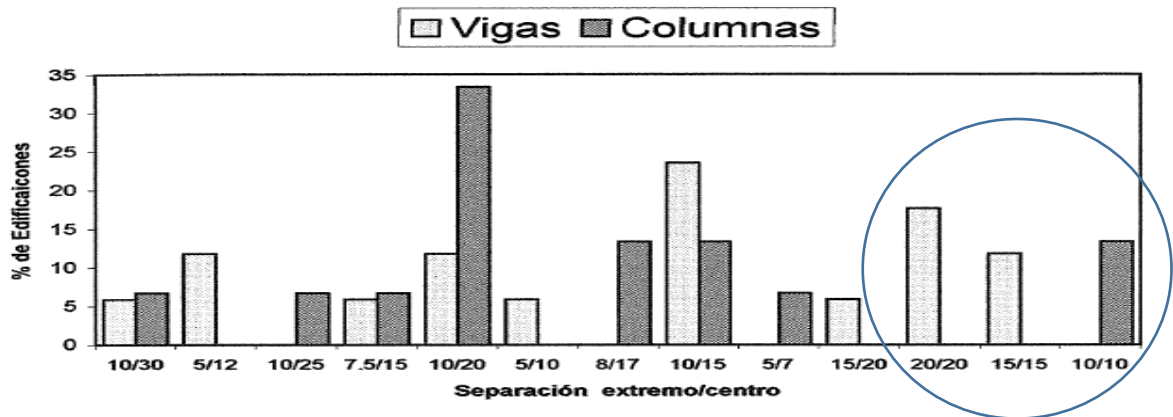


Figura 3.26 Zona de interés para casos de estudio (Tomado de Chérres & Peñafiel, 2000)

CASO A

Este primer caso se podría considerar como el más favorable de acuerdo a las estadísticas previas. Se considera áreas de secciones con dimensiones altas (fig. 3.27 y 3.28). El refuerzo longitudinal en vigas es mayor al típico, cosa que no pasa con el de las columnas (tabla 3.6). Estas secciones son las mismas que las usadas en Cabrera & Sánchez (2016).

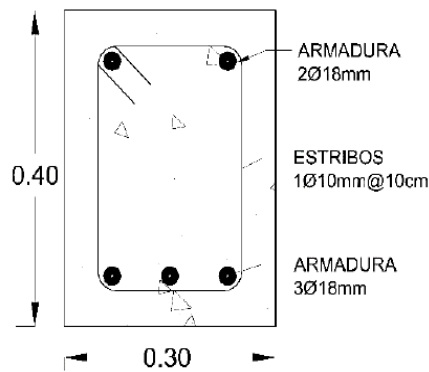


Figura 3.27 Sección transversal de la viga (Tomado de Cabrera & Sánchez, 2016)

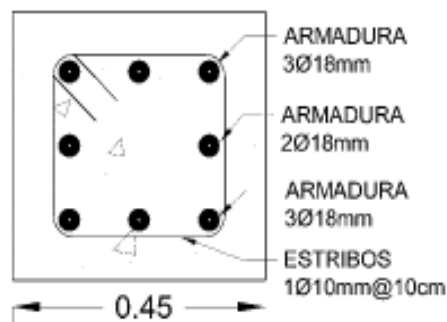


Figura 3.28 Sección transversal de la columna (Tomado de Cabrera & Sánchez, 2016)

Tabla 3.6 Resumen de características de vigas y columnas casos A Detalle de los elementos estructurales adoptados

Resistencia a la compresión del hormigón	$f'c = 120kg/cm^2$
Resistencia a la fluencia del acero	$fy = 4200kg/cm^2$
Viga	
Ancho	b= 30cm
Peralte	h=40cm
Altura efectiva	d= 34.1cm
Acero a tracción	$As = 7.63cm^2$
Acero a compresión	$As'=5.08 cm^2$
Columna	
Acero	$As = 20.36cm^2$
Ancho	b= 45cm
Altura	h=45cm
Área bruta	$A_g = 2025cm^2$
Cuantía	$p = 1.01\%$

CASO B

En este caso, con respecto al caso A, se disminuyeron las dimensiones de las secciones de vigas y columnas, según se muestra en las figuras 3.29 y 3.30. En cuanto a cuantías de refuerzo longitudinal, se disminuye en vigas y se mantiene la misma para columnas (Tabla 3.7). El refuerzo transversal se disminuye a un diámetro de 8mm y la separación en vigas es de 20 cm. Estos cambios se hicieron con el afán de tener un caso más típico, es decir, lograr ajustar mejor las dimensiones y refuerzo a las estadísticas descritas anteriormente en esta sección.

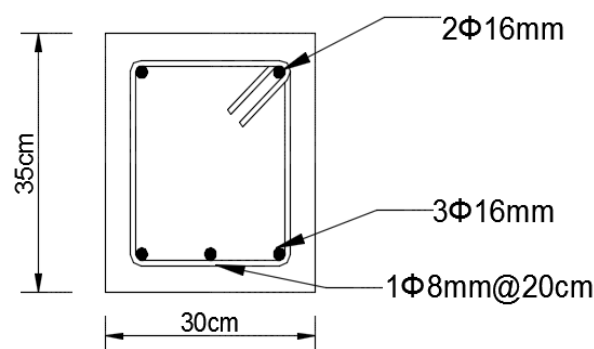


Figura 3.29 Sección transversal de la viga para casos B

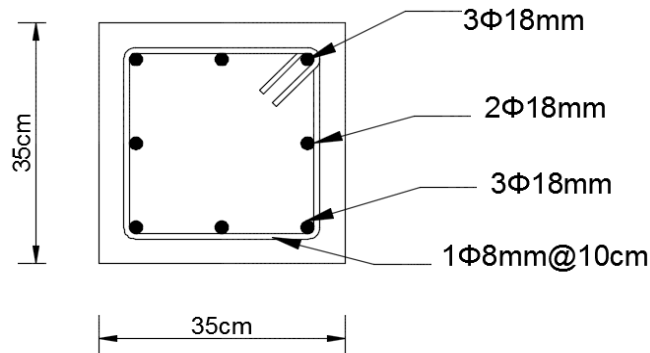


Figura 3.30 Sección transversal de la columna para casos B

Tabla 3.7 Especificaciones de la sección Caso B

Resistencia a la compresión del hormigón	$f'c = 120kg/cm^2$
Resistencia a la fluencia del acero	$fy = 4200kg/cm^2$
Viga	
Ancho	b= 30cm
Peralte	h=35cm
Altura efectiva	d= 29.4cm
Acero a tracción	$As = 6.03cm^2$
Acero a compresión	$As' = 4.02cm^2$
Columna	
Acero	$As = 20.36cm^2$
Ancho	b= 35cm
Altura	h=35cm
Área bruta	$A_g = 1225cm^2$
Cuantía	$p = 1.66\%$

CASO C

Debido a que no se tiene información respecto a construcciones en la década de 1970, se estableció este caso para obtener una estimación del panorama general de la situación de este grupo de edificaciones. Para esto, se mantienen todas las características del caso B excepto en la resistencia a la fluencia del acero que pasa de 4200 a 2800 kg/cm² (según tabla 3.8) y la separación de los estribos en columnas de 10cm a 20cm (fig. 3.31 y 3.32).

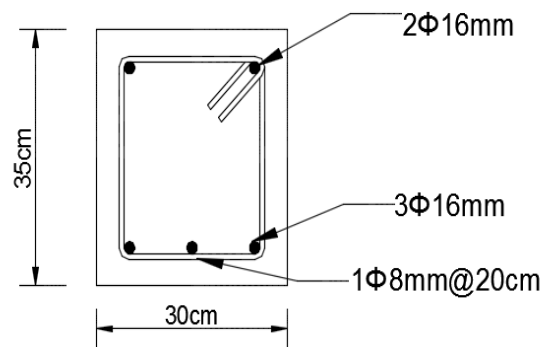


Figura 3.31 Sección transversal de la viga para caso C

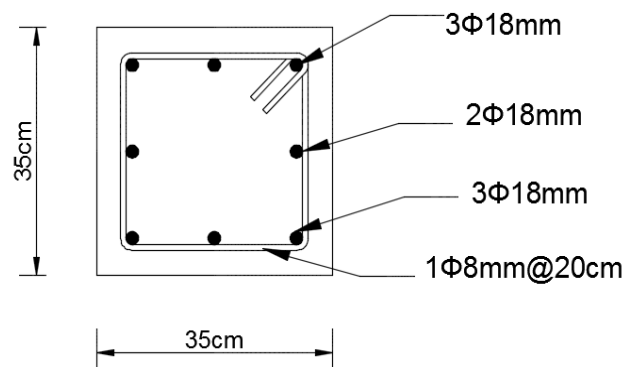


Figura 3.32 Sección transversal de la columna para caso C

Tabla 3.8 Especificaciones de la sección Caso C

Resistencia a la compresión del hormigón	$f'c = 120kg/cm^2$
Resistencia a la fluencia del acero	$fy = 2800kg/cm^2$
Viga	
Ancho	b= 30cm
Peralte	h=35cm
Altura efectiva	d= 29.4cm
Acero a tracción	$As = 6.03cm^2$
Acero a compresión	$As' = 4.02cm^2$
Columna	
Acero	$Ast = 20.36cm^2$
Ancho	b= 35cm
Altura	h=35cm
Área bruta	$A_g = 1225cm^2$
Cuantía	$p = 1.66\%$



Análisis Paramétrico

Para determinar la influencia en la curva capacidad de la separación y el diámetro de los estribos en vigas y columnas, se realizó un análisis paramétrico sobre el caso A de acuerdo a la tabla 3.9. En columnas se mantiene la separación constante de los estribos para todas las combinaciones, pero si se varía el diámetro del refuerzo transversal.

Tabla 3.9 Descripción de parámetros para análisis del caso A

Propiedades de los materiales	Diámetro del refuerzo transversal vigas y columnas	Separación de refuerzo transversal		Notación
		Columnas	Vigas	
$f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ $f'_c = 120\text{kg/cm}^2$	10mm	10 cm	10 cm	A: 1 ϕ 10mm@10cm
		10 cm	15 cm	A: 1 ϕ 10mm@15cm
		10 cm	20 cm	A: 1 ϕ 10mm@20cm
	8mm	10 cm	10 cm	A: 1 ϕ 8mm@10cm
		10 cm	15 cm	A: 1 ϕ 8mm @15cm
		10 cm	20 cm	A: 1 ϕ 8mm @20cm

Cabe recalcar que la razón por la cual no se varió la separación del refuerzo transversal en columnas es debido a que, según la figura 3.26, la separación uniforme máxima y única de estribos en columnas es 10cm. Considerar separaciones mayores no tendría lugar en las estadísticas del periodo en estudio.

3.3 Cargas

3.3.1 Carga Muerta y Carga viva

Las cargas muertas y vivas actuantes en la estructura se establecen a partir de la norma NEC-SE-CG (2015) la cual establece pesos de materiales de construcción para establecer cargas muertas y valores de carga viva de acuerdo al uso de la edificación. Las cargas usadas para el modelo se presentan en la tabla 3.10.

Tabla 3.10 Cargas consideradas

Carga viva de diseño (Uso residencial) (L)	200kg/m ²
Carga muerta (D)	
Losa	400kg/m ²
Acabados	100kg/m ²
Paredes	200kg/m ²
Total, carga muerta	700kg/m ²

3.3.2 Combinación de cargas para evaluación

Para procedimientos no lineales, se considera la siguiente combinación de cargas gravitacionales las cuales se considerarán para la combinación con las acciones causadas por fuerzas sísmicas (ASCE, 2013):

$$Q_G = Q_D + Q_L \quad (3.49)$$

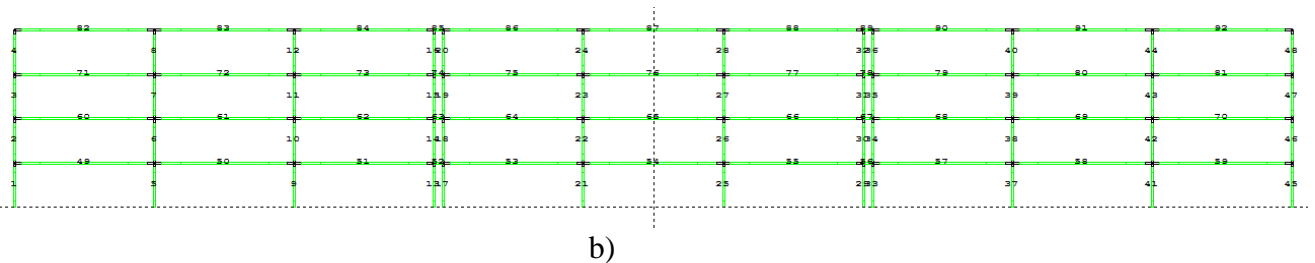
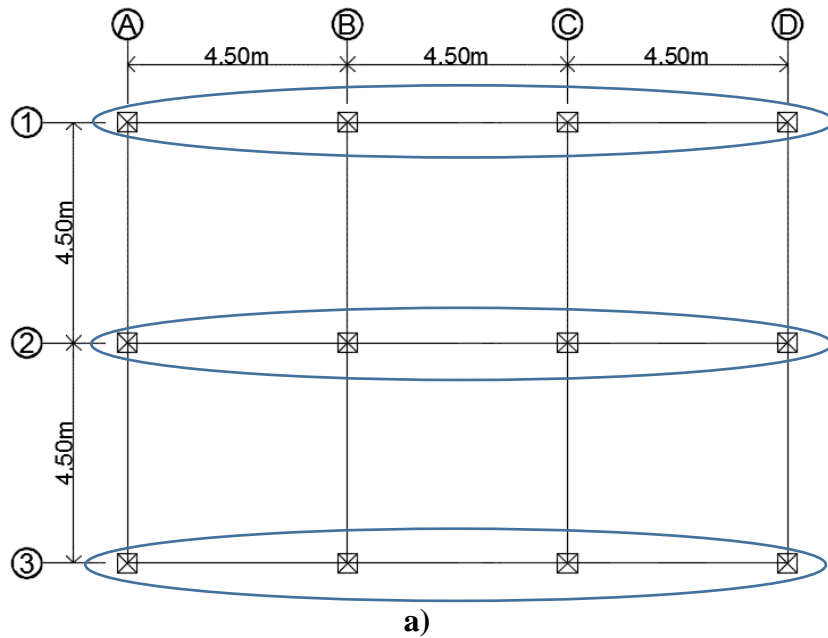
donde Q_D es la acción causada por cargas muertas, Q_L es la acción causada por la carga viva, igual a un porcentaje de la carga viva de diseño (tabla 3.13) según la NEC-SE-CG (2015).

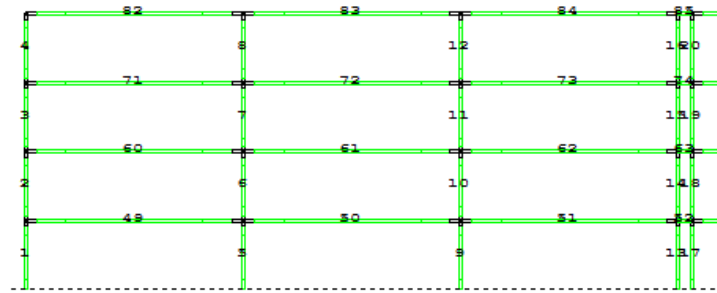
El porcentaje de la carga viva generalmente está entre los siguientes valores variando entre guías:

- ASCE/SEI 41-13 (2013) = 0.25
- NZS-4203(1992) ≥ 0.4
- Eurocódigo 8 (Bisch, Carvalho, et al., 2012). = 0.3 (adoptado para el presente trabajo)

3.3.3 Análisis pushover

Para determinar la capacidad de la edificación se consideró los pórticos en la dirección larga mostrados en la figura 3.33. Estos tres pórticos se unieron mediante vínculos rígidos para simular el efecto de piso rígido.





c)

Figura 3.33 a) tres pórticos resistentes en la dirección X b) pórticos conectados en serie en Ruamoko c) Detalle del pórtico del eje 3.

3.4 Verificación de requerimientos mínimos según el diseño por capacidad.

En esta sección se realiza la verificación del cumplimiento o no del diseño sismo resistente de la edificación. Los elementos estructurales de hormigón armado deben cumplir con las especificaciones del código (ACI-318S, 2014).

3.4.1 Verificación de vigas

En la sección 2.5.3 se describen los requerimientos mínimos dispuestos por el ACI-318S (2014) que deben cumplir los elementos a flexión, generalmente vigas, cuyos resultados se muestran en la tabla 3.13.

Tabla 3.11 Verificación de requerimientos mínimos de diseño en vigas

		Criterio	Ecuación o tabla utilizada	Norma NEC-2015 ACI 2014	Valores utilizados	Observación
Vigas	Dimensiones	Peralte mínimo	Tabla 2.2	----	40 cm	Cumple
		Luz libre mayor que cuatro veces la altura efectiva	Ecuación 2.1	$L \geq 4 * h$	$4.5 \geq 4 * (40)$	Cumple
		Ancho mínimo de la sección	Ecuación 2.2	$\geq 25 \text{ cm}$	30 cm	Cumple
	Refuerzo longitudinal	Cantidad de acero mínimo	Ecuación 2.3	3.41 cm^2	7.63 cm^2	Cumple
			Ecuación 2.4	2.13 cm^2		
		Cuantía máxima	Ecuación 2.5	0.025	0.012	Cumple
		Momento positivo no menor a la mitad del momento negativo	Ecuaciones 2.6 y 2.7	$M+ > M-/2$	$6542.4 > \frac{9253.7}{2}$	Cumple
	Refuerzo transversal	Longitud de la zona de confinamiento	Ecuación 2.8	$\geq 80 \text{ cm}$	No se considera	No cumple
		Separación de estribos, zona confinada	Tabla 2.3	$< 8.5 \text{ cm}$	10 cm	No cumple
		Separación de estribos, zona no confinada	$\leq d/2$	$\leq 17 \text{ cm}$	10 cm	Cumple

Como se esperaba, y mediante la revisión de literatura, en las antiguas edificaciones no se consideraba de forma adecuada la longitud de la zona de confinamiento, en varios casos incluso, no se lo tomaba en cuenta. Este criterio es muy importante para evitar fallas frágiles.

La separación de estribos en dicha zona, debe ser menor que la separación en la zona central o zona no confinada, sin embargo, la separación solía ser uniforme en toda la viga.



Actualmente existen valores mínimos de refuerzo transversal propuestos por el código ACI-318S-14 que se deben cumplir en todos los diseños. Además, mediante el diseño por cortante, se puede calcular la cantidad necesaria de refuerzo transversal como se muestra en la tabla 3.14

La cantidad mínima de refuerzo transversal se determinó mediante las ecuaciones 2.15 y 2.16, mientras que el acero mínimo requerido por cortante mediante la ecuación 2.11.

Tabla 3.12 Verificación de refuerzo transversal en vigas para los casos de estudio

Diámetro del refuerzo transversal	Separación de refuerzo transversal en vigas	Acero requerido por cortante	Acero transversal mínimo	Valor utilizado	Observación
8 mm	10 cm	0.76 cm ²	0.25 cm ²	1 cm ²	Cumple
	15 cm	1.14 cm ²	0.38 cm ²	1 cm ²	No cumple
	20 cm	1.52 cm ²	0.5 cm ²	1 cm ²	No cumple
10 mm	10 cm	0.76 cm ²	0.25 cm ²	1.57 cm ²	Cumple
	15 cm	1.14 cm ²	0.38 cm ²	1.57 cm ²	Cumple
	20 cm	1.52 cm ²	0.5 cm ²	1.57 cm ²	Cumple

El acero transversal utilizado cumple con los requerimientos mínimos, sin embargo, no cumplen con la cantidad de acero requerido por cortante.

3.4.2 Verificación de columnas

Las columnas al ser los elementos principales del sistema sismo resistente requieren un mayor cuidado en su diseño. Su detallado de refuerzo tanto longitudinal como transversal debe cumplir con los requisitos mínimos descritos en la sección 2.5.4. La verificación de las dimensiones y refuerzo para las columnas se resumen en la tabla 3.15.

Tabla 3.13 Verificación de requerimientos mínimos en columnas

		Criterio	Ecuación o tabla utilizada	ACI 318S-2014	Valores utilizados	Observación
		Columnas	Dimensiones	Menor sección transversal	Ecuación 2.17	$\geq 30 \text{ cm}$
Relación entre dimensión menor y mayor	Ecuación 2.18			≥ 0.4	1	Cumple
Refuerzo longitudinal	Cuantía		-----	$0.01 \leq p \leq 0.06$	0.01	Cumple
Refuerzo transversal	Longitud en la zona de confinamiento		Tabla 2.4	$\geq 45 \text{ cm}$	No se considera	No cumple
	Separación de estribos, zona confinada		Tabla 2.5	$\leq 10.8 \text{ cm}$	10 cm	Cumple
	Separación de estribos, zona no confinada		Tabla 2.6	≤ 10.8	10 cm	Cumple
	Refuerzo transversal para columnas		Tabla 2.7	1.52 cm ²	0.78 cm ²	No cumple



De igual manera, no se tiene se observa que el refuerzo transversal no cumple con los requerimientos mínimos. No se considera una zona de confinamiento adecuada y el acero de refuerzo transversal es menor al requerido.

Las deficiencias detectadas, son las que producen fallas frágiles en los elementos y como consecuencia el colapso de la estructura, más aún cuando las edificaciones se encuentran en zonas sísmicas.

3.4.3 Chequeo columna fuerte-Viga débil

Mediante la ecuación 2.20 se realiza la revisión del criterio columna fuerte- viga débil

Tabla 3.14 Chequeo columna fuerte-Viga débil

Viga		Columna	
Refuerzo superior	11042 kg * m	Columna Superior	20133.63 kg * m
Refuerzo inferior	7944.73 kg * m	Columna inferior	21086.59 kg * m
Sumatoria	18986.93 kg * m		41220.22 kg * m

En la tabla 3.16 se observa que los momentos nominales resistentes en las columnas que llegan al nudo exceden a los momentos nominales que llegan a las vigas en más de un 20%, por tanto, se cumple el criterio de columna fuerte-viga débil.

Los momentos de las columnas fueron obtenidos del diagrama de iteración según el anexo 1, y con ello poder obtener el cortante de la columna utilizada para determinar el cortante máximo actuante.

3.4.4 Verificación del nudo

El nudo de una estructura para edificaciones sismo resistentes según el ACI-318S (2014), la relación entre el cortante máximo actuante y el cortante nominal máximo disponible deber ser menor a 1. Mediante las ecuaciones 2.21 y 2.22 se determinan dichos valores, cuyos resultados se muestran a continuación:

Tabla 3.15 Verificación del nudo a cortante

Comprobación Nudo	
V_u (kg)	51160.3
ϕV_n (kg)	37710.7
$\frac{V_u}{\phi V_n}$	1.36

La importancia del nudo radica en que su buen diseño garantiza la estabilidad global de la estructura y su falla genera por lo general el inicio de un mecanismo de colapso progresivo. Según la tabla 3.17 el requerimiento no se cumple, de manera que su falla es esperada.

3.5 Análisis pushover en Ruaumoko

3.5.1 Programa Ruaumoko

El programa Ruaumoko fue diseñado para llevar a cabo análisis de estructuras, en particular edificios y/o puentes sometidos a terremotos y otras excitaciones dinámicas. El programa puede

también ser usado para llevar a cabo análisis pushover en varias de sus modalidades y análisis de tiempo historia. Además, permite modelización en 2D y 3D (Carr, 2007).

3.5.2 Elección del patrón de cargas

Se ha llegado a un acuerdo de que la aplicación de un patrón de carga único no sería capaz de capturar la respuesta dinámica de cualquier sistema debido a un evento sísmico. Esto se refleja en el FEMA 356 y el EC8 (Eurocode 8), los cuales recomiendan que al menos se deben usar 2 patrones de carga para envolver la respuesta (Themelis, 2008). Debido al número de casos de estudio se optó por usar un solo patrón de cargas, el basado en el primer modo de vibración dado por $F_i = W_i * \phi_{ij}$, el cual es coherente con la fundamentación del análisis pushover que considera principalmente el aporte del primer modo de vibración a la respuesta de la estructura.

3.5.3 Implementación

Una vez definidos el patrón de carga y el modelo de la edificación, se realizó el análisis pushover mediante el programa Ruaumoko en la modalidad normal que se basa en la definición original del análisis pushover, esto es, dado un patrón predeterminado de carga lateral aplicado a lo largo de la altura de la estructura a nivel de cada piso se aumenta la intensidad de la carga hasta alcanzar un desplazamiento limite a nivel de azotea. Ruaumoko para lograr este aumento de intensidad, opera a partir de la definición del patrón de carga lateral y una función rampa de longitud temporal $t=10s$ (Fig. 3.34). Con la asignación de una longitud de intervalo (Δt), esta función rampa se discretiza en $N=10/\Delta t$ sub-intervalos y pasos (p) de análisis. A cada paso i le corresponde su ordenada $r(i)$, que actúa en el análisis como multiplicador de los valores (F) de la carga lateral. Así, con cada paso de análisis el patrón de carga lateral va incrementando sus valores F , desde $F \times r(1)$ hasta $F \times r(N)$. Por simplicidad, se asumió aquí una rampa unitaria (ordenada máxima igual a la unidad). De este modo, al final del análisis se reproduce el patrón de carga lateral adoptado al inicio, tal como se muestra en la figura 3.34 (Jiménez, 2016).

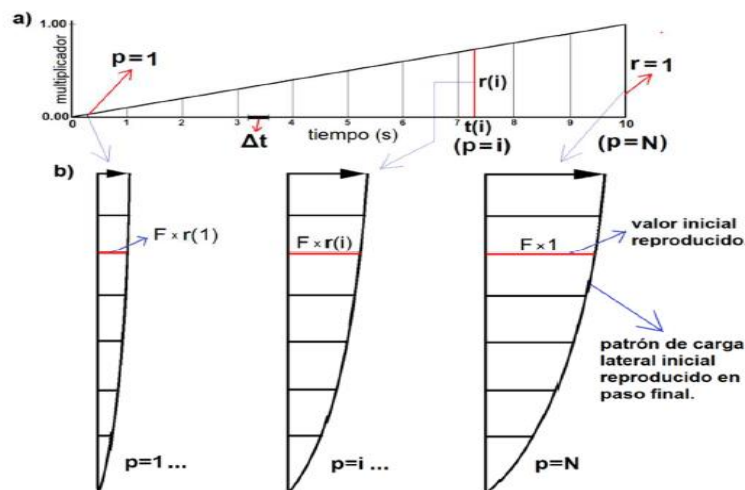


Figura 3.34 Figura a) función rampa unitaria b) patrón de carga lateral en tres instantes/pasos de análisis (Jiménez, 2016)



3.6 Resultados del Análisis Pushover

Luego de llevar a cabo el análisis pushover en Ruamoko de acuerdo a los patrones de carga mostrados en las tablas 3.16 y 3.17 para los diferentes casos, se obtiene como resultado la curva de capacidad de la estructura en base de graficar la sumatoria de las fuerzas cortantes en la base de todas las columnas del primer piso vs el desplazamiento horizontal del último nivel (azotea).

Tabla 3.16 Patrón de cargas para análisis pushover Caso A

Nodo	Nivel	Fi (kN)
13	1	245.0
25	2	623.2
37	3	965.7
49	4	1127.7

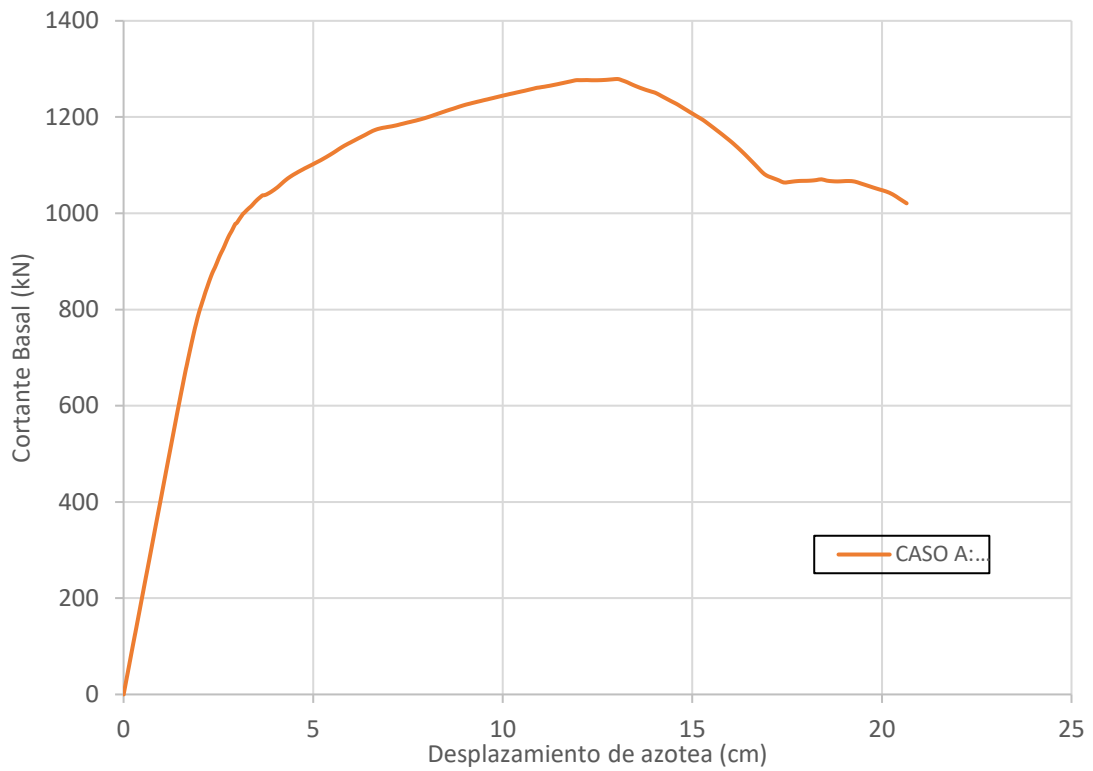
Tabla 3.17 Patrón de cargas para análisis pushover Caso B y C

Nodo	Nivel	Fi (kN)
13	1	280.0
25	2	664.0
37	3	993.9
49	4	1127.7

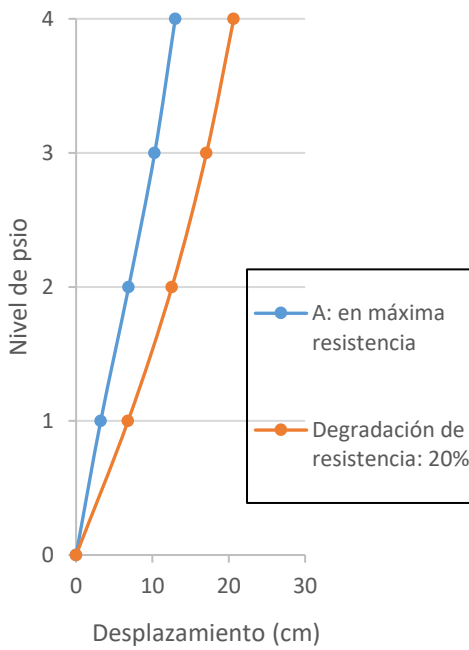
Resultados caso A

Tabla 3.18 Resumen de características del caso A

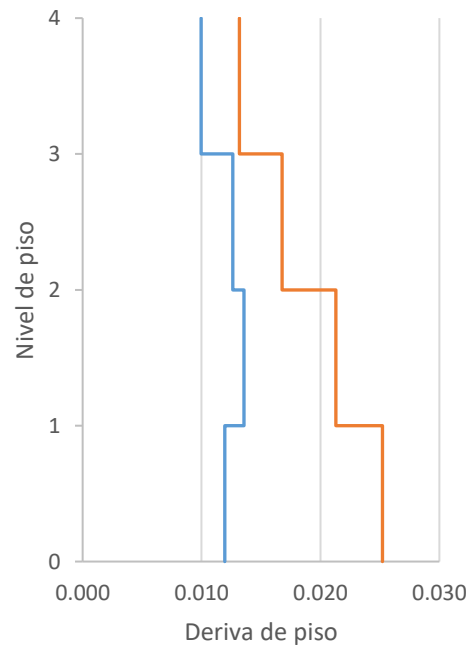
	Viga		Columna		
Propiedades de los materiales	$f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ $f'_c = 120\text{kg/cm}^2$				
Dimensiones	b	h	b		h
	30cm	40cm	45cm		45cm
Refuerzo longitudinal	Positivo	Negativo	inferior	central	superior
	2 ϕ 18mm	3 ϕ 18mm	3 ϕ 18mm	2 ϕ 18mm	3 ϕ 18mm
Refuerzo transversal	Diámetro	Separación	Diámetro		Separación
	10mm	10cm	10mm		10cm



(a)



(b)



(c)

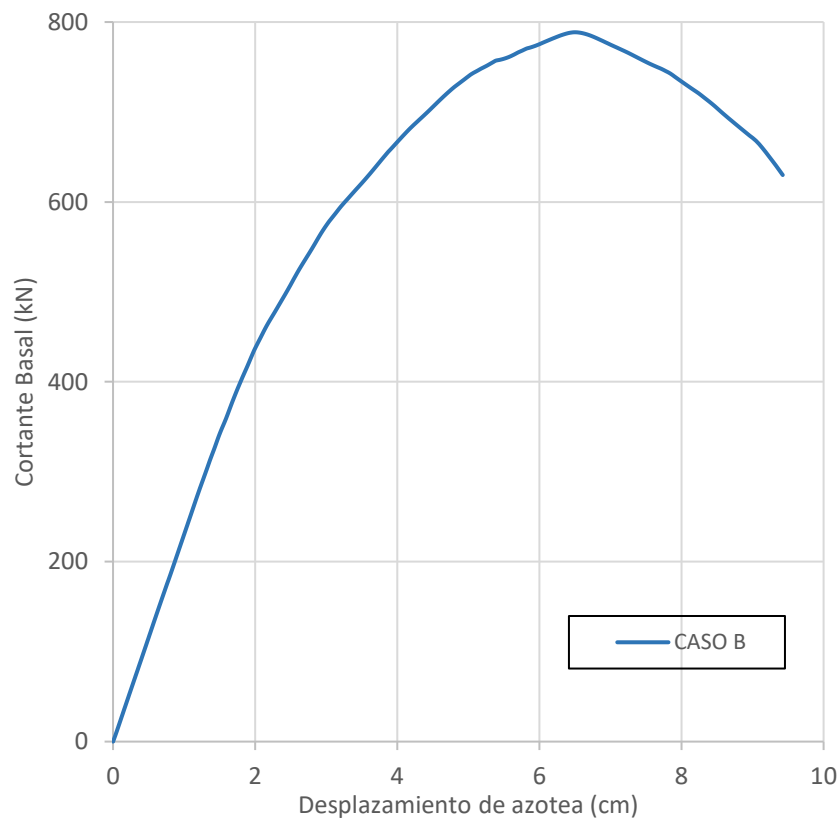
Figura 3.35 Resultados del análisis pushover caso A; (a) Curva de capacidad hasta alcanzar el 20% de degradación de resistencia máxima; (b) Perfil de desplazamiento a nivel de piso; y (c) distribución de derivas de piso



Resultados caso B

Tabla 3.19 Resumen de características del caso B

	Viga		Columna		
Propiedades de los materiales	$f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ $f'_c = 120\text{kg/cm}^2$				
Dimensiones	b	h	b	h	
	30cm	35cm	35cm	35cm	
Refuerzo longitudinal	Positivo	Negativo	inferior	central	superior
	2 ϕ 16mm	3 ϕ 16mm	3 ϕ 18mm	2 ϕ 18mm	3 ϕ 18mm
Refuerzo transversal	Diámetro	Separación	Diámetro	Separación	
	8mm	20cm	8mm	10cm	



(a)

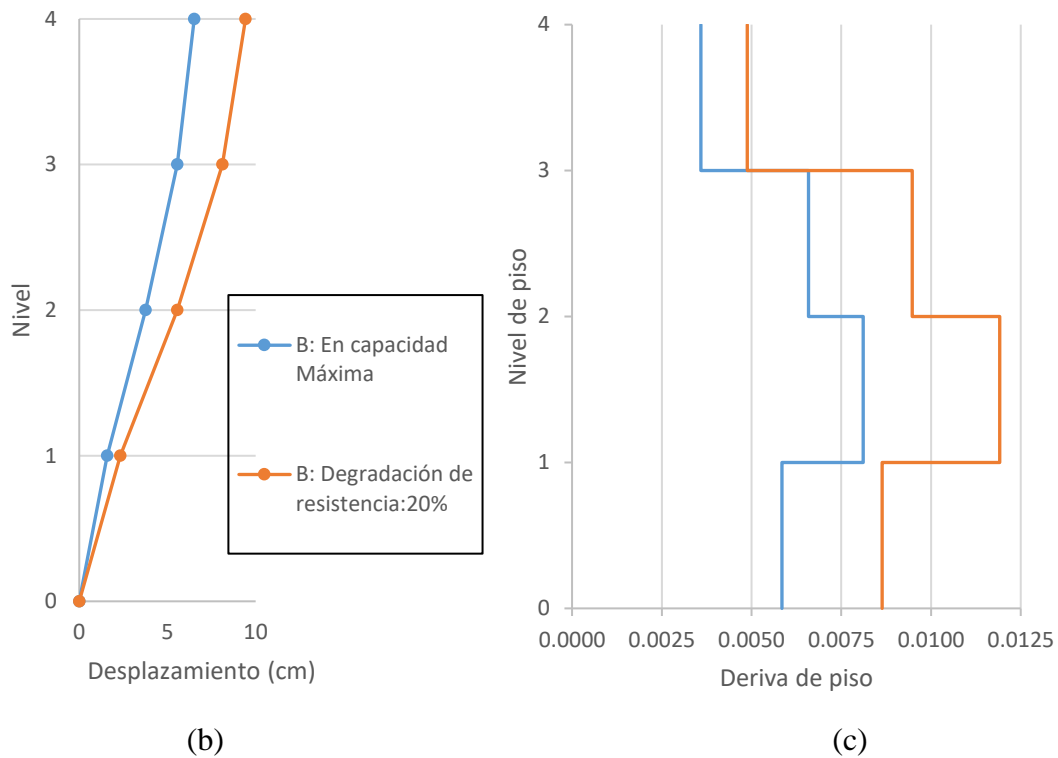
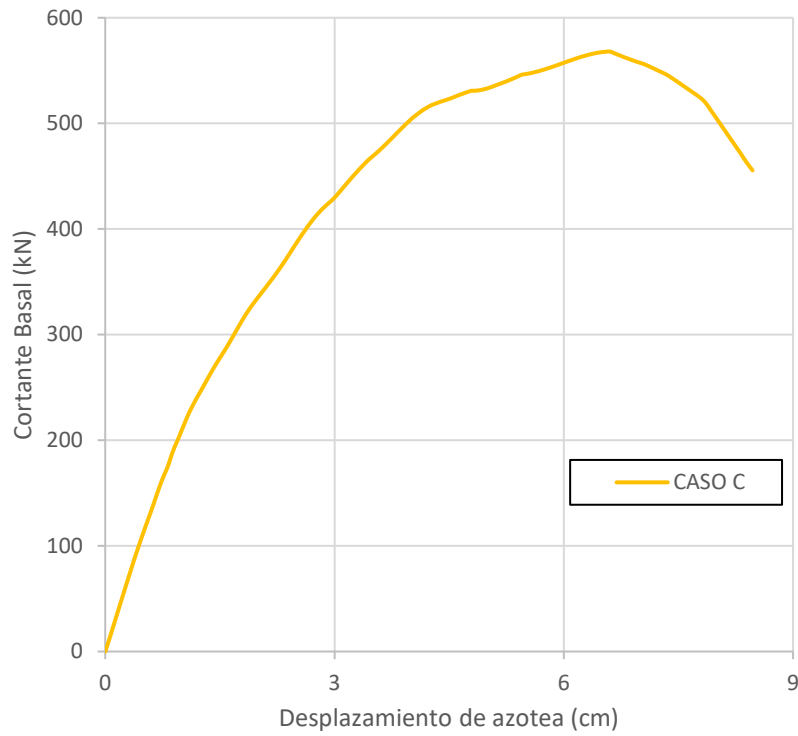


Figura 3.36 Resultados del análisis pushover caso B; (a) Curva de capacidad hasta alcanzar el 20% de degradación de resistencia máxima; (b) Perfil de desplazamiento a nivel de piso; y (c) distribución de derivas de piso

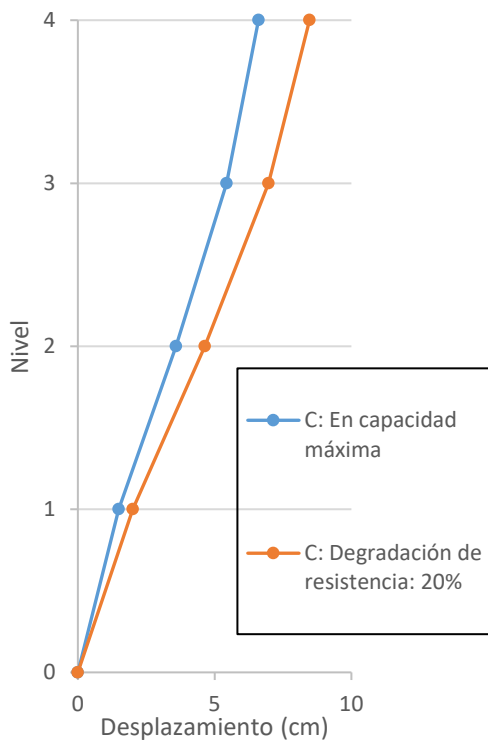
Resultados caso C

Tabla 3.20 Resumen de características del caso C

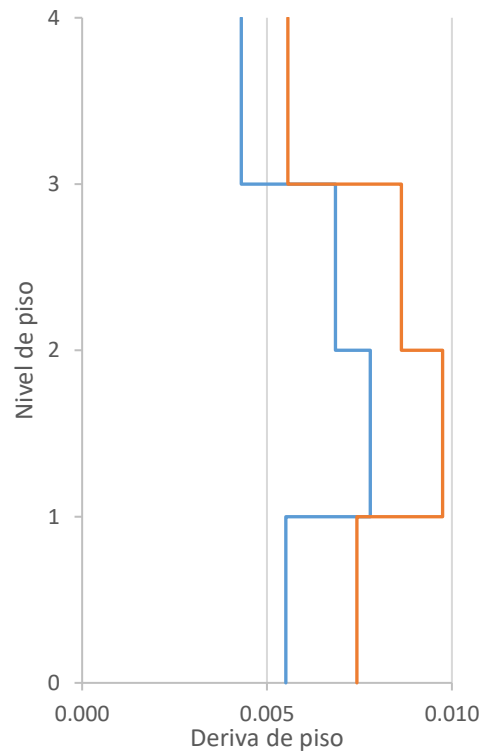
	Viga		Columna		
Propiedades de los materiales	$f_y = 2800\text{kg/cm}^2$ $f'_c = 120\text{kg/cm}^2$				
Dimensiones	b	h	b	h	
	30cm	35cm	35cm	35cm	
Refuerzo longitudinal	Positivo	Negativo	inferior	central	superior
	2 ϕ 16mm	3 ϕ 16mm	3 ϕ 18mm	2 ϕ 18mm	3 ϕ 18mm
Refuerzo transversal	Diámetro	Separación	Diámetro	Separación	
	8mm	20cm	8mm	20cm	



(a)



(b)



(c)

Figura 3.37 Resultados del análisis pushover caso C; (a) Curva de capacidad hasta alcanzar el 20% de degradación de resistencia máxima; (b) Perfil de desplazamiento a nivel de piso; y (c) distribución de derivas de piso

La deriva de piso, que se define como la diferencia de desplazamientos horizontales entre niveles de piso consecutivos dividida para la altura de entrepiso, sirve para conocer en que pisos se concentra mayor daño; a mayor sea esta, mayor el daño en el piso. En las figuras 3.35, 3.36 y 3.37 se puede observar una mayor concentración de daño en los tres primeros pisos, sobre todo el 2 y 3. No se observa en ningún caso gran diferencia en las derivas. Tampoco se tienen derivas mucho mayores en pisos bajos que las de los pisos superiores, característica que implica que la estructura no es propensa a sufrir mecanismos de piso blando. Finalmente, se observa que las derivas de piso en el punto de 20% de degradación de resistencia máxima, aumentan significativamente con respecto a las derivas obtenidas en el punto máximo de la curva. Esto implicaría que después de alcanzar la resistencia máxima, la estructura sufrirá mayor daño tempranamente.

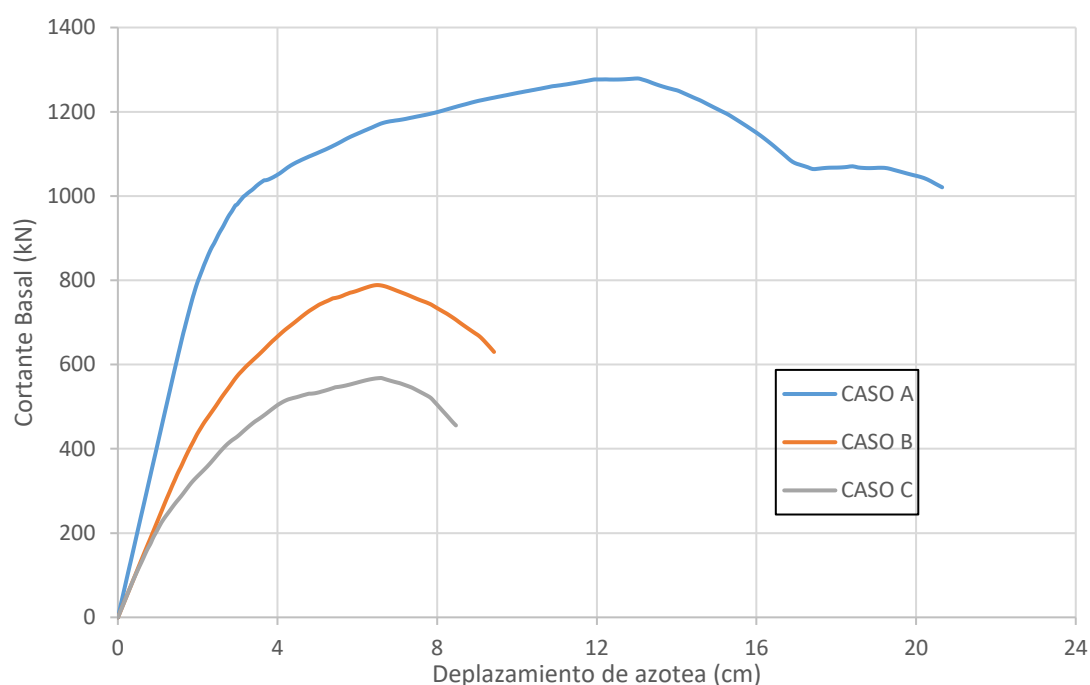


Figura 3.38 Curvas de capacidad de los casos A, B y C hasta alcanzar degradación de 20% de la resistencia máxima

Tabla 3.21 Puntos notables de las curvas de capacidad de los casos de estudio

	Caso A	Caso B	Caso C
V_u (kN)	1279	788.62	568.04
D_y (cm)	3.14	3.51	2.71
D_u (cm)	12.99	6.52	6.60
Ductilidad global	4.14	1.86	2.44
Deriva total de azotea	0.012	0.006	0.006

Nota: subíndice *u* para punto máximo de la curva y el subíndice *y* para punto de cedencia.

La figura 3.38 muestra las curvas de los tres casos de estudio propuestos. El caso A es el más favorable sin mayores deficiencias de diseño, con secciones robustas y refuerzo adecuado; el caso B es más representativo de la época, presenta disminuciones en secciones y refuerzo; y el caso C es una estimación de edificaciones anteriores a la década de los 80's, con separaciones

de 20cm en estribos de columnas y con $f_y=2800 \text{ kg/cm}^2$. Entre las observaciones más importantes de los resultados de la figura 3.38 y de la tabla 3.21 están:

- Si bien el caso B se planteó como un caso típico de acuerdo a las estadísticas de la sección 3.2, este demostró gran influencia de las áreas transversales de los elementos en el cortante basal. La resistencia disminuyó alrededor del 60%. Además, la capacidad de desplazamiento disminuyó casi la mitad con respecto al caso A debido a la mayor separación del refuerzo transversal en vigas.
- En el caso C con respecto al caso B, se produjo una reducción de resistencia cercana al 40% debido a la disminución de la resistencia a fluencia del acero ($f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$). El aumento del desplazamiento máximo es bajo debido a que la ductilidad de las columnas disminuyó a causa de la mayor separación de estribos en estas respecto al caso B, caso contrario, un acero de refuerzo de 2800 kg/cm^2 , si bien disminuye resistencia, aumenta ductilidad en una estructura.

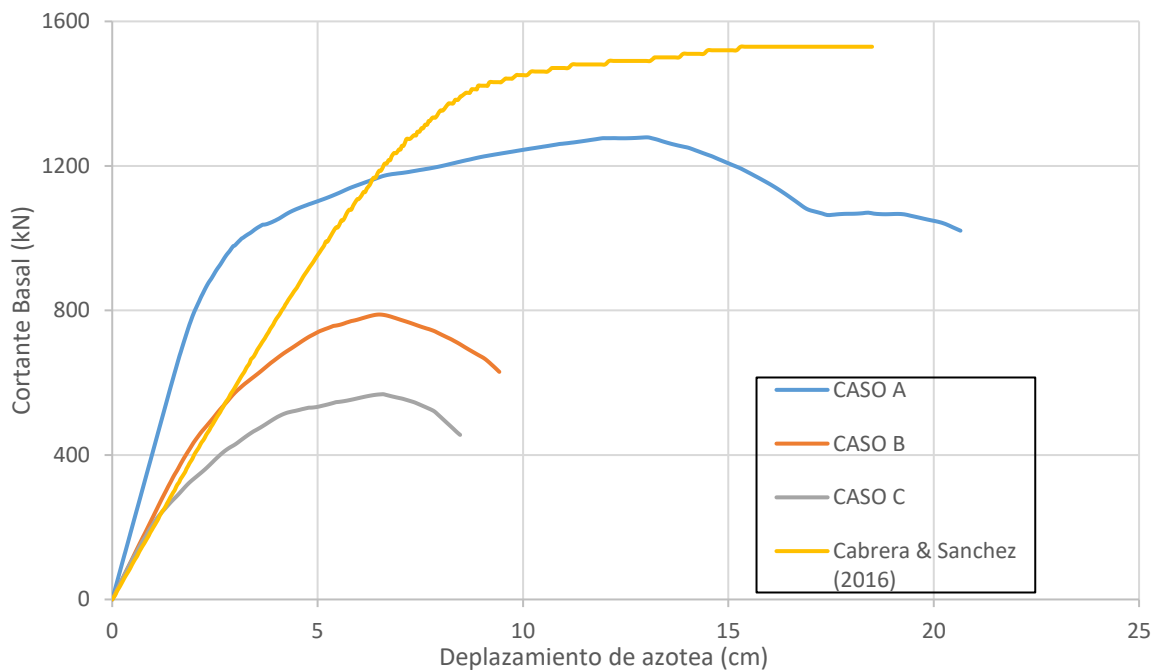


Figura 3.39 Comparación de curva pushover de Cabrera & Sánchez (2016) con casos de estudio

En el trabajo de Cabrera & Sánchez (2016) se llevó a cabo la modelización del caso A, pero solo considerando la flexión y mediante el uso de un miembro tipos viga-columna (beam-column) para modelar las columnas teniendo en cuenta la interacción flexión-axial mediante el uso del diagrama de interacción. El momento del análisis en el que la axial y el momento no estén dentro del área del diagrama, se considera como final del análisis. Otra diferencia es que



considera una resistencia a la compresión del hormigón de 240kg/cm^2 . Así, debido a las mejores condiciones de modelización y a la mayor resistencia del hormigón, se observa una mayor resistencia de la curva de Cabrera & Sánchez (2016) respecto a la curva del caso A. La capacidad de desplazamiento máximo presenta una mejora cercana a los 5cm comprando en los puntos de máxima resistencia, pero para el punto en el 20% de degradación de resistencia se nota un mayor desplazamiento máximo en el caso A.

Resultados del Análisis Paramétrico

El análisis paramétrico se realiza sobre las características del caso A con las variaciones especificadas en la tabla 3.22

Tabla 3.22 Resumen para análisis paramétrico

Propiedades de los materiales	Diámetro del refuerzo transversal vigas y columnas	Separación de refuerzo transversal		Notación
		Columnas	Vigas	
$f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ $f'_c = 120\text{kg/cm}^2$	8 mm	10 cm	10 cm	1 ϕ 10mm@10cm
		10 cm	15 cm	1 ϕ 10mm@15cm
		10 cm	20 cm	1 ϕ 10mm@20cm
	10 mm	10 cm	10 cm	1 ϕ 8mm@10cm
		10 cm	15 cm	1 ϕ 8mm @15cm
		10 cm	20 cm	1 ϕ 8mm @20cm

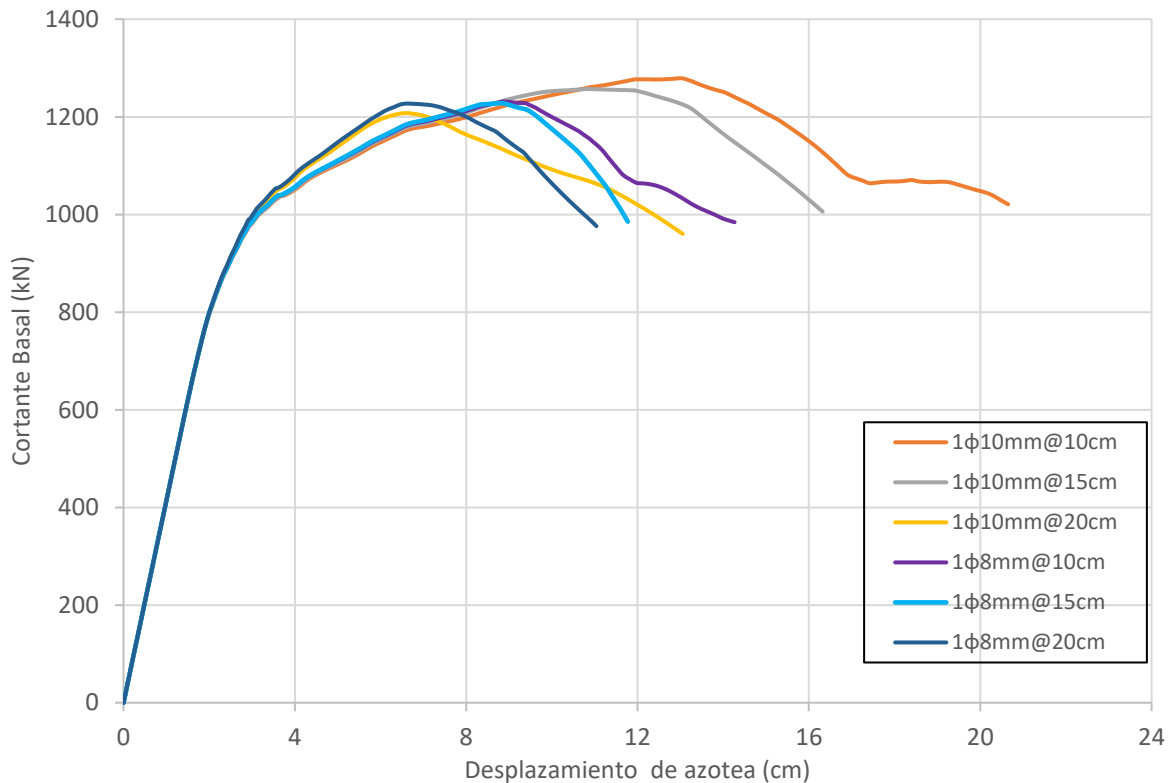


Figura 3.40 Curvas pushover del análisis paramétrico hasta alcanzar un 20% de degradación de resistencia máxima.

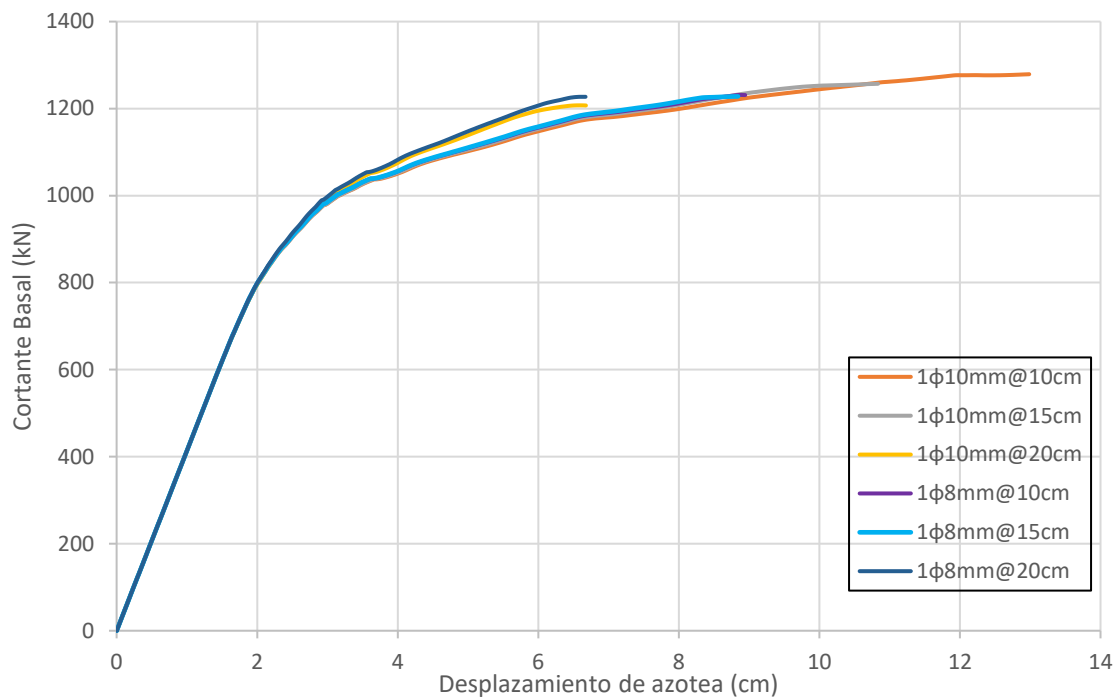


Figura 3.41 Curvas pushover hasta punto de resistencia máxima

Tabla 3.23 Puntos notables de las curvas de capacidad del análisis paramétrico

	1φ10mm@10cm	1φ10mm@15cm	1φ10mm@20cm	1φ8mm@10cm	1φ8mm@15cm	1φ8mm@20cm
Vu (kN)	1276.5	1255.1	1205.1	1225.8	1225.9	1225.1
Dy (cm)	3.13	3.08	2.96	3.01	3.01	3.00
Du (cm)	13.14	11.58	6.86	9.44	8.95	7.04
Ductilidad global	4.20	3.76	2.32	3.14	2.98	2.34
Deriva de azotea	0.012	0.011	0.006	0.009	0.008	0.007

Nota: subíndice u para punto máximo de la curva y el subíndice y para punto de cedencia.

En las figuras 3.40 y 3.41 se presentan las curvas de capacidad para el análisis paramétrico del caso A y en la tabla 3.22 los puntos notables de estas curvas y la ductilidad global para cada variación. A partir de estos resultados se puede observar lo siguiente:

- Para el estribo de 10mm de diámetro y una separación de 20cm se observa una disminución casi de la mitad del desplazamiento máximo con respecto al desplazamiento máximo con una separación de 10cm. Entre separaciones de 10 y 15cm los desplazamientos máximos no sufren cambio significativo, menores a 2cm.
- Para el diámetro de 8mm de diámetro las variaciones en las curvas son menos notorias. Entre la separación de 10 y 15 cm casi no existe diferencia en las curvas hasta el punto máximo (fig. 3.41). Entre la separación de 20cm y 10cm la disminución en desplazamiento máximo es aproximadamente del 25%. Esto demuestra una menor



sensibilidad del desplazamiento máximo a la disminución del área de refuerzo transversal.

- El aporte al desplazamiento máximo al usar un diámetro de 10mm en lugar de uno de 8mm es de alrededor del 30% para las separaciones de 10 y 15cm. Para la separación de 20cm el aporte es menos importante; es decir, a menor separación, el aumento de área del refuerzo transversal es más efectivo aumentando el desplazamiento último de la estructura.
- El uso de un diámetro de 10mm en lugar de uno de 8mm aporta un 4% a la resistencia máxima para la separación de 10cm. Para mayores separaciones el aporte se vuelve menor. La resistencia aumenta alrededor de 6% al disminuir la separación de 20 a 10cm para el estribo de 10mm. Para el diámetro de 8mm la resistencia máxima permanece casi constante (tabla 3.22) para las tres separaciones. Lo anterior demuestra un aporte muy bajo tanto de la separación como el diámetro del refuerzo transversal a la resistencia máxima de una edificación.
- Otro aspecto a resaltar es que para ambos diámetros y con separación de 20cm, las curvas son prácticamente iguales, esto se debe a que para esta separación, el concreto de las vigas trabaja como no confinado y deja de depender de la cantidad de refuerzo transversal.

3.7 Comprobación de mecanismos de falla en columnas

La falla a cortante en columnas no se produce en los 3 casos principales observando el análisis pushover. Esto se debe a que la capacidad por flexión es menor que la capacidad por cortante la capacidad en columnas, por lo tanto, de acuerdo a la premisa del modelo de cortante, no se da la falla por cortante y el resorte para esta acción permanece elástico.

Lo anterior se puede comprobar en base a la comparación de los valores de V_y , V_p y V_n y a la categorización propuesta en Setzler & Sezen (2008). La resistencia a fluencia, V_y se define como la carga lateral correspondiente a la primera fluencia de las barras de tensión en la columna, resistencia a la flexión, V_p es la carga lateral correspondiente al momento último soportado por la columna, M_u , durante el análisis de flexión. La resistencia a cortante de la columna, V_n se calcula mediante la expresión desarrollada por Sezen y Moehle (2004) antes formulada. A continuación, se describen solo las categorías IV y V que son las que se dieron en los casos analizados:

- *Categoría IV:* $1.05 < V_n/V_p \leq 1.4$ La resistencia a cortante es mayor que la resistencia a la flexión de la columna. La columna experimenta grandes deformaciones de flexión que pueden conducir a una falla de flexión. Las deformaciones inelásticas por cortante afectan el comportamiento posterior al pico, y puede producirse una falla por cortante a medida que aumentan los desplazamientos
- *Categoría V:* $V_n/V_p > 1.4$ La resistencia a cortante es mucho mayor que la resistencia a la flexión de la columna. La columna falla por flexión mientras que el comportamiento por cortante permanece elástico y no se espera una falla por cortante.



Comprobación:

Tabla 3.24 Categorización de modos de falla en columnas casos A, B y C

Caso	V_n/V_p (mínimo)	Categoría	Descripción
A	2.22	V	Falla por flexión
B	1.78	V	Falla por flexión
C	1.28	IV	Falla por flexión o cortante

Para las columnas del caso A y B, según la tabla 3.23, la relación V_n/V_p es mucho mayor a 1.4. Así que se puede justificar el no haberse dado la falla por cortante para estos casos durante el análisis pushover y la mínima influencia del cortante en la deformación total de la estructura. Sin embargo, en el caso C hay la posibilidad de la falla por cortante en columnas debido a la degradación de resistencia a cortante pero no es definitivo.

Tabla 3.25 Categorización de modos de falla en columnas análisis paramétrico

Caso	V_n/V_p (mínimo)	Categoría	Descripción
1 ϕ 10mm@10cm	2.22	V	Falla por flexión
1 ϕ 10mm@15cm	2.22	V	Falla por flexión
1 ϕ 10mm@20cm	2.22	V	Falla por flexión
1 ϕ 8mm@10cm	1.75	V	Falla por flexión
1 ϕ 8mm@15cm	1.75	V	Falla por flexión
1 ϕ 8mm@20cm	1.75	V	Falla por flexión

De la tabla 3.24 se puede concluir que en las combinaciones de refuerzo transversal tampoco se produce la falla por cortante en columnas. El mantener la separación de 10cm en columnas no provoca una disminución suficiente como para darse la falla, esto a pesar de que se tiene un diámetro de 8mm en el estribo.

Finalmente, para el caso C, el cual es una estimación del panorama de edificaciones construidas en la década de 1970, confirma lo que se expone en trabajos relacionados a evaluación de estructuras pertenecientes a esta época, la capacidad es baja, desplazamiento máximo menor a 10cm y es muy probable que se produzca falla por cortante en vigas y columnas debido al fenómeno de degradación de resistencia a cortante descrito anteriormente.



4. DESEMPEÑO SÍSMICO

4.1 Antecedentes

Entre las guías de análisis sísmico que utilizan procedimientos de análisis estático no lineal en sus predicciones de demanda estructural, están el ATC-40 y el FEMA 356. Para predecir el comportamiento inelástico fuerza-deformación de la estructura, ambos documentos implican la generación de una curva pushover, pero difieren en la técnica usada para calcular la demanda (inelástica) de desplazamiento para una determinada acción sísmica.

El FEMA 356 usa el Método del Coeficiente, en donde la demanda de desplazamiento se estima modificando mediante factores las predicciones elásticas de demanda de desplazamiento. El ATC-40, en cambio propone el Método del Espectro de Capacidad, en el que la demanda de desplazamiento se determina a partir de la intersección de una curva de capacidad, derivada de la curva pushover, con una curva de demanda consistente en el espectro de respuesta suavizado representativo de la acción sísmica de diseño, reducida mediante la aplicación de factores para tomar en cuenta los efectos del amortiguamiento histerético.

El Método del Espectro de Capacidad (MEC), en su concepción original (ATC-40) usaba la rigidez secante (en el punto de desempeño) como rigidez lineal efectiva; sin embargo, a partir de la teoría de vibración no lineal, se conoce que la rigidez secante no es un parámetro óptimo de rigidez lineal efectiva para la determinación de la respuesta de sistemas inelásticos sujetos a acciones sísmicas. FEMA 440 reexamina éste y sus elementos asociados con el objetivo de desarrollar procedimientos mejorados de linealización.

4.2 Espectro elástico de respuesta

Se describe el coeficiente de importancia (tabla 4.1), factor z (tabla 4.2) y tipos de suelo (tablas 4.3 y 4.4) previo a la construcción del espectro de respuesta.

Categoría del edificio y coeficiente de importancia

Tabla 4.1 Tipos de uso, destino o importancia de la estructura (NEC-SE-DS, 2015)

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia, sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósitos de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

La edificación es de uso residencial por tanto se toma un coeficiente de importancia igual a 1.

Zona de estudio

Ubicación

La ciudad de Cuenca está ubicada en la provincia del Azuay, situada en la parte meridional de la cordillera andina ecuatoriana, con una altitud aproximada de 2550 m.s.n.m. ubicada en la coordenada referencial UTM 9,687.251 N, 695.380 E (WGS84).

Zona sísmica

El Ecuador se divide en seis zonas sísmicas, caracterizados por el valor del factor de la zona Z. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

En la NEC-15 se especifican seis zonas sísmicas, como se muestran en la figura:

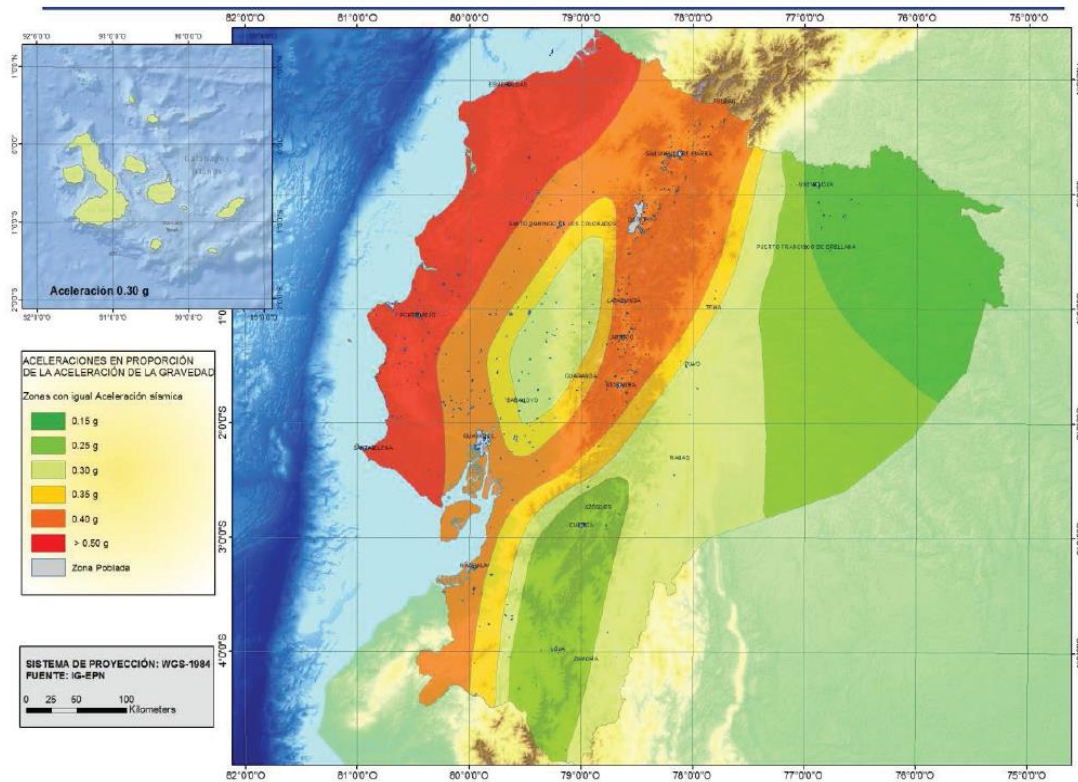


Figura 4.1 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor Z (NEC-SE-DS, 2015)

El mapa de zonificación sísmica para diseño (fig. 4.1) proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

Tabla 4.2 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (NEC-SE-DS, 2015)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta



Z (factor)

El valor Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad (NEC-SE-DS, 2015).

La ciudad de Cuenca se encuentra en la zona sísmica II, y se le asigna un factor de zona Z igual a 0.25g.

Tipo de suelo

La Norma Ecuatoriana de la construcción establece seis tipos de suelo que se muestran en la tabla 4.3.

Tabla 4.3 Clasificación de los perfiles de suelo (NEC-SE-DS, 2015)

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfil de suelos densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplen cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 150$ $100 \text{ kPa} \geq S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla con la velocidad de onda cortante, 0	$V_s \leq 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ KPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista	

Mediante un estudio de microzonificación realizado en la ciudad de Cuenca en el año 2000 se obtuvo un mapa de isoperíodos en donde se constató que la mayor parte de la ciudad de Cuenca está construida sobre terrazas aluviales, con períodos entre 0.3 y 0.4 segundos. Además existen zonas, localizadas en las parroquias de El Vecino y Bellavista (zona de Miraflores) donde el período aumenta a 0.6 segundos (Encalada, 2000). En la tabla 4.4 se muestra la clasificación de suelos de acuerdo al período dominante de vibración del suelo.

Tabla 4.4 Clasificación de perfiles de suelo según CEC 2001 y Diario profesional del instituto de investigación de ingeniería sísmica

Tipo de perfil	Código Ecuatoriano de Construcción 2001	Descripción
		New site coefficients and site classification system used in recent building seismic code provisions
S1	Roca o suelo firme: Rocas y suelos endurecidos con velocidades de onda de corte mayores a 750m/s con períodos de vibración menores a 0.2s.	Perfil con cualquier roca de cualquier característica ya sea de tipo pizarra o cristalina que tiene una velocidad de onda de corte superior a 2500 pies/segundo o condiciones de suelo rígido donde la profundidad del suelo es inferior a 200 pies y los tipos de suelo que cubren la roca son estables depósitos de arenas, gravas o todavía arcillas.
S2	Suelos intermedios: Suelos con características intermedias entre los perfiles de suelo tipo S1 y S3.	Perfil con condiciones profundas de arcilla sin cohesión o rígidas donde la profundidad del suelo excede los 200 pies y el tipo de suelo que cubre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas
S3	Suelos blandos o estratos profundos: Perfiles de suelos blandos o estratos de gran espesor, en los que los períodos fundamentales de vibración son mayores a 0.6s	Perfil con un espesor de 20 a 40 pies de espesor de arcillas duras a medias, con o sin capas intermedias de suelos sin cohesión.
S4	Condiciones especiales de evaluación de suelo.	Perfil caracterizado por una velocidad de onda de corte menor que 500pies/segundo. Contiene más de 40 pies de arcillas suaves o limos.

De acuerdo al período dominante de vibración del suelo se estableció un suelo de tipo S2 para el sector de la Universidad de Cuenca y de tipo S3 para la zona de Miraflores (Jiménez, 2002).

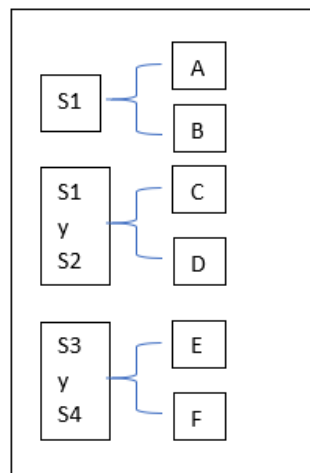


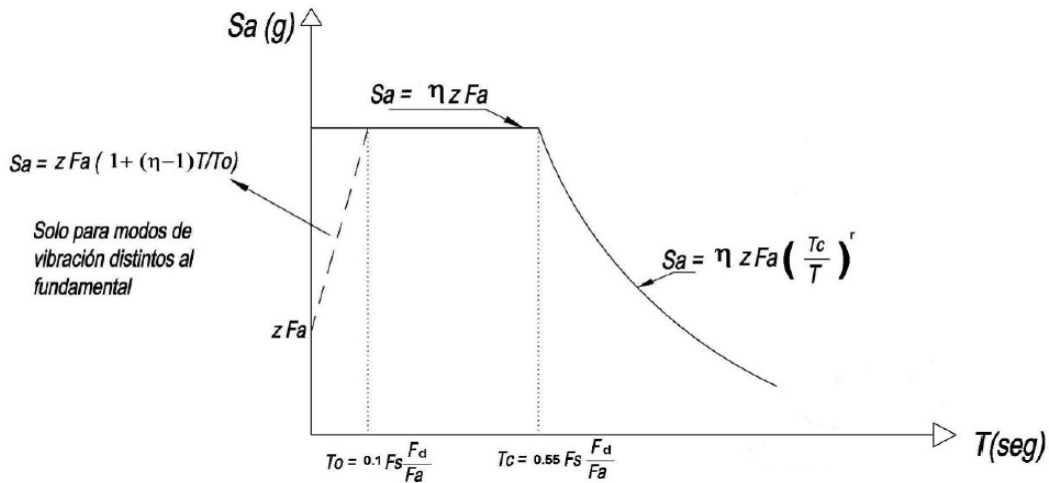
Figura 4.2 Relación de correspondencia entre las dos clasificaciones de suelo (Dobry, Borcherdt, Crouse, & Idriss, 2000)

Según la relación entre la anterior clasificación (CEC 2001) y la actual (NEC 2015), el suelo de la ciudad de Cuenca corresponde a un suelo de tipo C o D. Mientras que en la zona de Miraflores estaría dentro de un tipo de suelo E. La correspondencia aproximada entre la anterior clasificación y la actual fue obtenida del Diario profesional del instituto de investigación de ingeniería sísmica (fig. 4.2). Debido a que no se puede definir claramente el tipo de suelo predominante en la ciudad, es necesario realizar un estudio actualizado de microzonificación.

4.2.1 Espectro de respuesta elástico de diseño

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a (fig. 4.3), expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel de sismo de diseño, consiste en:

- El factor de zona sísmica z .
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a, F_d, F_s .



Dónde:

η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura
T	Periodo fundamental de vibración de la estructura
T_0	Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_c	Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Figura 4.3 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (NEC-SE-DS, 2015)

4.2.2 Espectro de respuesta de diseño para la ciudad de Cuenca

- Factor de zona sísmica $z=0.25g$ correspondiente a la Zona sísmica II.
- El factor de importancia corresponde a un valor de 1, para edificaciones de uso residencial
- Tipo de suelo C.



- Los coeficientes de perfil de suelo están en función del factor z y del tipo suelo, cuyos valores son obtenidos de las tablas del apéndice 1 y los correspondientes para la ciudad se muestran en la tabla 4.5 y la representación del espectro de respuesta en la figura 4.4

Tabla 4.5 Coeficientes de perfil de suelo y de más factores.

Parámetro	Valor
F_a	1.3
F_d	1.28
F_s	0.94
η	2.48
r	1
T_c	0.51

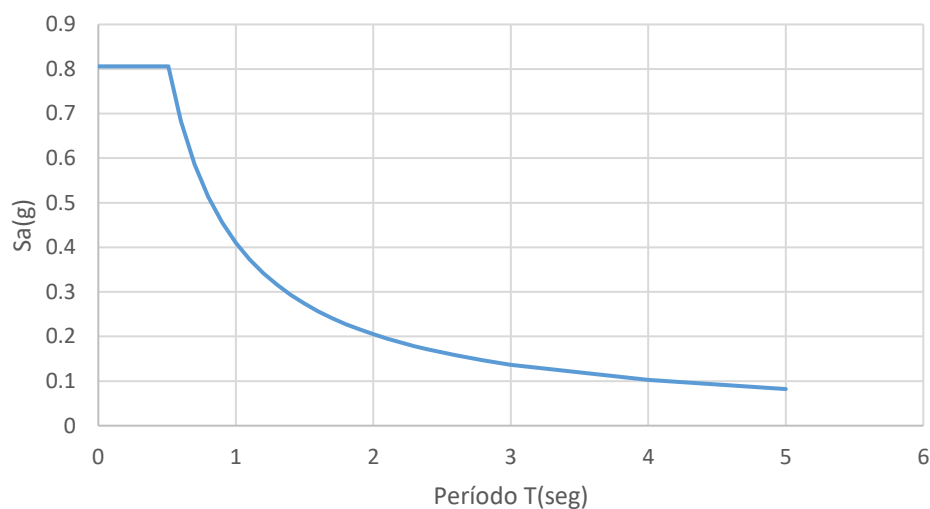


Figura 4.4 Espectro de respuesta para la ciudad de Cuenca

4.3 Desempeño sísmico

Para determinar el desempeño de la estructura en los diferentes casos de estudio, con sus respectivas variaciones realizadas en su diseño, específicamente en lo referente a refuerzo transversal, se hace uso del método del espectro de capacidad FEMA 440 descrito en el Apéndice 2. Esta guía de análisis sísmico presenta cambios y mejoras con respecto a las guías anteriores FEMA 356 Y ATC 440.

Una vez obtenida la curva pushover y el espectro de respuesta, junto con el análisis modal de la estructura, para cada uno de los casos se procedió de la siguiente manera:

1. Conversión de la curva pushover (o de capacidad) a espectro de capacidad y del espectro de respuesta elástico en formato Sa-T a formato Sa-Sd
2. Evaluación del desplazamiento máximo esperado (conocido como punto de desempeño), resultado de la superposición entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido por comportamiento inelástico.



4.3.1 Conversión del espectro de respuesta.

El MEC (FEMA-440, 2005), requiere la transformación de espectros elásticos en formato Sa-T en formato Sa-Sd (ó ADRS: Acceleration-Displacement Response Spectra). Dicha transformación se consigue utilizando la ecuación 4.1 propuesta por Newmark y Hall 1982). El espectro en formato Sa-Sd para la ciudad se muestra en la figura 4.5.

$$Sd = Sa \left(\frac{T^2}{4\pi^2} \right) \quad (4.1)$$

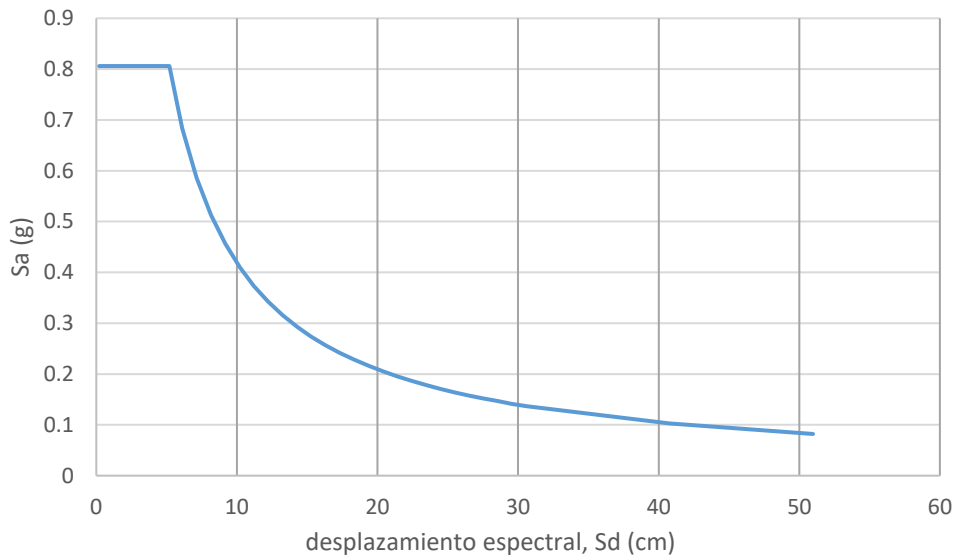


Figura 4.5 Espectro de respuesta en formato ADRS para la ciudad de Cuenca

4.3.2 Conversión de la curva de capacidad

De igual manera, la curva de capacidad (producto del análisis pushover), requiere una transformación en espectro de capacidad en formato Sa-Sd mediante las siguientes ecuaciones:

$$Sa_i = \frac{V_i}{W * \alpha_1} \quad (4.2)$$

$$Sd_i = \frac{\Delta_{piso}}{PF_1} \quad (4.3)$$

donde Sd_i es el desplazamiento espectral; Δ_{piso} es el desplazamiento de piso; PF_1 es el factor de participación modal del primer modo de vibración; Sa_i es la aceleración espectral; V_i es el cortante en la base; W es el peso de la estructura; α_1 es el coeficiente de masa modal del primer modo de vibración

Tanto el coeficiente de masa modal como el factor de participación modal correspondiente al primer modo de vibración, fueron obtenidos de un análisis modal realizado en SAP 2000 cuyos resultados se observan en las tablas 4.6 y 4.7 respectivamente.

Tabla 4.6 Coeficientes de masa modal (α)

Modo	Factor de participación modal de masa
1	0.81
2	0.13
3	0.05
4	0.01

Tabla 4.7 Factor de participación modal (FP)

Modo	Factor de participación modal
1	1.59
2	0.63
3	0.38
4	0.2

4.3.3 Bilinealización del espectro de capacidad

El espectro de capacidad se representa por medio de una curva bilineal simplificada definida por dos puntos de control: capacidad de cedencia (D_y, A_y) y capacidad última (D_u, A_u) (fig. 4.6).

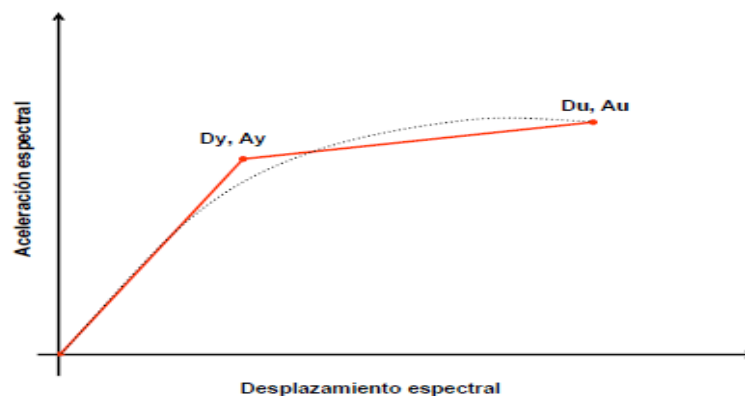


Figura 4.6 Representación bilineal de la curva de capacidad

El punto de cedencia representa el desplazamiento en el que la respuesta del edificio empieza a ser fundamentalmente no lineal. El punto de capacidad última representa el desplazamiento en el que el sistema estructural global ha alcanzado el mecanismo de colapso. Los puntos de capacidad de cedencia y capacidad última son fundamentales ya que se relacionan con la ductilidad global de la estructura.

La representación bilineal se determina bajo un criterio de balance de energía. Partiendo de la rigidez elástica, el punto de cedencia se define de forma que el área bajo la curva de capacidad y el área bajo su aproximación bilineal coincidan. En otras palabras se igualan las áreas que, comprendidas entre ambas curvas, quedan por encima y por debajo de la curva de capacidad (Moreno, 2006).

4.3.4 Umbrales de estado de daño

El daño esperado en un edificio está relacionado con su capacidad y fragilidad. Para el cálculo de los umbrales de daño el método se basa en el uso de desplazamientos espectrales correspondientes a la capacidad de cedencia (D_y) y capacidad última (D_u); es decir, de los dos parámetros que definen el espectro de capacidad bilineal.

Existen varios métodos para evaluar el daño en los edificios. En el proyecto RISK-UE se propone los umbrales de estados de daño basados en el espectro de capacidad del edificio, en su forma bilineal simplificada.

Se suponen cuatro estados de daño: leve, moderado, severo y completo.

Daño leve, es definido antes de alcanzar el punto de cedencia,

$$Sd_1 = 0.7 D_y \quad (4.4)$$

Daño moderado, es definido en el punto de la capacidad de cedencia,

$$Sd_2 = D_y \quad (4.5)$$

Daño severo, es definido después del punto de cedencia, pero no mucho más allá de éste,

$$Sd_3 = D_y + 0.25 (D_u - D_y) \quad (4.6)$$

Daño completo, es un daño muy fuerte donde la estructura es inhabitable pero no colapsa, es definido en el punto de capacidad última

$$Sd_4 = D_u \quad (4.7)$$

En la figura 4.7 se muestra la representación de los umbrales de daño.

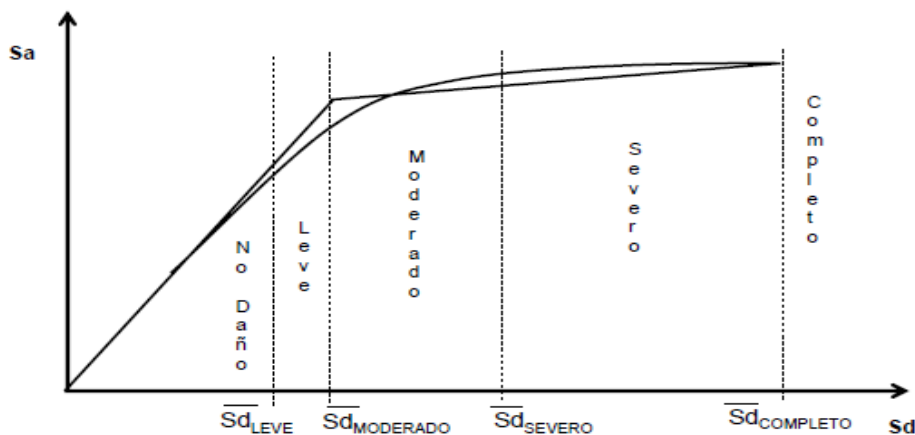


Figura 4.7 Umbrales de los estados de daño adoptados en RISK-UE

4.4 Evaluación del desempeño sísmico MEC-FEMA 440

La respuesta máxima del edificio se obtiene en el punto de intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda. Este punto, denominado punto de desempeño, representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el terremoto de demanda. En la figura 4.8 se representa gráficamente los parámetros que intervienen en la solución.

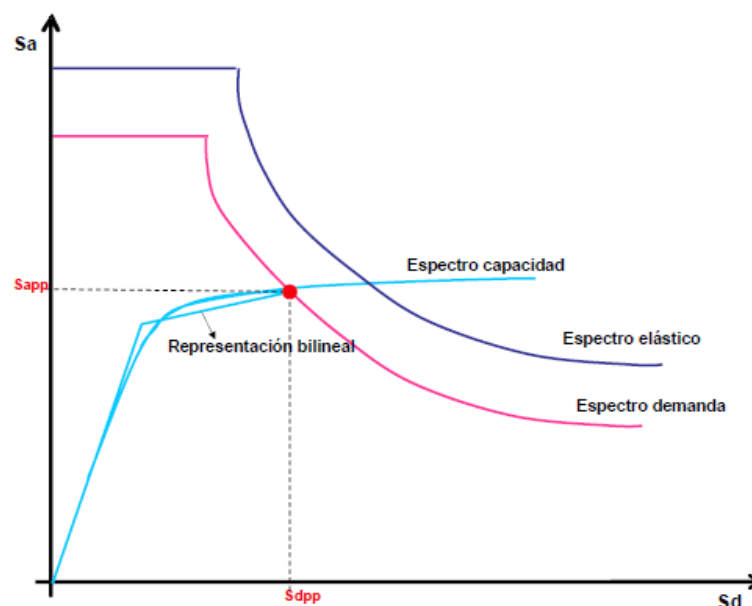


Figura 4.8 Espectros de capacidad, demanda y punto de desempeño (Moreno, 2006)

El MEC-FEMA 440 propone tres procedimientos de evaluación de desempeño sísmico: “A”, “B” y “C”. En este trabajo se adoptó el procedimiento “B” (el más elaborado y preciso). El método de obtención del punto de desempeño se basa en un proceso iterativo que ha sido elaborado en Matlab en el trabajo de titulación de Cabrera & Sánchez, (2016), y ha sido utilizado en trabajos de investigación por la Red Sísmica del Austro.

En el apéndice 2 se describe el procedimiento “B” para la determinación del punto de desempeño sísmico. El procedimiento demanda la adopción de un modelo histerético para el edificio en análisis, para los cuales se contemplan los siguientes tipos de modelos histeréticos 1) bilineal sin degradación 2) con degradación de rigidez. Estos difieren en los factores utilizados en las ecuaciones que participan en la reducción del espectro de demanda, siendo el segundo más preciso para este trabajo. En este trabajo se analiza para ambos casos.

4.4.1 Resultados obtenidos a partir del MEC-FEMA 440

Se muestran los resultados para los casos analizados, determinando el punto de desempeño y los factores de reducción B y M (factores descritos en el apéndice 2). Se muestra además de la curva de capacidad y espectro de demanda, el espectro de demanda reducido y espectro de demanda modificado reducido.

Modelo histerético: Bilineal sin degradación

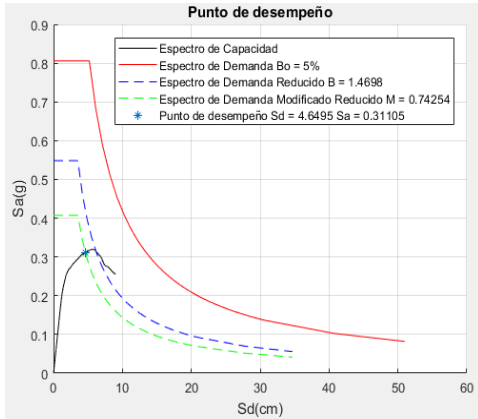


Figura 4.9 Punto de desempeño 1Ø8mm @ 10cm

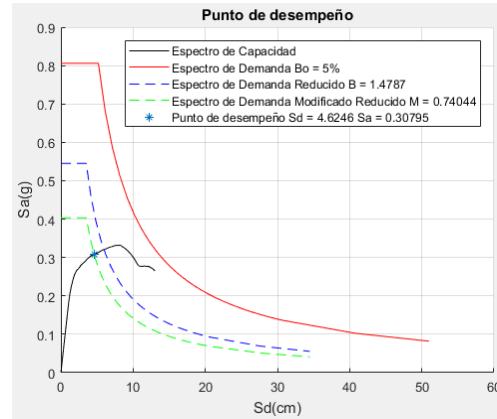


Figura 4.10 Punto de desempeño 1Ø10mm @ 10cm

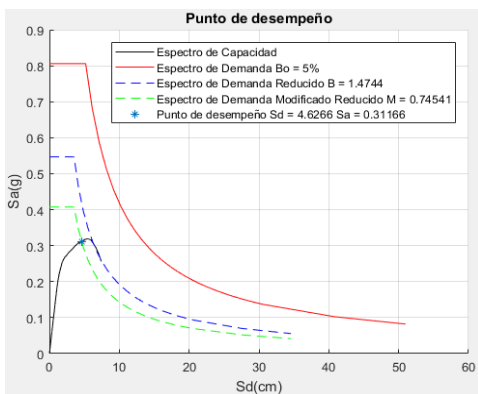


Figura 4.11 Punto de desempeño 1Ø8mm @ 15cm

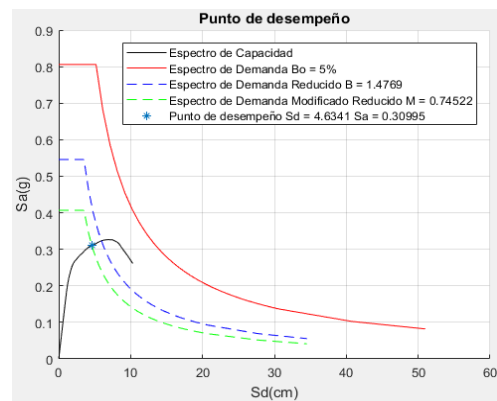


Figura 4.12 Punto de desempeño 1Ø10mm @ 15cm

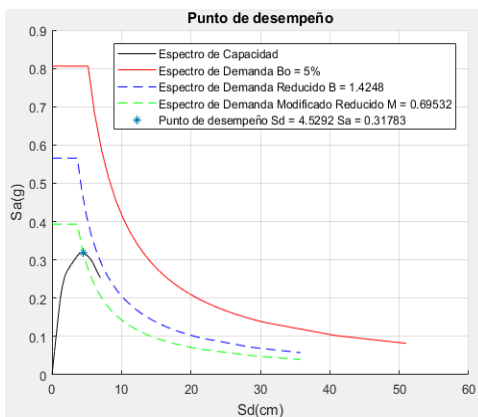


Figura 4.13 Punto de desempeño 1Ø8mm @ 20cm

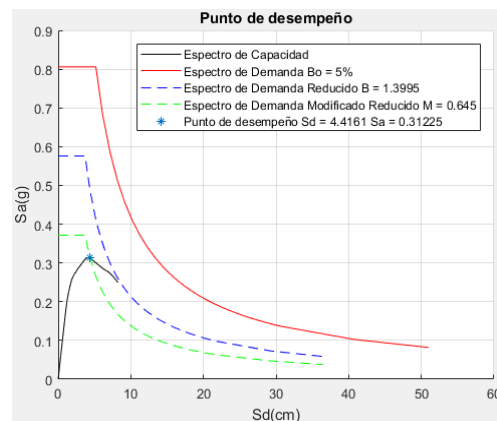


Figura 4.14 Punto de desempeño 1Ø10mm @ 20cm

Modelo hysterético: Con degradación de rigidez

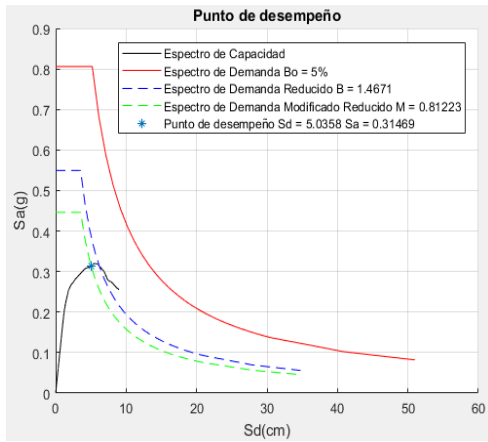


Figura 4.15 Punto de desempeño 1Ø8mm @10cm

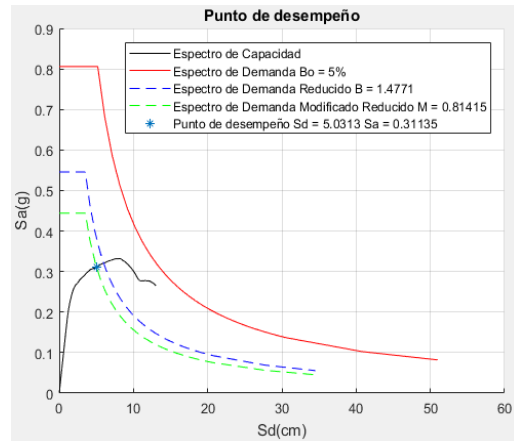


Figura 4.16 Punto de desempeño 1Ø10mm @10cm

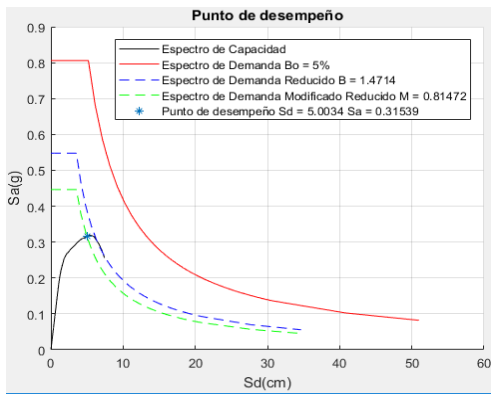


Figura 4.17 Punto de desempeño 1Ø8mm @15cm

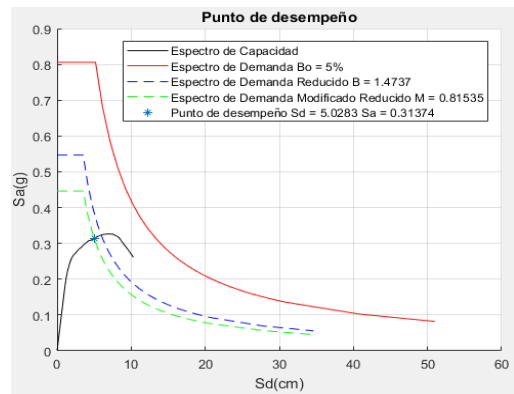


Figura 4.18 Punto de desempeño 1Ø10mm @15cm

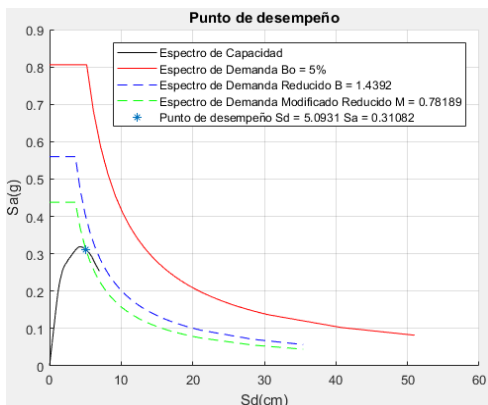


Figura 4.19 Punto de desempeño 1Ø8mm @20cm

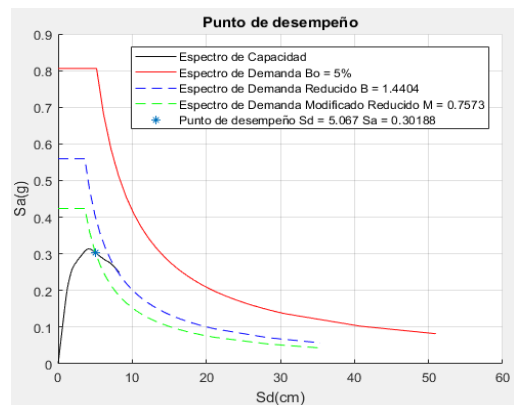


Figura 4.20 Punto de desempeño 1Ø10mm @20cm

4.4.2 Estados de daño

Mediante la curva pushover y su representación bilineal, es posible estimar como primera aproximación el daño probable de la edificación.

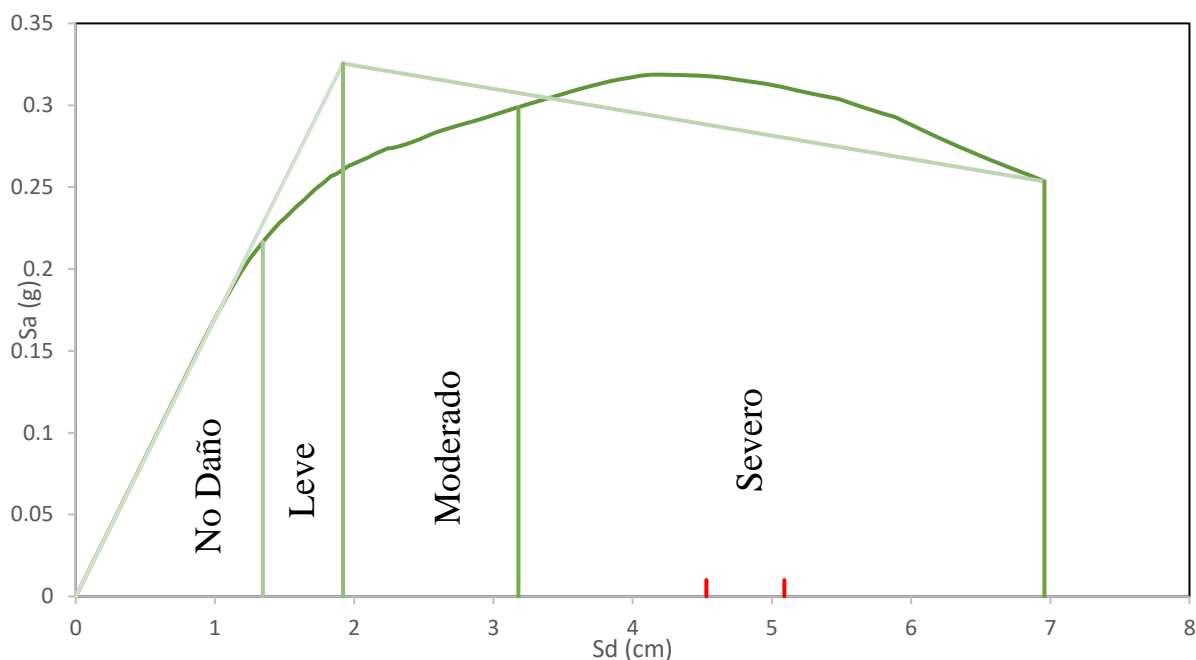


Figura 4.21 Umbrales de daño 1Ø8@20

La figura 4.21 muestra la curva pushover y su representación bilineal para el caso 1Ø8@20cm; sus valores de umbrales de daño se aprecian en la tabla 4.8 y la estimación de daño con sus respectivos puntos de desempeño en la tabla 4.9, esperándose un daño severo para ambos modelos histéricos empleados.

Tabla 4.8 Valores de umbrales de daño 1Ø8@20

Dy	1.92
Du	6.96
Sd1	1.34
Sd2	1.92
Sd3	3.18

Tabla 4.9 Estimación de daño 1Ø 8@20

Punto de desempeño		Daño
Bilineal sin degradación	4.53	Severo
Con degradación de rigidez	5.09	Severo

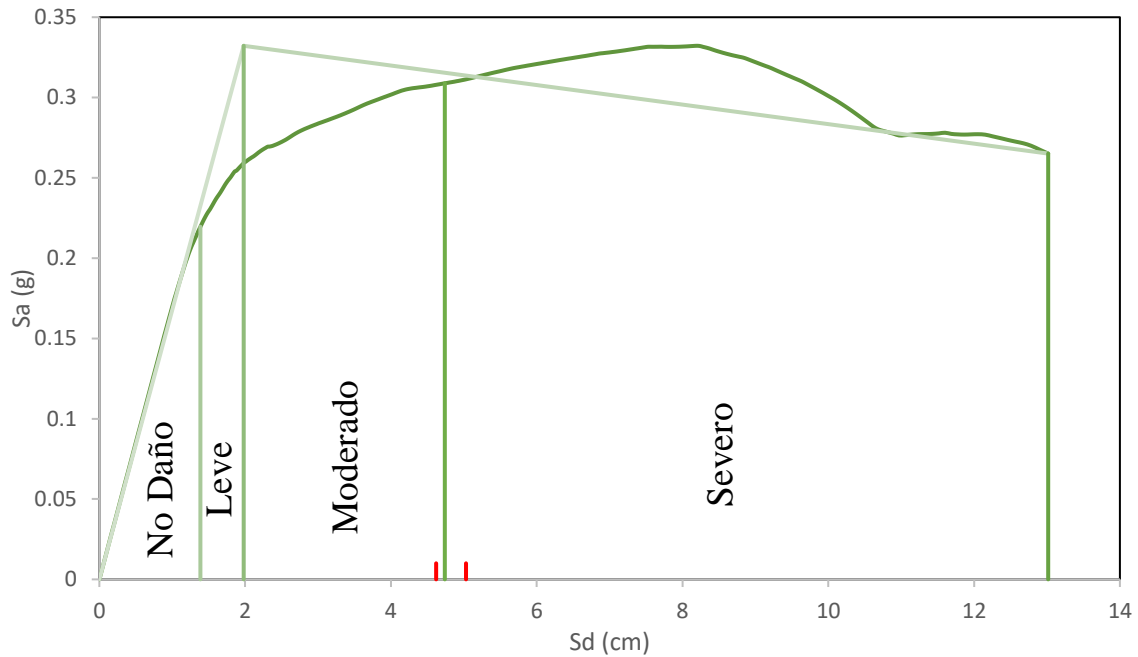


Figura 4.22 Umbrales de daño 1Ø10 @10

De igual manera en la figura 4.22 se muestra la curva pushover y su representación bilineal para el caso 1Ø10@10cm; sus valores de umbrales de daño se aprecian en la tabla 4.10 y la estimación de daño con sus respectivos puntos de desempeño en la tabla 4.11, esperándose un daño moderado en el caso del modelo bilineal sin degradación y un daño severo en el modelo con degradación de rigidez.

Tabla 4.10 Valores de umbrales de daño 1Ø10 @10

Dy	1.98 cm
Du	13.02 cm
Sd1	1.39 cm
Sd2	1.98 cm
Sd3	4.74 cm

Tabla 4.11 Estimación de daño 1Ø@10

Punto de desempeño		Daño
Bilineal sin degradación	4.62 cm	Moderado
Con degradación de rigidez	5.03 cm	Severo



4.5 Discusión de resultados

Si bien se realizó el estudio para diferentes casos, variando la separación de refuerzo transversal en vigas, y variación del diámetro de estribos tanto para vigas como para columnas, el punto de desempeño para cada caso no presenta variaciones significativas. En las figuras 4.9 a la 4.14 se muestra las soluciones gráficas de los puntos de desempeño para un modelo histerético bilineal sin degradación cuyos resultados se aprecian en la tabla 4.12. De igual manera de la figura 4.15 a la 4.20 las soluciones para un modelo histerético con degradación de rigidez cuyos resultados se muestran en la tabla 4.13, constatando que las variaciones realizadas no representan una afección significativa en el punto de desempeño.

Tabla 4.12 Puntos de desempeño Análisis Paramétrico mediante modelo 1

Modelo histerético: Bilineal sin degradación				
	Diámetro de estribos	Separación de estribos (cm)	Punto de desempeño Sd (cm)	Tolerancia (%)
$F_y = 4200\text{kg/cm}^2$ $f'_c = 120\text{kg/cm}^2$	8mm	10	4.65	5
		15	4.63	5
		20	4.53	6
	10mm	10	4.62	5
		15	4.63	5
		20	4.42	9

Tabla 4.13 Puntos de desempeño Análisis Paramétrico mediante modelo 2

Modelo histerético: Con degradación de rigidez				
	Diámetro de estribos	Separación de estribos	Punto de desempeño Sd (cm)	Tolerancia (%)
$F_y = 4200\text{kg/cm}^2$ $f'_c = 120\text{kg/cm}^2$	8mm	10	5.04	6
		15	5	5
		20	5.09	7
	10mm	10	5.03	5
		15	5.03	5
		20	5.07	6

El mayor desplazamiento se da a 5.09cm con un refuerzo de 8mm y una separación del refuerzo transversal de 20cm evaluada en un modelo histerético con degradación de rigidez, que puede ser interpretado como el caso con mayor daño.

Se realiza una primera aproximación de daño para el caso 1Ø8@20cm y para el caso 1Ø10@10cm. En ambos casos se calcula el punto de cedencia (D_y), el punto de capacidad última (D_u), y mediante su correspondiente espectro de capacidad bilineal (figuras 4.21 y 4.22), se definen los límites de umbrales de daño. De esta manera, el daño fluctúa entre moderado y severo, sin embargo, esto no implica que el daño será de este tipo, sino que el mayor porcentaje de probabilidad de daño se concentrará en estos umbrales. Para una mayor comprensión y precisión en la estimación de daño, las curvas de fragilidad son requeridas, no obstante, dicho apartado no es objeto de estudio en el presente trabajo.



El punto de desempeño para los casos B y C, no fueron determinados debido a la no convergencia entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda. Esto se debe a la baja capacidad y pronta degradación presentada en estos casos. La reducción del espectro de demanda depende del amortiguamiento y periodo efectivo; y estos a su vez de la ductilidad y rigidez post-elástica. Por tanto, en los casos B y C después de varias iteraciones, no se obtuvo un valor para el punto de intersección (desempeño) con el que, al reducir el espectro de demanda, corte con el espectro de capacidad y cumpla con el rango de tolerancia dispuesta.



5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones Generales

El presente trabajo evaluó la capacidad y el comportamiento sísmico global de tres casos de estudio y determinó la influencia del refuerzo transversal sobre las curvas de capacidad mediante un análisis paramétrico. Los tres casos principales de estudio se basaron en estadísticas sobre diseño de edificaciones de HA en la década de los 80's, teniendo el caso A como el más favorable y conservador; el caso B como más representativo de este periodo; y el caso C definido para presentar una aproximación al problema en edificaciones pre-1980 considerando una resistencia a la fluencia en el acero de 2800 kg/cm² y una separación de estribos en columnas de 20cm. El análisis paramétrico se realizó sobre las características del caso A mediante la variación del diámetro de refuerzo transversal en vigas y columnas y la variación de la separación del refuerzo trasversal en vigas.

Como se esperaba, el caso más favorable y conservador (caso A) presentó una mayor resistencia y ductilidad sobre los otros dos casos (casos B y C). Esto debido a secciones más robustas que aportaron significativamente a la resistencia. Las menores separaciones de estribos en vigas y mayores diámetros en el refuerzo transversal aportaron a lograr mayores desplazamientos máximos (mayor ductilidad) y por ende mayor disipación de energía

Por otro lado, debido a la mayor resistencia y ductilidad del caso A respecto a los otros 2 casos, se obtuvo un mejor comportamiento sísmico de este. La intersección entre el espectro de respuesta y el espectro de capacidad determina el punto de desempeño. Este punto se presentó en la zona no lineal del espectro de capacidad y mediante las ecuaciones propuestas por el proyecto RISK- UE, se espera un daño entre moderado y severo para edificación evaluada en el caso A. Para los casos B y C se espera un daño severo o el colapso debido a que no se pudo determinar su punto de desempeño mediante el método MEC FEMA 440 al no producirse la intersección de demanda con capacidad. Es de esperar, en base a las curvas de capacidad, que el caso C es el de mayor vulnerabilidad debido a su muy baja resistencia a cortante basal y baja capacidad de desplazamiento máximo.

La ductilidad global de la estructura es un parámetro fundamental en las guías y códigos de diseño sismo resistente actuales. Su control es la base del diseño basado en desplazamientos. A partir del análisis paramétrico se pudo comprobar que la cantidad de refuerzo transversal y su adecuada separación en vigas son fundamentales para conseguir valores más adecuados de ductilidad y un mecanismo inelástico deseado en la estructura. Un buen confinamiento del hormigón en vigas dado por estribos espaciados de acuerdo a las guías de diseño generó ductilidades hasta dos veces mayores que en condiciones no confinadas (mayores a $d/2$). El cortante basal para mejores condiciones de confinamiento no aumentó de manera significativa. En el mejor de los casos se produjo un aumento de alrededor del 6% al disminuir la separación del refuerzo transversal y de un 4% al aumentar el diámetro del estribo. Esto indica un aporte mínimo por parte del refuerzo transversal y su grado de confinamiento a la resistencia de la edificación.



Debido a la naturaleza de las edificaciones con deficiencias de diseño, el modelo planteado permite capturar la falla por cortante aplicando el concepto de degradación de resistencia con el aumento de ductilidad. En las ocho edificaciones, incluidos los tres casos principales de estudio y el análisis paramétrico, no se observó la ocurrencia de falla por cortante, el modo de falla predominante fue por flexión. Así, se puede decir de cierta manera que el diseño es adecuado al evitar una falla frágil como es la falla por cortante. Sin, embargo, la baja ductilidad global de la estructura representa un problema si bien menos grave que la falla frágil, importante y a tener en cuenta ya que implica mayor nivel de daño después de un sismo

5.2 Líneas futuras de investigación y recomendaciones.

Los modos de falla considerados en el presente trabajo fueron por flexión, por cortante y por flexión-cortante en vigas y columnas. Sin embargo, se comprobó anteriormente que el nudo no cumple con los requisitos para pórticos sismo resistentes en lo que respecta a cortante, por lo tanto, es necesario incluir la modelización de los nudos en una futura investigación. Si bien la falla por cortante en el nudo es menos probable que conduzca un colapso catastrófico, pero sí provocará un ablandamiento extremo de la estructura (NZSEE, 2006).

A partir de los resultados del caso C, se pudo ver la gran vulnerabilidad de las estructuras construidas previas a la década de 1980 a sufrir falla por cortante en columnas. Por lo tanto, es necesario aplicar una modelización similar a la de este trabajo que considere la posibilidad de falla por cortante para evaluar de manera adecuada edificaciones en este periodo previo en base a información estadística de las características tipológicas de la época ya que el caso C del presente trabajo sólo tuvo el fin de aproximar la magnitud del problema en estas edificaciones.

Una evaluación completa de una edificación comprende en que luego de haber determinado el punto de desempeño, se debe construir las curvas de fragilidad, de tal manera que con ello se pueda determinar la probabilidad de daño en la edificación. Posteriormente, se puede obtener matrices de probabilidad de daño, las cuales permiten construir escenarios de daño que, a su vez, permitirían estimar las pérdidas esperadas, como víctimas y coste económico. Aunque se cuenta con información para la construcción de curvas de fragilidad para ciertas clases de edificios; en la ciudad dicha información aún no ha sido desarrollada.

Las ecuaciones de los códigos para determinar la resistencia a cortante se saben que son excesivamente conservadoras debido a que trata de predecir los resultados de las pruebas las cuales presentan una amplia dispersión. Por lo tanto, se recomienda que la resistencia al cortante de la columna se evalúe usando ecuaciones que sean más realistas que las actuales incorporadas en los códigos, y las cuales reflejen la dependencia de la resistencia a cortante con la ductilidad rotacional (Priestley, 1995).

El efecto P-Delta causado por los efectos de segundo orden efecto de las cargas gravitacionales en una estructura, influye en la curva de capacidad y debe ser tomado en cuenta principalmente por lo siguiente (Krawinkler, 2017).



-
- Cambio en el llamado mecanismo de colapso y concentración de rotulas plásticas en los pisos inferiores donde P es grande. Esto puede desatar mecanismo de pido blando en la estructura.
 - La rigidez efectiva post-cedencia de la estructura puede variar en una gran cantidad, y la capacidad de colapso variará de manera correspondiente.



BIBLIOGRAFÍA.

- ACI-318S. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*.
- Aguilar, R., Mora, D., & Rodriguez, M. (2015). Diagrama Momento-Curvatura y Momento-Rotación para Elementos de Hormigón Armado y Acero con ASCE/SEI 41. *Revista Ciencia*.
- Alves, & Soares de Souza, . (2014). Descripción De Fallas Mas Comunes En Estructuras De Concreto Reforzado Y Mampostería. *Igarss 2014*, (1), 1–5.
- ASCE/SEI 41-13. (2013). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*.
- Aschheim, M., & Moehle, J. (1992). *Shear strength and deformability of RC bridge columns subjected to inelastic displacements*. University of California, Berkeley.
- Bisch, P., Carvalho, E., Degee, H., Fajfar, P., & Fardes, M. (2012). *Eurocode 8 : Seismic Design of Buildings Worked examples. European Committee for Normalization, Brussels* (Vol. 1). <https://doi.org/10.2788/91658>
- Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Cabrera, E., & Sánchez, J. (2016). *Evaluación de desempeño sísmico de un edificio aporticado de hormigón armado usando el método actualizado del espectro de capacidad FEMA 440*. Universidad de Cuenca.
- Cárdenas, R. (2010). *Estudio comparativo de análisis sísmicos simplificados y el análisis dinámico incremental en el cálculo de la curva de capacidad*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Carr, A. J. (2007). *Ruamoko* (Vol. 1).
- Chérres, M., & Peñafiel, C. (2000). *Determinación del índice de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca*. Universidad de Cuenca.
- Dobry, R., Borcherdt, R., Crouse, C., & Idriss, L. (2000). New site coefficients and site classification system used recent building seismic code provisions, *16*, 316.
- Elwood, K., & Moehle, J. (2004). Evaluation of existing reinforced concrete columns. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, (579). Retrieved from http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_579.pdf
- Encalada, M. (2000). *Zonificación de la ciudad de Cuenca en función de los períodos dominantes de vibración de los suelos*. Universidad de Cuenca.
- FEMA-440. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. *FEMA 440, Federal Emergency Management Agency, Washington DC*, (June).
- Hakuto, S. (1995). *Retrofitting-Reinforced-Concrete-Moment-Resisting-Frames(1of2).Pdf*.
- Hirosawa, M. (1977). *Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members*. Tokio.
- Jimenez, J. (2017). Vulnerabilidad sísmica del patrimonio edificado del Centro Histórico de la Ciudad de Cuenca: Lineamientos generales y avances del proyecto.
- Jiménez, J. (2002). *Vulnerabilidad Sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca mediante técnicas de simulación*. Escuela Politécnica Nacional.
- Jiménez, J. (2016). *Evaluación sísmica de edificios de mampostería no reforzada típicos de Barcelona: modelización y revisión de la aplicación del Método del Espectro de Capacidad*. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Krawinkler, H. (2017). P-Delta and Minimum Base Shear, 1–4.
- Meneses, P. (2006). *Análisis de Edificios de Hormigón Armado en Base a Pórticos Planos Acoplados a Muros de Altura Parcial*. Universidad Austral de Chile.



- Moehle, J. P. (2003). Shake Table Tests and Analytical Studies on the Shake Table Tests and Analytical Studies on the.
- Moreno, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
- NEC-SE-CG. (2015). Norma NEC-SE-CG Cargas (No Sísmicas), *Capítulo 1*.
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC: NEC-SE-DS - Peligro Sísmico/Diseño Sismo Resistente*.
- NEC-SE-HM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC: NEC-SE-HM - Estructuras de Hormigón Armado*.
- NZS 3101. (2006). *Concrete Structures Standard, Part 1: The Design of Concrete Structures*. Standards Association of New Zealand (Vol. 1). <https://doi.org/ISBN 1-86975-043-8>
- NZSEE. (2006). *Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquake*. *Earthquake*.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Estructuras de Concreto Reforzado*. New York: John Wiley & Sons.
- Priestley. (1994). Seismic shear strength of reinforced concrete, *120*(8), 2310–2329.
- Priestley, M. (1995). Displacement-Based Seismic Assessment of Existing Reinforced Concrete Buildings. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*. Retrieved from [http://www.nzsee.org.nz/db/Bulletin/Archive/29\(4\)0256.pdf](http://www.nzsee.org.nz/db/Bulletin/Archive/29(4)0256.pdf)
- Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press.
- Rivera, M., & Rivera, M. (2008). *Juan Bautista Stiehle, arquitecto redentorista: biografía y correspondencia*. Cuenca-Ecuador.
- Romo, M. (2008). Temas de Hormigón Armado. *Escuela Pólitecnica Del Ejercito -Ecuador*.
- Salas, N. (2013). El diseño por capacidad en elementos de hormigón armado.
- Satyarno, I. (2000). *Adaptive pushover analysis for the seismic assessment of older reinforced concrete buildings*. University of Catenbury. New Zealand.
- Setzler, E. J., & Sezen, H. (2008). Model for the lateral behavior of reinforced concrete columns including shear deformations. *Earthquake Spectra*, *24*(2), 493–511.
- Sezen, H. (2008). Shear deformation model for reinforced concrete columns. *Structural Engineering and Mechanics*, *28*(1), 39–52.
- Sezen, H., & Moehle, J. P. (2004). Shear strength model for lightly reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering-Asce*, *130*(11), 1692–1703.
- Soesianawati, M. (1986). Limited ductility design of reinforced concrete columns.
- Themelis, S. (2008). Pushover Analysis for Seismic Assessment and Design of Structures. *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, *18*(19).
- Watanabe, F., & Ichinose, T. (1992). *Strength and ductility of RC members subjected to combined bending and shear*. Elsevier Applied Science. New York.
- Yoshimura, M., & Yamanaka, N. (2000). The Second U . S . -Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for reinforced concrete building structures. *Proceedings of the 2nd US-Japan Workshop PBEE Methodology for RC Building Structures*, (march).

ANEXOS

Anexo 1

A.1 Cálculo de cargas axiales de diseño por capacidad según el NZS 3101 y Propiedades

La carga axial para diseño por capacidad se aplica cuando la estructura está sufriendo una deformación inelástica extensa. En consecuencia, la teoría de elasticidad lineal no se aplica y las fuerzas axiales no se pueden obtener a partir de un análisis elástico. Las fuerzas axiales de diseño en las columnas se calculan partiendo de la suposición de que todas las regiones plásticas primarias mantienen sus acciones de sobrerresistencia. La forma más simple de lograr este objetivo es calcular la fuerza axial como tres componentes separados:

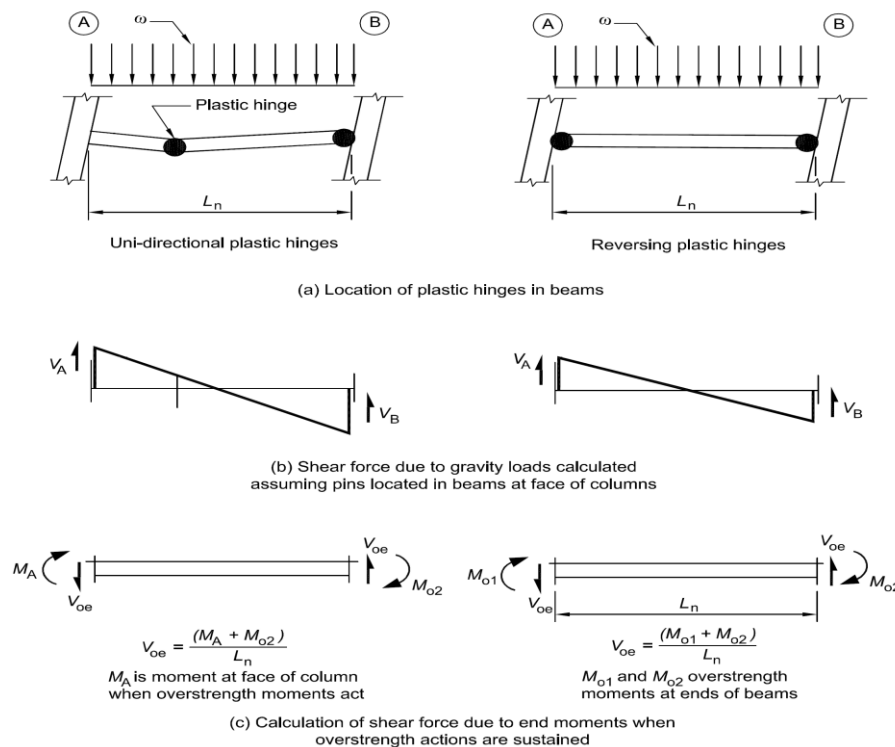


Figura A1.1 Cálculo de fuerzas axiales en las columnas (Fig. tomada de NZS 3101: Parte 1:2006)

- La carga muerta de la columna y de cualquier elemento unido a ella. En este caso se consideró el peso de las columnas ($W_{columna}$) sobre el nivel considerado y la carga de compresión (reacción) inducida por las vigas normales al plano del pórtico (V ortogonal)
- El cortante transmitido a la columna debido a cargas gravitacionales que actúan en la viga, pero ignorando cualquier fuerza de corte generada por los momentos en los extremos. Estos valores se calculan asumiendo que la viga está simplemente apoyada en las caras de las columnas como se muestra en la fig. CD 6(b)
- El cortante en la viga inducido por los momentos en los extremos de las vigas cuando están desarrollando su sobrerresistencia (momentos plásticos) en las zonas de potencial

formación de rótulas plásticas como se ilustra en la fig.CD.6 (c). Esta componente, N_{oe} , está dada por la siguiente ecuación:

$$N_{oe} = R_v \sum V_{oe} \quad (1)$$

donde R_v es un coeficiente dado por la siguiente expresión:

$$R_v = 1.0 - 0.015n \geq 0.7 \quad (2)$$

n = número de pisos sobre el nivel considerado,

$\sum V_{oe}$ es la suma de acciones de corte en las vigas por encima del nivel considerado debido a los momentos en los extremos, que están siendo soportadas cuando acciones de sobrerresistencia actúan en las vigas.

La fuerza axial resultante en cualquier nivel es igual a la suma de las fuerzas resultantes (suma de las 3 componentes por separado) que actúan sobre las columnas por encima del nivel considerado. Sin embargo, dado que no todas las rotulas plásticas en las vigas por encima del nivel considerado mantendrán sus acciones de sobrerresistencia simultáneamente, la componente debida al cortante inducido por los momentos plásticos es reducida mediante el factor R_v .

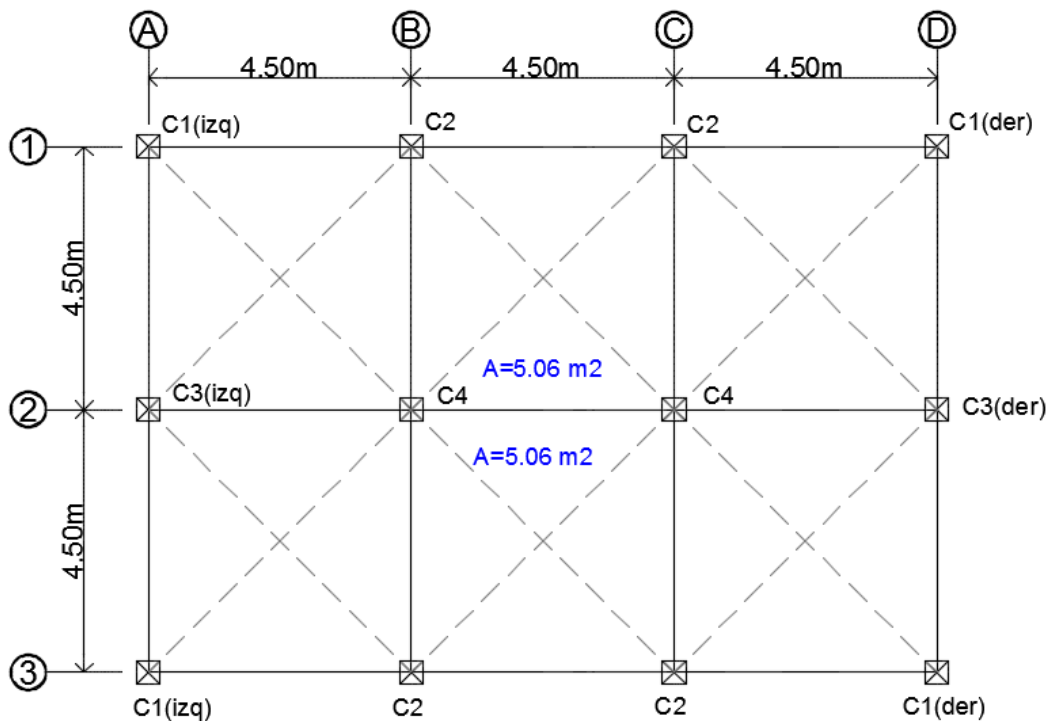


Figura A2.2 Planta, designación de columnas y áreas tributarias

Notación: C1 (der)-4: Columna C1 derecha piso 4



N=2 : Viga AXIAL=0kg

Tabla A1.1 Resultados de cargas axiales en columnas caso A

N	Elemento	Descripción	AXIAL (kg) (- COMP)
3	FRAME	! Rótula col C1 izq-1	-8543.0
4	FRAME	! Rótula col C1 izq-2	-6507.9
5	FRAME	! Rótula col C1 izq-3	-4405.7
6	FRAME	! Rótula col C1 izq-4	-2236.4
7	FRAME	! Rótula col C2-1	-32463.8
8	FRAME	! Rótula col C2-2	-24730.3
9	FRAME	! Rótula col C2-3	-16741.8
10	FRAME	! Rótula col C2-4	-8498.4
11	FRAME	! Rótula col C1 der-1	-31408.8
12	FRAME	! Rótula col C1 der-2	-23926.6
13	FRAME	! Rótula col C1 der-3	-16197.7
14	FRAME	! Rótula col C1 der-4	-8222.2
15	FRAME	! Rótula col C3 izq-1	-25715.8
16	FRAME	! Rótula col C3 izq-2	-19589.8
17	FRAME	! Rótula col C3 izq-3	-13261.8
18	FRAME	! Rótula col C3 izq-4	-6731.9
19	FRAME	! Rótula col C4 -1	-64334.1
20	FRAME	! Rótula col C4 -2	-49008.4
21	FRAME	! Rótula col C4 -3	-33177.5
22	FRAME	! Rótula col C4 -4	-16841.4
23	FRAME	! Rótula col C3 der-1	-48581.6
24	FRAME	! Rótula col C3 der-2	-37008.5
25	FRAME	! Rótula col C3 der-3	-25053.9
26	FRAME	! Rótula col C3 der-4	-12717.7

Tabla A1.2 Resultados cargas axiales columnas caso B

N	Elemento	Descripción	AXIAL (kg) (- COMP)
3	FRAME	! Rótula col C1 izq-1	-13632.2
4	FRAME	! Rótula col C1 izq-2	-10384.7
5	FRAME	! Rótula col C1 izq-3	-7030.2
6	FRAME	! Rótula col C1 izq-4	-3568.6
7	FRAME	! Rótula col C2-1	-35405.7
8	FRAME	! Rótula col C2-2	-26971.4
9	FRAME	! Rótula col C2-3	-18259.0
10	FRAME	! Rótula col C2-4	-9268.5
11	FRAME	! Rótula col C1 der-1	-29261.5
12	FRAME	! Rótula col C1 der-2	-22290.8
13	FRAME	! Rótula col C1 der-3	-15090.3
14	FRAME	! Rótula col C1 der-4	-7660.1



15	FRAME	! Rótula col C3 izq-1	-30805.0
16	FRAME	! Rótula col C3 izq-2	-23466.6
17	FRAME	! Rótula col C3 izq-3	-15886.4
18	FRAME	! Rótula col C3 izq-4	-8064.1
19	FRAME	! Rótula col C4 -1	-67276.0
20	FRAME	! Rótula col C4 -2	-51249.5
21	FRAME	! Rótula col C4 -3	-34694.7
22	FRAME	! Rótula col C4 -4	-17611.5
23	FRAME	! Rótula col C3 der-1	-46434.3
24	FRAME	! Rótula col C3 der-2	-35372.7
25	FRAME	! Rótula col C3 der-3	-23946.5
26	FRAME	! Rótula col C3 der-4	-12155.6

Tabla A1.3 Resultados cargas axiales en columnas caso C

N	Elemento	Descripción	AXIAL (kg) (- COMP)
3	FRAME	! Rótula col C1 izq-1	-16861.9
4	FRAME	! Rótula col C1 izq-2	-12845.1
5	FRAME	! Rótula col C1 izq-3	-8695.8
6	FRAME	! Rótula col C1 izq-4	-4414.1
7	FRAME	! Rótula col C2-1	-37240.5
8	FRAME	! Rótula col C2-2	-28369.1
9	FRAME	! Rótula col C2-3	-19205.2
10	FRAME	! Rótula col C2-4	-9748.8
11	FRAME	! Rótula col C1 der-1	-27866.6
12	FRAME	! Rótula col C1 der-2	-21228.2
13	FRAME	! Rótula col C1 der-3	-14371.0
14	FRAME	! Rótula col C1 der-4	-7294.9
15	FRAME	! Rótula col C3 izq-1	-34034.7
16	FRAME	! Rótula col C3 izq-2	-25927.0
17	FRAME	! Rótula col C3 izq-3	-17551.9
18	FRAME	! Rótula col C3 izq-4	-8909.6
19	FRAME	! Rótula col C4 -1	-69110.8
20	FRAME	! Rótula col C4 -2	-52647.2
21	FRAME	! Rótula col C4 -3	-35640.9
22	FRAME	! Rótula col C4 -4	-18091.8
23	FRAME	! Rótula col C3 der-1	-45039.4
24	FRAME	! Rótula col C3 der-2	-34310.1
25	FRAME	! Rótula col C3 der-3	-23227.1
26	FRAME	! Rótula col C3 der-4	-11790.4



A.2 Propiedades de los elementos

Sección 1: Frame, vinculo rígido (rigidez alta)

Tabla A1.4 Propiedades de columnas para flexión caso A

Sección	Elemento	Descripción	My (kg*m)	Mu (kg*m)	kf (kg*m/rad)	r	Duct 1	Duct 2	Vp (kg)
2	FRAME	! Rótula viga	9541.75	11058.14	2809929.15	0.007	24.51	49.02	
3	FRAME	! Rótula col C1 izq-1	14872.36	18789.50	6097426.70	0.0157	18.04	36.08	13918.15
4	FRAME	! Rótula col C1 izq-2	14634.39	18606.53	6024535.97	0.0156	18.67	37.29	13782.61
5	FRAME	! Rótula col C1 izq-3	14378.28	18413.83	5946936.41	0.0154	19.33	38.63	13639.87
6	FRAME	! Rótula col C1 izq-4	14053.96	18210.94	5864320.89	0.0155	20.04	40.08	13489.59
7	FRAME	! Rótula col C2-1	17593.27	20701.48	6801694.56	0.0163	11.81	23.58	15334.43
8	FRAME	! Rótula col C2-2	16731.22	20170.28	6603115.76	0.0164	13.72	27.44	14940.95
9	FRAME	! Rótula col C2-3	15821.93	19508.29	6369458.69	0.0162	15.32	30.64	14450.58
10	FRAME	! Rótula col C2-4	14867.13	18785.51	6095845.36	0.0157	18.04	36.13	13915.19
11	FRAME	! Rótula col C1 der-1	17476.83	20641.29	6776139.52	0.0164	11.96	23.92	15289.85
12	FRAME	! Rótula col C1 der-2	16640.56	20104.97	6580949.59	0.0163	13.88	27.80	14892.57
13	FRAME	! Rótula col C1 der-3	15759.39	19461.38	6352443.92	0.0161	15.44	30.88	14415.84
14	FRAME	! Rótula col C1 der-4	14834.91	18760.89	6086080.00	0.0157	18.13	36.29	13896.95
15	FRAME	! Rótula col C3 izq-1	16842.15	20249.42	6629896.01	0.0164	13.52	27.04	14999.57
16	FRAME	! Rótula col C3 izq-2	16148.09	19749.90	6456205.48	0.0163	14.72	29.44	14629.56
17	FRAME	! Rótula col C3 izq-3	15420.73	19203.94	6258118.68	0.0160	16.12	32.24	14225.14
18	FRAME	! Rótula col C3 izq-4	14660.64	18626.83	6032672.92	0.0156	18.58	37.17	13797.65
19	FRAME	! Rótula col C4 -1	22431.30	24047.20	7360491.35	0.0104	8.07	16.17	17812.74
20	FRAME	! Rótula col C4 -2	19360.17	21501.86	7141831.45	0.0130	9.52	19.00	15927.31
21	FRAME	! Rótula col C4 -3	17671.81	20741.48	6818706.34	0.0162	11.69	23.35	15364.06
22	FRAME	! Rótula col C4 -4	15833.39	19516.86	6372560.97	0.0162	15.28	30.60	14456.94
23	FRAME	! Rótula col C3 der-1	19316.15	21482.65	7134441.62	0.0132	9.52	19.04	15913.08
24	FRAME	! Rótula col C3 der-2	18090.08	20946.42	6906336.50	0.0157	11.12	22.19	15515.87
25	FRAME	! Rótula col C3 der-3	16767.68	20196.36	6611958.60	0.0164	13.64	27.32	14960.27
26	FRAME	! Rótula col C3 der-4	15357.75	19155.45	6240170.86	0.0160	16.24	32.48	14189.23

Tabla A1.5 Propiedades de columnas para cortante Caso A

Sección	Elemento	Descripción	Axial (kg)	Vc (kg)	Vmax (kg)	Alfa	Duct 1	Duct 2	Res (V/Vmax)	Vmax/Vp
2	FRAME	! Rótula viga	0.0	7154.62	25203.8	0.15	1	40.4	0.82	
3	FRAME	! Rótula col C1 izq-1	8543.0	9139.98	34935.6	0.11	1	16.0	0.7	2.5
4	FRAME	! Rótula col C1 izq-2	6507.9	8925.85	34721.5	0.11	1	16.3	0.7	2.5



5	FRAME	! Rótula col C1 izq-3	4405.7	8699.13	34494.8	0.11	1	16.6	0.7	2.5
6	FRAME	! Rótula col C1 izq-4	2236.4	8458.81	34254.4	0.11	1	16.9	0.7	2.5
7	FRAME	! Rótula col C2-1	32463.8	11358.19	37153.8	0.23	1	25.8	0.7	2.4
8	FRAME	! Rótula col C2-2	24730.3	10691.51	36487.1	0.23	1	27.4	0.7	2.4
9	FRAME	! Rótula col C2-3	16741.8	9956.09	35751.7	0.11	1	14.9	0.7	2.5
10	FRAME	! Rótula col C2-4	8498.4	9135.34	34931.0	0.11	1	16.0	0.7	2.5
11	FRAME	! Rótula col C1 der-1	31408.8	11269.57	37065.2	0.23	1	26.0	0.7	2.4
12	FRAME	! Rótula col C1 der-2	23926.6	10619.83	36415.4	0.11	1	14.1	0.7	2.4
13	FRAME	! Rótula col C1 der-3	16197.7	9904.02	35699.6	0.11	1	15.0	0.7	2.5
14	FRAME	! Rótula col C1 der-4	8222.2	9106.56	34902.2	0.11	1	16.0	0.7	2.5
15	FRAME	! Rótula col C3 izq-1	25715.8	10778.76	36574.4	0.23	1	27.2	0.7	2.4
16	FRAME	! Rótula col C3 izq-2	19589.8	10224.35	36020.0	0.11	1	14.6	0.7	2.5
17	FRAME	! Rótula col C3 izq-3	13261.8	9618.15	35413.8	0.11	1	15.4	0.7	2.5
18	FRAME	! Rótula col C3 izq-4	6731.9	8949.67	34745.3	0.11	1	16.2	0.7	2.5
19	FRAME	! Rótula col C4 -1	64334.1	13769.11	39564.7	0.23	1	20.7	0.7	2.2
20	FRAME	! Rótula col C4 -2	49008.4	12667.16	38462.8	0.23	1	22.9	0.7	2.4
21	FRAME	! Rótula col C4 -3	33177.5	11417.76	37213.4	0.23	1	25.6	0.7	2.4
22	FRAME	! Rótula col C4 -4	16841.4	9965.59	35761.2	0.11	1	14.9	0.7	2.5
23	FRAME	! Rótula col C3 der-1	48581.6	12635.09	38430.7	0.23	1	23.0	0.7	2.4
24	FRAME	! Rótula col C3 der-2	37008.5	11732.31	37527.9	0.23	1	24.9	0.7	2.4
25	FRAME	! Rótula col C3 der-3	25053.9	10720.24	36515.9	0.23	1	27.3	0.7	2.4
26	FRAME	! Rótula col C3 der-4	12717.7	9564.24	35359.9	0.11	1	15.4	0.7	2.5

Tabla A1.6 Propiedades de columnas para flexión caso B

Sección	Elemento	Descripción	My (kg*m)	Mu (kg*m)	kf (kg*m/rad)	r	Duct 1	Duct 2	Vp (kg)
2	FRAME	! Rótula viga	6439.97	7426.36	1728551.90	0.030	6.14	12.29	
3	FRAME	! Rótula col C1 izq-1	10406.66	12771.89	2923826.41	0.074	4.03	8.03	9460.66
4	FRAME	! Rótula col C1 izq-2	10149.86	12501.63	2890287.06	0.071	4.29	8.54	9260.47
5	FRAME	! Rótula col C1 izq-3	9881.03	12217.63	2852212.16	0.068	4.43	8.86	9050.10
6	FRAME	! Rótula col C1 izq-4	9600.18	11919.69	2809165.48	0.066	4.71	9.44	8829.40
7	FRAME	! Rótula col C2-1	12864.32	13884.30	3068747.51	0.054	2.48	4.98	10284.67
8	FRAME	! Rótula col C2-2	12475.39	13547.80	3028746.79	0.048	2.80	5.61	10035.41
9	FRAME	! Rótula col C2-3	10765.97	13100.36	2966114.81	0.079	3.78	7.56	9703.97
10	FRAME	! Rótula col C2-4	10060.79	12407.66	2878008.98	0.070	4.31	8.66	9190.86
11	FRAME	! Rótula col C1 der-1	12617.63	13708.08	3041600.84	0.052	2.68	5.37	10154.13
12	FRAME	! Rótula col C1 der-2	11071.99	13281.57	2997822.18	0.083	3.41	6.81	9838.20
13	FRAME	! Rótula col C1 der-3	10520.77	12891.66	2937843.20	0.076	3.94	7.92	9549.38
14	FRAME	! Rótula col C1 der-4	9931.77	12271.32	2859631.67	0.069	4.40	8.80	9089.87
15	FRAME	! Rótula col C3 izq-1	12684.48	13759.78	3049425.28	0.053	2.57	5.14	10192.43



16	FRAME	! Rótula col C3 izq-2	11159.86	13332.19	3006181.33	0.084	3.32	6.68	9875.70
17	FRAME	! Rótula col C3 izq-3	10582.74	12956.63	2945226.97	0.077	3.92	7.86	9597.50
18	FRAME	! Rótula col C3 izq-4	9964.25	12305.67	2864324.31	0.069	4.37	8.74	9115.31
19	FRAME	! Rótula col C4 -1	13751.76	14597.29	2965443.87	0.084	1.74	3.50	10812.81
20	FRAME	! Rótula col C4 -2	13399.79	14281.89	3088681.98	0.058	2.14	4.26	10579.18
21	FRAME	! Rótula col C4 -3	12837.11	13865.24	3066152.98	0.053	2.50	5.00	10270.55
22	FRAME	! Rótula col C4 -4	10716.19	13070.24	2960579.46	0.078	3.83	7.64	9681.66
23	FRAME	! Rótula col C3 der-1	13253.36	14167.74	3090448.96	0.057	2.21	4.44	10494.62
24	FRAME	! Rótula col C3 der-2	12863.07	13883.42	3068630.27	0.054	2.48	4.98	10284.02
25	FRAME	! Rótula col C3 der-3	11195.54	13352.54	3009479.03	0.084	3.30	6.62	9890.77
26	FRAME	! Rótula col C3 der-4	10290.34	12649.59	2908976.24	0.072	4.20	8.40	9370.07

Tabla A1.7 Propiedades de columnas para cortante Caso B

Sección	Elemento	Descripción	Axial (kg)	Vc (kg)	Vmax (kg)	Alfa	Duct 1	Duct 2	Res (V/Vmax)	Vmax/Vp
2	FRAME	! Rótula viga	0.00	6168.50	10518.99	0.06	1	53.31	0.63	
3	FRAME	! Rótula col C1 izq-1	13632.20	4757.35	17128.69	0.10	1	14.06	0.7	1.81
4	FRAME	! Rótula col C1 izq-2	10384.74	4531.61	16902.95	0.10	1	14.81	0.7	1.83
5	FRAME	! Rótula col C1 izq-3	7030.22	4285.96	16657.30	0.10	1	15.68	0.7	1.84
6	FRAME	! Rótula col C1 izq-4	3568.64	4016.75	16388.09	0.10	1	16.68	0.7	1.86
7	FRAME	! Rótula col C2-1	35405.73	6057.37	18428.71	0.21	1	21.42	0.7	1.79
8	FRAME	! Rótula col C2-2	26971.38	5589.77	17961.12	0.21	1	23.86	0.7	1.79
9	FRAME	! Rótula col C2-3	18258.97	5061.61	17432.95	0.21	1	27.02	0.7	1.80
10	FRAME	! Rótula col C2-4	9268.51	4451.37	16822.72	0.10	1	15.09	0.7	1.83
11	FRAME	! Rótula col C1 der-1	29261.49	5720.52	18091.86	0.21	1	23.15	0.7	1.78
12	FRAME	! Rótula col C1 der-2	22290.82	5312.56	17683.90	0.21	1	25.47	0.7	1.80
13	FRAME	! Rótula col C1 der-3	15090.35	4855.30	17226.64	0.21	1	28.38	0.7	1.80
14	FRAME	! Rótula col C1 der-4	7660.07	4333.15	16704.49	0.10	1	15.51	0.7	1.84
15	FRAME	! Rótula col C3 izq-1	30805.01	5806.98	18178.32	0.21	1	22.69	0.7	1.78
16	FRAME	! Rótula col C3 izq-2	23466.65	5383.55	17754.89	0.21	1	25.05	0.7	1.80
17	FRAME	! Rótula col C3 izq-3	15886.36	4907.94	17279.28	0.21	1	28.03	0.7	1.80
18	FRAME	! Rótula col C3 izq-4	8064.14	4363.15	16734.49	0.10	1	15.40	0.7	1.84
19	FRAME	! Rótula col C4 -1	67275.99	7567.73	19939.07	0.21	1	15.36	0.7	1.84
20	FRAME	! Rótula col C4 -2	51249.51	6849.97	19221.31	0.21	1	17.93	0.7	1.82
21	FRAME	! Rótula col C4 -3	34694.68	6019.35	18390.69	0.21	1	21.61	0.7	1.79
22	FRAME	! Rótula col C4 -4	17611.51	5020.15	17391.49	0.21	1	27.29	0.7	1.80
23	FRAME	! Rótula col C3 der-1	46434.30	6619.13	18990.47	0.21	1	18.87	0.7	1.81
24	FRAME	! Rótula col C3 der-2	35372.72	6055.61	18426.95	0.21	1	21.43	0.7	1.79
25	FRAME	! Rótula col C3 der-3	23946.48	5412.24	17783.58	0.21	1	24.88	0.7	1.80



26	FRAME	! Rótula col C3 der-4	12155.57	4656.06	17027.40	0.10	1	14.40	0.7	1.82
----	-------	-----------------------	----------	---------	----------	------	---	-------	-----	------

Tabla A1.8 Propiedades de columnas para flexión caso C

Sección	Elemento	Descripción	My (kg*m)	Mu (kg*m)	kf (kg*m/rad)	r	Duct 1	Duct 2	Vp (kg)
2	FRAME	! Rótula viga	4389.54	4512.53	2081894.856	0.0027	11.57	23.15	
3	FRAME	! Rótula col C1 izq-1	8207.12	9300.07	3919505.809	0.0263	6.05	12.10	6888.94
4	FRAME	! Rótula col C1 izq-2	7888.94	8873.13	3841120.767	0.0215	6.67	13.38	6572.69
5	FRAME	! Rótula col C1 izq-3	7555.18	8397.37	3748965.194	0.0177	7.35	14.75	6220.27
6	FRAME	! Rótula col C1 izq-4	7112.50	7901.44	3641094.363	0.0160	7.75	15.45	5852.92
7	FRAME	! Rótula col C2-1	9725.28	10758.13	4172871.98	0.0450	3.39	6.78	7968.98
8	FRAME	! Rótula col C2-2	9086.99	10271.51	4090432.479	0.0408	4.23	8.41	7608.53
9	FRAME	! Rótula col C2-3	8390.30	9524.27	3960573.536	0.0295	5.62	11.24	7055.02
10	FRAME	! Rótula col C2-4	7640.34	8518.59	3773470.447	0.0185	7.30	14.55	6310.07
11	FRAME	! Rótula col C1 der-1	9049.68	10235.88	4084525.442	0.0403	4.27	8.55	7582.13
12	FRAME	! Rótula col C1 der-2	8546.91	9706.98	3993374.488	0.0323	5.29	10.62	7190.35
13	FRAME	! Rótula col C1 der-3	8010.40	9046.73	3872114.981	0.0229	6.57	13.14	6701.28
14	FRAME	! Rótula col C1 der-4	7417.05	8235.62	3715146.469	0.0169	7.50	14.95	6100.46
15	FRAME	! Rótula col C3 izq-1	9499.31	10630.27	4147772.551	0.0462	3.57	7.13	7874.28
16	FRAME	! Rótula col C3 izq-2	8904.66	10092.54	4060437.666	0.0385	4.45	8.95	7475.96
17	FRAME	! Rótula col C3 izq-3	8261.25	9367.49	3931947.007	0.0273	5.90	11.81	6938.88
18	FRAME	! Rótula col C3 izq-4	7572.51	8422.00	3754010.781	0.0178	7.35	14.70	6238.52
19	FRAME	! Rótula col C4 -1	11117.76	11252.58	3623625.077	0.0133	1.90	3.81	8335.24
20	FRAME	! Rótula col C4 -2	10860.89	11059.22	4187189.574	0.0113	2.62	5.23	8192.02
21	FRAME	! Rótula col C4 -3	9613.24	10717.64	4161000	0.0474	3.43	6.87	7938.99
22	FRAME	! Rótula col C4 -4	8303.50	9419.43	3941477.814	0.0280	5.81	11.62	6977.35
23	FRAME	! Rótula col C3 der-1	10249.28	10921.30	4212506.053	0.0326	3.04	6.08	8089.86
24	FRAME	! Rótula col C3 der-2	9518.95	10645.70	4150134.058	0.0468	3.52	7.09	7885.71
25	FRAME	! Rótula col C3 der-3	8700.16	9877.63	4023436.311	0.0353	4.77	9.59	7316.76
26	FRAME	! Rótula col C3 der-4	7804.57	8752.70	3818802.782	0.0204	7.10	14.20	6483.48

Tabla A1.9 Propiedades de columnas para cortante Caso C

Sección	Elemento	Descripción	Axial (kg)	Vc (kg)	Vmax (kg)	Alfa	Duct 1	Duct 2	Res (V/Vmax)	Vmax/Vp
2	FRAME	! Rótula viga	0.00	6168.50	8760.40	0.06	1	116.79	0.55	
3	FRAME	! Rótula col C1 izq-1	16861.91	4971.70	9095.48	0.13	1	31.98	0.7	1.32
4	FRAME	! Rótula col C1 izq-2	12845.07	4703.63	8827.41	0.05	1	16.00	0.7	1.34
5	FRAME	! Rótula col C1 izq-3	8695.80	4409.64	8533.42	0.05	1	18.61	0.7	1.37
6	FRAME	! Rótula col C1 izq-4	4414.11	4084.14	8207.92	0.05	1	22.33	0.7	1.40
7	FRAME	! Rótula col C2-1	37240.51	6154.38	10278.16	0.13	1	19.45	0.7	1.29
8	FRAME	! Rótula col C2-2	28369.08	5669.93	9793.71	0.13	1	23.51	0.7	1.29
9	FRAME	! Rótula col C2-3	19205.19	5121.61	9245.39	0.13	1	29.81	0.7	1.31
10	FRAME	! Rótula col C2-4	9748.83	4486.08	8609.86	0.05	1	17.87	0.7	1.36



11	FRAME	! Rótula col C1 der-1	27866.57	5641.24	9765.02	0.13	1	23.79	0.7	1.29
12	FRAME	! Rótula col C1 der-2	21228.20	5247.59	9371.37	0.13	1	28.16	0.7	1.30
13	FRAME	! Rótula col C1 der-3	14370.98	4807.23	8931.01	0.05	1	15.22	0.7	1.33
14	FRAME	! Rótula col C1 der-4	7294.91	4305.85	8429.63	0.05	1	19.68	0.7	1.38
15	FRAME	! Rótula col C3 izq-1	34034.72	5983.85	10107.63	0.13	1	20.75	0.7	1.28
16	FRAME	! Rótula col C3 izq-2	25926.97	5529.12	9652.90	0.13	1	24.93	0.7	1.29
17	FRAME	! Rótula col C3 izq-3	17551.94	5016.31	9140.09	0.13	1	31.31	0.7	1.32
18	FRAME	! Rótula col C3 izq-4	8909.61	4425.27	8549.05	0.05	1	18.45	0.7	1.37
19	FRAME	! Rótula col C4 -1	69110.77	7645.60	11769.38	0.13	1	11.83	0.7	1.41
20	FRAME	! Rótula col C4 -2	52647.21	6915.54	11039.32	0.13	1	14.88	0.7	1.35
21	FRAME	! Rótula col C4 -3	35640.90	6069.89	10193.67	0.13	1	20.08	0.7	1.28
22	FRAME	! Rótula col C4 -4	18091.83	5050.94	9174.72	0.13	1	30.81	0.7	1.31
23	FRAME	! Rótula col C3 der-1	45039.38	6550.74	10674.52	0.13	1	16.85	0.7	1.32
24	FRAME	! Rótula col C3 der-2	34310.10	5998.69	10122.47	0.13	1	20.64	0.7	1.28
25	FRAME	! Rótula col C3 der-3	23227.11	5369.16	9492.94	0.13	1	26.69	0.7	1.30
26	FRAME	! Rótula col C3 der-4	11790.41	4630.67	8754.45	0.05	1	16.59	0.7	1.35

Anexo 2. Diagrama de Interacción

Para la elaboración de las curvas de interacción nominales, para una sección dada, se utiliza el siguiente procedimiento (ACI 318S, 2014):

- Se definen diferentes posiciones del eje neutro.
- Para cada posición del eje neutro se calculan las deformaciones unitarias en cada fibra de la pieza, tomando como base una deformación máxima igual a 0.003.
- En función de las deformaciones en el acero y en el hormigón se determinan los esfuerzos para el hormigón y la magnitud de los esfuerzos en el acero.
- Se calculan los momentos flectores centroidales y cargas axiales internas que, por equilibrio, deben ser iguales a los momentos flectores y cargas axiales externas solicitantes.

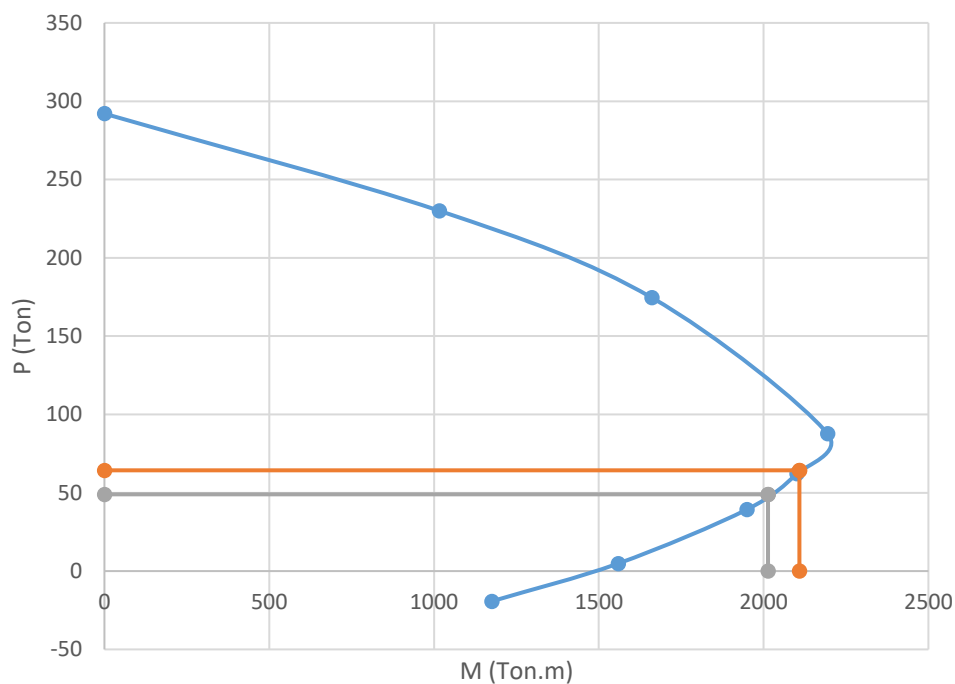


Figura A2.1 Diagrama de interacción para columnas caso A



Apéndice 1: Coeficientes para la obtención del espectro de respuesta

Coeficientes de perfil de suelo.

Estos coeficientes están en función del factor Z y del tipo de suelo.

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto: Amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tabla 1 Tipos de suelo y factores de sitio F_a

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

F_d : desplazamientos para diseño en roca: Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla 2 Tipos de suelo y factores de sitio F_d

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

F_s : Comportamiento no lineal de los suelos: consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período de sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.



Tabla 3 Tipos de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Valores de amplificación espectral

Tabla 4 Valores de amplificación espectral

$\eta = 1.80$	Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
$\eta = 2.48$	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
$\eta = 2.60$	Provincias del Oriente

Apéndice 2: Método de espectro de capacidad FEMA 440

La mejora en el (FEMA-440, 2005) fue el proceso de linealización de una curva de capacidad equivalente, concretamente: desarrollar mejores procedimientos para evaluar el período y amortiguamiento equivalentes/efectivos.

Tanto el período efectivo como el amortiguamiento efectivo están en función de la ductilidad, y ésta en función del desplazamiento máximo. El cálculo del desplazamiento máximo usando linealización equivalente no es directo y requiere de un procedimiento iterativo de solución.

El proceso descrito a continuación, se aplica de manera posterior a la conversión del espectro de respuesta y curva de capacidad.

Procedimiento:

- 1) Seleccionar un punto de prueba (api, dpi). Se recomienda tomar, como punto de partida dpi, el punto donde siguiendo con la misma pendiente inicial de la curva de capacidad, ésta corte al espectro de respuesta. La ordenada api será la correspondiente al dpi en la curva de capacidad.
- 2) Construir una representación bilineal del espectro de capacidad para estimar el amortiguamiento efectivo y tener una apropiada reducción del espectro de demanda. La representación bilineal del espectro de capacidad se realiza de forma que: 1) Las

coordenadas del punto de capacidad última (S_{au}, S_{du}) de la representación bilineal coinciden con las coordenadas del punto de capacidad última del espectro de capacidad. 2) El segmento del tramo de comportamiento elástico de la representación bilineal corta al espectro de capacidad en el punto asociado a un cortante basal de 0.6 V_{max} . 3) El punto (S_{ay}, S_{dy}) del espectro bilineal se determina de manera que el área bajo la curva bilineal sea igual al área bajo la curva del espectro de capacidad

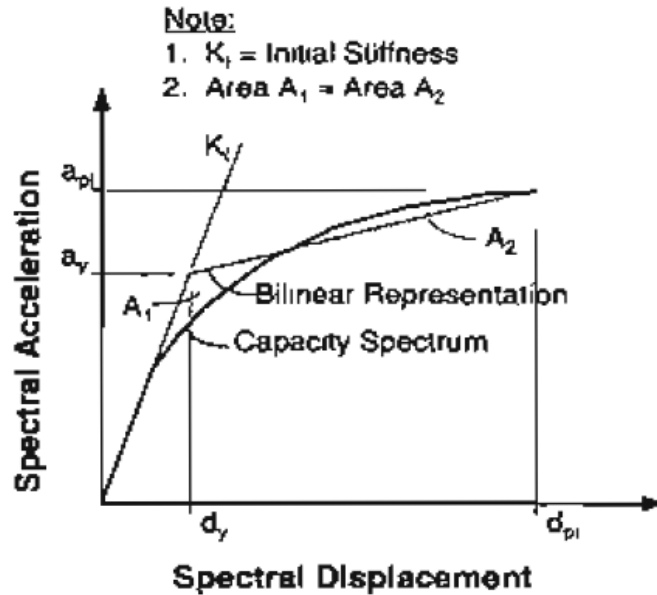


Figura 1 Representación bilineal

3) Calcular los valores de rigidez post-elástica, α , y ductilidad μ

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \quad (3)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (4)$$

4) Usando los valores calculados para la rigidez post-elástica α , y ductilidad μ , calcular, en función del comportamiento histerético asumido, el correspondiente amortiguamiento efectivo (β_{eff}) y período efectivo (T_{eff}).



El amortiguamiento efectivo expresado como como un porcentaje del amortiguamiento crítico. Las ecuaciones utilizadas en su determinación varían de acuerdo al valor de la ductilidad.

Para $1 < \mu < 4$:

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (5)$$

Para $4 \leq \mu \leq 6.5$:

$$B_{eff} = C + D(\mu - 1) + B_0 \quad (6)$$

Para $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu - 1) - 1}{[F(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (7)$$

Tabla 1 Coeficientes para las ecuaciones de amortiguamiento efectivo (FEMA-440, 2005)

Modelo	$\alpha(\%)$	A	B	C	D	E	F
Bilineal Histerético	0	3.2	- 0.66	11	0.12	19	0.73
Bilineal Histerético	2	3.3	- 0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilineal Histerético	5	4.2	- 0.83	10	1.6	22	0.4
Bilineal Histerético	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilineal Histerético	20	4.6	- 0.99	12	1.1	25	0.37
Degradación de rigidez	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Degradación de rigidez	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Bilineal Histerético	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Bilineal Histerético	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Bilineal Histerético	20	4.6	-1	9.6	1.3	23	0.34

Período efectivo

Para $1 < \mu < 4$:

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad (8)$$



Para $4 \leq \mu \leq 6.5$:

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0 \quad (9)$$

Para $\mu > 6.5$:

$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad (10)$$

Tabla 2 Coeficientes para las ecuaciones de período efectivo (FEMA-440, 2005)

Modelo	α (%)	G	H	I	J	K	L
Bilineal	0	0.11	-	0.27	0.09	0.57	0.00
Histerético			0.02				
Bilineal	2	0.1	-	0.17	0.12	0.67	0.02
Histerético			0.01				
Bilineal	5	0.11	-	0.09	0.01	0.77	0.05
Histerético			0.02				
Bilineal	10	0.13	-	0.27	0.1	0.87	0.1
Histerético			0.02				
Bilineal	20	0.1	-	0.17	0.09	0.98	0.2
Histerético			0.02				
Degradación de rigidez	0	.017	-	0.1	0.19	0.85	0
			0.03				
Degradación de rigidez	2	0.18	-	0.22	0.16	0.88	0.02
			0.03				
Bilineal	5	0.18	-	0.15	0.16	0.92	0.05
Histerético			0.04				
Bilineal	10	0.17	-	0.26	0.12	0.97	0.1
Histerético			0.03				
Bilineal	20	0.13	-	0.11	0.11	1	0.2
Histerético			0.03				

- 5) A partir del amortiguamiento efectivo determinado, ajustar el espectro ADRS inicial a B_{eff} , mediante la aplicación del factor de reducción B (β_{eff}).

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \quad (11)$$

$$\text{Donde: } B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}(en\%)} \quad (12)$$

- 6) Multiplicar las ordenadas de aceleración del espectro ADRS reducido por el factor de modificación, M , generando el espectro de respuesta aceleración desplazamiento reducido modificado, MADRS

Para el factor M :

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} \quad (13)$$

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 \quad (14)$$

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad (15)$$

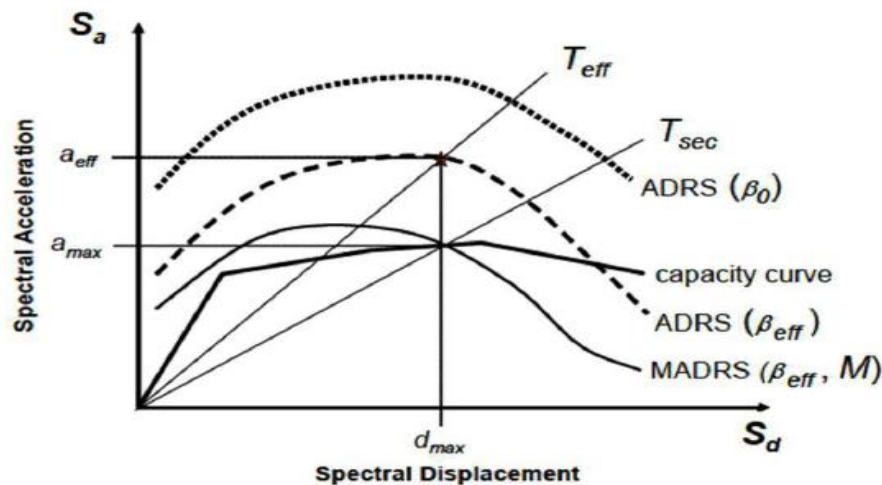


Figura 2 Efecto del factor de Modificación (M) en el procedimiento "B" del FEMA 440

- 7) Determinar d_i , a_i como el punto de intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda modificado reducido.
- 8) Determinar si d_{pi} , está dentro del intervalo de tolerancia. Se recomienda el rango $0.95d_{pi} \leq d_{pi} \leq 1.05d_{pi}$. Debe haber una intersección entre el espectro de demanda y el espectro de capacidad dentro de esta tolerancia, si esto no ocurre, se debe seleccionar un nuevo punto de prueba y repetir el proceso, se tiene que iterar hasta encontrar un d_{pi} , dentro de la tolerancia dada.

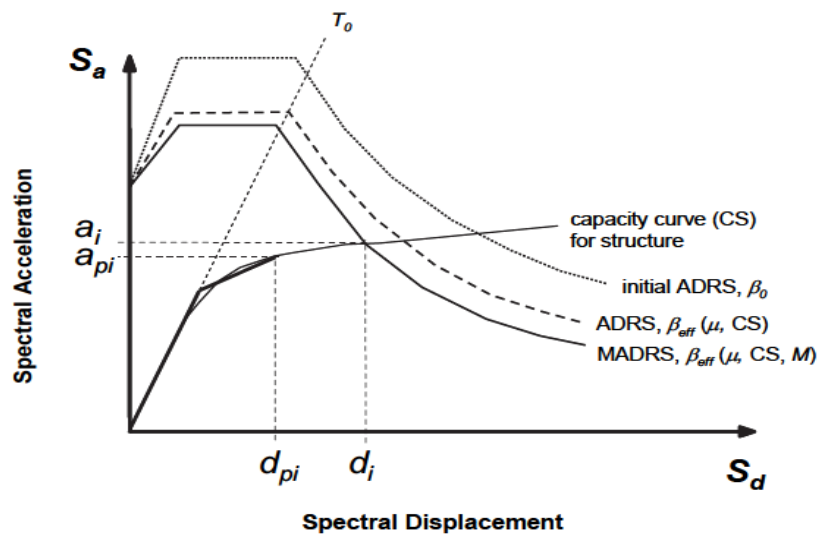


Figura 3 Obtención del punto de desempeño bajo la aplicación del procedimiento "B" (MADRS) (FEMA-440, 2005)