

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL



Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“REVISIÓN DE DIMENSIONES MÍNIMAS DE DISEÑO PARA
PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN LA NORMA
ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2011”**

TESIS DE GRADO

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

**OMAR ANTONIO CÁCERES ROMERO
GARY CÉSAR CANO PAREDES**

**GUAYAQUIL – ECUADOR
AÑO 2015**

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por la vida, salud y bendiciones que me da día a día.

A mi madre, Ángela Romero, por haber sido padre y madre desde mis 11 años y por ser ese apoyo vital y fundamental en mi vida.

A mi tía Jenny, mis tíos José y Mario, mi abuelita Meche y tías, mis hermanos Miguel, Paola y Jessica por toda la ayuda y cariño brindado en estos 24 años de vida.

A mi papá Antonio y mi abuelito Julio que a pesar de no estar físicamente me enseñaron muchos valores y sé que desde el cielo están orgullosos

por el título profesional que estoy a punto de conseguir.

Al MSc. José Barros por toda la ayuda y colaboración brindada en la tesis.

A mis amigos lasallanos y politécnicos que han sabido estar en los buenos y malos momentos.

Omar Antonio Cáceres Romero.

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de esfuerzo y dedicación a Dios, a mi mamá Ángela Romero, a mis pequeños Albertito y Ainara, a mi familia que vive en Ecuador y España y a mis amigos.

Omar Antonio Cáceres Romero.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por darme vida, salud, inteligencia y la perseverancia para alcanzar esta meta.

A mis padres, Hugo y Carmen, por ser el pilar fundamental en mi vida y un apoyo incondicional.

A mis tías Aida, Matilde y Margarita, que me acogieron en su hogar durante mi etapa universitaria.

Al MSc. José Barros, por toda la ayuda brindada a lo largo de esta investigación.

A mis compañeros y amigos, que me acompañaron en todo momento.

Gary César Cano Paredes.

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mi mami Carmen
y mi papi Hugo; a mis hermanos
Eder, Ashly y Jeffrey, y a mi abuelito
Rafael Tobias.

A mi familia y a mis amigos.

Gary César Cano Paredes.

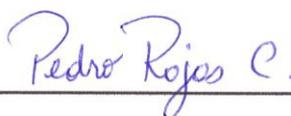
TRIBUNAL DE GRADUACIÓN



PhD. Carlos Rodríguez D.
PRESIDENTE



Msc. José Barros C.
DIRECTOR DE TESIS

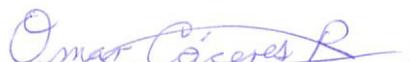


PhD. Pedro Rojas C.
VOCAL PRINCIPAL

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, nos corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL”.

(Reglamento de Graduación de la ESPOL).



Omar Antonio Cáceres Romero



Gary César Cano Paredes

RESUMEN

El presente proyecto de tesis que tiene como tema “REVISIÓN DE DIMENSIONES MÍNIMAS DE DISEÑO PARA PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2011” busca revisar las dimensiones mínimas de pórticos de hormigón armado según la NEC 2011¹, a fin de comprobar si estas dimensiones aseguran un desempeño sísmico adecuado para estas estructuras.

Esta revisión se realiza a través de arquetipos con sistemas estructurales conformados por pórticos de uno o dos niveles, cada uno con cubierta metálica. Los arquetipos se diseñaron mediante la norma NEC 2011, siguiendo los requerimientos mínimos de la misma. Todas las estructuras diseñadas se compararon con los diseños típicos del mercado.

Se realizaron análisis no lineales (*pushover*) según los requerimientos de la norma ASCE/SEI 41² para estimar el desempeño estructural de cada uno de los arquetipos definidos y comparar resultados. Estos arquetipos se modelan haciendo uso del programa *Opensees*³.

¹ Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011

² American Society of Civil Engineers

³ Open System for Earthquake Engineering Simulation

Cabe recalcar que para la presente investigación se considerará únicamente el aporte de rigidez y resistencia de los pórticos de hormigón armado que conforman las estructuras. Queda abierto para una investigación futura, incluir el aporte de rigidez y resistencia de las paredes de mampostería en el comportamiento sismo-resistente de estas estructuras.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	ix
ÍNDICE GENERAL	xi
ABREVIATURAS	xvi
SIMBOLOGÍA.....	xvii
ÍNDICE DE TABLAS	xviii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xxi
ÍNDICE DE ECUACIONES.....	xxiii
CAPÍTULO 1.....	1
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Objetivo General	3
1.3. Objetivos Específicos.....	4
1.4. Organización del documento.....	4
CAPÍTULO 2.....	6
2. ANTECEDENTES	6
2.1. Generalidades	6
2.2. Requisitos mínimos de diseño de estructuras de pórticos de hormigón armado según la norma NEC 2011	7

2.2.1.	Dimensionamiento de columnas y vigas	7
2.2.2.	Refuerzo longitudinal de columnas y vigas.....	9
2.2.3.	Empalme de varillas.....	10
2.2.4.	Refuerzo Transversal de vigas.....	11
2.2.5.	Refuerzo Transversal de columnas	12
2.2.6.	Diseño a Flexión.....	14
2.2.7.	Diseño por Cortante.....	15
2.3.	Norma ASCE/SEI 41-06.....	18
2.3.1.	Procedimiento Estático No Lineal	19
2.3.2.	Criterios de Desempeño	23
2.4.	Modelos no lineales de estructuras de pórticos de hormigón armado.....	24
2.4.1.	Modelo Constitutivo de elementos viga-columna	25
2.4.2.	Modelo Constitutivo de unión viga-columna	32
2.5.	Programa Opensees	34
CAPÍTULO 3.....		36
3. CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO.....		36
3.1.	Generalidades	36

3.2. Recopilación de geometría típica de las estructuras en estudio	37
3.3. Arquetipos de Diseño	47
3.3.1. Viviendas Conformadas Sólo Por Cubierta Metálica	47
3.3.2. Viviendas Conformadas Por Losa Y Cubierta Metálica	49
CAPÍTULO 4	52
4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE ARQUETIPOS	52
4.1. Generalidades	52
4.2. Diseño Estructural según la Norma NEC 2011	55
4.2.1. Filosofía De Diseño	55
4.2.2. Sistema Estructural A Utilizar	56
4.2.3. Cargas	56
4.2.4. Combinaciones de Carga	56
4.2.5. Materiales	57
4.2.6. Tipo De Uso, Destino E Importancia De La Estructura	58
4.2.7. Espectro Elástico De Diseño	59
4.2.8. Coeficientes De Configuración Estructural En Elevación Y En Planta	60
4.2.9. Factor de reducción de resistencia sísmica R	60

4.2.10.	Peso sísmico reactivo W	61
4.2.11.	Cortante Basal de Diseño.....	61
4.2.12.	Periodo de vibración T	62
4.2.13.	Distribución Vertical de fuerzas laterales	62
4.2.14.	Secciones Agrietadas.....	64
4.2.15.	Derivas máximas admisibles	64
4.2.16.	Criterio Columna Fuerte – Viga Débil.....	66
4.3.	Observaciones a los diseños realizados	66
4.4.	Comparación entre diseños realizados, requerimientos mínimos y diseños típicos del mercado	69
CAPÍTULO 5.....		75
5.	EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO	75
5.1.	Generalidades	75
5.2.	Análisis Estático no Lineal	79
5.3.	Comparación del comportamiento entre diseños realizados, diseños mínimos y diseños típicos del mercado	82
CAPÍTULO 6.....		86
6.	RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	86
6.1.	Resultados	86

6.2. Conclusiones	92
--------------------------------	-----------

6.3. Recomendaciones	94
-----------------------------------	-----------

BIBLIOGRAFÍA

ANEXOS

ANEXO A. MEMORIA DE CÁLCULO DE LOS ARQUETIPOS DE DISEÑO.

ANEXO B. ANÁLISIS PUSHOVER DE LOS ARQUETIPOS DE DISEÑO.

ANEXO C. NIVELES DE DESEMPEÑO DE LOS ARQUETIPOS.

ANEXO D. TABLAS DE NIVELES DE DESEMPEÑO DE ASCE/SEI 41-06.

ABREVIATURAS

ACI	American Concrete Institute.
ASCE/SEI	American Society of Civil Engineers / Structural Engineering Institute.
CP	Prevención de Colapso.
FEMA	Federal Emergency Management Agency.
INEC	Instituto Nacional de Estadísticas y Censos.
IO	Ocupación Inmediata.
LS	Seguridad de Vida.
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción.
OPENSEES	Open System for Earthquake Engineering Simulation.

SIMBOLOGÍA

cm	Centímetro.
Φ	Diámetro.
kg	Kilogramo.
kgf	Kilogramo fuerza.
m	Metro.
mm	Milímetro.
N	Newton.
rad	Radianes.
s	Segundos.
T	Tonelada.

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I: Secciones mínimas en función del número de pisos de la vivienda . .	8
Tabla II: Valores para el factor de modificación C_0	22
Tabla III: Dimensiones de los diferentes tipos de vivienda	39
Tabla IV: Dimensiones típicas del mercado de viviendas conformadas sólo por cubierta metálica	41
Tabla V: Porcentajes de las dimensiones en estudio	42
Tabla VI: Dimensiones típicas del mercado de viviendas conformadas por losa más cubierta metálica	44
Tabla VII: Porcentajes de las dimensiones en estudio	45
Tabla VIII: Resumen de las dimensiones obtenidas en el cap. 3 para pórticos de 1 nivel.	53
Tabla IX: Resumen de las dimensiones obtenidas en el cap. 3 para pórticos de 2 niveles.	53
Tabla X: Tabla con las dimensiones mínimas que señala la NEC 2011 en su capítulo 10 para pórticos de 1 nivel.	54
Tabla XI: Tabla con las dimensiones mínimas que señala la NEC 2011 en su capítulo 10 para pórticos de 2 niveles.	54
Tabla XII: Tipo De Uso, Destino E Importancia De La Estructura	58
Tabla XIII: Inercia Agrietada De Los Elementos	64
Tabla XIV: Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso.	65

Tabla XV: Dimensiones usadas para el diseño de los arquetipos.....	67
Tabla XVI: Refuerzo de acero para las columnas.	68
Tabla XVII: Refuerzo de acero para las vigas.	68
Tabla XVIII: Porcentaje de incremento del área de las secciones de pórticos de un nivel en comparación con los diseños típicos del mercado.....	69
Tabla XIX: Porcentaje de incremento del área de las secciones de pórticos de dos niveles en comparación con los diseños típicos del mercado.	70
Tabla XX: Porcentaje de incremento del área de las secciones de pórticos de un nivel en comparación con los diseños mínimos de la NEC.....	70
Tabla XXI: Porcentaje de incremento del área de las secciones de pórticos de dos niveles en comparación con los diseños mínimos de la NEC.	71
Tabla XXII: Porcentaje de incremento de la inercia las secciones de pórticos de un nivel en comparación con los diseños típicos del mercado.....	71
Tabla XXIII: Porcentaje de incremento de la inercia las secciones de pórticos de dos niveles en comparación con los diseños típicos del mercado.	72
Tabla XXIV: Porcentaje de incremento de la inercia de las secciones de pórticos de un nivel en comparación con los diseños mínimos de la NEC. ..	72
Tabla XXV: Porcentaje de incremento de la inercia de las secciones de pórticos de dos nivel en comparación con los diseños mínimos de la NEC.	73
Tabla XXVI: Resumen de resultados del pushover por arquetipo.	81
Tabla XXVII: Dimensiones para el pushover del arquetipo 8, diseño típico y diseño mínimo.....	83

Tabla XXVIII: Refuerzo de acero para las columnas.....	83
Tabla XXIX: Refuerzo de acero para las vigas.....	84
Tabla XXX: Límites de desempeño de las columnas de los arquetipos.	88
Tabla XXXI: Límites de desempeño de las vigas de los arquetipos.	88
Tabla XXXII: Límites de desempeño de las uniones de los arquetipos.	89
Tabla XXXIII: Demanda de desplazamiento de los arquetipos.	89
Tabla XXXIV: Niveles de desempeño de las columnas de los arquetipos. ..	90
Tabla XXXV: Niveles de desempeño de las vigas de los arquetipos.	90
Tabla XXXVI: Niveles de desempeño de las uniones de los arquetipos.	90

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Número de permisos de construcción por año	2
Figura 2.1: Detalles del dimensionamiento de vigas.....	8
Figura 2.2: Requisitos del refuerzo longitudinal en vigas.....	9
Figura 2.3: Traslape de varillas de refuerzo longitudinal en vigas.	10
Figura 2.4: Separación de estribos en vigas.....	11
Figura 2.5: Separación de estribos en columnas.....	12
Figura 2.6: Representación gráfica de un pushover	20
Figura 2.7: Constitutiva de elementos viga-columna.....	26
Figura 2.8: Constitutiva de unión viga-columna.....	33
Figura 3.1 Nomenclatura de tamaño de secciones de vigas y columnas.....	39
Figura 3.2: Porcentajes de las dimensiones con respecto al total (sólo cubierta metálica).....	44
Figura 3.3: Porcentajes de las dimensiones con respecto al total (losa + cubierta metálica)	47
Figura 3.4: Geometría Arquetipo de diseño 1	49
Figura 3.5: Geometría Arquetipo de diseño 2	49
Figura 3.6: Geometría Arquetipo de diseño 3	49
Figura 3.7: Geometría Arquetipo de diseño 4	50
Figura 3.8: Geometría Arquetipo de diseño 5	51
Figura 3.9: Geometría Arquetipo de diseño 6	51

Figura 3.10: Geometría Arquetipo de diseño 7	52
Figura 3.11: Geometría Arquetipo de diseño 8	52
Figura 4.1 Espectro de Aceleraciones.....	60
Figura 5.1: Modelo matemático del pórtico en Opensees	77
Figura 5.2: Comprobación de la constitutiva de una columna del arquetipo 1	78
Figura 5.3: Comprobación de la constitutiva de una viga del arquetipo 5	79
Figura 5.4: Comprobación de la constitutiva de una unión viga-columna del arquetipo 7.....	79
Figura 5.5: Resultados del pushover del arquetipo 4	82
Figura 5.6: Comparación entre el pushover 8, pushover de dimensiones mínimas y pushover de dimensiones típicas	86
Figura 6.1: Categorización del nivel de desempeño.....	89
Figura 6.2: Pushover del diseño de dimensión mínima	93
Figura 6.3: Pushover del diseño de dimensiones típicas del mercado.....	93

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 2.1	13
Ecuación 2.2	13
Ecuación 2.3	13
Ecuación 2.4	14
Ecuación 2.5	14
Ecuación 2.6	14
Ecuación 2.7	15
Ecuación 2.8	15
Ecuación 2.9	15
Ecuación 2.10	16
Ecuación 2.11	16
Ecuación 2.12	16
Ecuación 2.13	16
Ecuación 2.14	16
Ecuación 2.15	17
Ecuación 2.16	18
Ecuación 2.17	21
Ecuación 2.18	22
Ecuación 2.19	23
Ecuación 2.20	23

Ecuación 2.21	23
Ecuación 2.22	27
Ecuación 2.23	27
Ecuación 2.24	27
Ecuación 2.25	27
Ecuación 2.26	27
Ecuación 2.27	27
Ecuación 2.28	27
Ecuación 2.29	27
Ecuación 2.30	28
Ecuación 2.31	28
Ecuación 2.32	29
Ecuación 2.33	29
Ecuación 2.34	29
Ecuación 2.35	29
Ecuación 2.36	29
Ecuación 2.37	30
Ecuación 2.38	30
Ecuación 2.39	30
Ecuación 2.40	30
Ecuación 2.41	31
Ecuación 2.42	31

Ecuación 2.43	31
Ecuación 2.44	31
Ecuación 2.45	31
Ecuación 2.46	31
Ecuación 2.47	31
Ecuación 2.48	32
Ecuación 2.49	32
Ecuación 2.50	32
Ecuación 2.51	32
Ecuación 2.52	32
Ecuación 2.53	32
Ecuación 2.54	33
Ecuación 2.55	33
Ecuación 2.56	34
Ecuación 2.57	34
Ecuación 2.58	34
Ecuación 2.59	35
Ecuación 2.60	35
Ecuación 4.1	62
Ecuación 4.2	62
Ecuación 4.3	63
Ecuación 4.4	64

Ecuación 4.5	66
Ecuación 5.1	80
Ecuación 5.2	80
Ecuación 5.3	81
Ecuación 5.4	81
Ecuación 5.5	81

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

El sector de la construcción es uno de los que mayor crecimiento ha tenido en los últimos años. Esto ha dado cabida a que los proyectos inmobiliarios se desarrollen con gran rapidez, dando como resultado una gran cantidad de proyectos habitacionales, los cuales ofrecen viviendas de diferentes tipos.

En la Figura 1.1 se puede observar el histórico por año del número de permisos de construcción de todo el país, de acuerdo a la información del INEC⁴.



Figura 1.1: Número de permisos de construcción por año

Fuente: INEC

Este rápido crecimiento ha originado la búsqueda de nuevas tecnologías para mejorar los procesos de construcción, los materiales e inclusive se ha visto en la necesidad de encontrar nuevos sistemas constructivos.

De lo mencionado anteriormente, nace la siguiente interrogante: ¿Estos nuevos sistemas constructivos, aseguran un buen desempeño sísmoresistente de las estructuras?

⁴ Instituto Nacional de Estadísticas y Censos

Además, es importante recordar que nuestro país se encuentra ubicado muy cerca de la zona de la unión de 2 placas tectónicas, lo que significa que estamos ubicados en una zona de alto riesgo sísmico. A partir de estas premisas nacen algunas interrogantes: ¿Estas viviendas cumplen con todos los requerimientos sismo-resistentes que exige la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2011)? ¿Son razonables las exigencias de la norma?

El presente proyecto de tesis busca revisar las dimensiones y la cantidad de acero de refuerzo que son utilizadas en las viviendas que existen hoy en el mercado. Estas dimensiones serán comparadas con las requeridas por la NEC 2011 y el ACI 318-11⁵, a fin de tener una idea de la calidad de construcción que se está realizando en la actualidad.

1.2. Objetivo General

- Revisar las dimensiones mínimas de pórticos de hormigón armado según la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

⁵ American Institute of Concrete 2011

1.3. Objetivos Específicos

- Definir arquetipos de diseño con sistemas estructurales conformados por pórticos de hormigón armado de uno o dos niveles, cada uno con cubierta metálica.
- Analizar y comparar las dimensiones típicas del mercado de pórticos con los requerimientos de la NEC 2011.
- Estimar el desempeño estructural a través de análisis no lineales (*pushover*) según los requerimientos del ASCE/SEI 41 a través del programa *Opensees*.

1.4. Organización del documento

Este documento está constituido del presente capítulo como una introducción, un capítulo de antecedentes, que contiene el marco teórico usado en esta investigación; un capítulo donde se recopila la información para obtener los arquetipos de diseño, dos capítulos para el diseño, la evaluación de desempeño y la comparación de los arquetipos con los diseños típicos del mercado. Además consta de un capítulo final para las conclusiones y recomendaciones para futuras investigaciones.

En el capítulo 2 se detallan los requerimientos que exige la NEC 2011 para el diseño sismoresistente de estructuras de hormigón armado (pórticos), además del procedimiento que rige en el ASCE/SEI 41 para realizar el análisis no lineal (*pushover*). Finalmente, se revisan investigaciones anteriores sobre modelación no-lineal de pórticos de hormigón armado.

En el capítulo 3 se definen los arquetipos de diseño, los cuales serán empleados en los capítulos subsiguientes.

En el capítulo 4 se realizan los diseños de los arquetipos obtenidos en el capítulo 3 siguiendo las exigencias del NEC 2011, dichos diseños se comparan con los diseños típicos del mercado, en términos de tamaños de elementos.

En el capítulo 5 se construyen modelos no-lineales de los arquetipos de diseño con la ayuda del programa *Opensees*, para luego ser comparados con los diseños típicos del mercado, en términos del comportamiento frente a cargas laterales.

En el capítulo 6, se resumen las conclusiones derivadas de la presente investigación, y se presentan recomendaciones para investigaciones futuras.

CAPÍTULO 2

2. ANTECEDENTES

2.1. Generalidades

Este capítulo comprende:

- Normas y códigos que rigen los diseños de estructuras de Pórticos Especiales Resistentes a Momento de hormigón armado para viviendas.
- Breve descripción de los procedimientos necesarios para realizar modelos matemáticos que incluyan el comportamiento no lineal de estructuras, de acuerdo con la norma ASCE/SEI 41-06.
- Modelos constitutivos del comportamiento de los elementos estructurales que forman los pórticos de hormigón armado.

- Breve descripción del programa *Opensees*, que sirve para el desarrollo de modelos que incluyan el comportamiento no lineal de las estructuras en cuestión.

2.2. Requisitos mínimos de diseño de estructuras de pórticos de hormigón armado según la norma NEC 2011

Esta sección se basa en los requisitos de diseño del capítulo 4 (Estructuras de Hormigón Armado) y capítulo 10 (Vivienda) de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) del año 2011, para pórticos de hormigón armado de hasta 2 pisos de altura. También se hace uso del código ACI 318-11 (American Concrete Institute).

2.2.1. Dimensionamiento de columnas y vigas

La tabla I detalla las secciones mínimas que se deben de usar en columnas y vigas de viviendas de hasta 2 pisos.

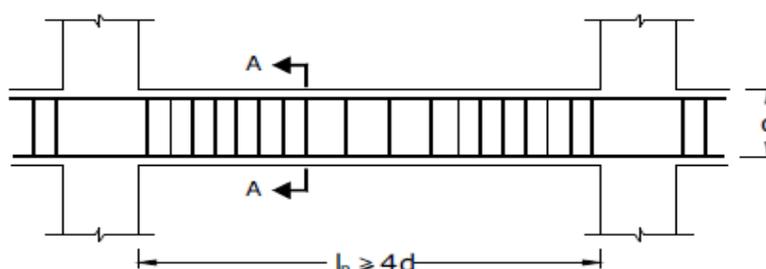
Tabla I: Secciones mínimas en función del número de pisos de la vivienda.

Número de pisos de la vivienda	Elemento	Sección mínima
1	Columnas	20 cm x 20 cm
	Vigas	15 cm x 20 cm
2	Columnas	Piso 1: 25 cm x 25 cm
		Piso 2: 20 cm x 20 cm
	Vigas	20 cm x 20 cm

Fuente: NEC 2011.

Para estas secciones mínimas, la norma NEC 2011 propone el uso de un factor de reducción de respuesta espectral $R=3$ (Sección 4.2.9).

Para el caso de vigas, la luz libre (L_n) debe ser mayor que cuatro veces el peralte efectivo (distancia desde la cara a compresión hasta el centroide del refuerzo a tensión); mientras que para columnas, la altura libre debe ser mayor que cuatro veces la mayor dimensión de la sección transversal.

**Figura 2.1:** Detalles del dimensionamiento de vigas.

Fuente: NEC 2011.

2.2.2. Refuerzo longitudinal de columnas y vigas

En columnas, la cuantía longitudinal de acero (relación entre área de acero longitudinal y de hormigón) debe de estar entre 0,01 y 0,03.

Para vigas, en los extremos el momento resistente positivo debe ser al menos la mitad del momento resistente negativo en ese extremo, mientras que para el resto de sección de la viga, el momento resistente (positivo o negativo) debe ser mayor que la cuarta parte del momento máximo en la cara del nudo. Además, la cuantía máxima de acero (ρ_{\max}) es 0,025 y la cuantía mínima (ρ_{\min}) no puede ser menor que $\frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y}$.

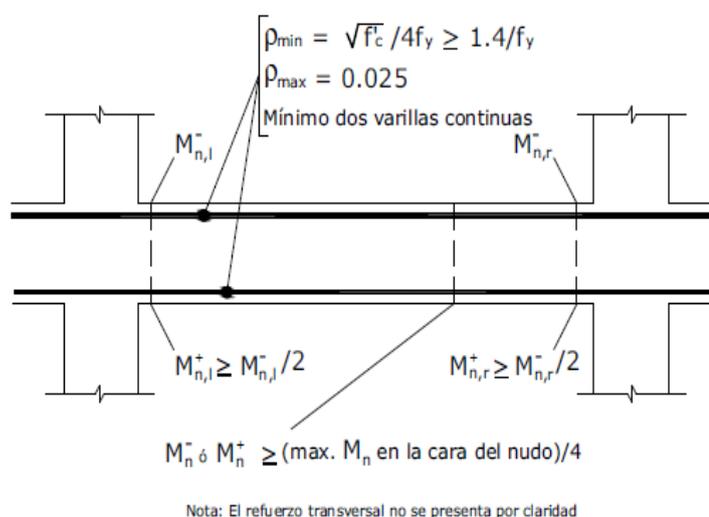


Figura 2.2.22: Requisitos del refuerzo longitudinal en vigas.
Fuente: NEC 2011.

2.2.3. Empalme de varillas

Para columnas y vigas se debe traslapar en forma alternada, teniendo en cuenta de no pasar el 50% del refuerzo en la longitud de traslape. En vigas, la separación de los estribos que se colocan en la zona de traslape debe ser menor a 100 mm o la cuarta parte del peralte efectivo, esto es para asegurar un mejor confinamiento. Hay que tener en cuenta que no se deben hacer traslapes en: las uniones, a una distancia igual al doble de la altura medido desde el extremo y en posibles lugares de formación de rótulas plásticas. En columnas, la sección que no se toma en cuenta para el confinamiento es la zona permitida para hacer los traslapes del refuerzo longitudinal. (Figura 2.5)

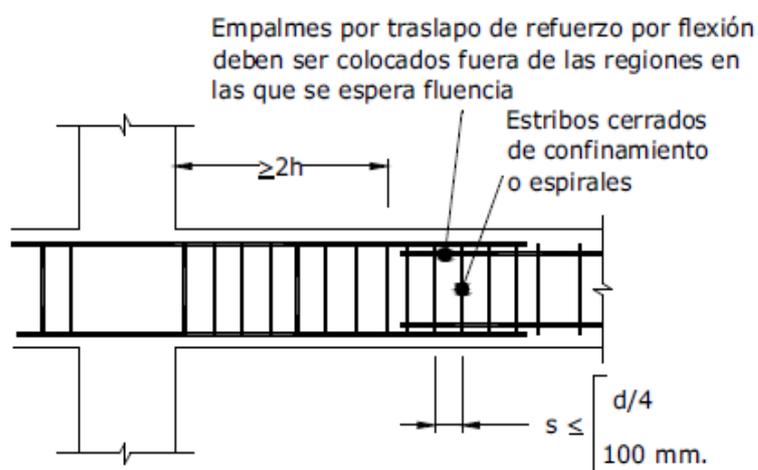


Figura 2.3: Traslape de varillas de refuerzo longitudinal en vigas.

Fuente: NEC 2011

2.2.4. Refuerzo Transversal de vigas

Los estribos se colocan a una longitud de $2h$ en los extremos separados por un espaciamiento que debe ser el mínimo entre: 200 mm, la cuarta parte del peralte efectivo y seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal; esto es debido a que en esas secciones se suelen formar rótulas plásticas. El primer estribo se lo coloca a 50 mm medidos desde la cara de la conexión.

En la región restante, los estribos deben tener un espaciamiento máximo de la mitad del peralte efectivo.

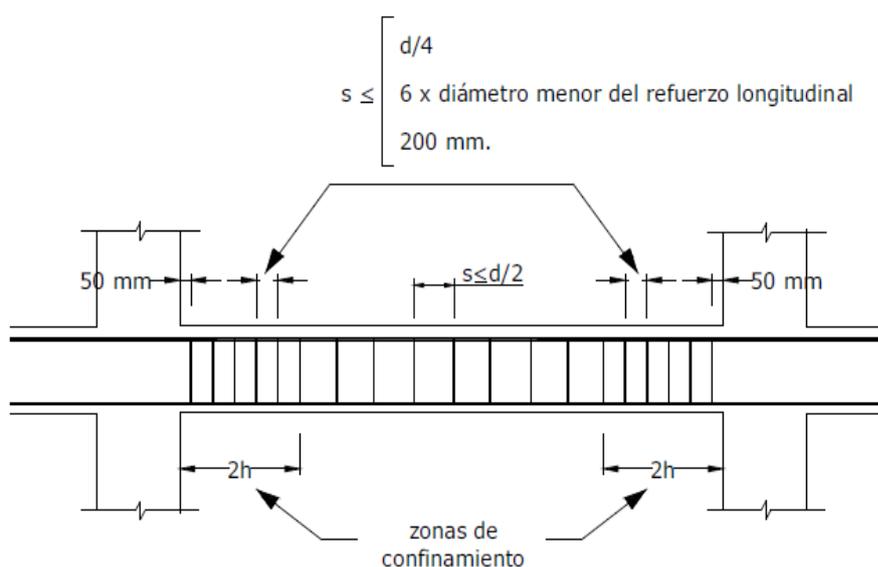


Figura 2.42.2.4: Separación de estribos en vigas.

Fuente: NEC 2011

2.2.5. Refuerzo Transversal de columnas

El primer estribo se lo coloca a una distancia de 50 mm medidos desde el extremo. La longitud de confinamiento (L_o) debe ser igual al máximo entre: 450 mm, la mayor dimensión del elemento y la sexta parte de la altura libre del elemento. En la zona de confinamiento se debe tener una separación igual al mínimo entre: 100 mm y seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal; fuera de la zona de confinamiento la separación debe ser igual al mínimo entre: 150 mm y seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal.

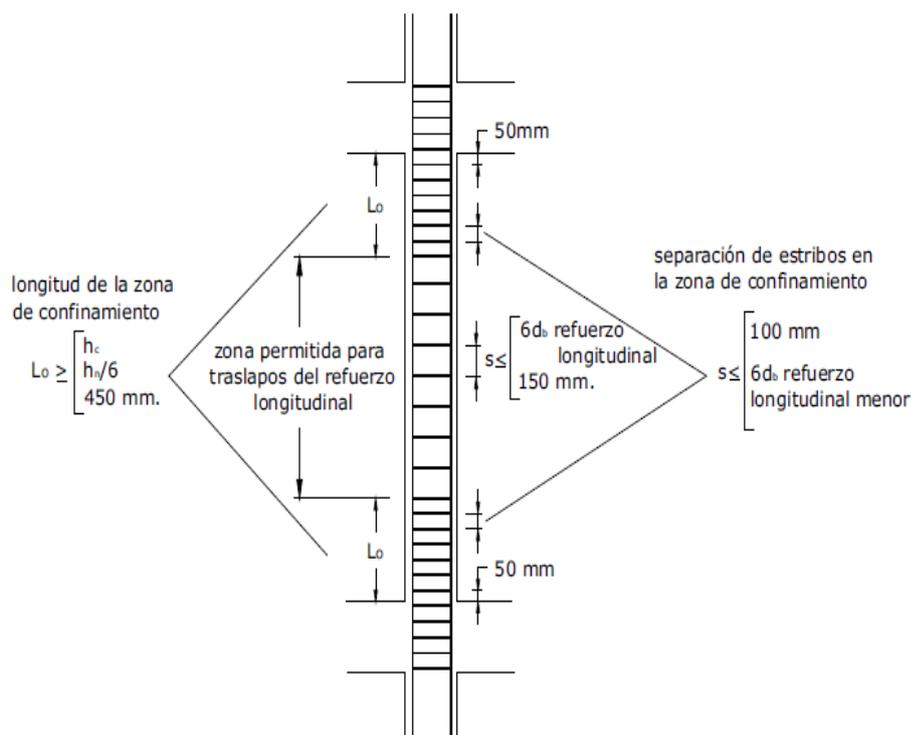


Figura 2.5: Separación de estribos en columnas.

Fuente: NEC 2011

Hay que tener en cuenta que en las zonas de confinamiento especial, el área de refuerzo para estribos rectangulares debe ser mayor que las siguientes ecuaciones:

$$A_{est} = 0,3 \frac{s b'_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_c}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (Ec. 2.1)$$

$$A_{est} = 0,09 \frac{s b'_c f'_c}{f_{yt}} \quad (Ec. 2.2)$$

donde:

- A_{est} es el área del estribo.
- A_{ch} es el área del núcleo confinado.
- A_c es el área de la columna.
- s es la separación entre estribos.
- b'_c es la distancia máxima que encierra el estribo.
- f'_c es la resistencia a la compresión del hormigón.
- f_{yt} es el esfuerzo de fluencia del acero transversal (estribos).

En el caso de que se usen espirales o estribos circulares, la cuantía volumétrica (ρ_s) no debe ser menor que las siguientes ecuaciones:

$$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (Ec. 2.3)$$

$$\rho_s = 0,45 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_c}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (Ec. 2.4)$$

2.2.6. Diseño a Flexión

Para el diseño a flexión se tomaron las recomendaciones del capítulo 10 (Flexión y Cargas Axiales) del código ACI 318. Para garantizar un diseño adecuado de vigas, se debe cumplir la siguiente condición:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{Ec. 2.5})$$

donde:

- ϕM_n es el momento resistente de diseño.

$$\phi M_n = \phi b_b d^2 f'_c w (1 - 0,59w) \quad (\text{Ec. 2.6})$$

- M_u es el momento calculado mediante combinaciones de carga, en el caso de esta investigación, este resultado se obtuvo mediante un análisis estructural realizado con el programa SAP 2000 v15.1.
- ϕ es el coeficiente de reducción de resistencia. Toma el valor de 0,9.
- b_b es el ancho de la viga.
- d es el peralte efectivo.

$$w = \rho \frac{f_y}{f'_c} \quad (\text{Ec. 2.7})$$

- ρ es la cuantía del acero en tensión.
- f_y es el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.

2.2.7. Diseño por Cortante

Para el diseño por cortante de vigas y columnas se tomaron las recomendaciones del capítulo 21 (Estructuras Sismo Resistentes) y capítulo 11 (Cortante y Torsión) del código ACI 318-11. Ambos elementos estructurales deben de cumplir con la siguiente condición:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ec. 2.8})$$

donde:

- ϕV_n es la resistencia de diseño al cortante.

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad (\text{Ec. 2.9})$$

- ϕ es el coeficiente de reducción de resistencia. Toma el valor de 0,75.
- V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto. Para vigas, se emplea la ecuación 2.10 y para columnas la ecuación 2.11.

$$V_c = 0,53 \lambda \sqrt{f'_c} b_b d \quad (\text{Ec. 2.10})$$

$$V_c = 0,53 \lambda \sqrt{f'_c} b_b d \left(1 + \frac{N_u}{140 A_c} \right) \quad (\text{Ec. 2.11})$$

- λ es un factor de modificación relacionado al concreto (ver sección 8.6.1 del ACI 318).
- N_u es la carga axial mayorada que ocurre simultáneamente con V_u y debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción.

- V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo cortante.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (Ec. 2.12)$$

- A_v es el área de refuerzo cortante dentro del espaciamiento s .
- V_u es la demanda de cortante calculada mediante los criterios de diseño por capacidad. Para vigas se emplea la ecuación 2.13 y para columnas la ecuación 2.14.

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{q_u l_n}{2} \quad (Ec. 2.13)$$

$$V_u = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_c} \quad (Ec. 2.14)$$

- M_{pr1} es el momento máximo probable en el extremo izquierdo de la viga, obtenido en función del diseño a flexión.
- M_{pr2} es el momento máximo probable en el extremo derecho de la viga, obtenido en función del diseño a flexión.
- q_u es la carga gravitacional distribuida en la viga.

$$q_u = 1,2q_d + 0,5q_l \quad (Ec. 2.15)$$

- q_d es la carga muerta distribuida en la viga.
- q_l es la carga viva distribuida en la viga.
- l_n es la luz libre de viga.

- M_{pr3} es el momento máximo probable en el extremo superior de la columna, obtenido del diagrama de interacción calculado considerando un aumento del 25% en el esfuerzo de fluencia.
- M_{pr4} es el momento máximo probable en el extremo inferior de la columna, obtenido del diagrama de interacción calculado considerando un aumento del 25% en el esfuerzo de fluencia.
- l_c es la altura libre de columna.

Tener en cuenta las siguientes limitaciones:

- 1) Si se llega a dar el caso que $V_u \leq 0,5 \phi V_c$ no se requiere de ningún tipo de refuerzo para cortante (A_v) pero igualmente el código ACI recomienda poner un refuerzo mínimo a la viga.

$$A_{vmin} = 0,2 \sqrt{f'_c} b_b \frac{s}{f_{yt}} \geq 3,5 b_b \frac{s}{f_{yt}} \quad (Ec. 2.16)$$

- 2) Si $V_u > \phi V_c$ es necesario colocarle refuerzo para cortante al elemento.
- 3) El refuerzo transversal en la zona de confinamiento debe resistir el cortante, para lo cual se asume $V_c = 0$ pero hay que tener en cuenta que la fuerza axial mayorada de compresión debe ser menor que $A_g f'_c / 20$ y que el cortante que genera el sismo representa un 50% o más de la resistencia máxima a cortante en esa zona.
- 4) Si $V_s > 2,2 \sqrt{f'_c} b_b d$ se recomienda incrementar las dimensiones de la sección.

2.3. Norma ASCE/SEI 41-06

La norma ASCE/SEI 41 representa el estado de los conocimientos más avanzados en ingeniería sísmica y es una herramienta valiosa para la profesión de la ingeniería estructural para revisar el desempeño sísmico de los edificios existentes y su rehabilitación.

El capítulo 3 de la norma trata de los requisitos de carga, modelos matemáticos y procedimientos analíticos para edificios usando el Método de Rehabilitación Sistemática. Se presentan cuatro procedimientos para el análisis sísmico de edificios: dos procedimientos lineales (lineal estático y lineal dinámico) y dos procedimientos no lineales (estático no lineal y dinámico no lineal).

Asimismo nos basaremos en la sección 2.8 y 6.4 de la norma ASCE/SEI 41-06 para revisar el desempeño de los arquetipos diseñados. A continuación se hace hincapié en la sección 3.3.3 de la norma, la cual trata del Procedimiento Estático No Lineal.

2.3.1. Procedimiento Estático No Lineal

Este procedimiento estima de una manera más real la demanda que los sismos le producen a las estructuras en comparación con los procedimientos lineales. Este análisis conlleva a un modelo matemático que considera la respuesta inelástica de los elementos, posteriormente se somete a la estructura a cargas laterales que se incrementan de forma monotonía hasta exceder la demanda de desplazamiento. La demanda de desplazamiento representa el máximo desplazamiento que puede experimentar la estructura durante el sismo de diseño.

El modelo debe incluir la resistencia y rigidez de los componentes primarios y secundarios, los componentes primarios son aquellos que se requieren para resistir fuerzas sísmicas, caso contrario con los componentes secundarios que no son considerados para tales efectos sísmicos.

Del análisis se obtiene una curva de capacidad (Figura 2.6) que relaciona el desplazamiento lateral del techo con el cortante basal de la estructura, luego la curva es reemplazada por una relación idealizada para poder calcular la rigidez lateral efectiva, K_e , y la resistencia efectiva a la fluencia, V_y .

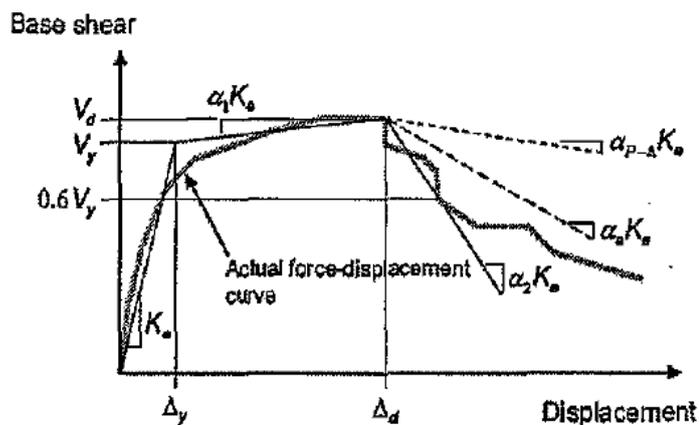


Figura 2.6: Representación gráfica de un pushover.
Fuente: ASCE/SEI 41-06.

La curva idealizada consta de 3 segmentos:

- 1) En el primer segmento, la pendiente es la rigidez lateral efectiva. K_e se lo toma como la rigidez secante calculada en una fuerza cortante basal igual al 60% de la resistencia efectiva a la fluencia. V_y no debe ser mayor que la máxima fuerza cortante en cualquier punto de la curva.
- 2) El segundo segmento representa la pendiente positiva $\alpha_1 K_e$, su pendiente comprende desde la post-fluencia hasta la demanda de desplazamiento.
- 3) El tercer segmento representa la pendiente negativa $\alpha_2 K_e$ y su pendiente se la haya desde el desplazamiento último hasta un punto en que el cortante basal se degrada un 60% de la resistencia efectiva de fluencia.

Para hallar el periodo fundamental (T_e) de este procedimiento se usa la siguiente ecuación:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_t}{K_e}} \quad (\text{Ec. 2.17})$$

donde:

- T_i es el periodo fundamental elástico mediante el análisis elástico dinámico.
- K_t es la rigidez lateral elástica de la estructura en la dirección considerada en el análisis.

La demanda de desplazamiento o “target displacement” es la que se le impone a la estructura para realizar el análisis pushover y se lo calcula con la siguiente ecuación:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e}{4\pi^2} g \quad (\text{Ec. 2.18})$$

donde:

- C_0 es un factor que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad equivalente con el desplazamiento en el techo de un sistema de varios grados de libertad y se lo obtiene de la siguiente tabla:

Tabla II: Valores para el factor de modificación C_0 .

Number of Stories	Shear Buildings ²		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Fuente: ASCE/SEI 41-06

- C_1 es un factor de modificación que relaciona el máximo desplazamiento inelástico con el desplazamiento del sistema elástico.

$$C_1 = 1 + \frac{R - 1}{aT_e^2} \quad (\text{Ec. 2.19})$$

- C_2 es un factor de modificación para representar la forma de la curva de histéresis.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R - 1}{T_e} \right)^2 \quad (\text{Ec. 2.20})$$

- g es la gravedad.
- S_a es la aceleración del espectro de respuesta.

De la ecuación 2.19, si hay periodos mayores a un segundo, $C_1 = 1,0$. Cabe mencionar que a depende del tipo de suelo (130 para clase A y B, 90 para clase C, 60 para clase D, E y F) y R se lo determina con la siguiente ecuación:

$$R = \frac{Sa}{V_y/W} * C_m \quad (\text{Ec. 2.21})$$

donde:

- W es el peso sísmico.
- C_m es el factor de masa efectivo, para nuestros casos será igual a uno (ver Tabla 3-1 de la ASCE/SEI 41-06).

2.3.2. Criterios de Desempeño

Los criterios de desempeño nos ayudan a clasificar a la estructura dependiendo de su nivel de desempeño, entre los cuales están: ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP).

La sección 2.8 de la norma ASCE/SEI 41-06 considera modelos constitutivos en base a ensayos de elementos y sistemas estructurales que no consten en la norma. Esta sección indica que en el momento que el elemento empieza a perder resistencia (en la gráfica de la constitutiva) se lo considere como la deformación máxima en prevención de colapso (CP), la seguridad de vida (LS) corresponde a un 75% de CP, mientras que el valor de IO se lo obtiene en el punto de fluencia.

Por otra parte, la sección 6.4 de la norma ASCE/SEI 41-06 considera modelos constitutivos de pórticos de hormigón armado. Para clasificar a la estructura en un determinado nivel de desempeño se hace uso de las tablas 6-7, 6-8 y 6-9 de la norma mencionada, para vigas, columnas y uniones, respectivamente. Estas tablas se encuentran en el anexo D.

2.4. Modelos no lineales de estructuras de pórticos de hormigón armado

Los modelos constitutivos nos permiten caracterizar de forma matemática el comportamiento no lineal de los elementos estructurales ante peligros sísmicos.

En (Barros, 2014) se detallan dos modelos constitutivos, los cuales nos ayudan a simular el comportamiento de los elementos de los pórticos. Estos modelos son el resultado de varios proyectos de investigación en EEUU, y de acuerdo a lo mencionado en la sección 2.3 se pueden aplicar en la metodología de la norma ASCE/SEI 41-06.

2.4.1. Modelo Constitutivo de elementos viga-columna

En una investigación realizada por (Haselton, Liel, Lange, & Deierlein, 2008) se llegó a la conclusión que el modelo de (Ibarra & Krawinkler, 2005) era el idóneo para representar el comportamiento de los elementos viga-columna para estimar la probabilidad de colapso de una estructura. Al modelo de (Ibarra & Krawinkler, 2005) se lo considera de plasticidad concentrada e incluye la degradación de rigidez y de resistencia entre ciclos histeréticos.

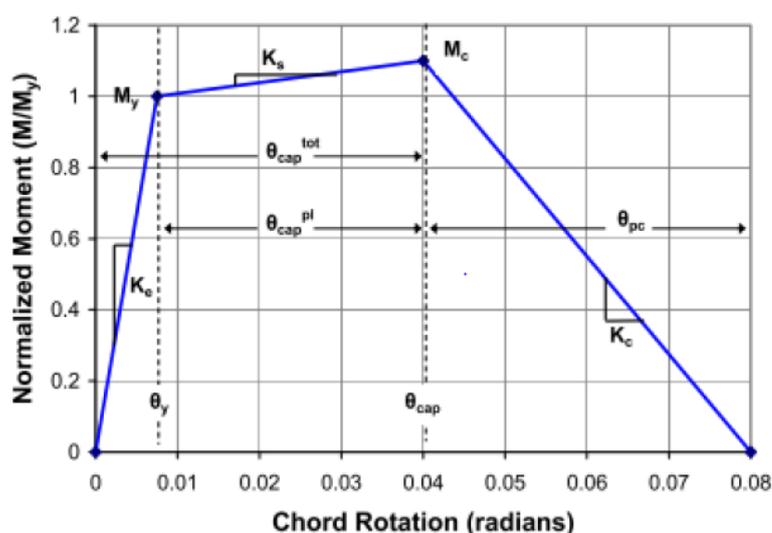


Figura 2.7: Constitutiva de elementos viga-columna.

Fuente: Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Para realizar el modelo se requieren de ciertos parámetros (Figura 2.7), para ello, con el modelo de Ibarra, Haselton et al (2008) realizaron una calibración utilizando 255 ensayos de elementos viga-columna y lograron estimar estos

parámetros que posteriormente se propusieron mediante ecuaciones, las mismas que se replican aquí desde la ecuación 2.22 hasta la ecuación 2.26.

Asimismo, sugieren utilizar la ecuación 2.27 de (Panagiotakos & Fardis, 2001) para el cálculo del momento de fluencia de la sección y las ecuaciones 2.28 y 2.29 para hallar k_0 y α , respectivamente.

$$\frac{EI_{stf40}}{EI_g} = -0,02 + 0,98v + 0,09 \left[\frac{L_t}{H} \right] \quad (Ec. 2.22)$$

$$\frac{M_c}{M_y} = 1,25 (0,89)^v (0,91)^{0,01f'_c} \quad (Ec. 2.23)$$

$$\theta^{pl}_{cap} = 0,12 (1 + 0,55a_{sl}) (0,16)^v (0,02 + 40\rho_{sh})^{0,43} (0,54)^{0,01f'_c} (0,66)^{0,1S_n} (2,27)^{10\rho_t} F_{asim} \quad (Ec. 2.24)$$

$$\theta_{pc} = 0,76 (0,031)^v (0,02 + 40\rho_{sh})^{1,02} \leq 0,1 \quad (Ec. 2.25)$$

$$\lambda = 170,7 (0,27)^v (0,10)^{\frac{s}{a}} \quad (Ec. 2.26)$$

$$M_y = bd^3\phi_y \left\{ E_c \frac{k_y^2}{2} \left[\frac{1 + \delta'}{2} - \frac{k_y}{3} \right] + \frac{E_s}{2} \left[\frac{(1 - k_y)}{(1 - \delta')} \rho + \frac{(k_y - \delta')}{(1 - \delta')} \rho' + \frac{\rho_v}{6} \right] (1 - \delta')^2 \right\} \quad (Ec. 2.27)$$

$$k_0 = 11 \left(6 \frac{EI_{stf40}}{L_t} \right) \quad (Ec. 2.28)$$

$$\alpha = \frac{M_c - M_y}{\theta^{pl}_{cap} k_0} \quad (Ec. 2.29)$$

donde:

- EI_{stf40} es la rigidez secante correspondiente a una tensión del 40% de la fluencia.
- EI_g es la rigidez neta de la sección. Hay que tener en cuenta en satisfacer esta desigualdad:

$$0,35 \leq \frac{EI_{stf40}}{EI_g} \leq 0,80 \quad (Ec. 2.30)$$

$$v = \frac{P}{A_g f'_c} \quad (Ec. 2.31)$$

- P es la carga axial sobre el elemento.
- A_g es el área neta de la sección.
- f'_c es la resistencia del hormigón a la compresión.
- L_t es la luz libre del elemento.
- H es la medida en que el elemento se deforma.
- M_c es el momento máximo por endurecimiento.
- M_y es el momento de fluencia.
- a_{sl} es un indicador de posibilidad de deslizamiento de barras longitudinales (si el deslizamiento es posible toma el valor de 1, caso contrario 0).
- ρ_{sh} es la cuantía del acero de refuerzo transversal.

$$\rho_{sh} = \frac{A_{est} N_r}{sb} \quad (Ec. 2.32)$$

- A_{est} es el área del estribo.

- N_r es el número de ramas del acero transversal.
- s es la separación de estribos.
- b es el ancho de la sección.
- S_n es el coeficiente del pandeo de las barras de refuerzo.

$$S_n = \frac{s}{d_{bl}} \sqrt{\frac{f_y}{100}} \quad (\text{Ec. 2.33})$$

- d_{bl} es el diámetro de la varilla longitudinal.
- f_y es el esfuerzo de fluencia del acero.
- ρ_t es la cuantía total del refuerzo longitudinal.

$$\rho_t = \frac{A_s + A'_s + A_v}{bH} \quad (\text{Ec. 2.34})$$

- A_s es el área de acero a tensión.

$$A_s = \rho b d \quad (\text{Ec. 2.35})$$

- A'_s es el área de acero a compresión.

$$A'_s = b d \rho' \quad (\text{Ec. 2.36})$$

- A_v es el área de acero en la zona central de la sección.

$$A_v = b d \rho_v \quad (\text{Ec. 2.37})$$

- ρ es la cuantía del acero en tensión.
- ρ' es la cuantía del acero en compresión.
- ρ_v es la cuantía del acero en la zona central de la sección.
- d es el peralte efectivo.

- d' es la distancia desde el centroide del refuerzo a compresión hasta la cara de compresión.

$$\delta' = \frac{d'}{d} \quad (\text{Ec. 2.38})$$

- F_{asim} es un factor que toma en cuenta la asimetría del refuerzo a flexión.

$$F_{asim} = \left[\frac{\max\left(0,01; \frac{\rho' f_y}{f'_c}\right)}{\max\left(0,01; \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)} \right]^{0,225} \quad (\text{Ec. 2.39})$$

- λ es la capacidad normalizada de disipación de energía.
- ϕ_y es la curvatura de fluencia.

$$\phi_y = \min\left(\frac{f_y}{E_s(1 - k_{y1})d}; \frac{1,8 f'_c}{E_c k_{y2}d}\right) \quad (\text{Ec. 2.40})$$

- E_s es el módulo de elasticidad del acero.
- E_c es el módulo de elasticidad del hormigón.
- n es la relación de módulos de elasticidad.

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (\text{Ec. 2.41})$$

- k_y es un valor que está relacionado con el eje neutro de la sección.

$$k_y = (n^2 A^2 + 2nB)^{0,5} - nA \quad (\text{Ec. 2.42})$$

Para k_{y1} :

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{P}{bd f_y} \quad (\text{Ec. 2.43})$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + \frac{\rho_v}{2} (1 + \delta') + \frac{P}{bdf_y} \quad (\text{Ec. 2.44})$$

Para k_{y2} :

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{P}{1.8nbd f'_c} \quad (\text{Ec. 2.45})$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + \frac{\rho_v}{2} (1 + \delta') \quad (\text{Ec. 2.46})$$

Tener en cuenta que los 255 ensayos realizados se rigieron a las siguientes condiciones:

$$0 < \frac{P}{A_g f'_c} < 0,90 \quad (\text{Ec. 2.47})$$

$$1,00 < \frac{L_s}{h} < 7,00 \quad (\text{Ec. 2.48})$$

$$0,20 < \frac{s}{d} < 1,30 \quad (\text{Ec. 2.49})$$

$$0 < \rho_{sh} < 0,03 \quad (\text{Ec. 2.50})$$

$$0 < \rho_L < 0,05 \quad (\text{Ec. 2.51})$$

$$20MPa < f'_c < 120MPa \quad (\text{Ec. 2.52})$$

$$320MPa < f_y < 550MPa \quad (\text{Ec. 2.53})$$

donde:

- L_s es la mitad de luz libre del elemento.
- h es la altura de la columna.

2.4.2. Modelo Constitutivo de unión viga-columna

Luego de recopilar los resultados de 341 ensayos, (Kim & LaFave, 2009) plantearon ecuaciones para determinar la constitutiva del comportamiento de corte que se generaba en las uniones, en función de los parámetros geométricos, de resistencia de materiales y de cuantías de acero que contengan estos elementos.

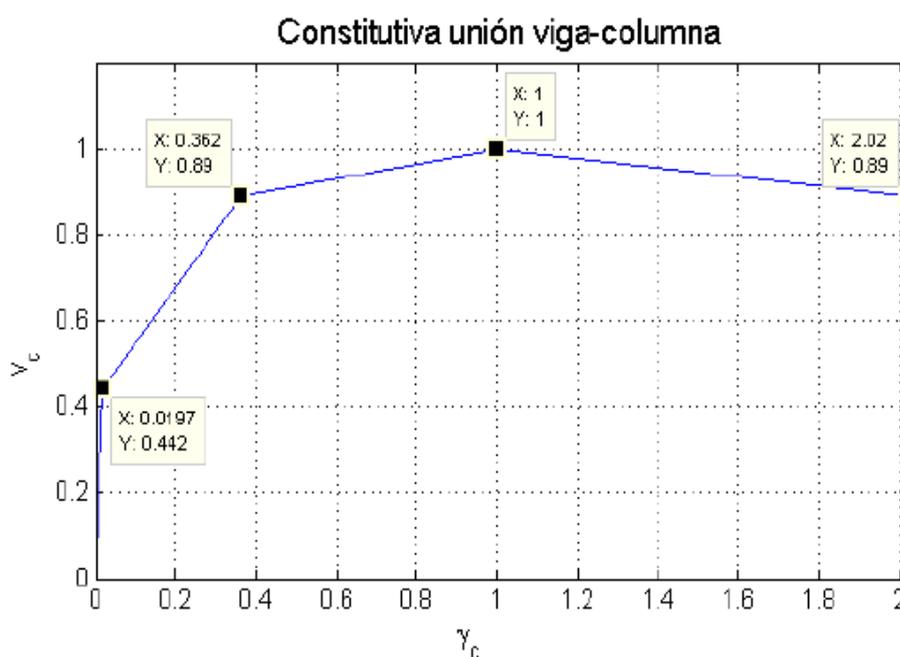


Figura 2.8: Constitutiva de unión viga-columna.

Fuente: Newmark Structural Engineering Laboratory

Para realizar el modelo se requieren de ciertos parámetros, (Kim & LaFave, 2009) plantearon las siguientes ecuaciones:

$$v_c = 1,02 \alpha_t \beta_t \eta_t (JI)^{0,15} (BI)^{0,30} (f'_c)^{0,75} \quad (\text{Ec. 2.54})$$

$$\gamma_c = 0,00549 \alpha_{yt} \beta_{yt} \eta_{yt} (JI)^{0,10} BI \left(\frac{v_c}{f'_c} \right)^{-1,75} \quad (\text{Ec. 2.55})$$

donde:

- α_t es un parámetro para describir la geometría en el plano. Toma el valor de 0,7 para nudos exteriores, 1 para nudos interiores y 0,4 para nudos tipo rodilla.
- α_{yt} es un parámetro para describir la geometría en el plano. Si $A_{sh} > 0,7$, toma el valor de 0,588 para nudos exteriores, 1 para nudos interiores y 0,322 para nudos tipo rodilla. Si $A_{sh} \leq 0,7$, toma el valor de 0,49 para nudos exteriores, 0,833 para nudos interiores y 0,269 para nudos tipo rodilla. Para lo anterior:

$$A_{sh} = \frac{A_{est} N_r}{\max \left(0,3 \frac{s b''_c f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) ; 0,09 \frac{s b''_c f'_c}{f_y} \right)} \quad (\text{Ec. 2.56})$$

- A_c es el área de la columna.
- b''_c es el ancho del núcleo confinado.
- β_t es un parámetro para describir la geometría fuera del plano. Toma el valor de 1 si al nudo no llegan vigas o llega una en el sentido perpendicular al análisis, si llegan 2 vigas toma el valor de 1,18.
- β_{yt} es un parámetro para describir la geometría fuera del plano. Toma el valor de 1 si al nudo no llegan vigas o llega una en el sentido perpendicular al análisis, si llegan 2 vigas toma el valor de 1,40.

$$\eta_t = \left(1 - \frac{e}{b_c} \right)^{0,77} \quad (\text{Ec. 2.57})$$

$$\eta_{vt} = \left(1 - \frac{e}{b_c}\right)^{-0,60} \quad (\text{Ec. 2.58})$$

- e es la distancia que existe entre el centroide de las vigas y el de las columnas.
- b_c es el ancho de la columna.
- JI es el factor de nudo.

$$JI = \frac{V_{est}f_y}{A_c d_1 f'_c} \quad (\text{Ec. 2.59})$$

- V_{est} es el volumen de estribos existentes en el nudo.
- d_1 es la distancia entre varillas superior e inferior de las vigas.
- BI es el factor de viga.

$$BI = \frac{(A_t)f_y}{A_b f'_c} \quad (\text{Ec. 2.60})$$

- A_t es el área total de acero longitudinal de la viga que llega al nudo.
- A_b es el área de la viga.

2.5. Programa Opensees

Opensees es un programa promovido por el PEER⁶ para la simulación de sistemas estructurales y geotécnicos sometidos a eventos sísmicos. *Opensees* es una gran herramienta para la modelación y análisis de la

⁶ Pacific Earthquake Engineering Research Center

respuesta no lineal de sistemas estructurales, dispone de una amplia gama de elementos, modelos de materiales y algoritmos de solución, los cuales cada vez incrementan gracias al aporte de muchos investigadores.

Al momento de modelar hay que tener en cuenta que el sistema esté dividido en elementos y nudos debido a que Opensees está basado en el método de elementos finitos. Para mayor información sobre el programa, se lo encuentra de manera gratuita en internet en: <http://opensees.berkeley.edu/>

CAPÍTULO 3

3. CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO

3.1. Generalidades

En el presente capítulo se realizará una recopilación de las dimensiones típicas usadas en estructuras de hormigón armado, que tienen uso de vivienda, en distintas ciudades del país, tales como Guayaquil, Manta y Quito; los parámetros a considerar son:

- Columnas
- Vigas
- Alturas libres
- Luces libres
- Número de losas

- Tipos de losa
- Dimensiones de losa.

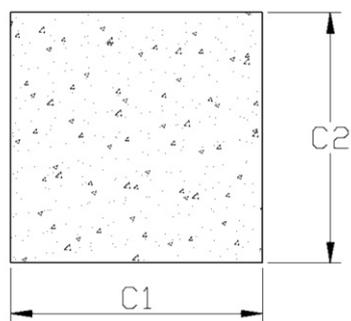
Una vez obtenida toda esa información, se realizará un resumen que tendrá el objetivo de definir los arquetipos de diseño que se van a revisar, los mismos que responderán a las dimensiones más comunes encontradas en la muestra seleccionada.

3.2. Recopilación de geometría típica de las estructuras en estudio

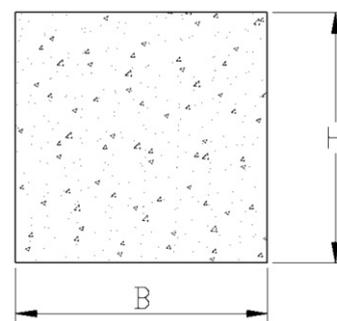
Para obtener la base de datos, se realizó una recopilación de planos estructurales de viviendas con el objetivo de tener una idea más amplia de las dimensiones que típicamente se están usando para construir en nuestro país.

Para la base de datos, se obtuvieron un total de 23 modelos de viviendas, de los cuales 5 pertenecen a estructuras conformadas sólo con cubierta metálica y los 18 restantes, a estructuras conformadas por una losa de planta alta más una cubierta metálica. En la tabla III se observan los datos recopilados.

Nótese que en la tabla III las dimensiones de columnas y vigas están dispuestas como se muestra en la Figura 3.1.



Dimensión de columna: C1 x C2



Dimensión de viga: B x H

Figura 3.1 Nomenclatura de tamaño de secciones de vigas y columnas

Tabla III: Dimensiones de los diferentes tipos de vivienda

N°	Tipo	Secciones de Columnas (mm)	Secciones de Vigas (mm)					Alturas libres de columnas (mm)		Luces libres (mm)				# de losas	Tipo de losa
1	M-1	200x200	90x250					2200		2800	1800	2400	2000	0	NA
2	M-2	200x200	90x250					2200		3000	2600	2800		0	NA
3	M-3	200x200	300x200	500x200	90x400	200x200		2450	2200	2800	2400	2000		1	Nervada
4	M-4	200X200	200X200	90X400	100X200	300X200	500X200	2450	2200	2800	2200	2000	1000	1	Nervada
5	M-7	200x200	200X200	90X400	250X200	300X200	500X200	2450	2200	2800	3600	3200		1	Nervada
6	C-8	200x200	200X200	90X400	300X200	500X200		2450	2200	2800	2000	2400	1000	1	Nervada
7	C-9A	200x200	200X200	90X400	300X200	500X200		2450	2200	2800	2000	2400		1	Nervada
8	C-9C	200x200	200X200	90X400	300X200	500X200		2450	2200	2800	2000			1	Nervada
9	M-10A	200x200	200X200	90X400	300X200	500X200	250X200	2450	2200	2800	2000	2400	2200	1	Nervada
10	C-10B	200X200	200X200	90X400	300X200	500X200	250X200	2450	2200	2800	2000	2400	2200	1	Nervada
11	C-1	200X200	200X200	150X300	100X400			2750	2700	3000	2800	3400	2900	1	Nervada
12	A-1	200x200	80X200	80X150				2550		2900	3400	1100		0	NA
13	B-1	200X200	80X200	80X150				2550		2900	3400	1100		0	NA
14	D-1	200X200	150X300	300X150	90X350			2550	2400	2900				1	Nervada

Tabla III: Dimensiones de los diferentes tipos de vivienda (continuación)

N°	Tipo	Secciones de Columnas (mm)	Secciones de Vigas (mm)					Alturas libres de columnas (mm)		Luces libres (mm)				# de losas	Tipo de losa
15	H-1	200X200	150X300	300X150	90X350			2550	2400	2900				1	Nervada
16	P-1	200X200	300X150	150X300	400X150	90X350		2550	2400	2900	3400			1	Nervada
17	PH-1	200X200	150X300	400X150	300X150	90X350		2550	2400	2900	3400			1	Nervada
18	PI-1	200X200	150X300	300X150	90X350			2550	2400	2900				1	Nervada
19	PR-1	200X200	150X300	300X150	90X350			2550	2400	2900	3400			1	Nervada
20	T-1	200x200	150X300	300X150	90X350			2550	2400	3400	2900	1800		1	Nervada
21	O-1	200X200	150X300	300X150	90X350			2550	2400	3400	2900			1	Nervada
22	HY-1	200X200	80X200	80X150				2550		3400	2900	800		0	NA
23	AN-1	200X200	150X300	300X150	450x150			2550	2400	2900				1	NA

En la tabla IV se muestran los datos obtenidos de las viviendas conformadas sólo por cubierta metálica. Nótese que los números corresponden a los elementos que conforman cada modelo, por ejemplo: la vivienda tipo M-1 está conformado por 13 columnas de 200x200mm, 18 vigas de 180x250mm; 3 luces libres de 1800mm, 2 de 2000mm, 3 de 2600mm y 6 de 2800mm. En todos los tipos de viviendas, la altura libre de columnas es constante, por tal motivo se ha colocado el valor de 1 en dicha columna.

Tabla IV: Dimensiones típicas del mercado de viviendas conformadas sólo por cubierta metálica

Tipo	Secciones de Columnas (mm)	Secciones de Vigas (mm)			Alturas de columnas libres (mm)		Luces libres (mm)							
	200x200	80X150	80X200	90x250	2200	2550	800	1800	2000	2600	2800	2900	3000	3400
M-1	13			18	1			3	2	3	6		4	
M-2	14			20	1						13		7	
A-1	11	3	12			1						12		3
B-1	14	4	16			1						17		3
HY-1	18	3	23			1	1					20		5

La tabla V contiene los porcentajes de dimensiones de columnas, vigas, alturas de columna libres y luces libres con respecto al total:

Tabla V: Porcentajes de las dimensiones en estudio

	Columnas (mm)	Secciones de Vigas (mm)			Alturas de columnas libres (mm)		Luces libres (mm)							
	200x200	80X150	80X200	90x250	2200	2550	800	1800	2000	2600	2800	2900	3000	3400
Porcentaje	100%	10%	52%	38%	40%	60%	1%	3%	2%	3%	19%	49%	11%	11%

La Figura 3.2 representa en un diagrama de barras, los porcentajes obtenidos en la tabla V:

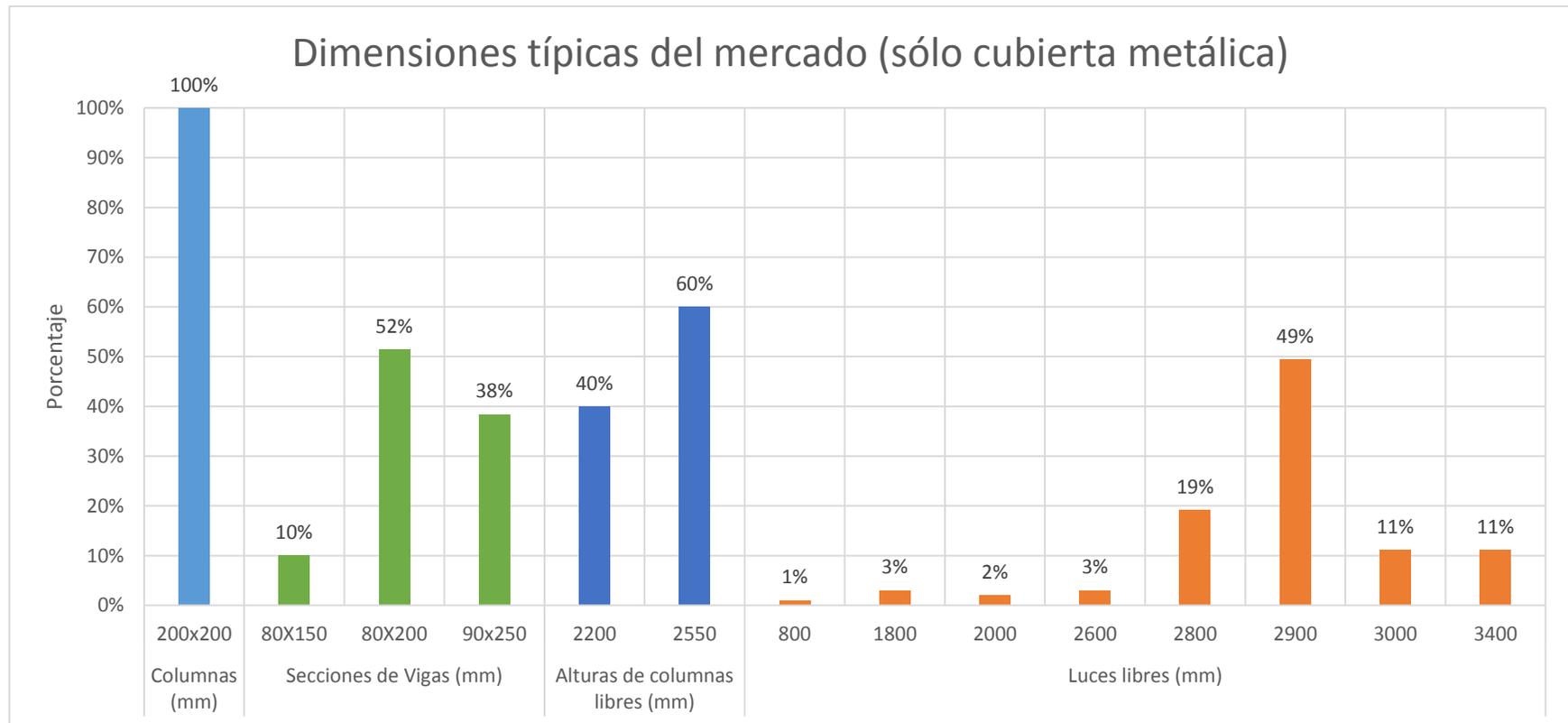


Figura 3.2: Porcentajes de las dimensiones con respecto al total (sólo cubierta metálica)

De igual forma, en la tabla VI se observan los datos obtenidos de viviendas conformadas por losa y cubierta metálica:

Tipo	Secciones de Columnas (mm)	Secciones de Vigas (mm)										Alturas libres de columna (mm)						Luces libres (mm)											
	200x200	90x350	90x400	200x200	100x400	150x300	300x150	250x200	300x200	400x150	500x200	2200	2400	2450	2550	2700	2750	1000	1800	2000	2200	2400	2800	2900	3000	3200	3400	3600	
M-3	10		3	3					6		1	1		1						3		2	8						
M-4	12		3	5						5	3	1		1			1		3	5			7						
M-7	12		2	4				2	3		2	1		1									7			3		3	
C-8	14		2	6						11	1	1		1			2		3			3	12						
C-9A	14		3	7						6	4	1		1			2		3			3	12						
C-9C	14		3	7						6	4	1		1			2		3				15						
M-10A	15		3	6				1	6		4	1		1					3	2	3	12							
C-10B	15		3	6				1	6		4	1		1					3	2	3	12							
C-1	14			9	1	10					1					1	1						2	5	9		4		
D-1	9	1				9	2						1		1								12						
H-1	11	1				13	1						1		1								15						
P-1	12	1				11	4				1		1		1								13			4			
PH-1	15	1				16	4				1		1		1								17			5			
PI-1	11	1				13	1						1		1								15						
PR-1	11	1				11	3						1		1								12			3			
T-1	14	1				15	4						1		1			2					14			4			
O-1	13	1				16	1						1		1								15			3			
AN-1	10	1				10	1				1			1									13						

Tabla VI: Dimensiones típicas del mercado de viviendas conformadas por losa más cubierta metálica

La tabla VII contiene los porcentajes de dimensiones de columnas, vigas, alturas de columna libres y luces libres con respecto al total:

Tabla VII: Porcentajes de las dimensiones en estudio

Secciones de Columnas (mm)	Secciones de Vigas (mm)										Alturas libres de Columnas (mm)					Luces libres (mm)											
200x200	90x350	90x400	200X200	100X400	150X300	300X150	250x200	300X200	400X150	500X200	2200	2400	2450	2550	2700	2750	1000	1800	2000	2200	2400	2800	2900	3000	3200	3400	3600
100%	3%	7%	17%	0%	40%	7%	1%	16%	1%	8%	22%	25%	22%	25%	3%	3%	2%	1%	7%	3%	5%	28%	42%	3%	1%	7%	1%

En la Figura 3.3 se observan los porcentajes de cada dimensión con respecto al total:

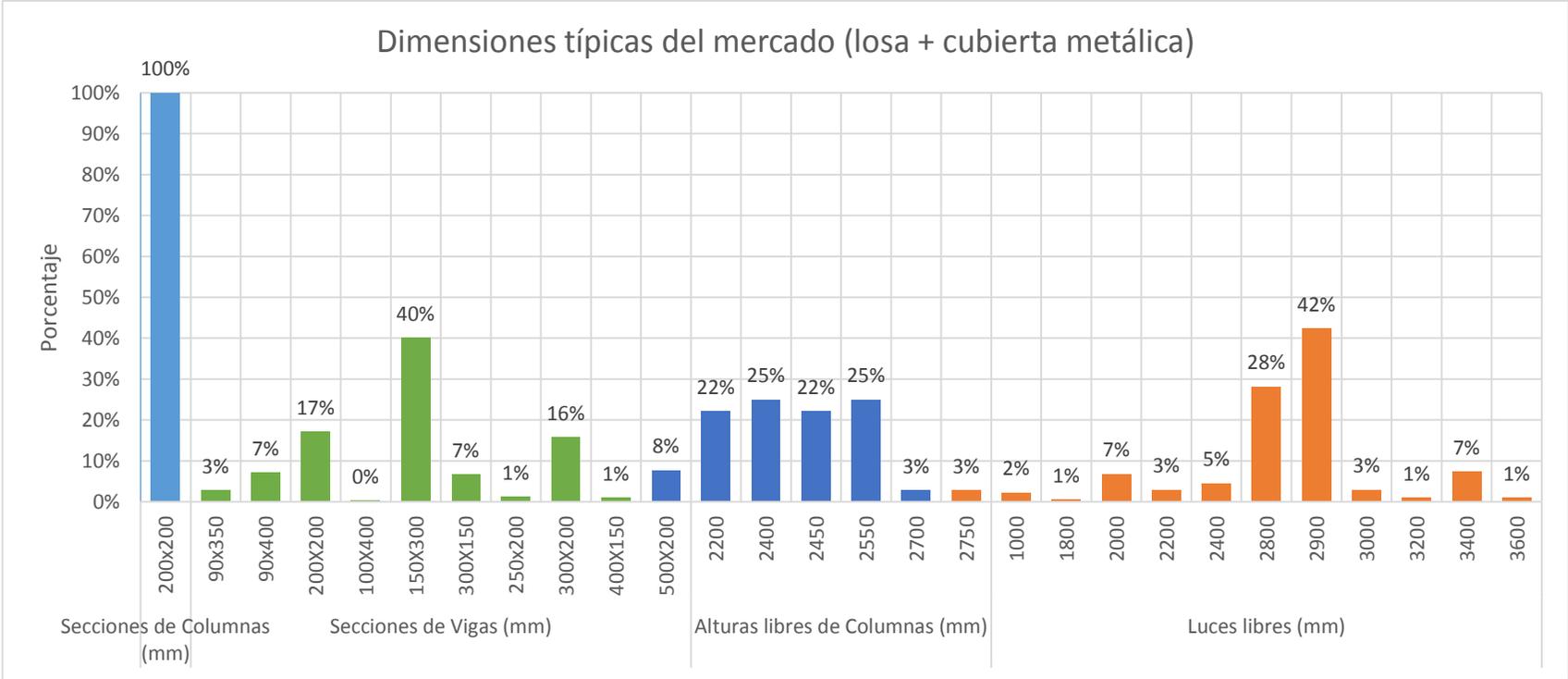


Figura 3.3: Porcentajes de las dimensiones con respecto al total (losa + cubierta metálica)

3.3. Arquetipos de Diseño

Una vez recopilada la base de datos, y obtenido los porcentajes de cada dimensión en estudio, se pueden construir los arquetipos de diseño, de los cuales se realizará un diseño estructural según los requerimientos establecidos en la NEC 2011 y ASCE/SEI 7-10. Posteriormente se compararán con los diseños típicos del mercado y con los mínimos que dictan las normas antes mencionadas. Las Figuras 3.2 y 3.3 arrojan los siguientes arquetipos de diseño:

3.3.1. Viviendas Conformadas Sólo Por Cubierta Metálica

Para este tipo de estructuras, se dispone de columnas de 200x200mm, vigas de 80x200mm, alturas libres de columna de 2200 y 2550mm, luces libres de 2900mm. Además, el número de luces será de 2 y 3, para representar los dos ejes (x e y).

En las Figuras 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7 se observan los arquetipos de diseño que corresponden a viviendas conformadas sólo por cubierta metálica.

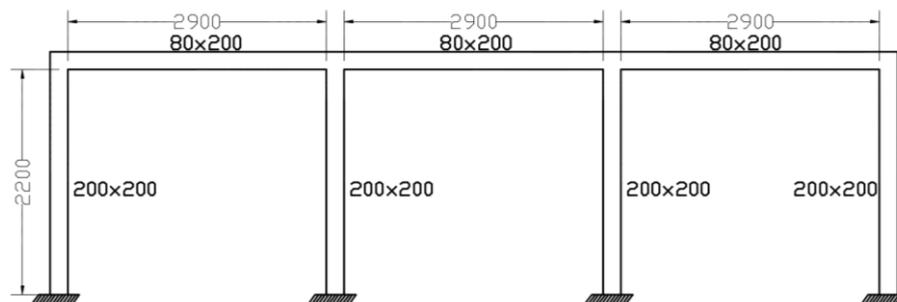


Figura 3.4: Geometría Arquetipo de diseño 1

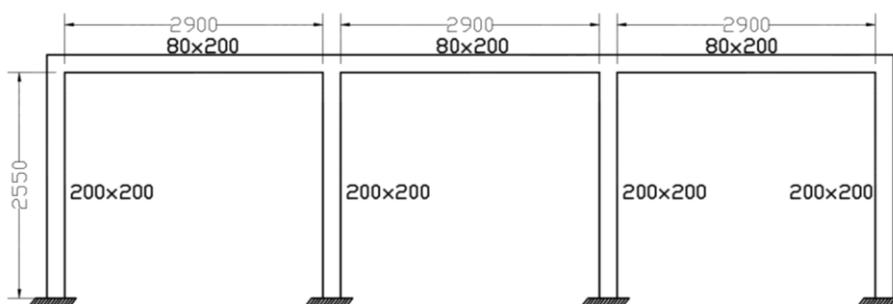


Figura 3.5: Geometría Arquetipo de diseño 2

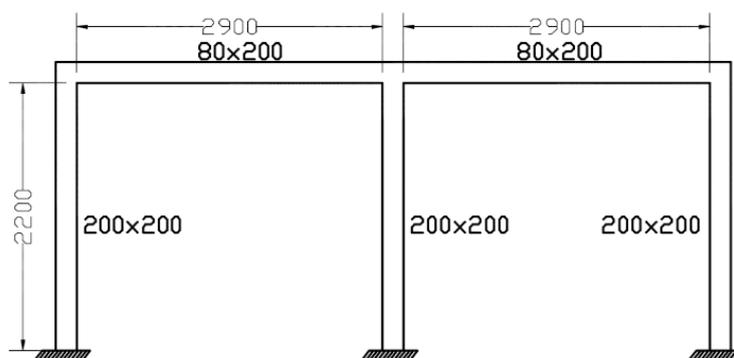


Figura 3.6: Geometría Arquetipo de diseño 3

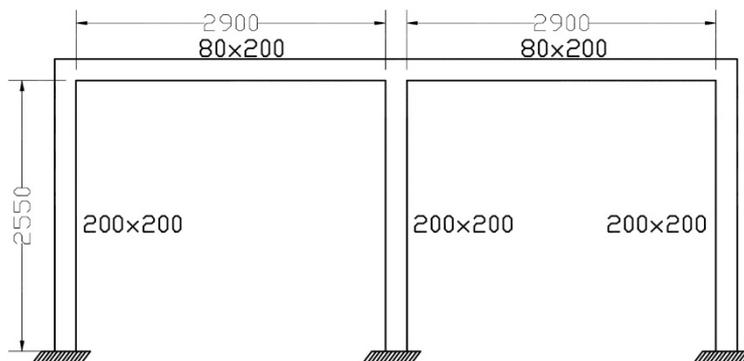


Figura 3.7: Geometría Arquetipo de diseño 4

3.3.2. Viviendas Conformadas Por Losa Y Cubierta Metálica

Para este tipo de estructuras de 2 niveles, al igual que en las estructuras conformadas únicamente por cubierta metálica, las columnas tienen una dimensión de 200×200 , vigas 150×300 , luces libres de 2900 y alturas libres de columna de 2200 y 2550 mm. Así mismo, se tienen 2 y 3 luces para representar los ejes x e y.

Los arquetipos de diseño para las estructuras de 2 niveles, se muestran en las Figuras del 3.8 al 3.11:

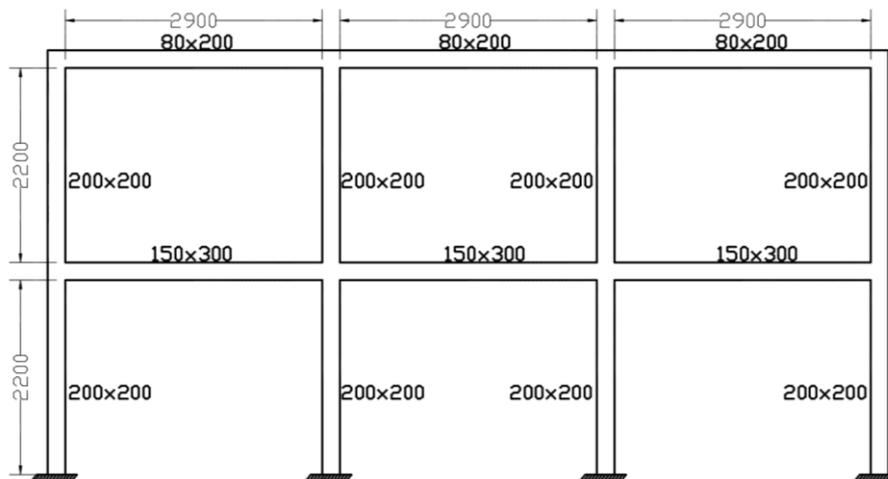


Figura 3.8: Geometría Arquetipo de diseño 5

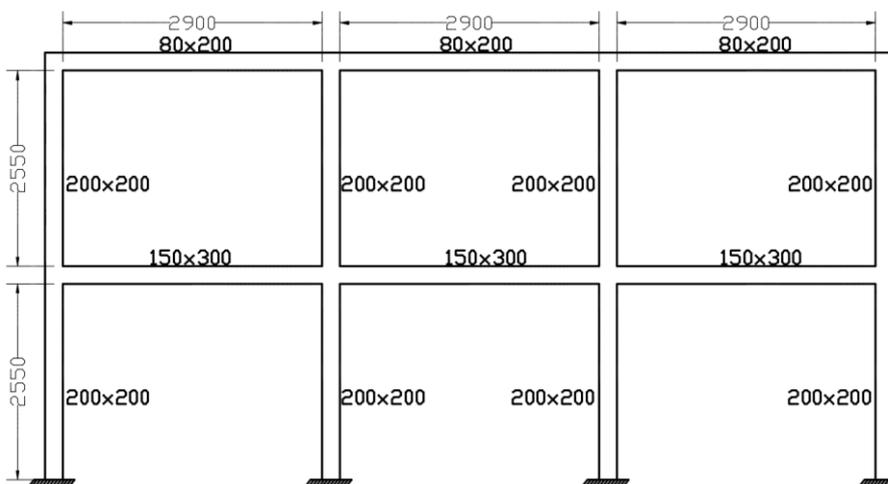


Figura 3.9: Geometría Arquetipo de diseño 6

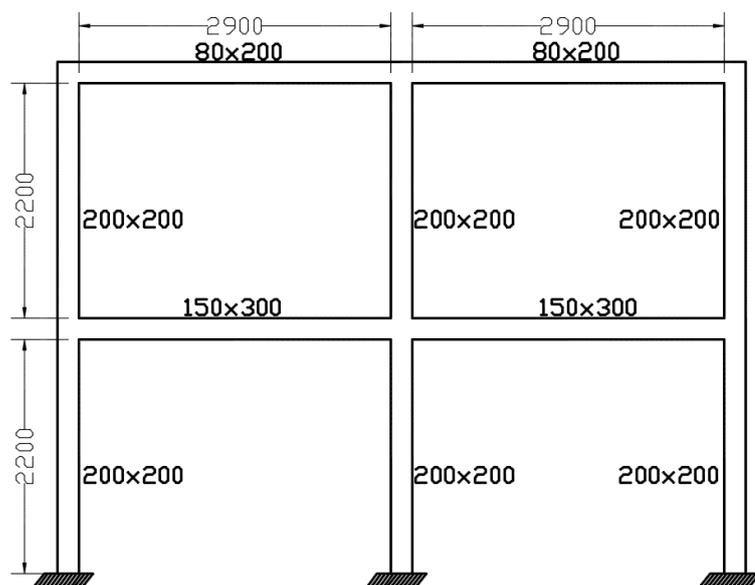


Figura 3.10: Geometría Arquetipo de diseño 7

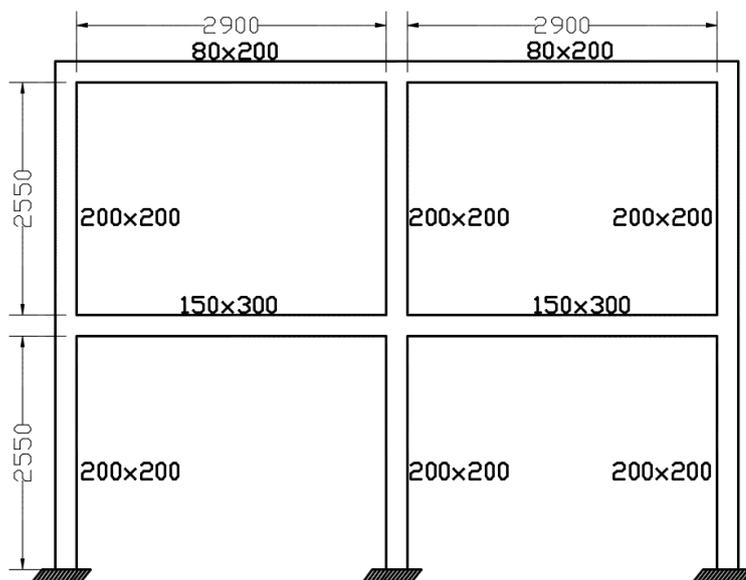


Figura 3.11: Geometría Arquetipo de diseño 8

CAPÍTULO 4

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE ARQUETIPOS

4.1. Generalidades

En este capítulo se muestran los resultados del diseño estructural realizado a los 8 arquetipos obtenidos en el capítulo anterior, siguiendo las exigencias sismo-resistentes de la NEC 2011 (ver sección 2.2).

Las dimensiones de los arquetipos se detallan en la tabla VIII y IX.

Tabla VIII: Resumen de las dimensiones obtenidas en el cap. 3 para pórticos de 1 nivel.

Arquetipo	Columnas		Vigas		Luz libre (mm)	Altura libre de columna (mm)	Número de vanos
	c1(mm)	c2(mm)	b(mm)	h(mm)			
1	200	200	80	200	2900	2200	3
2	200	200	80	200		2550	
3	200	200	80	200		2200	2
4	200	200	80	200		2550	

Tabla IX: Resumen de las dimensiones obtenidas en el cap. 3 para pórticos de 2 niveles.

Arquetipo	Nivel	Columnas		Vigas		Luz libre (mm)	Altura libre de columna (mm)	Número de vanos
		c1(mm)	c2(mm)	b(mm)	h(mm)			
5	1	200	200	150	300	2900	2200	3
	2	200	200	80	200		2550	
6	1	200	200	150	300		2200	2
	2	200	200	80	200		2550	
7	1	200	200	150	300		2200	2
	2	200	200	80	200		2550	
8	1	200	200	150	300		2200	2
	2	200	200	80	200		2550	

Como se observa en las tablas VIII y IX, las dimensiones obtenidas no cumplen con los mínimos que señala la NEC 2011 en su capítulo 10, los mismos que se encuentran en la tabla 2.2 de esta investigación.

En las tablas X y XI se muestra la misma información anterior, pero modificando las dimensiones que no cumplen con el mínimo que señala la norma:

Tabla X: Tabla con las dimensiones mínimas que señala la NEC 2011 en su capítulo 10 para pórticos de 1 nivel.

Arquetipo	Columnas		Vigas		Luz libre (mm)	Altura libre de columna (mm)	Número de vanos
	c1(mm)	c2(mm)	b(mm)	h(mm)			
1	200	200	150 80	200	2900	2200	3
2	200	200	150 80	200		2550	
3	200	200	150 80	200		2200	2
4	200	200	150 80	200		2550	

Tabla XI: Tabla con las dimensiones mínimas que señala la NEC 2011 en su capítulo 10 para pórticos de 2 niveles.

Arquetipo	Nivel	Columnas		Vigas		Luz libre (mm)	Altura libre de columna (mm)	Número de vanos
		c1(mm)	c2(mm)	b(mm)	h(mm)			
5	1	250 200	250 200	200 150	300	2900	2200	3
	2	200	200	150 80	200		2550	
6	1	250 200	250 200	200 150	300		2200	2
	2	200	200	150 80	200		2550	
7	1	250 200	250 200	200 150	300	2900	2200	2
	2	200	200	150 80	200		2550	
8	1	250 200	250 200	200 150	300		2200	2
	2	200	200	150 80	200		2550	

4.2. Diseño Estructural según la Norma NEC 2011

4.2.1. Filosofía De Diseño

Los requisitos que detalla la NEC 2011, tienen como finalidad proporcionar a una estructura de uso normal de edificación, un adecuado comportamiento sismo-resistente que cumpla con la filosofía que se encuentra en el capítulo 2 de la norma en el numeral 2.6.1:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.

- Presente las derivas de piso ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de los criterios de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

4.2.2. Sistema Estructural A Utilizar

El sistema estructural a utilizar consiste en pórticos especiales resistentes a momentos, conformados por columnas y vigas.

4.2.3. Cargas

Las cargas a considerar en los diseños son:

- Carga muerta: $P_d = 500 \text{ kg/cm}^2$
- Carga viva: $P_l = 200 \text{ kg/cm}^2$

4.2.4. Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga a utilizar son:

- 1) $1,4 D$
- 2) $1,2 D + 1,6 L + 0,5 Lr$
- 3) $0,9 D + 1,0 E$

donde:

- D es la Carga Muerta.
- L es la Carga Viva.
- Lr es la Carga viva de cubierta.
- E es la Carga Sísmica.

4.2.5. Materiales

Hormigón

El hormigón a utilizar tiene una resistencia a la compresión a los 28 días.

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 .$$

Acero De Refuerzo

Se utilizan varillas corrugadas con un esfuerzo de fluencia. $fy =$

$$4200 \text{ kg/cm}^2 .$$

4.2.6. Tipo De Uso, Destino E Importancia De La Estructura

En la tabla XII se muestra el factor de importancia según el uso y el destino de la estructura que se va a diseñar; en la presente investigación se adopta el factor de importancia $I=1$, debido a que a las viviendas corresponden a la categoría otras edificaciones.

Tabla XII: Tipo De Uso, Destino E Importancia De La Estructura

CATEGORÍA	TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1

FUENTE: NEC 2011

4.2.7. Espectro Elástico De Diseño

Con el objetivo de poder utilizar las normas americanas para el análisis no-lineal, para el diseño se decidió utilizar el espectro de tipo determinístico que propone la norma ASCE/SEI 7-10, en la sección 21.2, considerando la categoría de diseño sísmico D, la misma que es equivalente para el diseño estructural en la ciudad de Guayaquil. De la Figura 4.1 se obtiene $S_a = 1$, que es el valor de la meseta del espectro.

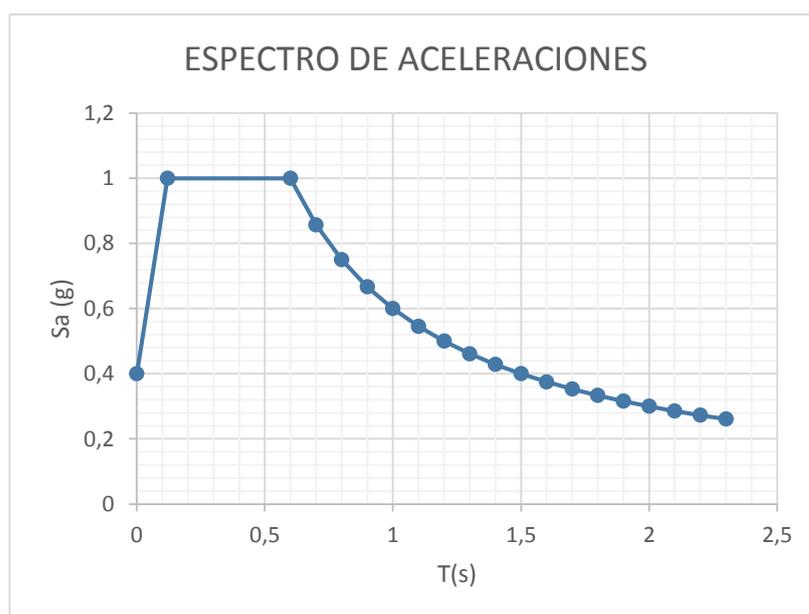


Figura 4.1 Espectro de Aceleraciones.

Fuente: Elaboración de los autores.

4.2.8. Coeficientes De Configuración Estructural En Elevación Y En Planta

Los coeficientes de configuración estructural en elevación (Φ_E) y en planta (Φ_P) se obtienen del análisis de regularidad en planta y elevación de las estructuras. Como los arquetipos de diseño obtenidos no poseen irregularidad alguna tanto en planta como en elevación, se usan los valores de $\Phi_E = 1$ y $\Phi_P = 1$.

4.2.9. Factor de reducción de resistencia sísmica R

La NEC 2011 divide los sistemas estructurales en 2 grupos, los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada.

Este factor sirve para reducir la aceleración espectral, logrando así un diseño económico, previendo mediante el detallado de los elementos, la ductilidad adecuada y disipación de energía suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos.

Para la presente tesis, se utiliza un factor "R" igual a 3, debido a que el sistema estructural utilizado entra en el grupo de sistemas estructurales de ductilidad limitada, específicamente pertenece a los pórticos de hormigón

armado con secciones menores a las especificadas en el capítulo 4 de la NEC, limitada a 2 pisos.

4.2.10. Peso sísmico reactivo W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por el sismo, y se calcula:

$$W = P_d + 0,25 P_l \quad (\text{Ec. 4.1})$$

donde:

- P_d es la Carga muerta.
- P_l es la Carga viva.

4.2.11. Cortante Basal de Diseño

El cortante basal de diseño se calcula utilizando la ecuación 4.2

$$V = \frac{I S_a}{R \Phi_P \Phi_E} W \quad (\text{Ec. 4.2})$$

donde:

- I es el factor de importancia definido en 4.2.7.
- W es el peso sísmico reactivo definido en 4.2.10.
- S_a es la aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico de diseño, definido en 4.2.6.

- Φ_P, Φ_E son los factores de configuración estructural en planta y en elevación, definido en 4.2.8.
- R es el factor de reducción de respuesta estructural, definido en 4.2.9.

4.2.12. Periodo de vibración T

La NEC permite determinar el periodo de la estructura mediante 2 métodos, para la presente investigación se utilizó el método 1, cuya ecuación es:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (\text{Ec. 4.3})$$

donde:

- h_n es la altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $C_t = 0,049$ y $\alpha = 0,75$.

4.2.13. Distribución Vertical de fuerzas laterales

Para considerar los efectos del sismo, se utiliza el método estático equivalente en el cual las fuerzas laterales totales obtenidas en los cálculos

deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad ; \quad V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad ; \quad F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

donde:

- V es el cortante total en la base de la estructura, definido en 4.2.10.
- V_x es el cortante total en el piso x de la estructura.
- F_i es la fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.
- F_x es la fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.
- n es el número de pisos de la estructura.
- w_x es el peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .
- w_i es el peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .
- h_x es la altura del piso x de la estructura.
- h_i es la altura del piso i de la estructura.
- K es el coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T , que se evalúa de la siguiente manera:
 - Para valores de $T \leq 0,5s$, $k = 1,0$.
 - Para valores de $0,5s < T \leq 2,5s$, $k = 0,75 + 0,50T$.
 - Para valores de $T > 2,5s$, $k = 2,0$.

4.2.14. Secciones Agrietadas

Se utiliza el concepto de inercias agrietadas para considerar que las secciones de los elementos se encuentran en este estado desde el instante mismo de su construcción y, más aún cuando se presenten las demandas de un evento sísmico. Los valores de las inercias agrietadas que señala la NEC 2011 se muestran en la tabla XIII.

Tabla XIII: Inercia Agrietada De Los Elementos

Elemento	Inercia Agrietada
Vigas	0,5 I_g
Columnas	0,8 I_g

donde:

- I_g es el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento.

4.2.15. Derivas máximas admisibles

Con el fin de obtener una estructura que cumpla con la filosofía de diseño, la NEC 2011 determina un límite máximo para el desplazamiento lateral de los elementos que conforman la estructura, debido a que excesivas

deformaciones pueden ocasionar daños a los elementos estructurales y no estructurales.

La tabla XIV muestra los límites de las derivas de entrepiso inelásticas máximas, que deben satisfacer todas las columnas de la edificación.

Tabla XIV: Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010

El cálculo de la deriva de entrepiso, viene dado por la siguiente ecuación:

$$\Delta_M = 0,75R\Delta_E \quad (\text{Ec. 4.5})$$

donde:

- R es el factor de reducción de resistencia definido por 4.2.8.
- Δ_M no puede superar los valores establecidos en la tabla XIV.
- Δ_E es la deriva de entrepiso.

4.2.16. Criterio Columna Fuerte – Viga Débil

El capítulo 10 de la NEC 2011, no menciona el criterio de columna fuerte – viga débil, por lo que no se consideró dicho criterio para el diseño de los arquetipos.

4.3. Observaciones a los diseños realizados

Los diseños de los arquetipos según la NEC 2011, tuvieron una gran cantidad de observaciones, las cuales se detallan a continuación:

- Las derivas de entrepiso de todos los arquetipos, utilizando las dimensiones típicamente encontradas en estructuras reales, sobrepasaban el límite establecido por la norma, por lo que se optó por incrementar las secciones de vigas y columnas.
- Las dimensiones de las vigas del primer piso de los arquetipos de 2 niveles, no cumplían el diseño por flexión, por lo que se incrementaron las secciones transversales de dichos elementos.
- Las columnas del primer nivel de los arquetipos 7 y 8, no cumplían con el diseño por flexo-compresión, por lo tanto, se incrementaron las secciones de estos elementos.

Es importante mencionar que los arquetipos fueron diseñados con las dimensiones mínimas que señala el capítulo 10 de la NEC 2011, que son para viviendas de hasta 2 niveles.

Esto claramente indica que la NEC 2011 es demasiado conservadora con estructuras de hasta 2 niveles, con uso de vivienda; el factor $R=3$ para este tipo de estructuras, incrementa de manera considerable el valor de la carga sísmica que es aplicada a la edificación.

La tabla XV muestra las dimensiones con las cuales se realizaron los diseños de los arquetipos con los que se cumplieron todos los requerimientos que exige la NEC 2011.

Tabla XV: Dimensiones usadas para el diseño de los arquetipos.

Arquetipo	Nivel	Columnas		Vigas		Luz libre (mm)	Altura libre de columna (mm)	Número de vanos	
		c1(mm)	c2(mm)	b(mm)	h(mm)				
1	1	200	250	150	300	2900	2200	3	
2	1	250	300	150	300		2550		
3	1	200	250	150	300		2200	2	
4	1	250	300	150	300		2550		
5	1	250	300	200	450		2200	3	
	2	250	300	150	350				
6	1	250	300	200	450				2550
	2	250	300	150	350				
7	1	250	350	200	450		2200	2	
	2	250	300	150	350				
8	1	250	350	200	450		2550		
	2	250	300	150	350				

Las tablas XVI y XVII muestran el armado de las columnas y vigas, respectivamente para los 8 arquetipos de diseño.

Tabla XVI: Refuerzo de acero para las columnas.

Arquetipo	Nivel	Columnas			
		Longitudinal		Transversal	
		#	ϕ (mm)	ϕ (mm)	s (mm)
1	1	8	14	8	80
2	1	8	14	8	80
3	1	8	14	8	80
4	1	8	14	8	80
5	1	12	16	8	70
	2	12	12	8	90
6	1	12	16	8	70
	2	12	12	8	90
7	1	12	16	10	90
	2	12	12	8	70
8	1	12	16	10	90
	2	12	14	8	80

Tabla XVII: Refuerzo de acero para las vigas.

Arquetipo	Nivel	Vigas					
		Longitudinal positivo		Longitudinal negativo		Transversal	
		#	ϕ (mm)	#	ϕ (mm)	ϕ (mm)	s (mm)
1	1	2	12	2	16	8	70
2	1	2	12	2	16	8	70
3	1	2	12	2	16	8	70
4	1	2	12	2	16	8	70
5	1	3	16	4	16	8	90
	2	3	12	3	12	8	70
6	1	4	16	4	16	8	90
	2	3	12	4	12	8	70
7	1	4	16	4	16	8	90
	2	3	12	4	12	8	70
8	1	4	16	4	18	8	90
	2	3	12	4	14	8	70

Los cálculos realizados para obtener estos diseños, se muestran en detalle en el Anexo A de la presente investigación.

4.4. Comparación entre diseños realizados, requerimientos mínimos y diseños típicos del mercado

Las tablas XVIII y XIX muestran en porcentaje, cuánto es el incremento del área de las secciones de los arquetipos de diseño, con las dimensiones típicas que existen en el mercado.

Tabla XVIII: Porcentaje de incremento del área de las secciones de pórticos de un nivel en comparación con los diseños típicos del mercado.

Arquetipo	Nivel	Columnas	Vigas
1	1	125%	281%
2	1	188%	281%
3	1	125%	281%
4	1	188%	281%
PROMEDIO		156%	281%

Tabla XIX: Porcentaje de incremento del área de las secciones de pórticos de dos niveles en comparación con los diseños típicos del mercado.

Arquetipo	Nivel	Columnas	Vigas
5	1	188%	200%
	2	188%	328%
6	1	188%	200%
	2	188%	328%
7	1	219%	200%
	2	188%	328%
8	1	219%	200%
	2	188%	328%
PROMEDIO		195%	264%

Las tablas XX y XXI muestran en porcentaje, el incremento del área de las secciones de los arquetipos de diseño, con los diseños mínimos que exige la NEC 2011.

Tabla XX: Porcentaje de incremento del área de las secciones de pórticos de un nivel en comparación con los diseños mínimos de la NEC.

Arquetipo	Nivel	Columnas	Vigas
1	1	125%	150%
2	1	188%	150%
3	1	125%	150%
4	1	188%	150%
PROMEDIO		156%	150%

Tabla XXI: Porcentaje de incremento del área de las secciones de pórticos de dos niveles en comparación con los diseños mínimos de la NEC.

Arquetipo	Nivel	Columnas	Vigas
5	1	120%	225%
	2	188%	131%
6	1	120%	225%
	2	188%	131%
7	1	140%	225%
	2	188%	131%
8	1	140%	225%
	2	188%	131%
PROMEDIO		159%	178%

De manera análoga, las tablas XXII a XXV muestran en porcentaje cuánto es el incremento de la inercia de las secciones, tanto con los diseños típicos del mercado como los diseños mínimos que menciona la NEC 2011.

Tabla XXII: Porcentaje de incremento de la inercia las secciones de pórticos de un nivel en comparación con los diseños típicos del mercado.

Arquetipo	Nivel	Columnas	Vigas
1	1	195%	633%
2	1	422%	633%
3	1	195%	633%
4	1	422%	633%
PROMEDIO		309%	633%

Tabla XXIII: Porcentaje de incremento de la inercia las secciones de pórticos de dos niveles en comparación con los diseños típicos del mercado.

Arquetipo	Nivel	Columnas	Vigas
5	1	422%	450%
	2	422%	1005%
6	1	422%	450%
	2	422%	1005%
7	1	670%	450%
	2	422%	1005%
8	1	670%	450%
	2	422%	1005%
PROMEDIO		484%	727%

Tabla XXIV: Porcentaje de incremento de la inercia de las secciones de pórticos de un nivel en comparación con los diseños mínimos de la NEC.

Arquetipo	Nivel	Columnas	Vigas
1	1	195%	338%
2	1	422%	338%
3	1	195%	338%
4	1	422%	338%
PROMEDIO		309%	338%

Tabla XXV: Porcentaje de incremento de la inercia de las secciones de pórticos de dos nivel en comparación con los diseños mínimos de la NEC.

Arquetipo	Nivel	Columnas	Vigas
5	1	173%	1139%
	2	422%	402%
6	1	173%	1139%
	2	422%	402%
7	1	274%	1139%
	2	422%	402%
8	1	274%	1139%
	2	422%	402%
PROMEDIO		323%	771%

Con relación al área de las secciones, existe en promedio un incremento del 156% para las columnas y 281% para las vigas; esto es para las estructuras de 1 nivel. Para las estructuras de 2 niveles se tiene un aumento del área de las secciones de 195% en columnas y 264% en vigas.

Con lo que respecta al incremento de la inercia de los elementos, se observa que esta propiedad geométrica es 396% mayor para columnas y 680% para vigas.

Estos incrementos son necesarios para obtener diseños sismo-resistentes que cumplan con los requerimientos que exige la NEC 2011. Por lo antes mencionado, se entiende que lamentablemente en nuestro país las construcciones de viviendas están haciendo caso omiso a la norma vigente

de construcción, o en su defecto, sí se están considerando las paredes de mampostería como elementos estructurales (vale recalcar que esto no es parte de la presente investigación).

Viéndolo desde otro punto de vista, se puede decir que la NEC 2011 está siendo muy conservadora al momento de diseñar pórticos con dimensiones menores a las que exige el capítulo 4 de esta norma (columnas de 30x30 cm y vigas de 25x25 cm). Además, los valores de las dimensiones mínimas parece que no guardan relación con las exigencias de diseño del mismo capítulo.

CAPÍTULO 5

5. EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO

5.1. Generalidades

El presente capítulo corresponde al análisis no-lineal de los arquetipos diseñados en el apartado anterior; este análisis se lo realiza con la ayuda del programa *Opensees* y siguiendo el procedimiento que exige el ASCE/SEI 41-06.

En (Barros, 2014) se mencionan materiales uniaxiales del programa *Opensees* que simulan la unión viga-columna y las rótulas en los extremos de columnas y vigas (elementos tipo “*zeroLength*”) del pórtico. La constitutiva de elementos viga-columna es modelada por el material uniaxial “*Modified Ibarra-Medina-Krawinkler Deterioration Model with Peak-Oriented Hysteretic*

Response ("ModIMKPeakOriented") y la constitutiva de las uniones viga-columna es modelada por el material uniaxial "Pinching4". En la Figura 5.1 se observa la geometría general del modelo realizado.

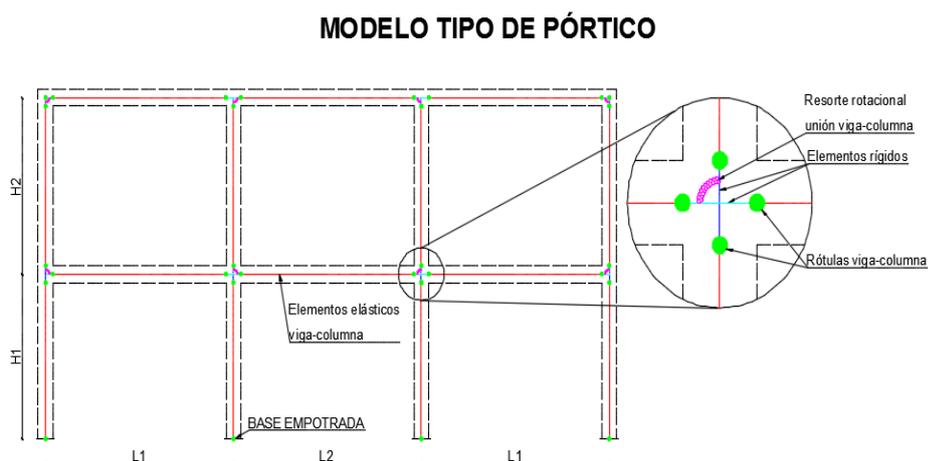


Figura 5.1: Modelo matemático del pórtico en *Opensees*.

Fuente: Elaboración de los autores.

Estos modelos constitutivos deben ser comprobados mediante una comparación entre los resultados del pushover y la respectiva constitutiva, para lo cual se escogieron de manera aleatoria los datos de 3 arquetipos. Se realizó una comparación con la constitutiva de unión viga-columna, una comparación con la constitutiva de elemento columna y una comparación con la constitutiva de elemento viga.

De las 3 comprobaciones que se realizaron, se observa que el modelo se ajusta muy bien a la forma de la constitutiva, con lo cual se concluye que los datos del modelo han sido ingresados de manera correcta.

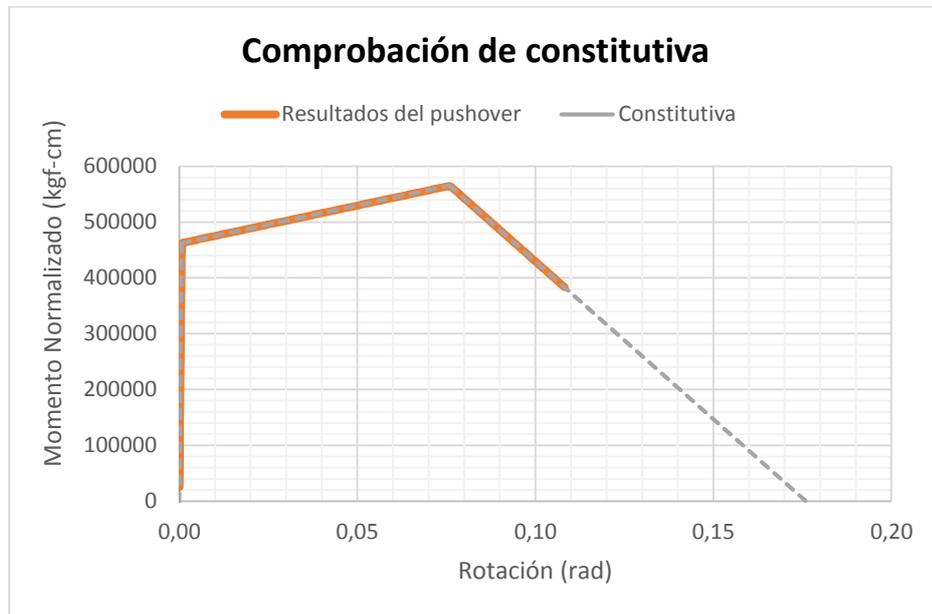


Figura 5.2: Comprobación de la constitutiva de una columna del arquetipo 1.

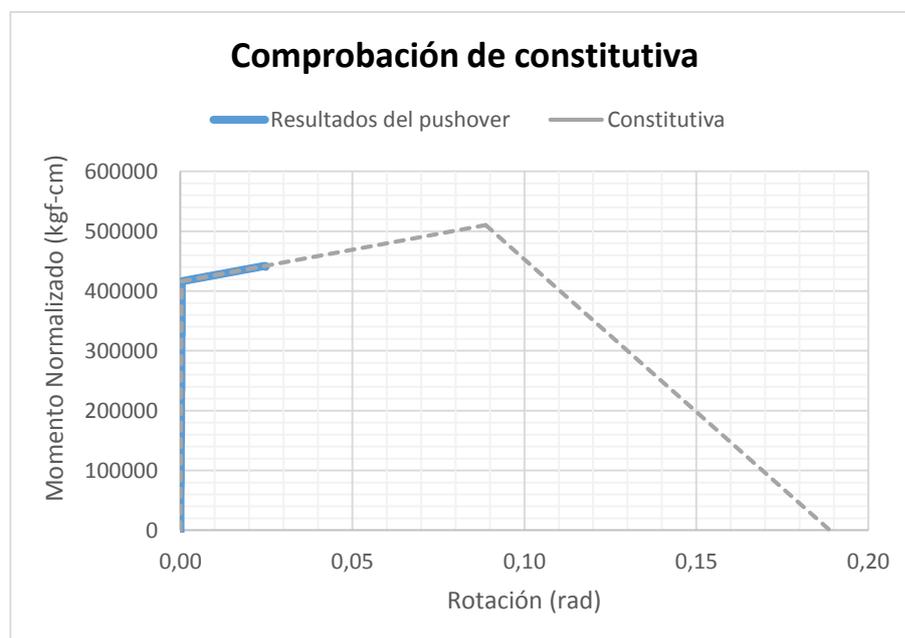


Figura 5.3: Comprobación de la constitutiva de una viga del arquetipo 5.

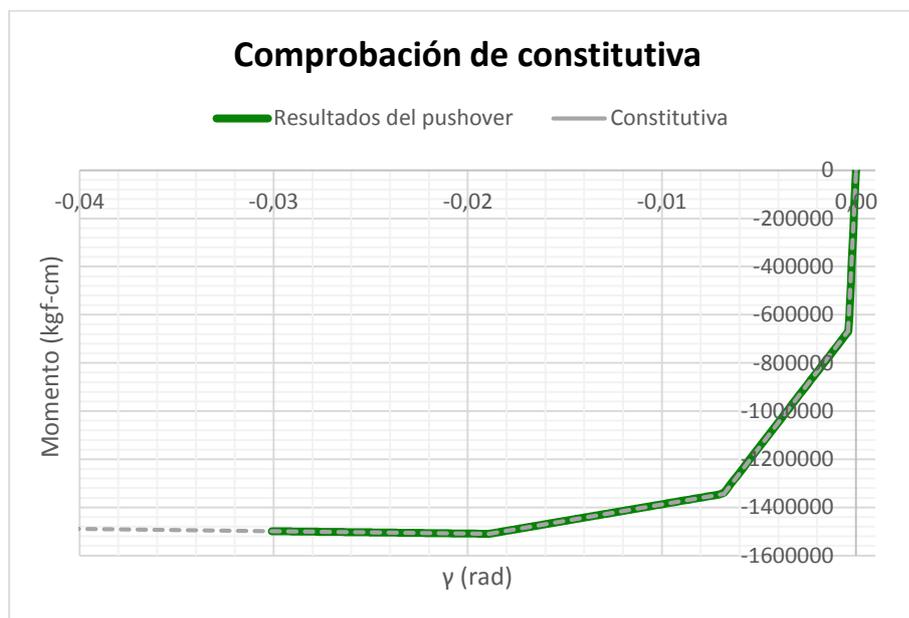


Figura 5.4: Comprobación de la constitutiva de una unión viga-columna del arquetipo 7.

Los modelos constitutivos que se describen anteriormente modelan únicamente la falla por exceso de deformación en los pórticos, pero hay que tener en cuenta que puede ocurrir una falla axial en las columnas o falla por cortante. (Elwood & Moehle, 2004) Proponen las ecuaciones 5.1 y 5.2 para estimar la deriva que conlleva al inicio de degradación de la resistencia por corte y para estimar la deriva que produce la falla por carga axial en una columna, respectivamente.

$$\delta_s = \frac{\Delta_{corte}}{L} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{40} \frac{v}{\sqrt{f'c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'c} \geq \frac{1}{100} \quad (Ec. 5.1)$$

$$\delta_a = \frac{\Delta_{axial}}{L} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \left(\frac{s}{A_{est} f_{yt} d_c \tan \theta} \right)} \quad (Ec. 5.2)$$

donde:

- ρ'' es la cuantía del acero de refuerzo transversal.
- v es el esfuerzo de corte.
- P es la carga axial sobre la columna.
- θ es el ángulo crítico de fisuras, regularmente se asume 65° .
- A_{est} es el área del estribo.
- f_{yt} es el esfuerzo de fluencia del acero transversal (estribos).
- d_c es la profundidad del núcleo confinado.
- L es la altura libre de la columna.

5.2. Análisis Estático no Lineal

Se realiza el análisis estático no lineal a cada arquetipo, del gráfico que se genera hacemos uso de la deformación última y del cortante máximo para hallar la ductilidad basada en el periodo (μ_T) y la sobre-resistencia (Ω).

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{yeff}} \quad (Ec. 5.3)$$

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V_{dis}} \quad (Ec. 5.4)$$

donde:

- δ_u es la deformación última que se obtiene del mínimo entre la deformación en el techo por falla por cortante o carga axial.

- δ_{yeff} es el desplazamiento de fluencia efectivo, obtenido de la ecuación 6.7 de FEMA P-695 (FEMA, 2009).

$$\delta_{yeff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \frac{g}{4\pi^2} (\max(T, T_1))^2 \quad (Ec. 5.5)$$

- C_0 es un factor de modificación, descrito en la tabla II del capítulo 2.
- V_{max} es el cortante máximo del pushover.
- T es el periodo usado en el diseño del arquetipo.
- T_1 es el periodo que se obtiene del análisis del arquetipo.
- V_{dis} es el cortante basal usado en el diseño del arquetipo.

La Figura 5.5 se ha tomado como ejemplo para representar el gráfico del análisis estático no lineal (*pushover*), en el cual se observan los parámetros previamente definidos. Asimismo en la tabla XXVI se muestra el resumen de resultados de los parámetros previamente mencionados para cada arquetipo. En el anexo B se muestran los gráficos del resto de arquetipos.

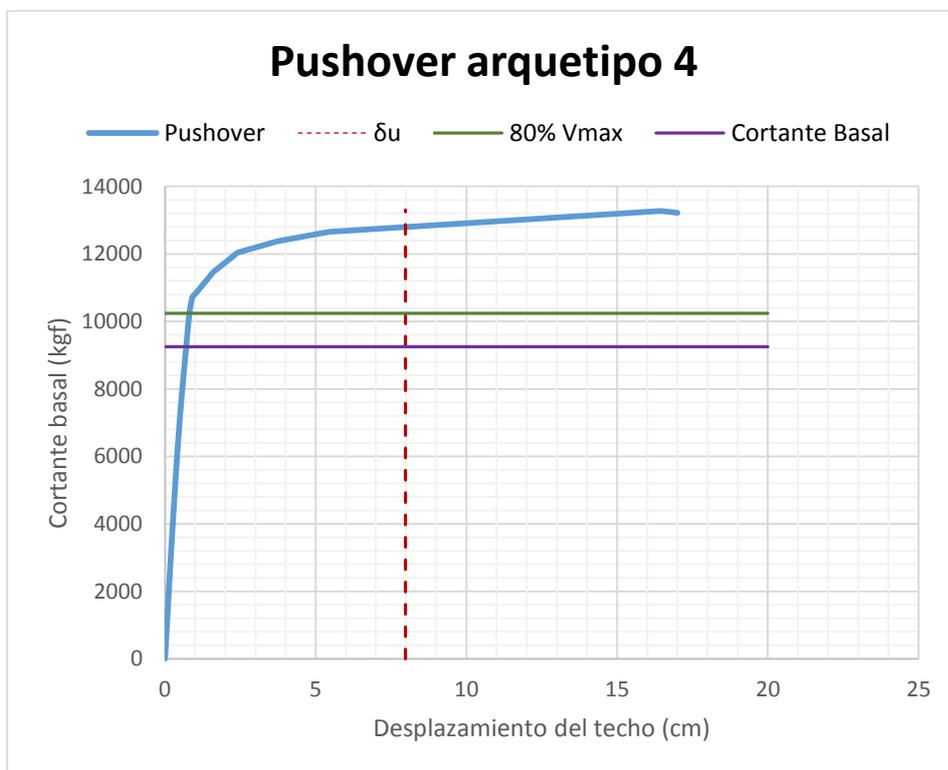


Figura 5.5: Resultados del pushover del arquetipo 4.

Tabla XXVI: Resumen de resultados del pushover por arquetipo.

Arquetipo	Vmax (Tonf)	Vdis (Tonf)	Ω	δu (cm)	δy_{eff} (cm)	μT
1	16,20	13,88	1,17	7,00	0,09	79,27
2	18,10	13,88	1,30	7,86	0,13	61,08
3	11,50	9,25	1,24	6,99	0,09	74,34
4	12,80	9,25	1,38	7,86	0,14	57,58
5	34,20	27,75	1,23	11,90	0,39	30,55
6	30,20	27,75	1,09	14,20	0,45	31,65
7	29,00	24,67	1,18	13,10	0,37	35,26
8	26,00	24,67	1,05	15,80	0,43	36,36

De la tabla anterior se aprecia que los pórticos de un piso presentan mayor sobre-resistencia que los pórticos de dos pisos; en promedio, los pórticos de un piso tienen una sobre-resistencia de 1,27, mientras que los de dos pisos tienen una sobre-resistencia de 1,14.

También se percibe que en pórticos de dos pisos, la ductilidad basada en el periodo es menor que en pórticos de un piso, esto se debe a que tal ductilidad es inversamente proporcional a la altura total del pórtico. En todos los arquetipos gobernó el criterio adoptado como falla por cortante en columnas.

5.3. Comparación del comportamiento entre diseños realizados, diseños mínimos y diseños típicos del mercado

Los resultados obtenidos del *pushover* son comparados con los diseños típicos del mercado y además con los requerimientos mínimos de la NEC 2011. Para el análisis de comparación de comportamientos, se escogió el arquetipo 8 debido a que presentó la menor sobre-resistencia.

Los diseños típico y mínimo se asemejan al arquetipo 8 en lo que respecta a número de vanos y número de pisos, pero varían en dimensiones y acero de

refuerzo en vigas y columnas. La tabla XXVII muestra las dimensiones que se tomaron en cuenta para realizar los diseños pertinentes.

Tabla XXVII: Dimensiones para el pushover del arquetipo 8, diseño típico y diseño mínimo.

	Nivel	Dimensiones						
		Columnas		Vigas		Luz libre (mm)	Altura libre de columna (mm)	Número de vanos
		c1(mm)	c2(mm)	b(mm)	h(mm)			
Arquetipo 8	1	250	350	200	450	2900	2550	2
	2	250	300	150	350	2900	2550	2
Diseño típico	1	200	200	150	300	2900	2550	2
	2	200	200	80	200	2900	2550	2
Diseño mínimo	1	250	250	200	200	2900	2550	2
	2	200	200	200	200	2900	2550	2

Las tablas XXVIII y XXIX muestran el armado de las columnas y vigas, para el arquetipo 8 y los diseños: típico y mínimo.

Tabla XXVIII: Refuerzo de acero para las columnas.

	Nivel	Armado de Columnas			
		Longitudinal		Transversal	
		#	ϕ (mm)	ϕ (mm)	s (mm)
Arquetipo 8	1	12	16	10	90
	2	12	14	8	80
Diseño típico	1	4	12	6	150
	2	4	12	6	150
Diseño mínimo	1	8	10	8	50
	2	8	8	8	40

Tabla XXIX: Refuerzo de acero para las vigas.

	Nivel	Armado de Vigas					
		Longitudinal positivo		Longitudinal negativo		Transversal	
		#	ϕ (mm)	#	ϕ (mm)	ϕ (mm)	s (mm)
Arquetipo 8	1	4	16	4	18	8	90
	2	3	12	4	14	8	70
Diseño típico	1	2	10	2	10	5	150
	2	2	10	2	10	5	150
Diseño mínimo	1	3	8	3	8	8	40
	2	3	8	3	8	8	40

Con los datos proporcionados en las tablas anteriores se procede a realizar el *pushover* de esos diseños. De la Figura 5.6, que trata de un gráfico de comparación de curvas de *pushover*, se aprecia que el cortante basal resistente del arquetipo 8 es aproximadamente 6 veces mayor que en los casos de los diseños con dimensiones mínimas y típicas. Esta diferencia se debe al gran incremento de sección y armado que presenta el arquetipo 8 debido a las fuertes exigencias de diseño.

También se aprecia que el *pushover* de dimensiones típicas es algo similar al de dimensiones mínimas debido a que entre ambas existe poca variación de armado y dimensionamiento de sus elementos. Asimismo se percibe que para desplazamientos mayores de 12 cm, el cortante basal del arquetipo 8 tiende a aumentar, el cortante basal del diseño con dimensiones mínimas

tiende a mantenerse constante y el cortante basal del diseño con dimensiones típicas tiende a disminuir.

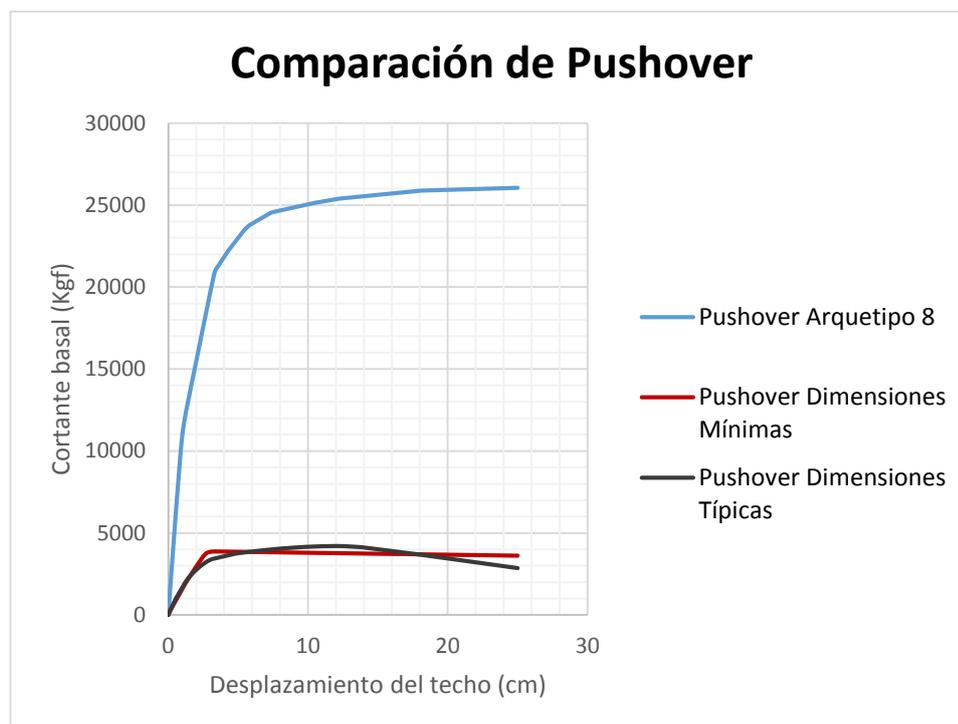


Figura 5.6: Comparación entre el pushover 8, pushover de dimensiones mínimas y pushover de dimensiones típicas.

CAPÍTULO 6

6. RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Resultados

Una vez obtenidos los gráficos de pushover de todos los arquetipos, se procede a calificar el nivel de desempeño de cada estructura, para lo cual hacemos referencia a las dos formas prescritas en la sección 2.3.2. Originalmente solo podríamos calificar los niveles de desempeño mediante la sección 6.4 de la norma ASCE/SEI 41-06 porque se tratan de modelos constitutivos de hormigón armado, pero también se está asumiendo que el sistema estructural no se encuentra en la norma para poder aplicar la sección 2.8 de la norma, debido a que trata de modelos constitutivos realizados mediante ensayos experimentales.

Para categorizar el nivel de desempeño de los arquetipos, se calcula la demanda de desplazamiento (ecuación 2.18), con el cual se revisa el rango de desempeño dentro del cual se encuentra cada elemento del arquetipo. La figura 6.1 ilustra lo anteriormente descrito. En el gráfico, δ_t corresponde a la demanda de desplazamiento o también conocido como *target displacement* y δ_u corresponde a deformación última. Además IO, LS y CP son los niveles de desempeño de “Ocupación Inmediata”, “Seguridad de vida” y “Prevención de colapso”, respectivamente.

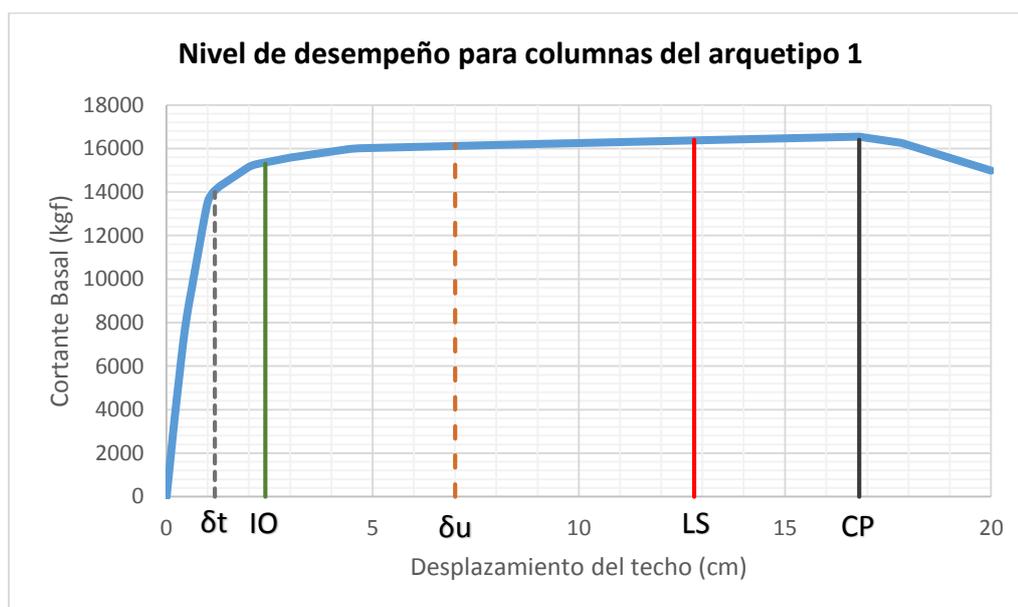


Figura 6.1: Categorización del nivel de desempeño.

Las tablas XXX, XXXI y XXXII presentan los límites de desempeño que se obtuvieron mediante las gráficas de las constitutivas (sección 2.8 de la norma

ASCE/SEI 41-06). Los límites de desempeño debido a la sección 6.4 de la norma ASCE/SEI 41-06 se encuentran en las tablas del anexo D.

Tabla XXX: Límites de desempeño de las columnas de los arquetipos.

Arquetipo	COLUMNA		
	CP (rad)	LS (rad)	IO (rad)
1	0,0724	0,0543	0,0077
2	0,062	0,0465	0,0055
3	0,072	0,054	0,0077
4	0,0619	0,046425	0,0055
5	0,0629	0,047175	0,0088
6	0,0628	0,0471	0,0088
7	0,0733	0,054975	0,0088
8	0,0733	0,054975	0,0088

Tabla XXXI: Límites de desempeño de las vigas de los arquetipos.

Arquetipo	VIGAS		
	CP (rad)	LS (rad)	IO (rad)
1	0,0789	0,059175	0,0066
2	0,0789	0,059175	0,0066
3	0,0789	0,059175	0,0066
4	0,0789	0,059175	0,0066
5	0,0665	0,049875	0,0066
6	0,0722	0,05415	0,0066
7	0,0722	0,05415	0,0066
8	0,07	0,0525	0,0088

Tabla XXXII: Límites de desempeño de las uniones de los arquetipos.

Arquetipo	UNIONES		
	CP (rad)	LS (rad)	IO (rad)
1	0,0083	0,006225	0,0002
2	0,0085	0,006375	0,0002
3	0,0083	0,006225	0,0002
4	0,0085	0,006375	0,0002
5	0,0155	0,011625	0,0003
6	0,0165	0,012375	0,0003
7	0,0154	0,01155	0,0003
8	0,0164	0,0123	0,0003

La tabla XXXIII muestra las demandas de desplazamientos de los arquetipos diseñados. En las tablas XXXIV, XXXV y XXXVI se aprecian los niveles de desempeño de los arquetipos en: columnas, vigas y uniones, los cuales se consiguieron a partir de las rotaciones críticas de las demandas de desplazamiento.

Tabla XXXIII: Demanda de desplazamiento de los arquetipos.

Arquetipo	δt (cm)
1	1,17
2	0,98
3	1,03
4	0,89
5	1,80
6	2,30
7	1,88
8	2,38

Tabla XXXIV: Niveles de desempeño de las columnas de los arquetipos.

Arquetipo	θ columna (rad)	Desempeño	
		Sección 2.8	Sección 6.4
1	0,002	IO	IO
2	0,001	IO	IO
3	0,001	IO	IO
4	0,001	IO	IO
5	0,001	IO	IO
6	0,001	IO	IO
7	0,001	IO	IO
8	0,001	IO	IO

Tabla XXXV: Niveles de desempeño de las vigas de los arquetipos.

Arquetipo	θ viga (rad)	Desempeño	
		Sección 2.8	Sección 6.4
1	0,0004	IO	IO
2	0,001	IO	IO
3	0,0004	IO	IO
4	0,0004	IO	IO
5	0,0004	IO	IO
6	0,0004	IO	IO
7	0,0004	IO	IO
8	0,0004	IO	IO

Tabla XXXVI: Niveles de desempeño de las uniones de los arquetipos.

Arquetipo	θ unión (rad)	Desempeño	
		Sección 2.8	Sección 6.4
1	0,005	LS	LS
2	0,003	LS	LS
3	0,004	LS	LS
4	0,003	LS	LS
5	0,003	LS	LS
6	0,004	LS	LS
7	0,004	LS	LS
8	0,004	LS	LS

Con los datos anteriores se percibe que los arquetipos diseñados son idóneos, debido a que en su mayoría se obtuvo niveles de desempeño “ocupación inmediata” (IO) y la NEC 2011 exige “prevención de colapso” (CP) para este tipo de estructuras. También se caracterizó el diseño mínimo y el diseño típico de mercado usado en la comparación de la sección 5.3, en ambos casos ocurre que la demanda de desplazamiento es extremadamente mayor a la deformación última, lo cual indica que esos diseños no cumplen con los criterios de desempeño.

En el anexo C se encuentran el resto de gráficos de los niveles de desempeño de columnas, vigas y uniones de los arquetipos.

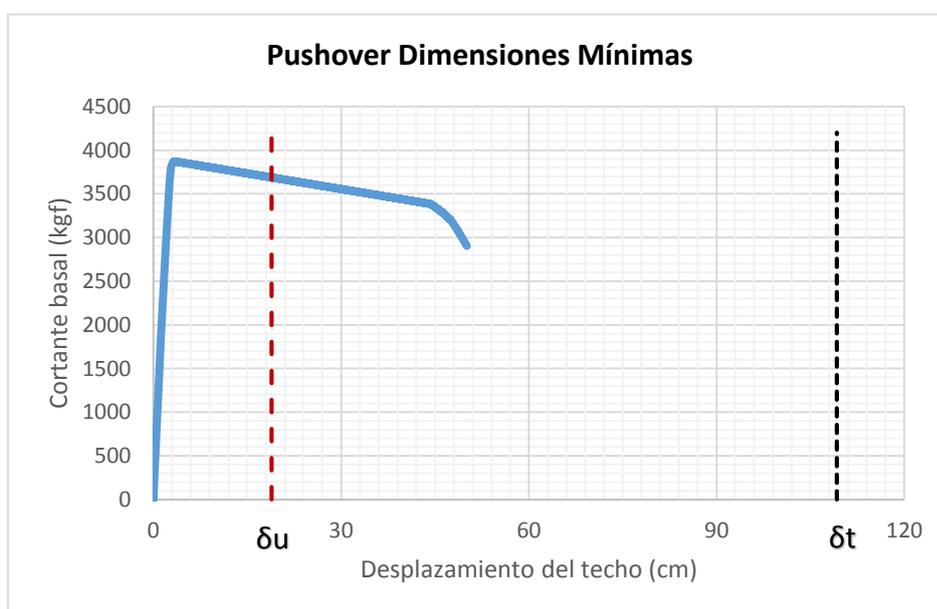


Figura 6.2: Pushover del diseño de dimensión mínima.
Fuente: Elaboración de los autores.

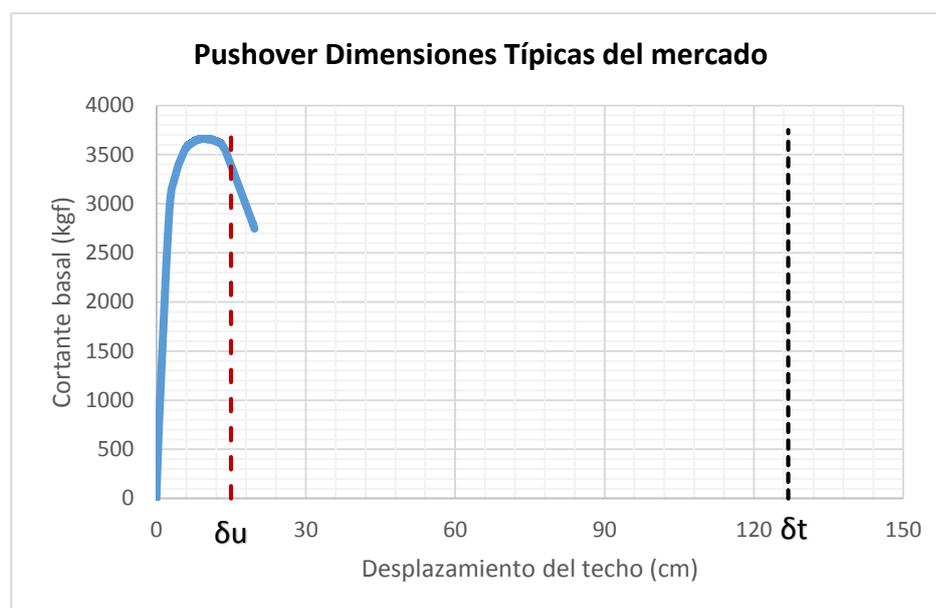


Figura 6.3: Pushover del diseño de dimensiones típicas del mercado.
Fuente: Elaboración de los autores.

6.2. Conclusiones

1. Las dimensiones con las que se está construyendo en el país, no cumplen con las dimensiones mínimas que señala la NEC 2011 en su capítulo 10.
2. Un diseño asumiendo las dimensiones mínimas que indica la norma, está demasiado lejos de poder cumplir con los criterios de desempeño que ésta misma exige.
3. Para tener un diseño sismo-resistente satisfactorio se tienen que colocar secciones de elementos mayores a las que se establecen en

el capítulo 10 de la NEC 2011; debido a que con esas dimensiones no es posible cumplir con la exigencia de las derivas de entrepiso mínimas de la misma norma.

4. El promedio de la relación de áreas entre los diseños de los arquetipos y los diseños mínimos es 157% para columnas y 164% para las vigas. En lo que respecta a las inercias en estos elementos, se observa un incremento del 316% para columnas y 555% para vigas.
5. La NEC 2011 es bastante conservadora al momento de diseñar con dimensiones menores a la que establece su capítulo 4, debido a que disminuye el coeficiente de reducción de respuesta estructural, R de 6 a 3. Usando las recomendaciones del ASCE/SEI 41-06, se observa que las vigas y columnas cumplen con el nivel de desempeño de "Ocupación Inmediata", mientras las uniones cumplen con el nivel de "Seguridad de Vida".
6. Los arquetipos de 1 y 2 niveles tienen en promedio una sobre resistencia de 1,27 y 1,14, respectivamente.
7. Los arquetipos diseñados presentaron un nivel de desempeño adecuado a diferencia de las edificaciones que normalmente se encuentran en el mercado, lo cual se puede constatar debido a la diferencia de rigidez que se genera por la gran diferencia de porcentajes de inercia que hay entre los elementos de estos edificios.

6.3. Recomendaciones

- Para tener un resultado que se acerque más a la realidad en cuanto al comportamiento de este tipo de estructuras, se debe realizar un análisis donde se consideren también las paredes de mampostería, debido a que éstas aportan de manera importante a la rigidez y resistencia de la estructura.
- De las dos maneras de calificar el desempeño (prescritas en capítulos anteriores) mediante la norma ASCE/SEI 41-06, se sugiere escoger cualquiera de ellas porque ambas recomendaciones dan como resultado los mismos niveles de desempeño. Tomar en cuenta que de todas formas las recomendaciones de la sección 6.4 de la norma mencionada, son un poco más conservadoras.
- Los elementos estructurales presentaron un nivel muy óptimo de desempeño, por lo cual se aconseja disminuir un poco las dimensiones con el fin de empezar a abaratar costos pero siempre y cuando se garantice que siga estando en un nivel aceptable de desempeño. Para esto se recomienda realizar un estudio que determine un R mayor que el valor de 3 que exige la norma.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Farmington Hills.
2. American society of civil Engineers. (2006). *Seismic rehabilitation of existing buildings*. Reston, Virginia.
3. American society of civil Engineers. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and other structures*. Reston, Virginia.
4. Barros, J. A. (2014). *Flexibilización de requisitos sísmicos de diseño para edificios de pórticos de 2 pisos o menos*. Santiago, Chile.
5. Computers and Structures, Inc. (2014). *SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design*. EEUU.
6. Elwood, K. J., & Moehle, J. P. (2004). *Evaluation of existing reinforced concrete columns*.
7. FEMA. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*.

8. Haselton, C. B., Liel, A. B., Lange, S. T., & Deierlein, G. G. (2008). *Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings.*
9. Ibarra, L. F., & Krawinkler, H. (2005). *Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations.*
10. Instituto Nacional de Estadísticas y Censos. (2013). *Encuesta de Edificaciones.* Ecuador.
11. Kim, J., & LaFave, J. M. (2009). *Joint Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Connections subjected to Seismic Lateral Loading.*
12. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2011). *Norma Ecuatoriana de la Construcción.* Ecuador.
13. Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2006). *Open System for Earthquake Engineering Simulation.* California.
14. Panagiotakos, T., & Fardis, M. (2001). *Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate.*

ANEXOS

ANEXO A. MEMORIA DE CÁLCULO DE LOS ARQUETIPOS DE DISEÑO ARQUETIPO 1

Datos

Arquetipo 1

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$n = 1$ número de pisos

$h = 2,2 \text{ m}$ altura

$h_n = 2,2 \text{ m}$ altura total

1) Cálculo de periodo T de la estructura

$C_t = 0,047$ Para pórticos especiales de HA sin muros estructurales ni diagonales

$\alpha = 0,9$ $T = C_t h_n^\alpha$

$T = 0,095 \text{ s}$

2) Cálculo del Peso Reactivo Sísmico W

$w_d = 0,5 \text{ T/m}^2$ Carga muerta

$w_l = 0,2 \text{ T/m}^2$ Carga viva

$w = 0,55 \text{ T/m}^2$ $w_d + 0,5w_l$

$A = 75,69 \text{ m}^2$ Área de la planta (considerando volados)

$W = 41,6295 \text{ T}$

3) Cálculo del Cortante Basal Sísmico V

$R = 3$ Coeficiente de reducción de respuesta estructural

$I = 1$ Factor de importancia. Otras estructuras

$$V = \frac{I S_a}{R \Phi_p \Phi_E} W$$

$\Phi_P = 1$ Factor de configuración estructural en planta

$\Phi_E = 1$ Factor de configuración estructural en elevación

$V = 13,88 \text{ T}$

4) Distribución Vertical de Fuerzas Sísmicas

$k = 1$ para T menor a $0,5 \text{ s}$

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad ; \quad V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad ; \quad F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Nivel	Altura (m)	$w_x(T)$	$w_x \cdot h_x^k$	cv_x	$F_x (T)$	$V_x (T)$
1	2,2	41,63	91,58	1	13,88	13,88

5) Modelo estructural realizado con el programa SAP 2000

DATOS A INGRESAR

$w_d = 0,5 \text{ T/m}^2$

Vigas

$w_l = 0,2 \text{ T/m}^2$

$b = 0,15 \text{ m}$

Ancho de influencia = $2,9 \text{ m}$

$h = 0,3 \text{ m}$

$q_d = 1,45 \text{ T/m}$

Columnas

$q_l = 0,58 \text{ T/m}$

$c_1 = 0,2 \text{ m}$

$q_{lc} = 0,18 \text{ T/m}$

$c_2 = 0,25 \text{ m}$

Carga sísmica = $13,88 \text{ T}$

6) Derivas Admisibles

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

PISO	hsk (m)	dxe (m)	Δ_e	Δ_M	$\Delta_M < 0,02$
1	2,2	0,0103	0,0047	0,0105	OK

7) Diseño de Vigas

7.1) Flexión

$l_n = 2,9$ m luz libre

$d = 0,258$ m peralte efectivo (asumido)

l_n/d OK verificación

NIVEL	TRAMO	LOCALIZACIÓN	Mu (T-m)	As req (cm2)	As min (cm2)	# varillas	ϕ (cm)	As dis (cm2)	ϕ Mn	ϕ Mn > Mu	ρ	$\rho_{max} > \rho_{min}$	w
1	EXTERIOR	apoyo exterior negativo	3,15	3,59	1,29	2	1,6	4,02	3,44	OK	0,0104	OK	0,208
		apoyo exterior positivo	1,89	2,15	1,29	2	1,2	2,26	2,05	OK	0,0058	OK	0,117
		Máximo positivo	0,94	1,07	1,29	2	1,2	2,26	2,05	OK	0,0058	OK	0,117
		apoyo interior negativo	3,22	3,67	1,29	2	1,6	4,02	3,44	OK	0,0104	OK	0,208
		apoyo interior positivo	1	1,14	1,29	2	1,2	2,26	2,05	OK	0,0058	OK	0,117
	INTERIOR	Máximo positivo	0,72	0,82	1,29	2	1,2	2,26	2,05	OK	0,0058	OK	0,117
		apoyo interior negativo	2,73	3,11	1,29	2	1,6	4,02	3,44	OK	0,0104	OK	0,208
		apoyo interior positivo	0,71	0,81	1,29	2	1,2	2,26	2,05	OK	0,0058	OK	0,117

Longitud requerida de anclaje en columna exterior

ϕ (mm)	ldh (cm)	8 ϕ (cm)	15 cm	Controla (cm)	Escogido (cm)
16	27,16	12,8	15	27,16	28
12	20,37	9,6	15	20,37	21

Calculo de Mpr

Sismo de izquierda a derecha

Piso	As (-) (cm ²)	a(-) (cm)	Mpr (-) (T- m)	As (+) (cm ²)	a (+) (cm)	Mpr (+) (T- m)
1	4,02	7,88	4,61	2,26	4,44	2,80

Sismo de derecha a izquierda

Piso	As (-) (cm ²)	a(-) (cm)	Mpr (-) (T- m)	As (+) (cm ²)	a (+) (cm)	Mpr (+) (T- m)
1	4,02	7,88	4,61	2,26	4,44	2,80

Piso	Mpr - (T-m)	Mpr + (T-m)
1	4,61	2,80

7.2) Cortante

1) Carga gravitacional

Combinaciones de carga

$$1,2D + 1,6L = 2,67 \text{ T/m}$$

$$1,2D + 0,5L = 2,03 \text{ T/m}$$

$$In = 2,7 \quad \text{m}$$

$$Vg = 2,74 \text{ T Cortante gravitacional}$$

2) Carga por sismo

$$Veq = 2,746 \text{ T}$$

$$Ve = Vu = 5,486 \text{ T}$$

$$Vu/2 = 2,743 \text{ T}$$

3) Comprobaciones

$$V_g = 2,74 \text{ T}$$

$$V_{eq} = 2,75 \text{ T}$$

$$V_u = 5,49 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 2,74 \text{ T}$$

$$V_u/2 > V_g \quad \text{OK}$$

$$V_c = 3,01 \text{ T}$$

$$\Phi V_c = 2,26 \text{ T}$$

$$V_s = 7,32 \text{ T}$$

$$V_s \text{ max} = 11,70 \text{ T}$$

$$V_s < V_s \text{ max} \quad \text{OK}$$

4) Separación de confinamiento

$$d/4 = 129 \text{ mm}$$

$$6d_b = 72 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

$$s = 72 \text{ mm}$$

$$s \text{ escogido} = 70 \text{ mm}$$

$$A_v = 0,473 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{est} = 0,8 \text{ cm}$$

$$\# \text{ ramas} = 2$$

Cantidad Estribos= 0,47

SE ADOPTAN ESTRIBOS DE 8MM CADA 70MM HASTA 0,6M.

8) Diseño de Columnas

PISO	TIPO	EXTREMO	Pu (T)	Mu (T-m)
1	INTERIOR	SUPERIOR	6,58	3,93
1	INTERIOR	INFERIOR	6,95	4,82
1	EXTERIOR	SUPERIOR	3,47	3,15
1	EXTERIOR	INFERIOR	3,7	4,45

8.1) Diseño por flexo-compresión

$P_u = 6,95 \text{ T}$ Máxima carga axial

$M_u = 4,82 \text{ T-m}$ Máximo momento flector

$K_u = 0,198$

$R_u = 0,551$

$\gamma = 0,664$

$\rho = 0,024$ Cuantía

$A_g = 500 \text{ cm}^2$

$A_s = 12 \text{ cm}^2$

$\phi = 1,4 \text{ cm}$

$A_v = 1,54 \text{ cm}^2$

varillas= 8

varillas adoptado= 8

Calculo L_o

	hc (cm)	hn/6 (cm)	45 cm	Lo (cm)
PISO 1	25,00	36,67	45,00	45,00

Separación de estribos

	10cm	6 db menor (cm)	s confinado (cm)	s confinado adoptado (cm)
PISO 1	10	8,4	8,4	8

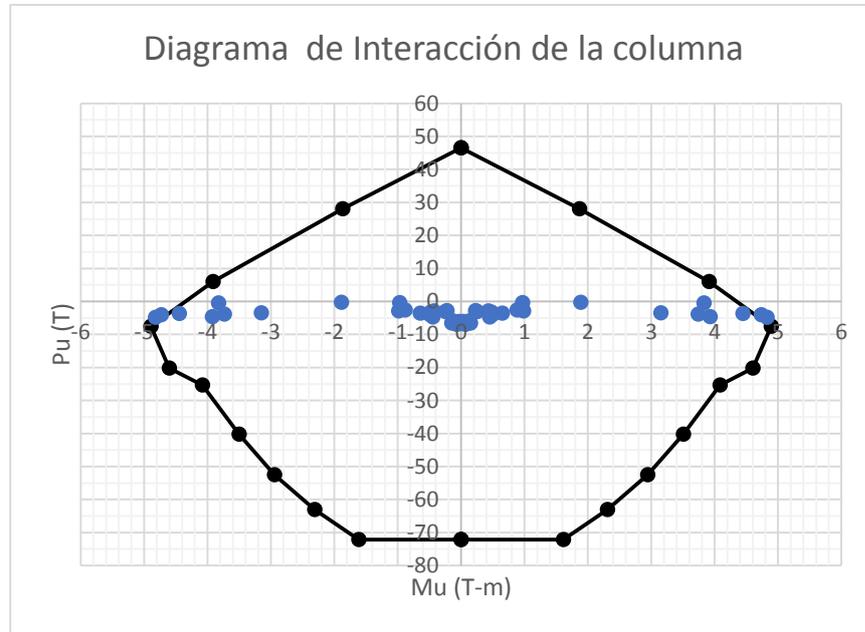
LOS ESTRIBOS ESTARÁN SEPARADOS 8 CM EN TODA LA LONGITUD DE LA COLUMNA

Calculo de ash

	PISO 1	PISO 1
s (mm)	80	80
bc (mm)	150	200
f'c (MPa)	21	21
fyt (MPa)	420	420
Ag (mm ²)	50000	50000
Ach (mm ²)	30000	30000
Ash1 (mm ²)	120	160
Ash2 (mm ²)	54	72
Ash (mm ²)	54	72
Ash (cm ²)	0,54	0,72
øest (cm)	0,8	0,8
#ramas	2	2
cantidad estribo	0,54	0,72

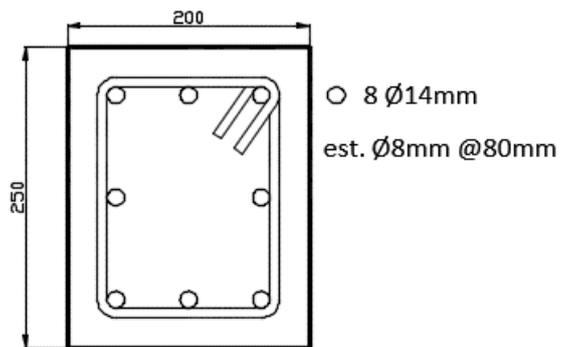
SE ADOPTA 1 ESTRIBO DE 8MM CADA 80MM.

Diagrama de Interacción de la columna

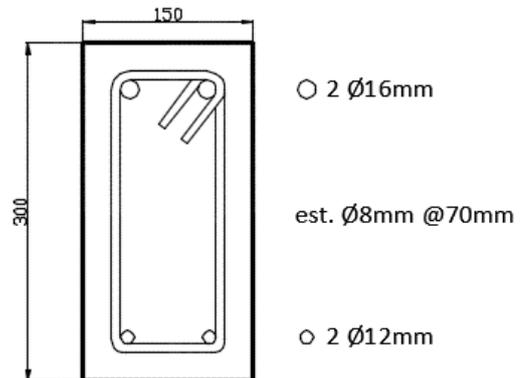


9) Detallamiento

COLUMNAS



VIGAS



ARQUETIPO 2

Datos

Arquetipo 2

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$n = 1$ número de pisos

$h = 2,55 \text{ m}$ altura

$h_n = 2,55 \text{ m}$ altura total

1) Cálculo de periodo T de la estructura

$C_t = 0,047$ Para pórticos especiales de HA sin muros estructurales ni diagonales

$\alpha = 0,9$

$T = 0,109140018 \text{ s}$ $T = C_t h_n^\alpha$

2) Cálculo del Peso Reactivo Sísmico W

$w_d = 0,5 \text{ T/m}^2$ Carga muerta

$w_l = 0,2 \text{ T/m}^2$ Carga viva

$w = 0,55 \text{ T/m}^2$ $w_d + 0,5 w_l$

$A = 75,69 \text{ m}^2$ Área de la planta (considerando volados)

$W = 41,63 \text{ T}$ W

3) Cálculo del Cortante Basal Sísmico V

$R = 3$ Coeficiente de reducción de respuesta estructural

$I = 1$ Factor de importancia

$\Phi_p = 1$ Factor de configuración estructural en planta

$\Phi_E = 1$ Factor de configuración estructural en elevación

$V = 13,88 \text{ T}$
$$V = \frac{I S_a}{R \Phi_p \Phi_E} W$$

4) Distribución Vertical de Fuerzas Sísmicas

$k = 1$ para T menor a $0,5 \text{ s}$

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

Nivel	Altura (m)	wx(T)	wx*hx^k	cvx	Fx (T)	Vx (T)
1	2,55	41,63	106,16	1	13,88	13,88

5) Modelo estructural realizado con el programa SAP 2000

DATOS A INGRESAR

$W_d = 0,5 \text{ T/m}^2$

Vigas

$W_l = 0,2 \text{ T/m}^2$

$b = 0,15 \text{ m}$

ancho de influencia = $2,9 \text{ m}$

$h = 0,3 \text{ m}$

$q_d = 1,45 \text{ T/m}$

Columnas

$q_l = 0,58 \text{ T/m}$

$c_1 = 0,25 \text{ m}$

$q_{lc} = 0,18 \text{ T/m}$

$c_2 = 0,3 \text{ m}$

Carga sísmica = $13,88 \text{ T}$

6) Derivas Admisibles

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

PISO	hsk	dx	Δ_e	Δ_M	$\Delta_M < 0,02$
1	2,55	0,0089	0,0035	0,0079	OK

7) Diseño de Vigas

7.1) Flexión

$l_n = 2,9$ m luz libre

$d = 0,258$ m peralte efectivo (asumido)

l_n/d OK verificación

NIVEL	TRAMO	LOCALIZACIÓN	Mu (T-m)	As req (cm ²)	As min (cm ²)	# varillas	φ (cm)	As dis (cm ²)	φMn	φMn > Mu	ρ	ρmax > ρmin	w
1	EXTERIOR	apoyo exterior negativo	3,18	3,62	1,29	2	1,6	4,02	3,44	OK	0,0103	OK	0,2078
		apoyo exterior positivo	1,68	1,91	1,29	2	1,2	2,26	2,05	OK	0,0058	OK	0,1168
		Máximo positivo	0,87	0,99	1,29	2	1,2	2,26	2,05	OK	0,0058	OK	0,1168
		apoyo interior negativo	3,23	3,68	1,29	2	1,6	4,02	3,44	OK	0,0103	OK	0,2078
		apoyo interior positivo	1,08	1,23	1,29	2	1,2	2,26	2,05	OK	0,0058	OK	0,1168
	INTERIOR	Máximo positivo	0,74	0,84	1,29	2	1,2	2,26	2,05	OK	0,0058	OK	0,1168
		apoyo interior negativo	2,89	3,29	1,29	2	1,6	4,02	3,44	OK	0,0103	OK	0,2078
		apoyo interior positivo	0,9	1,03	1,29	2	1,2	2,26	2,05	OK	0,0058	OK	0,1168

Longitud requerida de anclaje en columna exterior

ϕ (mm)	ldh (cm)	8 ϕ (cm)	15 cm	Controla (cm)	Escogido (cm)
16	27,2	12,8	15	27,2	28
12	20,4	9,6	15	20,4	21

Calculo de Mpr

Sismo de izquierda a derecha

Piso	As (-) (cm ²)	a(-) (cm)	Mpr (-) (T-m)	As (+) (cm ²)	a (+) (cm)	Mpr (+) (T-m)
1	4,02	7,88	4,61	2,26	4,44	2,80

Sismo de derecha a izquierda

Piso	As (-) (cm ²)	a(-) (cm)	Mpr (-) (T-m)	As (+) (cm ²)	a (+) (cm)	Mpr (+) (T-m)
1	4,02	7,88	4,61	2,26	4,44	2,80

Piso	Mpr - (T-m)	Mpr + (T-m)
1	4,61	2,80

7.2) Cortante

1) Carga gravitacional

Combinaciones de carga

$$1,2D + 1,6L = 2,67 \text{ T/m}$$

$$1,2D + 0,5L = 2,03 \text{ T/m}$$

$$ln = 2,65 \text{ m}$$

$$Vg = 2,69 \text{ T} \quad \text{Cortante gravitacional}$$

2) Carga por sismo

$$Veq = 2,79 \text{ T}$$

$$V_e = V_u = 5,48 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 2,74 \text{ T}$$

3) Comprobaciones

$$V_g = 2,69 \text{ T}$$

$$V_{eq} = 2,80 \text{ T}$$

$$V_u = 5,49 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 2,74 \text{ T}$$

$$V_u/2 > V_g \quad \text{OK}$$

$$V_c = 3,01 \text{ T}$$

$$\Phi V_c = 2,26 \text{ T}$$

$$V_s = 7,32 \text{ T}$$

$$V_s \text{ max} = 11,70 \text{ T}$$

$$V_s < V_s \text{ max} \quad \text{OK}$$

4) Separación de confinamiento

$$d/4 = 129 \text{ mm}$$

$$6d_b = 72 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

$$s = 72 \text{ mm}$$

$$s \text{ escogido} = 70 \text{ mm}$$

$$A_v = 0,473 \text{ cm}^2$$

$$\Phi_{est} = 0,8 \text{ cm}$$

$$\# \text{ ramas} = 2$$

cantidad estribo= 0,47

SE ADOPTAN ESTRIBOS DE 8MM CADA 70MM HASTA 0,6M

8) Diseño de Columnas

PISO	TIPO	EXTREMO	Pu (T)	Mu (T-m)
1	INTERIOR	SUPERIOR	6,5	4,13
1	INTERIOR	INFERIOR	7,14	6,04
1	EXTERIOR	SUPERIOR	3,51	3,18
1	EXTERIOR	INFERIOR	3,92	5,58

8.1) Diseño por flexo-compresión

$P_u = 7,14 \text{ T}$ Máxima carga axial

$M_u = 6,04 \text{ T-m}$ Máximo momento flector

$K_u = 0,136$

$R_u = 0,383$

$\gamma = 0,72$

$\rho = 0,016$ Cuantía

$A_g = 750 \text{ cm}^2$

$A_s = 12 \text{ cm}^2$

$\Phi = 1,4 \text{ cm}$

$A_v = 1,5393804 \text{ cm}^2$

varillas= 8

varillas adoptado= 8

Calculo L_o

	hc (cm)	hn/6 (cm)	45 cm	L_o (cm)
--	---------	-----------	-------	------------

PISO 1	30	42,5	45	45
--------	----	------	----	----

Separación de estribos

	10cm	6 db menor (cm)	s confinado (cm)	s confinado adoptado (cm)
PISO 1	10	8,4	8,4	8

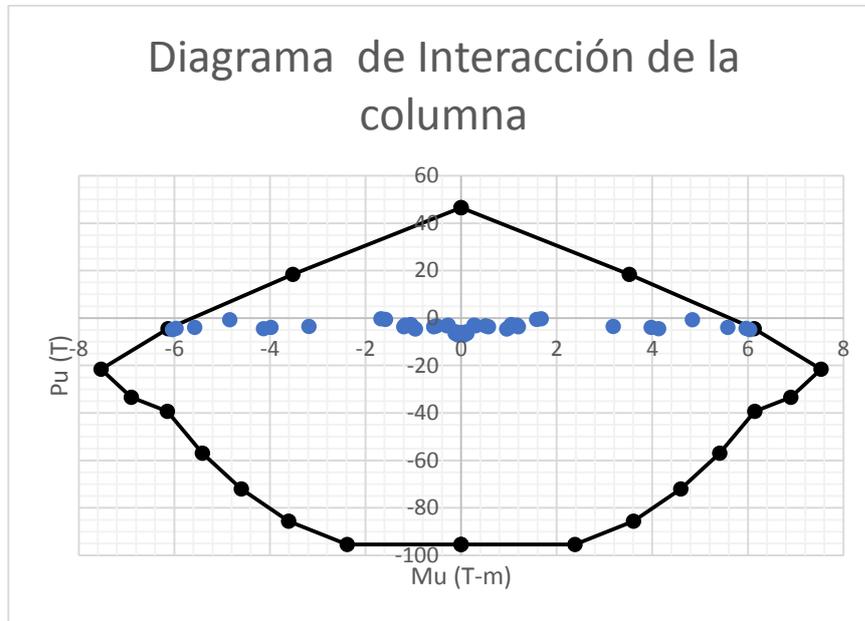
LOS ESTRIBOS ESTARÁN SEPARADOS 8CM EN TODA LA LONGITUD DE LA COLUMNA.

Calculo de ash

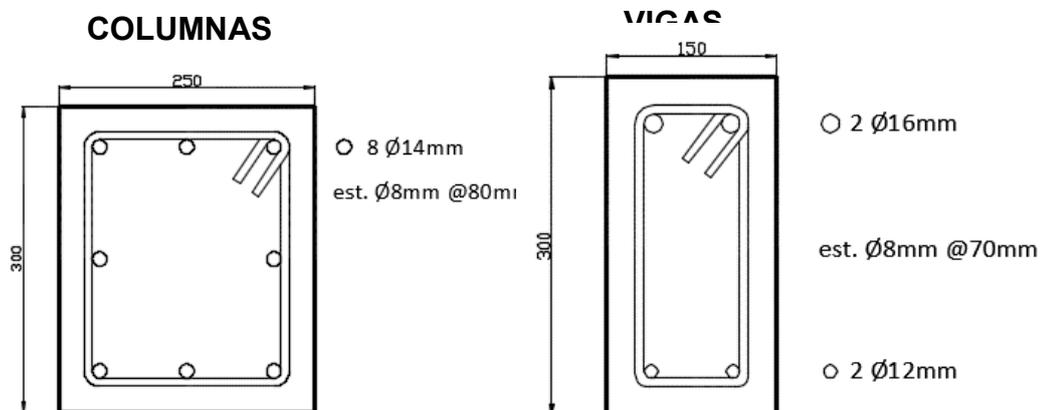
	PISO 1	
s (mm)	80	80
bc (mm)	200	250
f'c (MPa)	21	21
fyt (MPa)	420	420
Ag (mm ²)	75000	75000
Ach (mm ²)	50000	50000
Ash1 (mm ²)	120	150
Ash2 (mm ²)	72	90
Ash (mm ²)	72	90
Ash (cm ²)	0,72	0,9
øest (cm)	0,8	0,8
#ramas	2	2
cantidad estribo	0,72	0,89

SE ADOPTA 1 ESTRIBO DE 8MM CADA 80MM.

Diagrama de Interacción de la columna



9) Detallamiento



ARQUETIPO 3

Datos

Arquetipo 3

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$n = 1$ número de pisos

$h = 2,2 \text{ m}$ altura

$h_n = 2,2 \text{ m}$ altura total

1) Cálculo de periodo T de la estructura

$C_t = 0,047$ Para pórticos especiales de HA sin muros estructurales ni diagonales.

$\alpha = 0,9$

$T = 0,096 \text{ s}$ $T = C_t h_n^\alpha$

2) Cálculo del Peso Reactivo Sísmico W

$w_d = 0,5 \text{ T/m}^2$ Carga muerta

$w_l = 0,2 \text{ T/m}^2$ Carga viva

$w = 0,55 \text{ T/m}^2$ $w_d + 0,5w_l$

$A = 50,46 \text{ m}^2$ Área de la planta (considerando volados)

$W = 27,75 \text{ T}$ W

3) Cálculo del Cortante Basal Sísmico V

$R = 3$ Coeficiente de reducción de respuesta estructural

$I = 1$ Factor de importancia

$\phi_p = 1$ Factor de configuración estructural en planta

$\phi_E = 1$ Factor de configuración estructural en elevación

$$V = 9,25 \text{ T} \quad V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W$$

4) Distribución Vertical de Fuerzas Sísmicas

$k = 1$ para T menor a 0,5 s

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad ; \quad V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad ; \quad F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Nivel	Altura (m)	w _x (T)	w _x *h _x ^k	cv _x	F _x (T)	V _x (T)
1	2,2	27,75	61,06	1	9,25	9,25

5) Modelo estructural realizado con el programa SAP 2000

DATOS A INGRESAR

W_d = 0,5 T/m²

Vigas

W_l = 0,2 T/m²

b 0,15 m

ancho de influencia = 2,9 m

h 0,3 m

q_d = 1,45 T/m

Columnas

q_l = 0,58 T/m

c1 0,2 m

q_{lc} = 0,18 T/m

c2 0,25 m

Carga sísmica = 9,25 T

6) Derivas Admisibles

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

PISO	h _{sk}	d _{xe}	Δ _e	Δ _M	Δ _M < 0,02
1	2,55	0,0089	0,0035	0,0079	OK

7) Diseño de Vigas

7.1) Flexión

$l_n = 2,9$ m luz libre

$d = 0,258$ m peralte efectivo (asumido)

l_n/d OK verificación

NIVEL	TRAMO	LOCALIZACIÓN	M_u (T-m)	A_s req (cm ²)	A_s min (cm ²)	# varillas	ϕ (cm)	A_s dis (cm ²)	ϕM_n	$\phi M_n > M_u$	ρ	$\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$	w
1	EXTERIOR	apoyo exterior negativo	2,91	3,315	1,29	2	1,6	4,021	3,440	OK	0,0103	OK	0,2078
		apoyo exterior positivo	1,68	1,914	1,29	2	1,2	2,261	2,053	OK	0,0058	OK	0,1168
		Máximo positivo	0,91	1,036	1,29	2	1,2	2,261	2,053	OK	0,0058	OK	0,1168
		apoyo interior negativo	3,01	3,429	1,29	2	1,6	4,021	3,440	OK	0,0103	OK	0,2078
		apoyo interior positivo	0,69	0,786	1,29	2	1,2	2,261	2,053	OK	0,0058	OK	0,1168
	INTERIOR	Máximo positivo	0,91	1,036	1,29	2	1,2	2,261	2,053	OK	0,0058	OK	0,1168
		apoyo interior negativo	3,01	3,429	1,29	2	1,6	4,021	3,440	OK	0,0103	OK	0,2078
		apoyo interior positivo	0,69	0,786	1,29	2	1,2	2,261	2,053	OK	0,0058	OK	0,1168

Longitud requerida de anclaje en columna exterior

ϕ (mm)	ldh (cm)	8 ϕ (cm)	15 cm	Controla (cm)	Escogido (cm)
16	27,2	12,8	15	27,2	28
12	20,4	9,6	15	20,4	21

Calculo de Mpr

Sismo de izquierda a derecha

Piso	As (-) (cm ²)	a(-) (cm)	Mpr (-) (T-m)	As (+) (cm ²)	a (+) (cm)	Mpr (+) (T-m)
1	4,02	7,88	4,61	2,26	4,44	2,80

Sismo de derecha a izquierda

Piso	As (-) (cm ²)	a(-) (cm)	Mpr (-) (T-m)	As (+) (cm ²)	a (+) (cm)	Mpr (+) (T-m)
1	4,02	7,88	4,61	2,26	4,44	2,80

Piso	Mpr - (T-m)	Mpr + (T-m)
1	4,61	2,80

7.2) Cortante

1) Carga gravitacional

Combinaciones de carga

$$1,2D + 1,6L = 2,67 \text{ T/m}$$

$$1,2D + 0,5L = 2,03 \text{ T/m}$$

$$ln = 2,7 \text{ m}$$

$$Vg = 2,75 \text{ T} \quad \text{Cortante gravitacional}$$

2) Carga por sismo

$$Veq = 2,75 \text{ T}$$

$$V_e = V_u = 5,49 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 2,74 \text{ T}$$

3) Comprobaciones

$$V_g = 2,74 \text{ T}$$

$$V_{eq} = 2,75 \text{ T}$$

$$V_u = 5,49 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 2,74 \text{ T}$$

$$V_u/2 > V_g \quad \text{OK}$$

$$V_c = 3,01 \text{ T}$$

$$\Phi V_c = 2,26 \text{ T}$$

$$V_s = 7,32 \text{ T}$$

$$V_s \text{ max} = 11,70 \text{ T}$$

$$V_s < V_s \text{ max} \quad \text{OK}$$

4) Separación de confinamiento

$$d/4 = 129 \text{ mm}$$

$$6d_b = 72 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

$$s = 72 \text{ mm}$$

$$s \text{ escogido} = 70 \text{ mm}$$

$$A_v = 0,473 \text{ cm}^2$$

$$\Phi_{est} = 0,8 \text{ cm}$$

$$\text{cantidad estribo} = 0,47$$

SE ADOPTAN ESTRIBOS DE 8MM CADA 70MM HASTA 0,6M.

8) Diseño de Columnas

PISO	TIPO	EXTREMO	Pu (T)	Mu (T-m)
1	INTERIOR	SUPERIOR	6,91	3,7
1	INTERIOR	INFERIOR	7,28	4,48
1	EXTERIOR	SUPERIOR	3,27	2,91
1	EXTERIOR	INFERIOR	3,51	4,09

8.1) Diseño por flexo-compresión

$P_u = 7,28 \text{ T}$ Máxima carga axial

$M_u = 4,48 \text{ T-m}$ Máximo momento flector

$K_u = 0,208$

$R_u = 0,512$

$\gamma = 0,664$

$\rho = 0,023$ Cuantía

$A_g = 500 \text{ cm}^2$

$A_s = 11,5 \text{ cm}^2$

$\Phi = 1,4 \text{ cm}$

$A_v = 1,54 \text{ cm}^2$

varillas= 8

varillas adoptado= 8

Calculo Lo

	hc (cm)	hn/6 (cm)	45 cm	Lo (cm)
PISO 1	25	36,7	45	45

Separación de estribos

	10cm	6 db menor (cm)	s confinado (cm)	s confinado adoptado (cm)
PISO 1	10	8,4	8,4	8

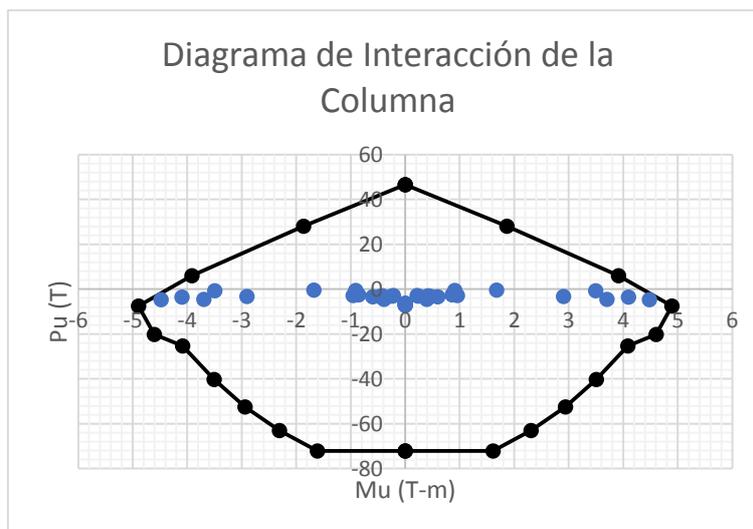
LOS ESTRIBOS ESTARÁN SEPARADOS 8CM EN TODA LA LONGITUD DE LA COLUMNA.

Calculo de ash

	PISO 1	PISO 1
s (mm)	80	80
bc (mm)	150	200
f'c (MPa)	21	21
fyt (MPa)	420	420
Ag (mm ²)	50000	50000
Ach (mm ²)	30000	30000
Ash1 (mm ²)	120	160
Ash2 (mm ²)	54	72
Ash (mm ²)	54	72
Ash (cm ²)	0,54	0,72
øest (cm)	0,8	0,8
#ramas	2	2
cantidad estribo	0,53	0,72

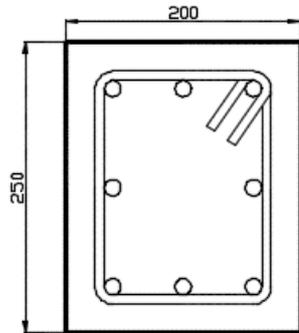
SE ADOPTA 1 ESTRIBO DE 8MM CADA 80MM.

Diagrama de interacción de la Columna



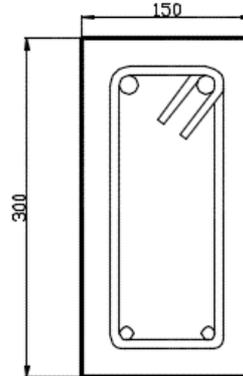
9) DETALLAMIENTO

COLUMNAS



○ 8 Ø14mm
est. Ø8mm @80mm

VIGAS



○ 2 Ø16mm
est. Ø8mm @70mm
○ 2 Ø12mm

ARQUETIPO 4

Datos

Arquetipo 4

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$n = 1$ número de pisos

$h = 2,55 \text{ m}$ altura de piso

$h_n = 2,55 \text{ m}$ altura total

1) Cálculo de periodo T de la estructura

$C_t = 0,047$ Para pórticos especiales de HA sin muros estructurales ni diagonales

$\alpha = 0,9$

$T = 0,109 \text{ s}$ $T = C_t h_n^\alpha$

2) Cálculo del Peso Reactivo Sísmico W

$w_d = 0,5 \text{ T/m}^2$ Carga muerta
 $w_l = 0,2 \text{ T/m}^2$ Carga viva
 $w = 0,55 \text{ T/m}^2$ $w_d + 0,5w_l$
 $A = 50,46 \text{ m}^2$ Área de la planta (considerando volados)
 $W = 27,75 \text{ T}$ W

3) Cálculo del Cortante Basal Sísmico V

$R = 3$ Coeficiente de reducción de respuesta estructural
 $I = 1$ Factor de importancia
 $\phi_p = 1$ Factor de configuración estructural en planta
 $\phi_E = 1$ Factor de configuración estructural en elevación
 $V = 9,25 \text{ T}$ $V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W$

4) Distribución Vertical de Fuerzas Sísmicas

$k = 1$ para T menor a 0,5 s

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad ; \quad V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad ; \quad F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Nivel	Altura (m)	$w_x(T)$	$w_x \cdot h_x^k$	c_{v_x}	$F_x (T)$	$V_x (T)$
1	2,55	27,75	70,77	1	9,25	9,25

5) Modelo estructural realizado con el programa SAP 2000

DATOS A INGRESAR

$W_d = 0,5 \text{ T/m}^2$ Vigas
 $W_l = 0,2 \text{ T/m}^2$ $b = 0,15 \text{ m}$
 ancho de influencia = $2,9 \text{ mh} = 0,3 \text{ m}$

qd= 1,45 T/m

Columnas

ql= 0,58 T/m

c1= 0,25 m

qlc= 0,18 T/m

c2= 0,3 m

Carga sísmica= 9,25 T

6) Derivas Admisibles

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

PISO	hsk	dxe	Δ_e	Δ_M	$\Delta_M < 0,02$
1	2,55	0,0082	0,0032	0,0072	OK

7) Diseño de Vigas

7.1) Flexión

ln= 2,9 m luz libre

d= 0,258 m peralte efectivo (asumido)

ln/d OK verificación

NIVEL	TRAMO	LOCALIZACIÓN	Mu (T-m)	As req (cm2)	As min (cm2)	# varillas	φ (cm)	As dis (cm2)	φMn	φMn > Mu	ρ	ρmax>ρ>min	w
1	EXTERIOR	apoyo exterior negativo	2,97	3,384	1,29	2	1,6	4,021	3,44	OK	0,0103	OK	0,2078
		apoyo exterior positivo	1,49	1,698	1,29	2	1,2	2,262	2,05	OK	0,0058	OK	0,1168
		Máximo positivo	0,86	0,980	1,29	2	1,2	2,262	2,05	OK	0,0058	OK	0,1168
		apoyo interior negativo	3,04	3,464	1,29	2	1,6	4,021	3,44	OK	0,0103	OK	0,2078
		apoyo interior positivo	0,85	0,968	1,29	2	1,2	2,262	2,05	OK	0,0058	OK	0,1168
	INTERIOR	Máximo positivo	0,86	0,980	1,29	2	1,2	2,262	2,05	OK	0,0058	OK	0,1168
		apoyo interior negativo	3,04	3,464	1,29	2	1,6	4,021	3,44	OK	0,0103	OK	0,2078
		apoyo interior positivo	0,5	0,570	1,29	2	1,2	2,262	2,05	OK	0,0058	OK	0,1168

Longitud requerida de anclaje en columna exterior

Φ (mm)	ldh (cm)	8 φ (cm)	15 cm	Controla (cm)	Escogido (cm)
16	27,2	12,8	15	27,2	28
12	20,4	9,6	15	20,4	21

Calculo de Mpr

Sismo de izquierda a derecha

Piso	As (-) (cm ²)	a(-) (cm)	Mpr (-) (T- m)	As (+) (cm ²)	a (+) (cm)	Mpr (+) (T- m)
1	4,02	7,88	4,61	2,26	4,44	2,80

Sismo de derecha a izquierda

Piso	As (-) (cm ²)	a(-) (cm)	Mpr (-) (T- m)	As (+) (cm ²)	a (+) (cm)	Mpr (+) (T- m)
1	4,02	7,88	4,61	2,26	4,44	2,80

Piso	Mpr - (T-m)	Mpr + (T-m)
1	4,61	2,80

7.2) Cortante

1) Carga gravitacional

Combinaciones de carga

$$1,2D + 1,6L = 2,668 \text{ T/m}$$

$$1,2D + 0,5L = 2,03 \text{ T/m}$$

$$ln = 2,65 \text{ m}$$

$$Vg = 2,68 \text{ T} \quad \text{Cortante gravitacional}$$

2) Carga por sismo

$$Veq = 2,79 \text{ T}$$

$$Ve = Vu = 5,49 \text{ T}$$

$$Vu/2 = 2,74 \text{ T}$$

3) Comprobaciones

$$V_g = 2,69 \text{ T}$$

$$V_{eq} = 2,80 \text{ T}$$

$$V_u = 5,49 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 2,74 \text{ T}$$

$$V_u/2 > V_g \quad \text{OK}$$

$$V_c = 3,01 \text{ T}$$

$$\Phi V_c = 2,26 \text{ T}$$

$$V_s = 7,32 \text{ T}$$

$$V_s \text{ max} = 11,70 \text{ T}$$

$$V_s < V_s \text{ max} \quad \text{OK}$$

4) Separación de confinamiento

$$d/4 = 129 \text{ mm}$$

$$6d_b = 72 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

$$s = 72 \text{ mm}$$

$$s \text{ escogido} = 70 \text{ mm}$$

$$A_v = 0,473 \text{ cm}^2$$

$$\Phi_{est} = 0,8 \text{ cm}$$

$$\# \text{ ramas} = 2$$

$$\text{cantidad estribo} = 0,47$$

SE ADOPTAN ESTRIBOS DE 8MM CADA 70MM.

8) Diseño de Columnas

PISO	TIPO	EXTREMO	Pu (T)	Mu (T-m)
1	INTERIOR	SUPERIOR	6,7	3,9
1	INTERIOR	INFERIOR	7,35	5,62
1	EXTERIOR	SUPERIOR	3,35	2,97
1	EXTERIOR	INFERIOR	3,77	5,17

8.1) Diseño por flexo-compresión

$P_u = 7,35 \text{ T}$ Máxima carga axial

$M_u = 5,62 \text{ T-m}$ Máximo momento flector

$K_u = 0,14$

$R_u = 0,36$

$\gamma = 0,72$

$\rho = 0,015$ Cuantía

$A_g = 750 \text{ cm}^2$

$A_s = 11,25 \text{ cm}^2$

$\Phi = 1,4 \text{ cm}$

$A_v = 1,54 \text{ cm}^2$

varillas= 8

varillas adoptado= 8

Calculo Lo

	hc (cm)	hn/6 (cm)	45 cm	Lo (cm)
PISO 1	30	42,5	45	45

Separación de estribos

	10cm	6 db menor (cm)	s confinado (cm)	s confinado adoptado (cm)
PISO 1	10	8,4	8,4	8

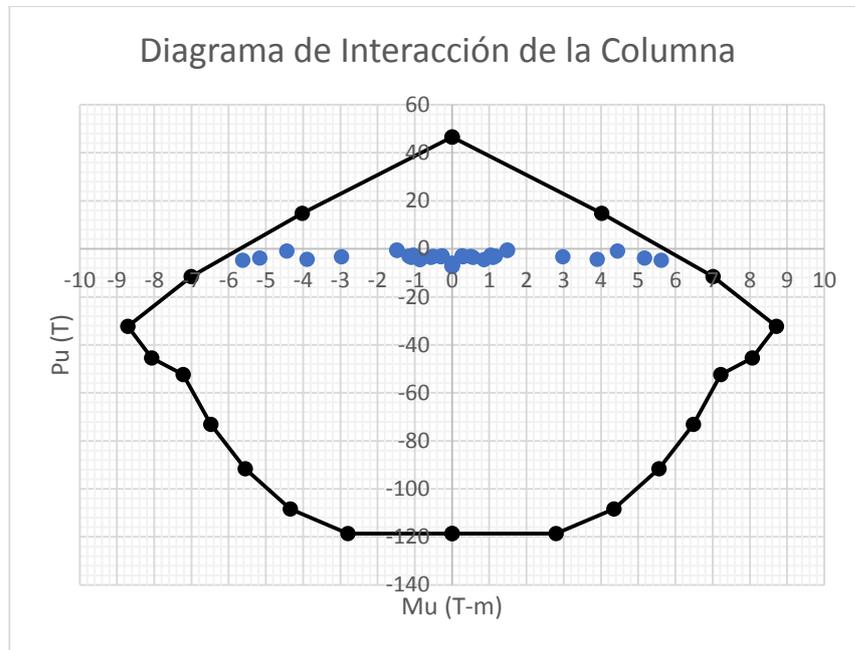
LOS ESTRIBOS ESTARÁN SEPARADOS 8CM EN TODA LA LONGITUD DE LA COLUMNA.

Calculo de ash

	PISO 1	
s (mm)	80	80
bc (mm)	200	250
f _c (MPa)	21	21
f _{yt} (MPa)	420	420
A _g (mm ²)	75000	75000
A _{ch} (mm ²)	50000	50000
A _{sh1} (mm ²)	120	150
A _{sh2} (mm ²)	72	90
A _{sh} (mm ²)	72	90
A _{sh} (cm ²)	0,72	0,9
φ _{est} (cm)	0,8	0,8
#ramas	2	2
cantidad estribo	0,716	0,895

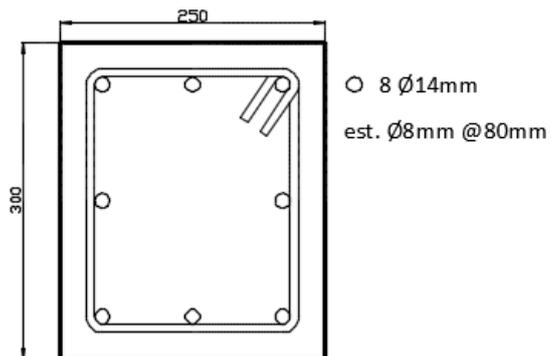
SE ADOPTA 1 ESTRIBO DE 8MM CADA 80MM.

Diagrama de interacción de la Columna

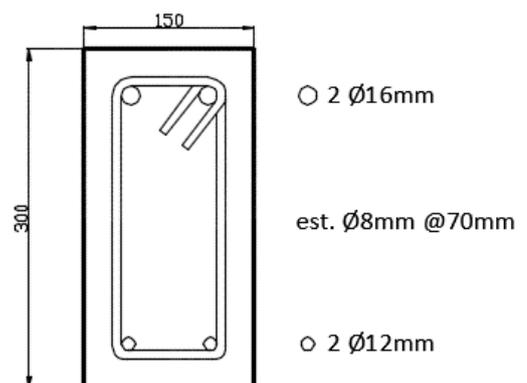


9) Detallamiento

COLUMNAS



VIGAS



ARQUETIPO 5

Datos

Arquetipo 5

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$n = 2$ número de pisos

$h = 2,2 \text{ m}$ altura de piso

$h_n = 4,4 \text{ m}$ altura total

1) Cálculo de periodo T de la estructura

$C_t = 0,047$ Para pórticos especiales de HA sin muros estructurales ni diagonales

$\alpha = 0,9$

$T = 0,178 \text{ s}$ $T = C_t h_n^\alpha$

2) Cálculo del Peso Reactivo Sísmico W

$w_d = 0,5 \text{ T/m}^2$ Carga muerta

$w_l = 0,2 \text{ T/m}^2$ Carga viva

$w = 0,55 \text{ T/m}^2$ $w_d + 0,5w_l$

$A = 75,69 \text{ m}^2$ Área de la planta (considerando volados)

$W = 83,259 \text{ T}$ W

3) Cálculo del Cortante Basal Sísmico V

$R = 3$ Coeficiente de reducción de respuesta estructural

$I = 1$ Factor de importancia $V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W$

$\phi_p = 1$ Factor de configuración estructural en planta

7) Diseño de Vigas

7.1) Flexión

$l_n = 2,9$ m luz libre

$d = 0,405$ m peralte efectivo (asumido)

l_n/d OK verificación

NIVEL	TRAMO	LOCALIZACIÓN	Mu (T-m)	As req (cm ²)	As min (cm ²)	# varillas	φ (cm)	As dis (cm ²)	φMn	φMn > Mu	ρ	ρmax > ρ > min	w
2	EXTERIOR	apoyo exterior negativo	3,54	3,378	1,54	3	1,2	3,393	3,608	OK	0,0073	OK	0,146
		apoyo exterior positivo	2,03	1,937	1,54	3	1,2	3,393	3,608	OK	0,0073	OK	0,146
		Máximo positivo	0,9	0,859	1,54	3	1,2	3,393	3,608	OK	0,0073	OK	0,146
		apoyo interior negativo	3,59	3,426	1,54	3	1,2	3,393	3,608	OK	0,0073	OK	0,146
		apoyo interior positivo	1,45	1,384	1,54	3	1,2	3,393	3,608	OK	0,0073	OK	0,146
	INTERIOR	Máximo positivo	0,75	0,716	1,54	3	1,2	3,393	3,608	OK	0,0073	OK	0,146
		apoyo interior negativo	3,35	3,197	1,54	3	1,2	3,393	3,608	OK	0,0073	OK	0,146
		apoyo interior positivo	1,34	1,279	1,54	3	1,2	3,393	3,608	OK	0,0073	OK	0,146

NIVEL	TRAMO	LOCALIZACIÓN	Mu (T-m)	As req (cm2)	As min (cm2)	# varillas	ϕ (cm)	As dis (cm2)	ϕ Mn	ϕ Mn > Mu	ρ	$\rho_{max} > \rho_{min}$	w
1	EXTERIOR	apoyo exterior negativo	8,98	6,518	2,7	4	1,6	8,042	10,870	OK	0,0099	OK	0,198
		apoyo exterior positivo	7,36	5,342	2,7	3	1,6	6,032	8,423	OK	0,0074	OK	0,148
		Máximo positivo	1,27	0,922	2,7	3	1,6	6,032	8,423	OK	0,0074	OK	0,148
		apoyo interior negativo	7,98	5,792	2,7	4	1,6	8,042	10,870	OK	0,0099	OK	0,198
		apoyo interior positivo	5,74	4,166	2,7	3	1,6	6,032	8,423	OK	0,0074	OK	0,148
	INTERIOR	Máximo positivo	1	0,726	2,7	3	1,6	6,032	8,423	OK	0,0074	OK	0,148
		apoyo interior negativo	6,86	4,979	2,7	4	1,6	8,042	10,870	OK	0,0099	OK	0,198
		apoyo interior positivo	4,73	3,433	2,7	3	1,6	6,032	8,423	OK	0,0074	OK	0,148

Longitud requerida de anclaje en columna exterior

ϕ (mm)	ldh (cm)	8 ϕ (cm)	15 cm	Controla (cm)	Escogido (cm)
12	20,37	9,6	15	20,37	21
16	27,16	12,8	15	27,16	28

Calculo de Mpr

Sismo de izquierda a derecha

Piso	As (-) (cm ²)	a(-) (cm)	Mpr (-) (T- m)	As (+) (cm ²)	a (+) (cm)	Mpr (+) (T- m)
2	3,39	6,65	4,89	3,39	6,65	4,89
1	8,04	11,83	14,60	6,03	8,87	11,42

Sismo de derecha a izquierda

Piso	As (-) (cm ²)	a(-) (cm)	Mpr (-) (T- m)	As (+) (cm ²)	a (+) (cm)	Mpr (+) (T- m)
2	3,39	6,65	4,89	3,39	6,65	4,89
1	8,04	11,83	14,60	6,03	8,87	11,42

Piso	Mpr - (T-m)	Mpr + (T-m)
2	4,89	4,89
1	14,60	11,42

7.2) Cortante

1) Carga gravitacional

Combinaciones de carga

$$1,2D + 1,6L = 2,668 \text{ T/m}$$

$$1,2D + 0,5L = 2,03 \text{ T/m}$$

$$l_n = 2,65 \text{ m}$$

$$V_g = 2,68 \text{ T Cortante gravitacional}$$

2) Carga por sismo

$$V_{eq} = 9,82 \text{ T}$$

$$V_e = V_u = 12,51 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 6,25 \text{ T}$$

3) Comprobaciones

PISO 1

$$V_g = 2,69 \text{ T}$$

$$V_{eq} = 3,69 \text{ T}$$

$$V_u = 6,38 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 3,19 \text{ T}$$

$$V_u/2 > V_g \quad \text{OK}$$

$$V_c = 4 \text{ T}$$

$$\phi V_c = 2,70 \text{ T}$$

$$V_s = 4,91 \text{ T}$$

$$V_s \text{ max} = 13,97 \text{ T}$$

$$V_s < V_s \text{ max} \quad \text{OK}$$

PISO 2

$$V_g = 2,69 \text{ T}$$

$$V_{eq} = 9,82 \text{ T}$$

$$V_u = 12,51 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 6,26 \text{ T}$$

$$V_u/2 > V_g \quad \text{OK}$$

$$V_c = 6 \text{ T}$$

$$\phi V_c = 4,73 \text{ T}$$

$$V_s = 10,37 \text{ T}$$

$$V_s \text{ max} = 24,50 \text{ T}$$

$V_s < V_s \text{ max}$ OK

4) Separación de confinamiento

PISO 1

$d/4 = 77 \text{ mm}$

$6d_b = 72 \text{ mm}$

$200\text{mm} = 200 \text{ mm}$

$s = 72 \text{ mm}$

$s \text{ escogido} = 70 \text{ mm}$

$A_v = 0,266 \text{ cm}^2$

$\Phi_{est} = 0,8 \text{ cm}$

$\# \text{ramas} = 2$

Cantidad estribo = 0,26

SE ADOPTAN ESTRIBOS DE 8MM CADA 70MM.

PISO 2

$d/4 = 101,25 \text{ mm}$

$6d_b = 96 \text{ mm}$

$200\text{mm} = 200 \text{ mm}$

$s = 96 \text{ mm}$

$s \text{ escogido} = 90 \text{ mm}$

$A_v = 0,549 \text{ cm}^2$

$\Phi_{est} = 0,8 \text{ cm}$

$\# \text{ramas} = 2$

Cantidad estribo= 0,55

SE ADOPTAN ESTRIBOS DE 8MM CADA 90MM.

8) Diseño de Columnas

PISO	TIPO	EXTREMO	Pu (T)	Mu (T-m)
2	INTERIOR	SUPERIOR	6,57	4,93
2	INTERIOR	INFERIOR	7,12	5,11
2	EXTERIOR	SUPERIOR	3,77	3,54
2	EXTERIOR	INFERIOR	4,13	3,11
1	INTERIOR	SUPERIOR	15,09	7,61
1	INTERIOR	INFERIOR	15,57	9,15
1	EXTERIOR	SUPERIOR	11,38	5,87
1	EXTERIOR	INFERIOR	11,74	8,31

8.1) Diseño por flexo-compresión

	PISO 1	PISO 2	
Pu=	15,57 T	7,12 T	Máxima carga axial
Mu=	9,15 T	5,11 T	Máximo momento flector
Ku=	0,098	0,045	
Ru=	0,194	0,1081	
γ=	0,72	0,72	
ρ=	0,03	0,018	Cuantía
Ag=	750 cm ²	750 cm ²	
As=	22,5 cm ²	13,5 cm ²	
Φ=	1,6 cm	1,2 cm	
Av (cm ²)	2,016 cm ²	1,131 cm ²	
# varillas	12	12	
# varillas adoptado	12	12	

Cálculo Lo

	hc (cm)	hn/6 (cm)	45 cm	Lo (cm)
PISO 2	30	36,7	45	45
PISO 1	30	36,7	45	45

Separación de estribos

	10cm	6 db menor (cm)	s confinado (cm)	s confinado adoptado (cm)
PISO 2	10	7,2	7,2	7
PISO 1	10	9,6	9,6	9

LOS ESTRIBOS ESTARÁN SEPARADOS 7CM EN TODA LA LONGITUD DE LAS COLUMNAS DEL SEGUNDO PISO.

LOS ESTRIBOS ESTARÁN SEPARADOS 9CM EN TODA LA LONGITUD DE LAS COLUMNAS DEL PRIMER PISO.

Cálculo de ash

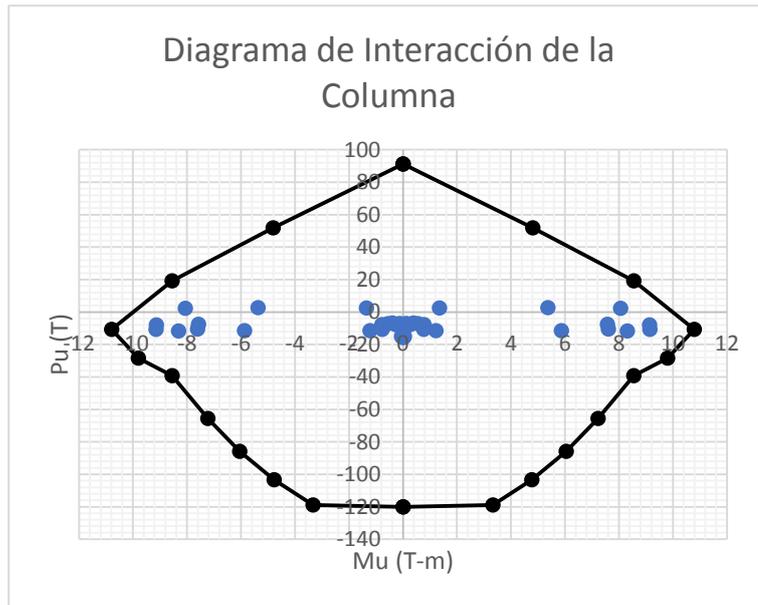
	PISO 1		PISO 2	
s (mm)	90	90	70	70
bc (mm)	200	250	200	250
f'c (MPa)	21	21	21	21
fyt (MPa)	420	420	420	420
Ag (mm ²)	75000	75000	75000	75000
Ach (mm ²)	50000	50000	50000	50000
Ash1 (mm ²)	135	168,75	105	131,25
Ash2 (mm ²)	81	101,25	63	78,75
Ash (mm ²)	81	101,25	63	78,75
Ash (cm ²)	0,81	1,0125	0,63	0,7875
φest (cm)	0,8	0,8	0,8	0,8
#ramas	2	2	2	2
cantidad estribo	0,8	1,0	0,6	0,8

SE ADOPTA 1 ESTRIBO DE 8MM CADA 70MM (SEGUNDO PISO).

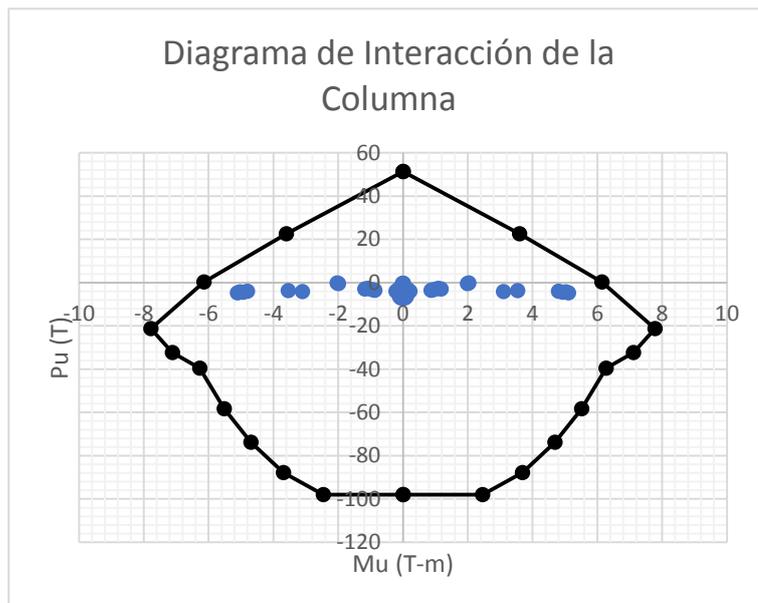
SE ADOPTA 1 ESTRIBO DE 80MM CADA 90MM (PRIMER PISO).

Diagramas de interacción de las Columnas

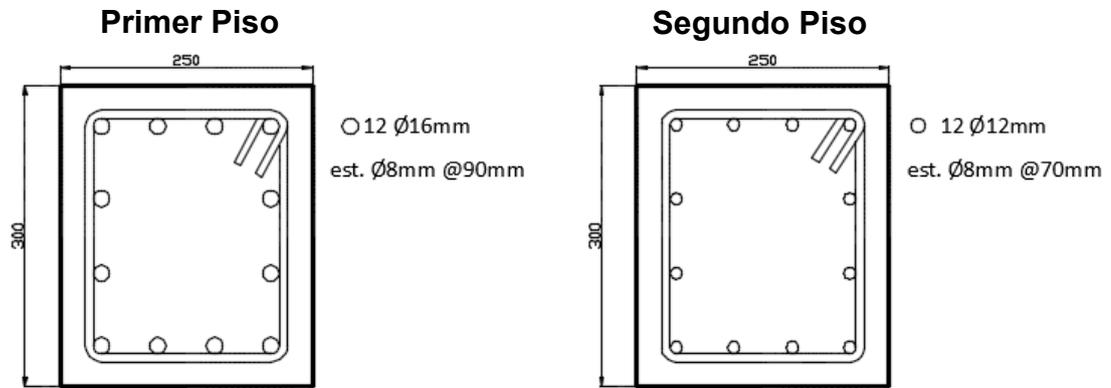
PRIMER PISO



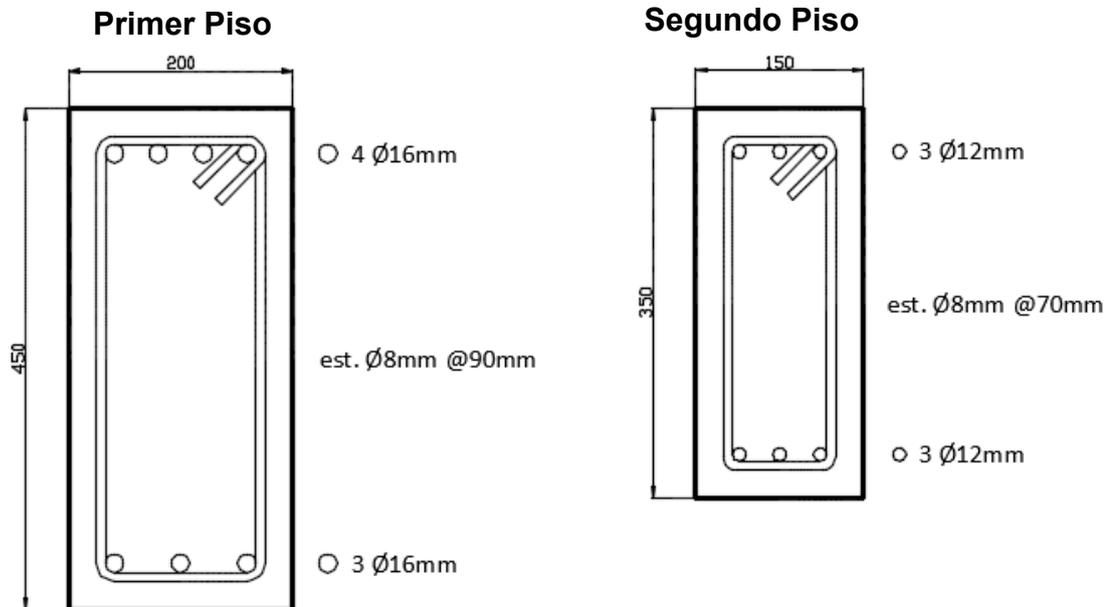
SEGUNDO PISO



9) Detallamiento Columnas



Vigas



ARQUETIPO 6

Datos

Arquetipo 6

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$n = 2$ número de pisos

$h = 2,55$ m altura de piso

$h_n = 5,1$ m altura total

1) Cálculo de periodo T de la estructura

$C_t = 0,047$ Para pórticos especiales de HA sin muros estructurales ni diagonales

$\alpha = 0,9$

$T = 0,204$ s $T = C_t h_n^\alpha$

2) Cálculo del Peso Reactivo Sísmico W

$w_d = 0,5$ T/m² Carga muerta

$w_l = 0,2$ T/m² Carga viva

$w = 0,55$ T/m² $w_d + 0,5w_l$

$A = 75,69$ m² Área de la planta (considerando volados)

$W = 83,26$ T W

3) Cálculo del Cortante Basal Sísmico V

$R = 3$ Coeficiente de reducción de respuesta estructural

$I = 1$ Factor de importancia

$\phi_p = 1$ Factor de configuración estructural en planta

$\phi_E = 1$ Factor de configuración estructural en elevación

$V = 27,75$ T $V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W$

4) Distribución Vertical de Fuerzas Sísmicas

$k = 1$ para T menor a 0,5 s

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad ; \quad V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad ; \quad F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Nivel	Altura (m)	w _x (T)	w _x *h _x ^k	cv _x	F _x (T)	V _x (T)
2	5,1	41,63	106,16	0,5	13,88	13,88
1	2,55	41,63	106,16	0,5	13,88	27,75

5) Modelo estructural realizado con el programa SAP 2000

DATOS A INGRESAR

W_d= 0,5 T/m²

Vigas primer piso

segundo piso

W_l= 0,2 T/m²

b= 0,2 m

0,15 m

ancho de influencia= 2,9 mh= 0,45 m

0,35 m

q_d= 1,45 T/m

Columnas primer piso

segundo piso

q_l= 0,58 T/m

c₁= 0,25 m

0,25 m

q_{lc}= 0,18 T/

c₂= 0,3 m

0,3 m

Carga sísmica= 13,88 T

6) Derivas Admisibles

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

PISO	h _s k	d _x e	Δ _e	Δ _M	Δ _M < 0,02
2	2,55	0,0254	0,0047	0,0105	OK
1	2,55	0,0135	0,0053	0,0119	OK

7) Diseño de Vigas

7.1) Flexión

l_n= 2,9 m luz libre

d= 0,405 m peralte efectivo (asumido)

l_n/d

OK

verificación

NIVEL	TRAMO	LOCALIZACIÓN	Mu (T-m)	As req (cm2)	As min (cm2)	# varillas	φ (cm)	As dis (cm2)	φMn	φMn > Mu	ρ	ρmax>ρ>min	w
2	EXTERIOR	apoyo exterior negativo	3,99	3,808	1,54	4	1,2	4,524	4,658	OK	0,0098	OK	0,196
		apoyo exterior positivo	2,54	2,424	1,54	3	1,2	3,393	3,608	OK	0,0073	OK	0,147
		Máximo positivo	0,91	0,868	1,54	3	1,2	3,393	3,608	OK	0,0073	OK	0,147
		apoyo interior negativo	4	3,817	1,54	4	1,2	4,524	4,658	OK	0,0098	OK	0,196
		apoyo interior positivo	1,85	1,766	1,54	3	1,2	3,393	3,608	OK	0,0073	OK	0,147
	INTERIOR	Máximo positivo	0,78	0,744	1,54	3	1,2	3,393	3,608	OK	0,0073	OK	0,147
		apoyo interior negativo	3,7	3,531	1,54	4	1,2	4,524	4,658	OK	0,0098	OK	0,196
		apoyo interior positivo	1,69	1,613	1,54	3	1,2	3,393	3,608	OK	0,0073	OK	0,147
1	EXTERIOR	apoyo exterior negativo	10,48	7,606	2,7	4	1,6	8,042	10,870	OK	0,0099	OK	0,199
		apoyo exterior positivo	8,91	6,467	2,7	4	1,6	8,042	10,870	OK	0,0099	OK	0,199
		Máximo positivo	1,45	1,052	2,7	4	1,6	8,042	10,870	OK	0,0099	OK	0,199
		apoyo interior negativo	9,15	6,641	2,7	4	1,6	8,042	10,870	OK	0,0099	OK	0,199
		apoyo interior positivo	6,91	5,015	2,7	4	1,6	8,042	10,870	OK	0,0099	OK	0,199
	INTERIOR	Máximo positivo	0,99	0,719	2,7	4	1,6	8,042	10,870	OK	0,0099	OK	0,199
		apoyo interior negativo	7,75	5,625	2,7	4	1,6	8,042	10,870	OK	0,0099	OK	0,199
		apoyo interior positivo	5,62	4,079	2,7	4	1,6	8,042	10,870	OK	0,0099	OK	0,199

Longitud requerida de anclaje en columna exterior

Φ (mm)	ldh (cm)	8 Φ (cm)	15 cm	Controla (cm)	Escogido (cm)
12	20,36	9,6	15	20,36	21
16	27,15	12,8	15	27,15	28

Calculo de Mpr

Sismo de izquierda a derecha

Piso	As (-) (cm ²)	a(-) (cm)	Mpr (-) (T- m)	As (+) (cm ²)	a (+) (cm)	Mpr (+) (T- m)
2	4,52	8,87	6,26	3,39	6,65	4,89
1	8,04	11,83	14,60	8,04	11,83	14,60

Sismo de derecha a izquierda

Piso	As (-) (cm ²)	a(-) (cm)	Mpr (-) (T- m)	As (+) (cm ²)	a (+) (cm)	Mpr (+) (T- m)
2	4,52	8,87	6,26	3,39	6,65	4,89
1	8,04	11,83	14,60	8,04	11,83	14,60

Piso	Mpr - (T-m)	Mpr + (T-m)
2	6,26	4,89
1	14,60	14,60

7.2) Cortante

1) Carga gravitacional

Combinaciones de carga

$$1,2D + 1,6L = 2,67 \text{ T/m}$$

$$1,2D + 0,5L = 2,03 \text{ T/m}$$

$$l_n = 2,65 \text{ m}$$

$$V_g = 2,69 \text{ T} \quad \text{Cortante gravitacional}$$

2) Carga por sismo

$$V_{eq} = 11,02 \text{ T}$$

$$V_e = V_u = 13,71 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 6,86 \text{ T}$$

3) Comprobaciones

PISO 1

$$V_g = 2,69 \text{ T}$$

$$V_{eq} = 4,21 \text{ T}$$

$$V_u = 6,90 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 3,45 \text{ T}$$

$$V_u/2 > V_g \quad \text{OK}$$

$$V_c = 4 \text{ T}$$

$$\Phi V_c = 2,70 \text{ T}$$

$$V_s = 5,60 \text{ T}$$

$$V_s \text{ max} = 13,97 \text{ T}$$

$$V_s < V_s \text{ max} \quad \text{OK}$$

PISO 2

$$V_g = 2,69 \text{ T}$$

$$V_{eq} = 11,02 \text{ T}$$

$$V_u = 13,71 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 6,86 \text{ T}$$

$$V_u/2 > V_g \quad \text{OK}$$

$$V_c = 6 \text{ T}$$

$$\phi V_c = 4,73 \text{ T}$$

$$V_s = 11,97 \text{ T}$$

$$V_s \text{ max} = 24,50 \text{ T}$$

$$V_s < V_s \text{ max} \quad \text{OK}$$

4) Separación de confinamiento

PISO 1

$$d/4 = 77 \text{ mm}$$

$$6d_b = 72 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

$$s = 72 \text{ mm}$$

$$s \text{ escogido} = 70 \text{ mm}$$

$$A_v = 0,303 \text{ cm}^2$$

$$\Phi_{est} = 0,8 \text{ cm}$$

$$\# \text{ ramas} = 2$$

$$\text{cantidad estribo} = 0,30$$

SE ADOPTAN ESTRIBOS DE 8MM CADA 70MM.

PISO 2

$$d/4 = 202,5 \text{ mm}$$

$$6d_b = 96 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

$$s = 96 \text{ mm}$$

s escogido= 90 mm

$A_v = 0,633 \text{ cm}^2$

$\Phi_{est} = 0,8 \text{ cm}$

#ramas= 2

cantidad estribo= 0,63

SE ADOPTAN ESTRIBOS DE 8MM CADA 90MM.

8) Diseño de Columnas

PISO	TIPO	EXTREMO	P_u (T)	M_u (T-m)
2	INTERIOR	SUPERIOR	6,58	5,69
2	INTERIOR	INFERIOR	7,23	5,86
2	EXTERIOR	SUPERIOR	4,07	4
2	EXTERIOR	INFERIOR	4,49	3,54
1	INTERIOR	SUPERIOR	15,2	8,91
1	INTERIOR	INFERIOR	15,76	10,44
1	EXTERIOR	SUPERIOR	12,66	6,94
1	EXTERIOR	INFERIOR	13,07	9,48

8.1) Diseño por flexo-compresión

	PISO 1	PISO 2	
$P_u =$	15,76 T	7,23 T	Máxima carga axial
$M_u =$	10,44 T-m	5,86 T-m	Máximo momento flector
$K_u =$	0,1002	0,0460	
$R_u =$	0,221	0,124	
$\gamma =$	0,72	0,72	
$\rho =$	0,03	0,018	Cuantía
$A_g =$	750 cm^2	750 cm^2	

As=	22,5 cm ²	13,5 cm ²
Φ=	1,6 cm	1,2 cm
Av=	2,011 cm ²	1,131 cm ²
# varillas	12	12
# varillas adoptado	12	12

Calculo Lo

	hc (cm)	hn/6 (cm)	45 cm	Lo (cm)
PISO 2	30	42,5	45	45
PISO 1	30	42,5	45	45

Separación de estribos

	10cm	6 db menor (cm)	s confinado (cm)	s confinado adoptado (cm)
PISO 2	10	7,2	7,2	7
PISO 1	10	9,6	9,6	9

LOS ESTRIBOS ESTARÁN SEPARADOS 7CM EN TODA LA LONGITUD DE LAS COLUMNAS DEL SEGUNDO PISO.

LOS ESTRIBOS ESTARÁN SEPARADOS 9CM EN TODA LA LONGITUD DE LAS COLUMNAS DEL PRIMER PISO.

Calculo de ash

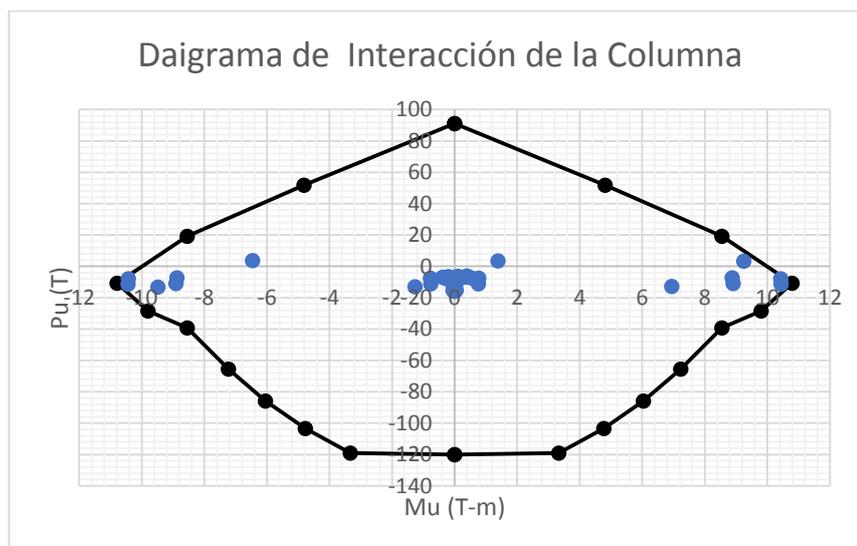
	PISO 1		PISO 2	
s (mm)	90	90	70	70
bc (mm)	200	250	200	250
f'c (MPa)	21	21	21	21
fyt (MPa)	420	420	420	420
Ag (mm ²)	75000	75000	75000	75000
Ach (mm ²)	50000	50000	50000	50000
Ash1 (mm ²)	135	168,75	105	131,25
Ash2 (mm ²)	81	101,25	63	78,75
Ash (mm ²)	81	101,25	63	78,75
Ash (cm ²)	0,81	1,0125	0,63	0,7875
φest (cm)	0,8	0,8	0,8	0,8
#ramas	2	2	2	2
cantidad estribo	0,8	1,0	0,6	0,8

SE ADOPTA 1 ESTRIBO DE 8MM CADA 70MM (SEGUNDO PISO).

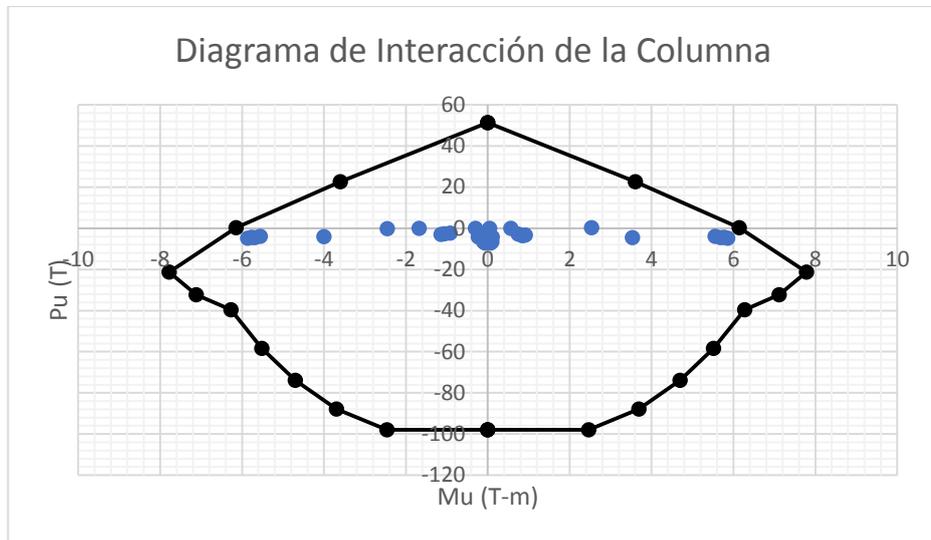
SE ADOPTA 1 ESTRIBO DE 80MM CADA 90MM (PRIMER PISO).

Diagramas de interacción de las Columnas

PRIMER PISO

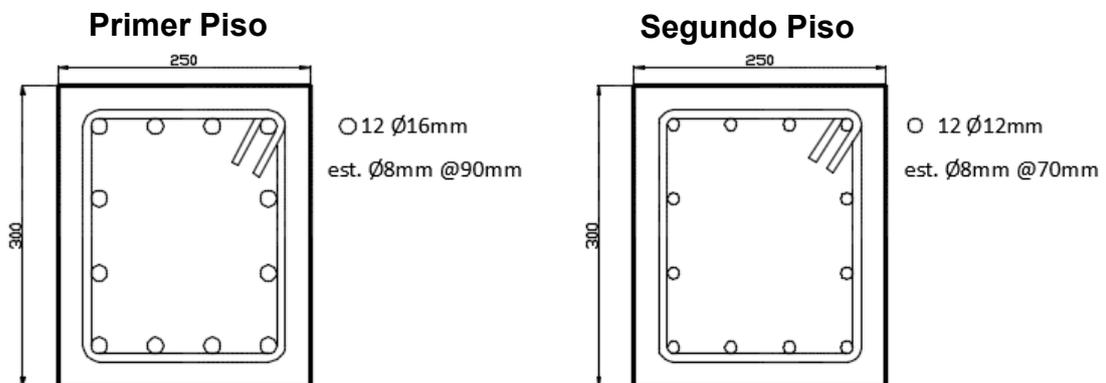


SEGUNDO PISO

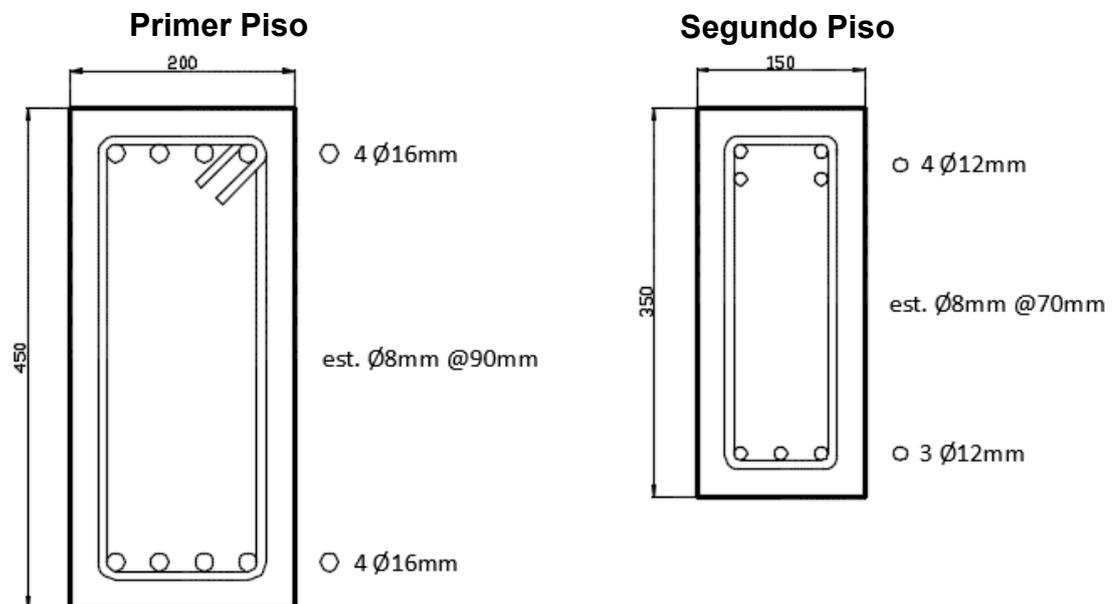


9) DETALLAMIENTO

COLUMNAS



VIGAS



ARQUETIPO 7

Datos

Arquetipo 7

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$n = 2$ número de pisos

$h = 2,2 \text{ m}$ altura de piso

$h_n = 4,4 \text{ m}$ altura total

1) Cálculo de periodo T de la estructura

$C_t = 0,047$ Para pórticos especiales de HA sin muros estructurales ni diagonales

$\alpha = 0,9$

$T = 0,178 \text{ s}$ $T = C_t h_n^\alpha$

2) Cálculo del Peso Reactivo Sísmico W

$w_d = 0,5 \text{ T/m}^2$ Carga muerta

$w_l = 0,2 \text{ T/m}^2$ Carga viva

$w = 0,55 \text{ T/m}^2$ $w_d + 0,5w_l$

$A = 67,28 \text{ m}^2$ Área de la planta (considerando volados)

$W = 74,00 \text{ T}$ W

3) Cálculo del Cortante Basal Sísmico V

$R = 3$ Coeficiente de reducción de respuesta estructural.

$I = 1$ Factor de importancia.

$\phi_p = 1$ Factor de configuración estructural en planta

$\phi_E = 1$ Factor de configuración estructural en elevación

$V = 24,67 \text{ T}$ $V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W$

4) Distribución Vertical de Fuerzas Sísmicas

$k = 1$ para T menor a $0,5 \text{ s}$

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

Nivel	Altura (m)	$w_x(T)$	$w_x \cdot h_x^k$	c_{v_x}	$F_x (T)$	$V_x (T)$
2	4,4	37,00	81,41	0,5	12,33	12,33
1	2,2	37,00	81,41	0,5	12,33	24,67

5) Modelo estructural realizado con el programa SAP 2000

DATOS A INGRESAR

$W_d = 0,5 \text{ T/m}^2$

Vigas primer piso segundo piso

$W_l = 0,2 \text{ T/m}^2$

$b = 0,2 \text{ m}$

$0,15 \text{ m}$

ancho de influencia=2,9 m h 0,45 m 0,35 m
 qd= 1,45 T/m **Columnas** **primer piso** **segundo piso**
 ql= 0,58 T/m c1= 0,25 m 0,25 m
 qlc= 0,18 T/m c2=0,35 m 0,3 m
 Carga sísmica= 12,33 T

6) Derivas Admisibles

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

PISO	hsk	dx	Δe	ΔM	$\Delta M < 0,02$
2	2,2	0,0173	0,0044	0,0099	OK
1	2,2	0,0076	0,0035	0,0078	OK

7) Diseño de Vigas

7.1) Flexión

ln= 2,9 m luz libre

d= 0,405 m peralte efectivo (asumido)

ln/d OK verificación

NIVEL	TRAMO	LOCALIZACIÓN	Mu (T-m)	As req (cm2)	As min (cm2)	# varillas	φ (cm)	As dis (cm2)	φMn	φMn >Mu	ρ	ρmax>ρ>min	w
2	EXTERIOR	apoyo exterior negativo	4,15	3,96	1,54	4	1,2	4,52	4,66	OK	0,010	OK	0,196
		apoyo exterior positivo	2,68	2,56	1,54	3	1,2	3,39	3,61	OK	0,007	OK	0,147
		Máximo positivo	0,89	0,85	1,54	3	1,2	3,39	3,61	OK	0,007	OK	0,147
		apoyo interior negativo	4,14	3,95	1,54	4	1,2	4,52	4,66	OK	0,010	OK	0,196
		apoyo interior positivo	1,94	1,85	1,54	3	1,2	3,39	3,61	OK	0,007	OK	0,147
	INTERIOR	Máximo positivo	0,75	0,72	1,54	3	1,2	3,39	3,61	OK	0,007	OK	0,147
		apoyo interior negativo	3,35	3,20	1,54	3	1,2	3,39	3,61	OK	0,007	OK	0,147
apoyo interior positivo		1,34	1,28	1,54	3	1,2	3,39	3,61	OK	0,007	OK	0,147	
1	EXTERIOR	apoyo exterior negativo	10,78	7,82	2,7	4	1,6	8,04	10,87	OK	0,010	OK	0,199
		apoyo exterior positivo	9,11	6,61	2,7	4	1,6	8,04	10,87	OK	0,010	OK	0,199
		Máximo positivo	1,52	1,10	2,7	4	1,6	8,04	10,87	OK	0,010	OK	0,199
		apoyo interior negativo	9,32	6,76	2,7	4	1,6	8,04	10,87	OK	0,010	OK	0,199
		apoyo interior positivo	7	5,08	2,7	4	1,6	8,04	10,87	OK	0,010	OK	0,199
	INTERIOR	Máximo positivo	1	0,73	2,7	3	1,6	6,03	8,42	OK	0,007	OK	0,149
		apoyo interior negativo	6,86	4,98	2,7	4	1,6	8,04	10,87	OK	0,010	OK	0,199
		apoyo interior positivo	4,73	3,43	2,7	3	1,6	6,03	8,42	OK	0,007	OK	0,149

Longitud requerida de anclaje en columna exterior

φ (mm)	ldh (cm)	8 φ (cm)	15 cm	Controla (cm)	Escogido (cm)
12	20,4	9,6	15	20,4	21
16	27,2	12,8	15	27,2	28

Calculo de Mpr

Sismo de izquierda a derecha

Piso	As (-) (cm ²)	a(-) (cm)	Mpr (-) (T- m)	As (+) (cm ²)	a (+) (cm)	Mpr (+) (T- m)
2	4,52	8,87	6,26	3,39	6,65	4,89
1	8,04	11,83	14,60	8,04	11,83	14,60

Sismo de derecha a izquierda

Piso	As (-) (cm ²)	a(-) (cm)	Mpr (-) (T- m)	As (+) (cm ²)	a (+) (cm)	Mpr (+) (T- m)
2	4,52	8,87	6,26	3,39	6,65	4,89
1	8,04	11,83	14,60	8,04	11,83	14,60

Piso	Mpr - (T-m)	Mpr + (T-m)
2	6,26	4,89
1	14,60	14,60

7.2) Cortante

1) Carga gravitacional

Combinaciones de carga

$$1,2D + 1,6L = 2,67 \text{ T/m}$$

$$1,2D + 0,5L = 2,03 \text{ T/m}$$

$$ln = 2,65 \text{ m}$$

$$Vg = 2,69 \text{ T} \quad \text{Cortante gravitacional}$$

2) Carga por sismo

$$Veq = 11,02 \text{ T}$$

$$Ve = Vu = 13,71 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 6,86 \text{ T}$$

3) Comprobaciones

PISO 1

$$V_g = 2,69 \text{ T}$$

$$V_{eq} = 4,21 \text{ T}$$

$$V_u = 6,90 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 3,45 \text{ T}$$

$$V_u/2 > V_g \quad \text{OK}$$

$$V_c = 4 \text{ T}$$

$$\phi V_c = 2,70 \text{ T}$$

$$V_s = 5,60 \text{ T}$$

$$V_s \text{ max} = 13,97 \text{ T}$$

$$V_s < V_s \text{ max} \quad \text{OK}$$

PISO 2

$$V_g = 2,69 \text{ T}$$

$$V_{eq} = 11,02 \text{ T}$$

$$V_u = 13,71 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 6,86 \text{ T}$$

$$V_u/2 > V_g \quad \text{OK}$$

$$V_c = 6 \text{ T}$$

$$\phi V_c = 4,73 \text{ T}$$

$$V_s = 11,97 \text{ T}$$

$V_s \text{ max} = 24,50 \text{ T}$

$V_s < V_s \text{ max}$ OK

4) Separación de confinamiento

PISO 1

$d/4 = 77 \text{ mm}$

$6d_b = 72 \text{ mm}$

$200\text{mm} = 200 \text{ mm}$

$s = 72 \text{ mm}$

$s \text{ escogido} = 70 \text{ mm}$

$A_v = 0,303 \text{ cm}^2$

$\Phi_{est} = 0,8 \text{ cm}$

$\# \text{ramas} = 2$

cantidad estribo = 0,30

SE ADOPTAN ESTRIBOS DE 8MM CADA 70MM.

PISO 2

$d/4 = 202,5 \text{ mm}$

$6d_b = 96 \text{ mm}$

$200\text{mm} = 200 \text{ mm}$

$s = 96 \text{ mm}$

$s \text{ escogido} = 90 \text{ mm}$

$A_v = 0,633 \text{ cm}^2$

$\Phi_{est} = 0,8 \text{ cm}$

#ramas= 2

Cantidad estribo= 0,63

SE ADOPTAN ESTRIBOS DE 8MM CADA 90MM.

8) Diseño de Columnas

PISO	TIPO	EXTREMO	Pu (T)	Mu (T-m)
2	INTERIOR	SUPERIOR	6,79	4,92
2	INTERIOR	INFERIOR	7,34	5,1
2	EXTERIOR	SUPERIOR	4,16	3,54
2	EXTERIOR	INFERIOR	4,51	3,11
1	INTERIOR	SUPERIOR	15,75	7,55
1	INTERIOR	INFERIOR	16,3	9,15
1	EXTERIOR	SUPERIOR	12,88	5,86
1	EXTERIOR	INFERIOR	13,3	8,31

8.1) Diseño por flexo-compresión

	PISO 1	PISO 2	
Pu=	16,3 T	7,34 T	Máxima carga axial
Mu=	9,15 T-m	5,1 T-m	Máximo momento flector
Ku=	0,266	0,139	
Ru=	0,581	0,238	
γ=	0,76	0,72	
ρ=	0,026	0,018	Cuantía
Ag=	875 cm ²	750 cm ²	
As=	22,75 cm ²	13,5 cm ²	
Φ=	1,6 cm	1,2 cm	
Av=	2,011 cm ²	1,131 cm ²	
# varillas	12	12	

varillas adoptado 12

12

Calculo Lo

	hc (cm)	hn/6 (cm)	45 cm	Lo (cm)
PISO 2	30	36,7	45	45
PISO 1	35	36,7	45	45

Separación de estribos

	10cm	6 db menor (cm)	s confinado (cm)	s confinado adoptado (cm)
PISO 2	10	7,2	7,2	7
PISO 1	10	9,6	9,6	9

LOS ESTRIBOS ESTARÁN SEPARADOS 7CM EN TODA LA LONGITUD DE LAS COLUMNAS DEL SEGUNDO PISO.

LOS ESTRIBOS ESTARÁN SEPARADOS 9CM EN TODA LA LONGITUD DE LAS COLUMNAS DEL PRIMER PISO.

Calculo de ash

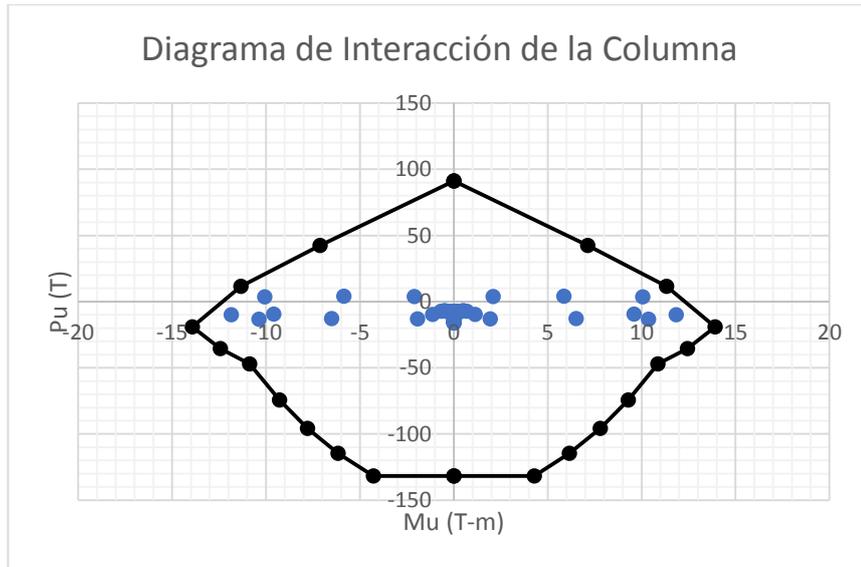
	PISO 1		PISO 2	
s (mm)	90	90	70	70
bc (mm)	200	300	200	250
f'c (MPa)	21	21	21	21
fyt (MPa)	420	420	420	420
Ag (mm ²)	87500	87500	75000	75000
Ach (mm ²)	60000	60000	50000	50000
Ash1 (mm ²)	123,75	185,625	105	131,25
Ash2 (mm ²)	81	121,5	63	78,75
Ash (mm ²)	81	121,5	63	78,75
Ash (cm ²)	0,81	1,215	0,63	0,7875
φest (cm)	1	1	0,8	0,8
#ramas	2	2	2	2
cantidad estribo	0,516	0,8	0,6	0,8

SE ADOPTA 1 ESTRIBO DE 8MM CADA 70MM (SEGUNDO PISO).

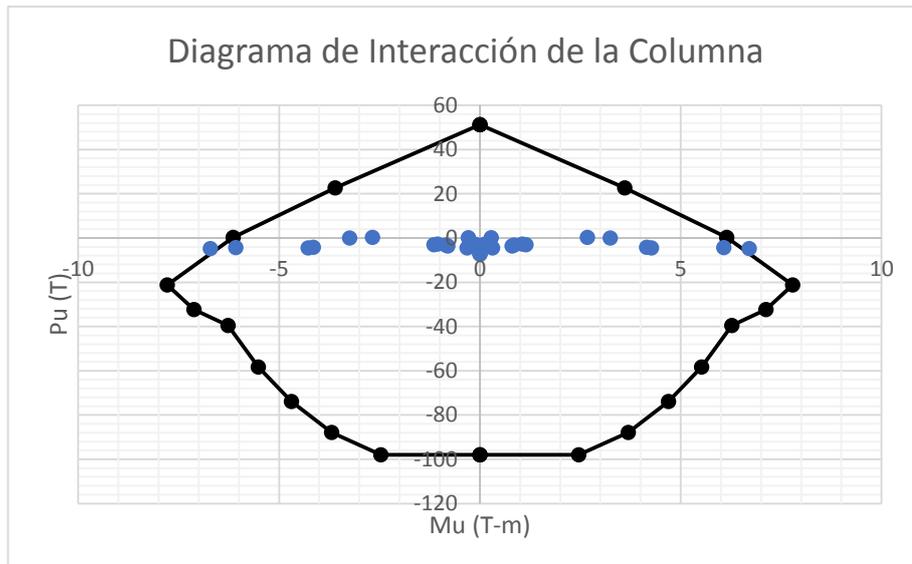
SE ADOPTA 1 ESTRIBO DE 80MM CADA 90MM (PRIMER PISO).

Diagramas de interacción de las Columnas

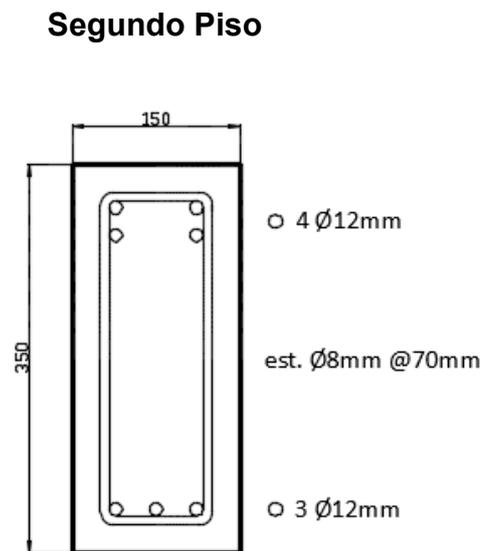
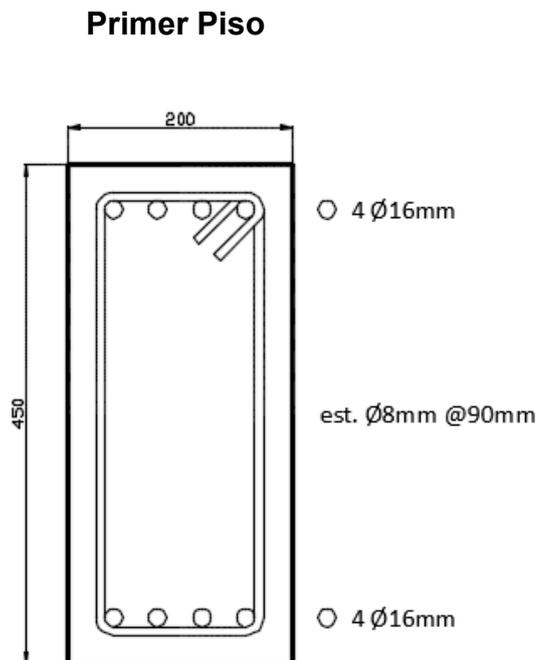
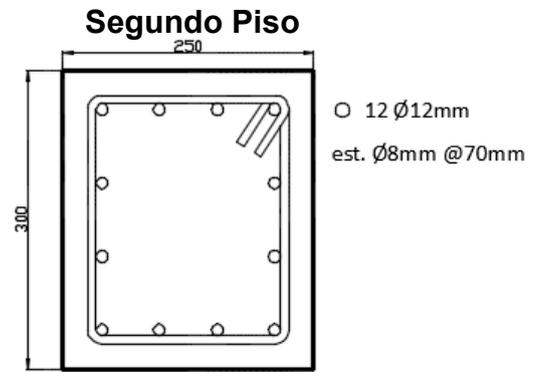
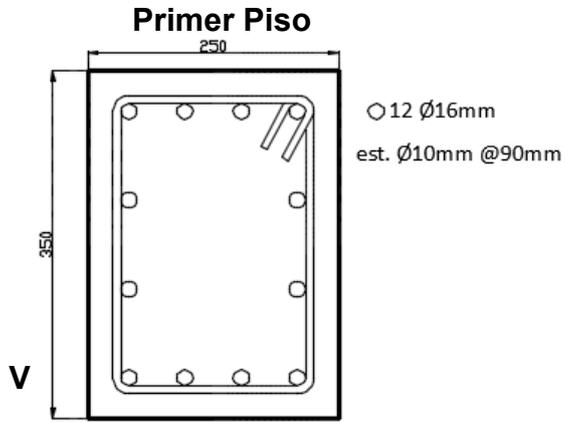
PRIMER PISO



SEGUNDO PISO



9) Detallamiento COLUMNAS



ARQUETIPO 8

Datos

Arquetipo 8

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$n = 2$ número de pisos

$h = 2,55 \text{ m}$ altura de piso

$h_n = 5,1 \text{ m}$ altura total

1) Cálculo de periodo T de la estructura

$C_t = 0,047$ Para pórticos especiales de HA sin muros estructurales ni diagonales

$\alpha = 0,9$

$T = 0,204 \text{ s}$ $T = C_t h_n^\alpha$

2) Cálculo del Peso Reactivo Sísmico W

$w_d = 0,5 \text{ T/m}^2$ Carga muerta

$w_l = 0,2 \text{ T/m}^2$ Carga viva

$w = 0,55 \text{ T/m}^2$ $w_d + 0,5w_l$

$A = 67,28 \text{ m}^2$ Área de la planta (considerando volados)

$W = 74,01 \text{ T}$ W

3) Cálculo del Cortante Basal Sísmico V

$R = 3$ Coeficiente de reducción de respuesta estructural

$I = 1$ Factor de importancia

$\phi_p = 1$ Factor de configuración estructural en planta

$\phi_E = 1$ Factor de configuración estructural en planta

$V = 24,67 \text{ T}$ $V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W$

4) Distribución Vertical de Fuerzas Sísmicas

$k = 1$ para T menor a $0,5 \text{ s}$

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

Nivel	Altura (m)	wx(T)	wx*hx^k	cvx	Fx (T)	Vx (T)
2	5,1	37,00	94,36	0,5	12,33	12,33
1	2,55	37,00	94,36	0,5	12,33	24,67

5) Modelo estructural realizado con el programa SAP 2000

DATOS A INGRESAR

$W_d = 0,5 \text{ T/m}^2$ Vigas primer piso segundo piso

$W_l = 0,2 \text{ T/m}^2$ $b = 0,2 \text{ m}$ $0,15 \text{ m}$

Ancho de influencia = $2,9 \text{ m}$ $h = 0,45 \text{ m}$ $0,35 \text{ m}$

$q_d = 1,45 \text{ T/m}$ Columnas primer piso segundo piso

$q_l = 0,58 \text{ T/m}$ $c_1 = 0,25 \text{ m}$ $0,25 \text{ m}$

$q_{lc} = 0,18 \text{ T/m}$ $c_2 = 0,35 \text{ m}$ $0,3 \text{ m}$

Carga sísmica = $12,33 \text{ T}$

6) Derivas Admisibles

$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$

PISO	hsk	dx	Δ_e	Δ_M	$\Delta_M < 0,02$
2	2,55	0,0267	0,006	0,013	OK
1	2,55	0,0119	0,005	0,011	OK

7) Diseño de Vigas

7.1) Flexión

$l_n = 2,9$ m luz libre

$d = 0,405$ m peralte efectivo (asumido)

l_n/d OK verificación

NIVEL	TRAMO	LOCALIZACIÓN	Mu (T-m)	As req (cm ²)	As min (cm ²)	# varillas	ϕ (cm)	As dis (cm ²)	ϕM_n	$\phi M_n > M_u$	ρ	$\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$	w
2	EXTERIOR	apoyo exterior negativo	4,86	4,638	1,54	4	1,4	6,158	6,04	OK	0,0133	OK	0,267
		apoyo exterior positivo	3,43	3,273	1,54	3	1,2	3,393	3,61	OK	0,0073	OK	0,147
		Máximo positivo	0,9	0,859	1,54	3	1,2	3,393	3,61	OK	0,0073	OK	0,147
		apoyo interior negativo	4,75	4,533	1,54	4	1,4	6,158	6,04	OK	0,0133	OK	0,267
		apoyo interior positivo	2,53	2,415	1,54	3	1,2	3,393	3,61	OK	0,0073	OK	0,147
	INTERIOR	Máximo positivo	0,75	0,716	1,54	3	1,2	3,393	3,61	OK	0,0073	OK	0,147
		apoyo interior negativo	3,35	3,197	1,54	3	1,2	3,393	3,61	OK	0,0073	OK	0,147
		apoyo interior positivo	1,34	1,279	1,54	3	1,2	3,393	3,61	OK	0,0073	OK	0,147
1	EXTERIOR	apoyo exterior negativo	12,04	8,739	2,7	4	1,8	10,179	13,27	OK	0,0126	OK	0,251
		apoyo exterior positivo	10,39	7,541	2,7	4	1,6	8,042	10,87	OK	0,0099	OK	0,199
		Máximo positivo	1,56	1,132	2,7	4	1,6	8,042	10,87	OK	0,0099	OK	0,199
		apoyo interior negativo	10,43	7,570	2,7	4	1,8	10,179	13,27	OK	0,0126	OK	0,251
		apoyo interior positivo	8,18	5,937	2,7	4	1,6	8,042	10,87	OK	0,0099	OK	0,199
	INTERIOR	Máximo positivo	1	0,726	2,7	3	1,6	6,032	8,42	OK	0,0074	OK	0,149
		apoyo interior negativo	6,86	4,979	2,7	4	1,6	8,042	10,87	OK	0,0099	OK	0,199
		apoyo interior positivo	4,73	3,433	2,7	3	1,6	6,032	8,42	OK	0,0074	OK	0,149

Longitud requerida de anclaje en columna exterior

ϕ (mm)	ldh (cm)	8 ϕ (cm)	15 cm	Controla (cm)	Escogido (cm)
12	20,4	9,6	15	20,4	21
14	23,8	11,2	15	23,8	24
16	27,2	12,8	15	27,2	28
18	30,6	14,4	16	30,6	31

Calculo de Mpr

Sismo de izquierda a derecha

Piso	As (-) (cm ²)	a(-) (cm)	Mpr (-) (T- m)	As (+) (cm ²)	a (+) (cm)	Mpr (+) (T- m)
2	6,16	12,07	8,01	3,39	6,65	4,89
1	10,18	14,97	17,64	8,04	11,83	14,60

Sismo de derecha a izquierda

Piso	As (-) (cm ²)	a(-) (cm)	Mpr (-) (T- m)	As (+) (cm ²)	a (+) (cm)	Mpr (+) (T- m)
2	6,16	12,07	8,01	3,39	6,65	4,89
1	10,18	14,97	17,64	8,04	11,83	14,60

Piso	Mpr - (T-m)	Mpr + (T-m)
2	8,01	4,89
1	17,64	14,60

7.2) Cortante

1) Carga gravitacional

Combinaciones de carga

$$1,2D + 1,6L = 2,67 \text{ T/m}$$

$$1,2D + 0,5L = 2,03 \text{ T/m}$$

$$l_n = 2,65 \text{ m}$$

$$V_g = 2,69 \text{ T Cortante gravitacional}$$

2) Carga por sismo

$$V_{eq} = 12,17 \text{ T}$$

$$V_e = V_u = 14,86 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 7,43 \text{ T}$$

3) Comprobaciones

PISO 1

$$V_g = 2,69 \text{ T}$$

$$V_{eq} = 4,87 \text{ T}$$

$$V_u = 7,56 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 3,78 \text{ T}$$

$$V_u/2 > V_g \quad \text{OK}$$

$$V_c = 4 \text{ T}$$

$$\phi V_c = 2,70 \text{ T}$$

$$V_s = 6,48 \text{ T}$$

$$V_s \text{ max} = 13,97 \text{ T}$$

$$V_s < V_s \text{ max} \quad \text{OK}$$

PISO 2

$$V_g = 2,69 \text{ T}$$

$$V_{eq} = 12,17 \text{ T}$$

$$V_u = 14,86 \text{ T}$$

$$V_u/2 = 7,43 \text{ T}$$

$$V_u/2 > V_g \quad \text{OK}$$

$$V_c = 6 \text{ T}$$

$$\Phi V_c = 4,73 \text{ T}$$

$$V_s = 13,50 \text{ T}$$

$$V_s \text{ max} = 24,50 \text{ T}$$

$$V_s < V_s \text{ max} \quad \text{OK}$$

4) Separación de confinamiento

PISO 1

$$d/4 = 77 \text{ mm}$$

$$6d_b = 72 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

$$s = 72 \text{ mm}$$

$$s \text{ escogido} = 70 \text{ mm}$$

$$A_v = 0,351 \text{ cm}^2$$

$$\Phi_{est} = 0,8 \text{ cm}$$

#ramas= 2

cantidad estribo= 0,35

SE ADOPTAN ESTRIBOS DE 8MM CADA 70MM.

PISO 2

$d/4 = 202,5 \text{ mm}$

$6db = 96 \text{ mm}$

$200\text{mm} = 200 \text{ mm}$

$s = 96 \text{ mm}$

s escogido= 90 mm

$A_v = 0,714 \text{ cm}^2$

$\Phi_{est} = 0,8 \text{ cm}$

#ramas= 2

cantidad estribo= 0,71

SE ADOPTAN ESTRIBOS DE 8MM CADA 90MM

8) Diseño de Columnas

PISO	TIPO	EXTREMO	Pu (T)	Mu (T-m)
2	INTERIOR	SUPERIOR	6,81	7,27
2	INTERIOR	INFERIOR	7,45	7,59
2	EXTERIOR	SUPERIOR	4,64	4,86
2	EXTERIOR	INFERIOR	5,06	4,65
1	INTERIOR	SUPERIOR	15,69	11,03
1	INTERIOR	INFERIOR	16,25	13,85
1	EXTERIOR	SUPERIOR	14,51	7,39
1	EXTERIOR	INFERIOR	14,92	12,09

8.1) Diseño por flexo-compresión

	PISO 1	PISO 2	
$P_u=$	16,25 T	7,45 T	Máxima carga axial
$M_u=$	13,85 T-m	7,59 T-m	Máximo momento flector
$K_u=$	0,265	0,142	
$R_u=$	0,879	0,354	
$\gamma=$	0,76	0,72	
$\rho=$	0,026	0,023	Cuantía
$A_g=$	875 cm ²	750 cm ²	
$A_s=$	22,75 cm ²	17,25 cm ²	
$\Phi=$	1,6 cm	1,4 cm	
$A_v=$	2,01 cm ²	1,54 cm ²	
# varillas=	12	12	
# varillas adoptado	12	12	

Calculo L_o

	hc (cm)	hn/6 (cm)	45 cm	L_o (cm)
PISO 2	30	42,5	45	45
PISO 1	35	42,5	45	45

Separación de estribos

	10cm	6 db menor (cm)	s confinado (cm)	s confinado adoptado (cm)
PISO 2	10	8,4	8,4	8
PISO 1	10	9,6	9,6	9

LOS ESTRIBOS ESTARÁN SEPARADOS 8CM EN TODA LA LONGITUD DE LAS COLUMNAS DEL SEGUNDO PISO.

LOS ESTRIBOS ESTARÁN SEPARADOS 9CM EN TODA LA LONGITUD DE LAS COLUMNAS DEL PRIMER PISO.

Calculo de ash

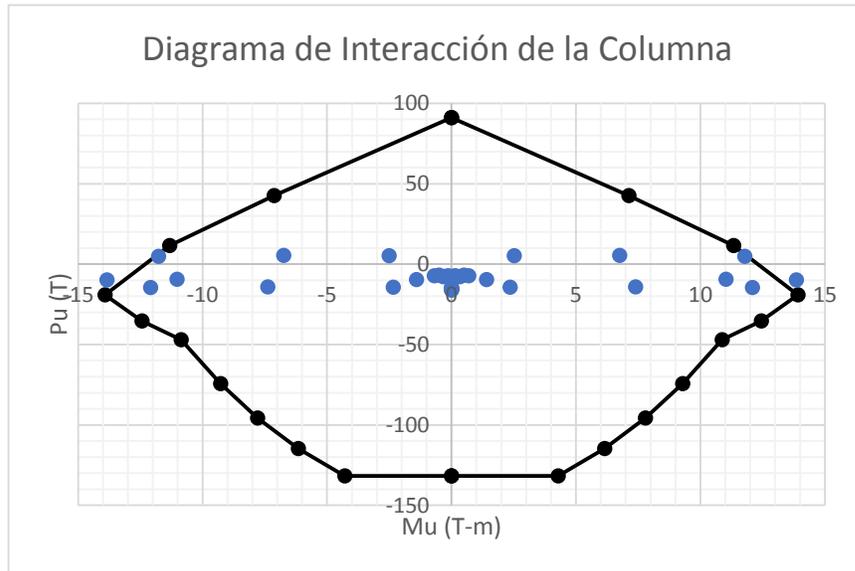
	PISO 1		PISO 2	
s (mm)	90	90	80	80
bc (mm)	200	300	200	250
f'c (MPa)	21	21	21	21
fyt (MPa)	420	420	420	420
Ag (mm ²)	87500	87500	75000	75000
Ach (mm ²)	60000	60000	50000	50000
Ash1 (mm ²)	123,75	185,625	120	150
Ash2 (mm ²)	81	121,5	72	90
Ash (mm ²)	81	121,5	72	90
Ash (cm ²)	0,81	1,215	0,72	0,9
Φest (cm)	1	1	0,8	0,8
#ramas	2	2	2	2
cantidad estribo	0,516	0,8	0,7	0,9

SE ADOPTA 1 ESTRIBO DE 8MM CADA 80MM (PRIMER PISO).

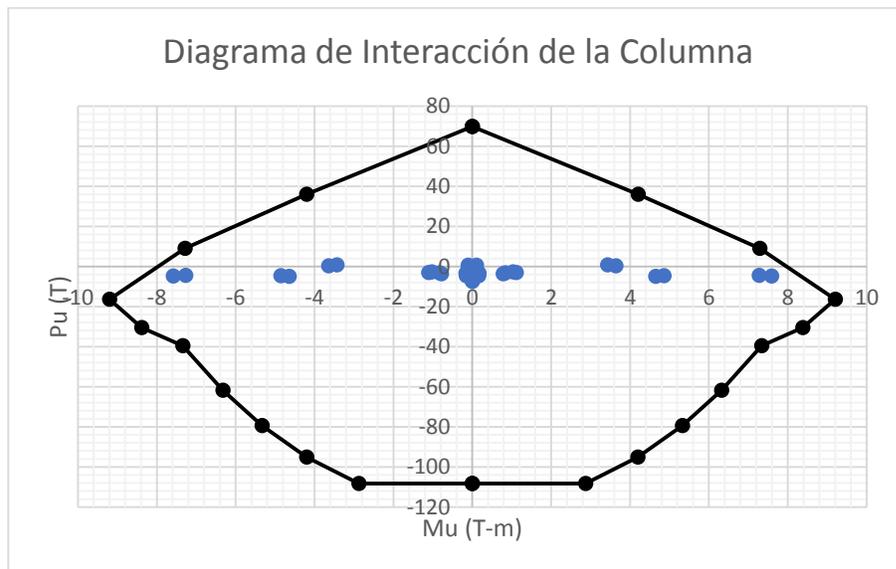
SE ADOPTA 1 ESTRIBO DE 10MM CADA 90MM (SEGUNDO PISO).

Diagramas de interacción de las Columnas

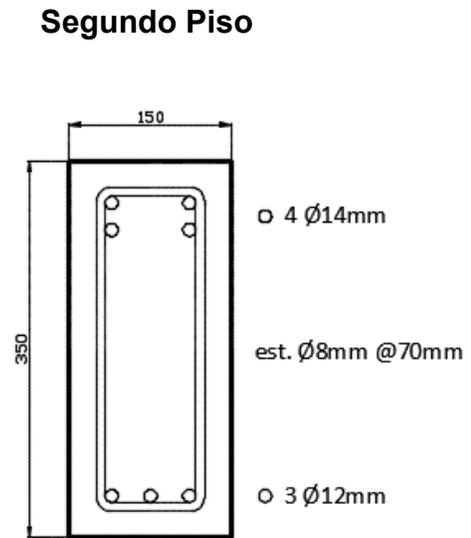
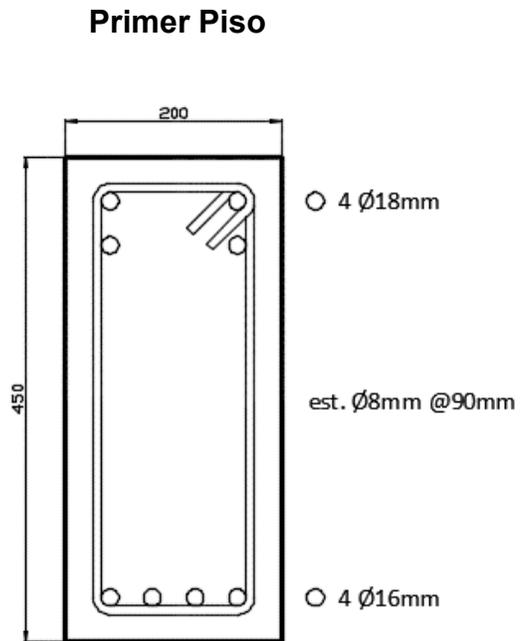
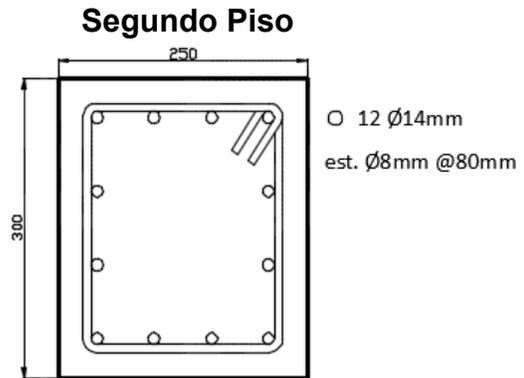
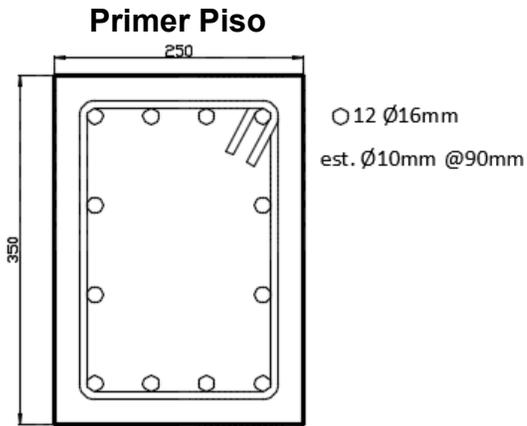
PRIMER PISO



SEGUNDO PISO



9) Detallamiento COLUMNAS



ANEXO B. ANÁLISIS PUSHOVER DE LOS ARQUETIPOS DISEÑADOS

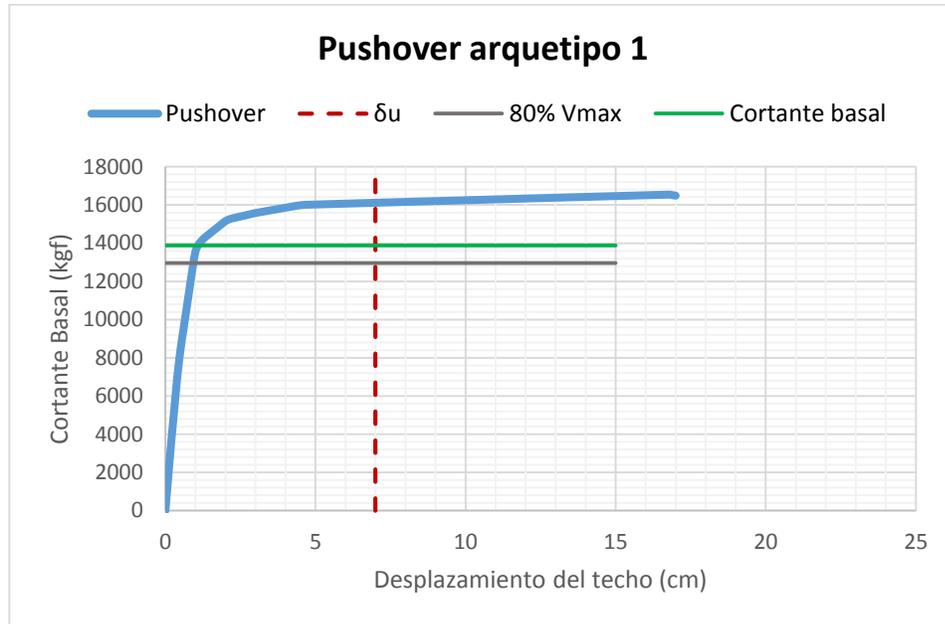


Figura B.1: Resultados del pushover del arquetipo 1.

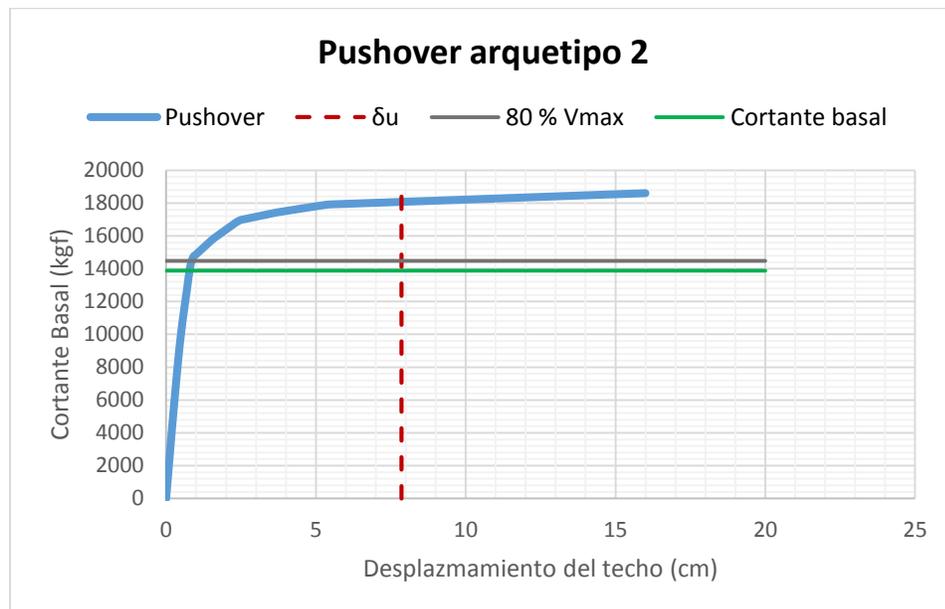


Figura B.2: Resultados del pushover del arquetipo 2.

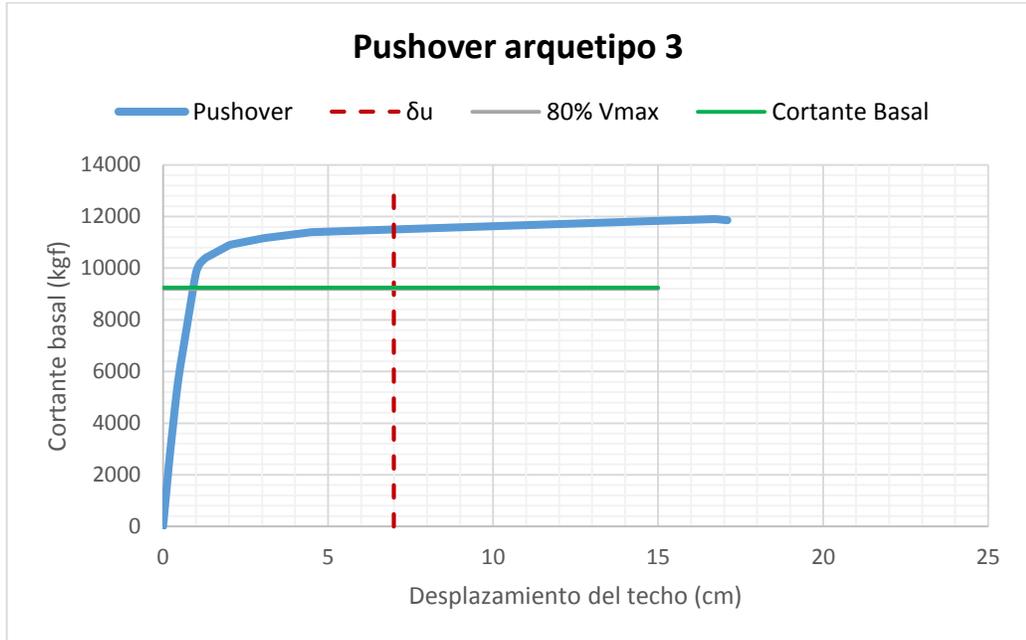


Figura B.3: Resultados del pushover del arquetipo 3.

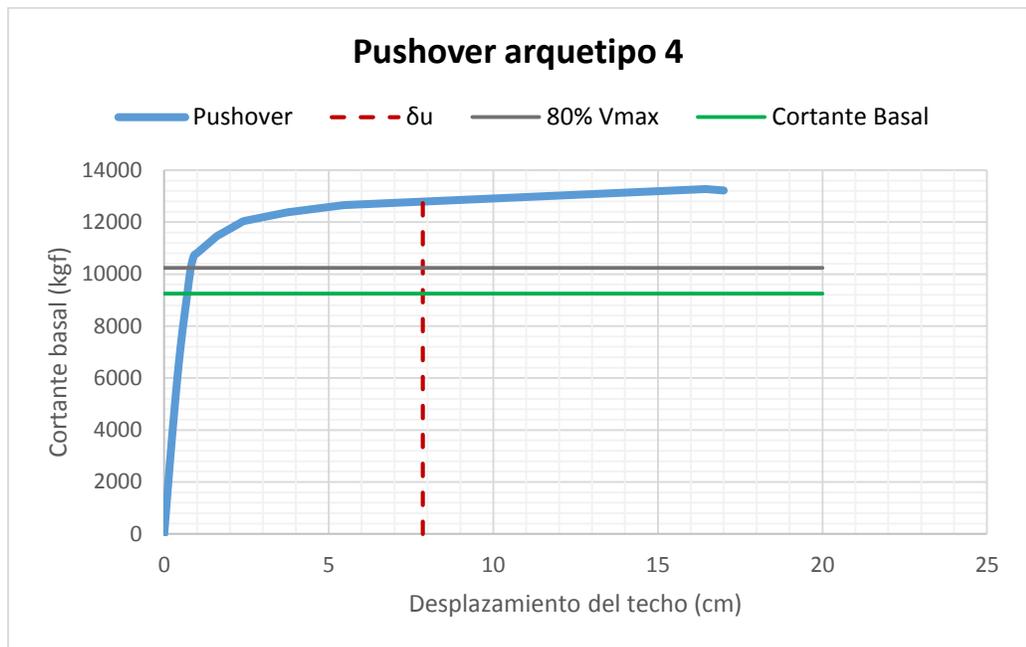


Figura B.4: Resultados del pushover del arquetipo 4.

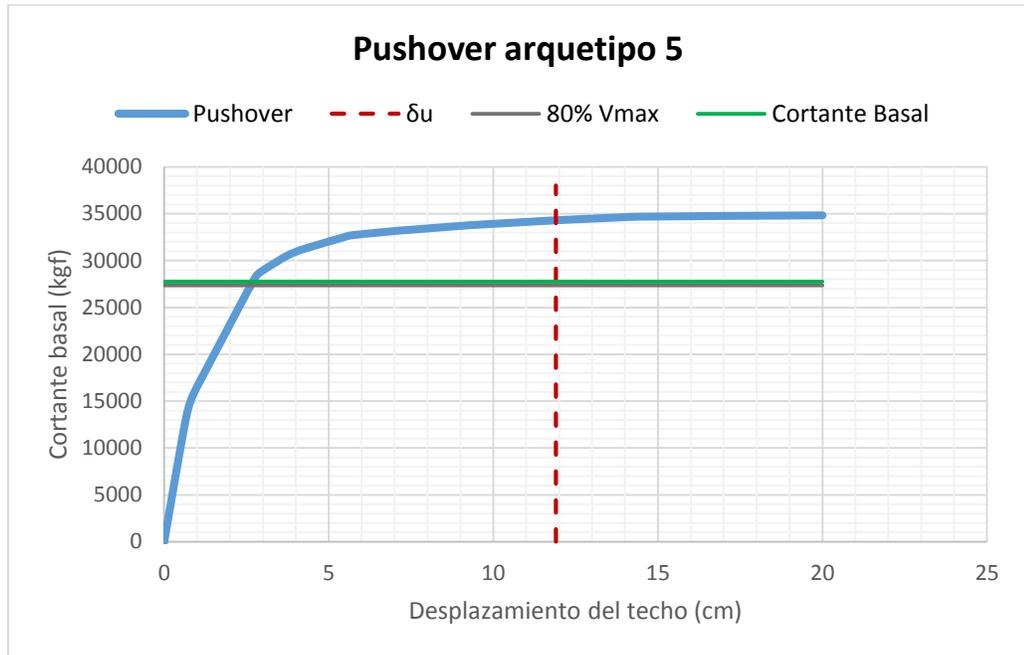


Figura B.5: Resultados del pushover del arquétipo 5.

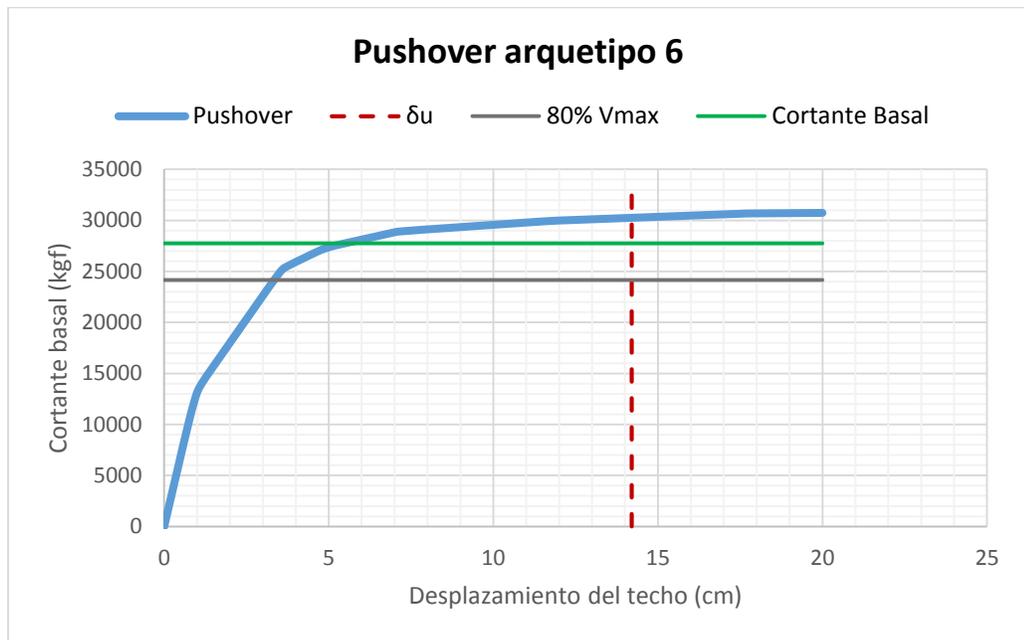


Figura B.6: Resultados del pushover del arquétipo 6.

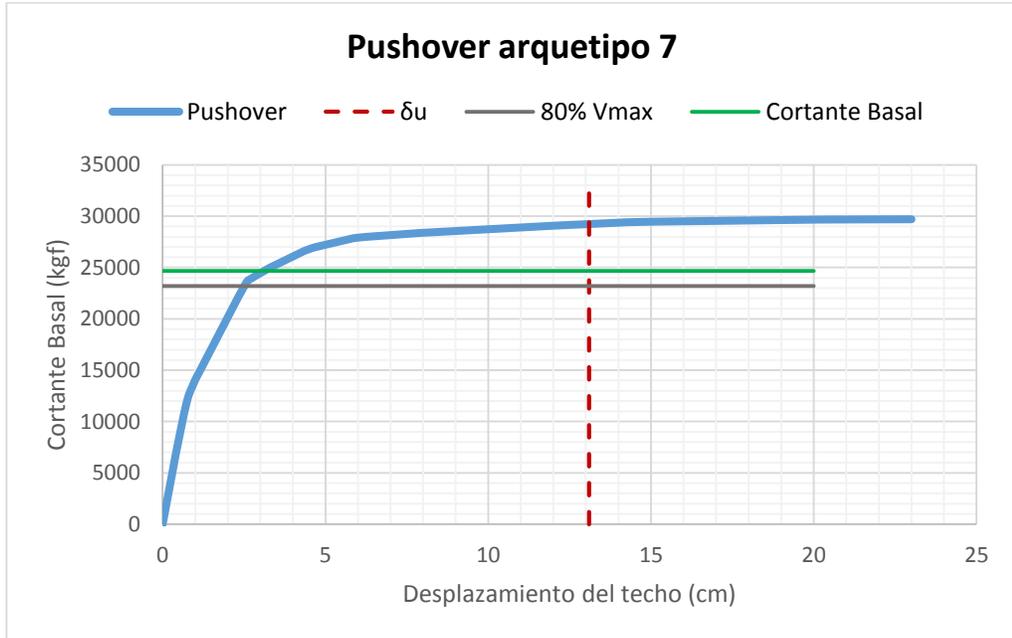


Figura B.7: Resultados del pushover del arquetipo 7.

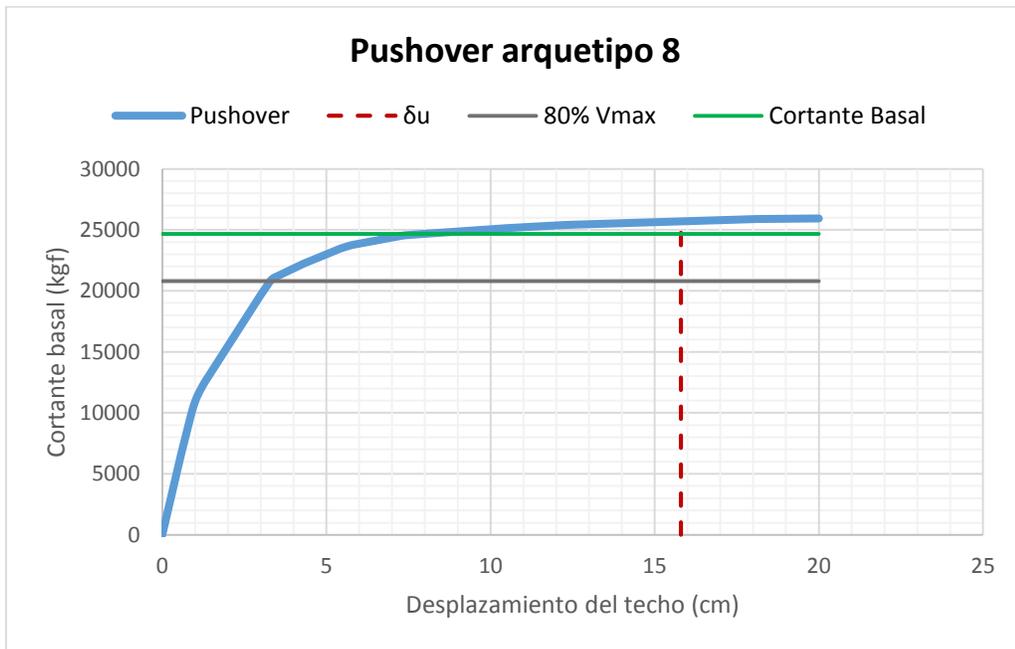


Figura B.8: Resultados del pushover del arquetipo 8.

ANEXO C. NIVELES DE DESEMPEÑO DE LOS ARQUETIPOS



Figura C.1: Nivel de desempeño para columnas del arquetipo 1.

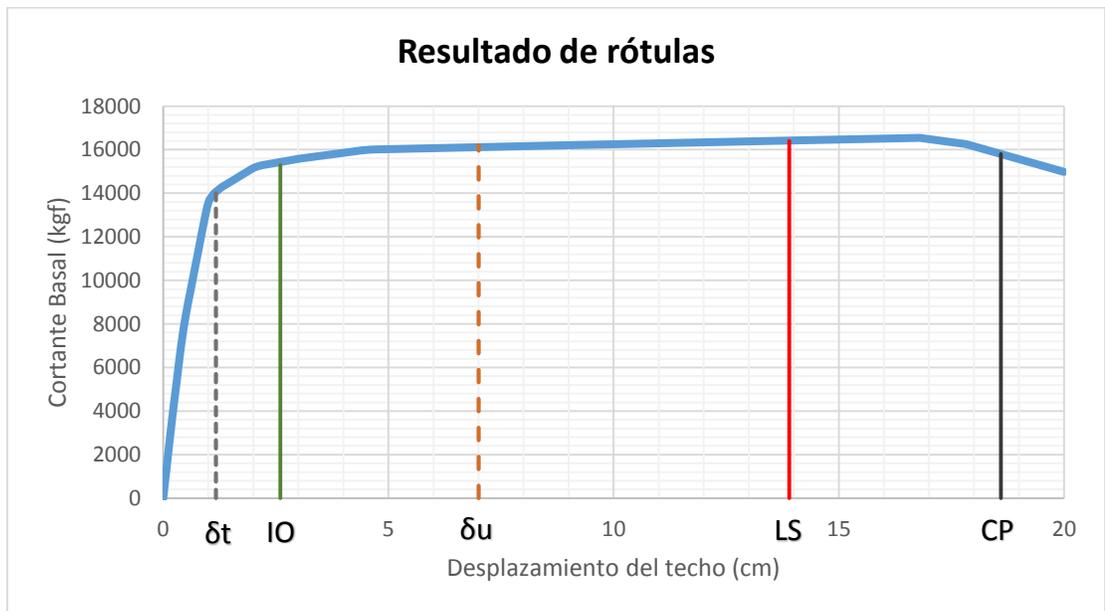


Figura C.2: Nivel de desempeño para vigas del arquetipo 1.

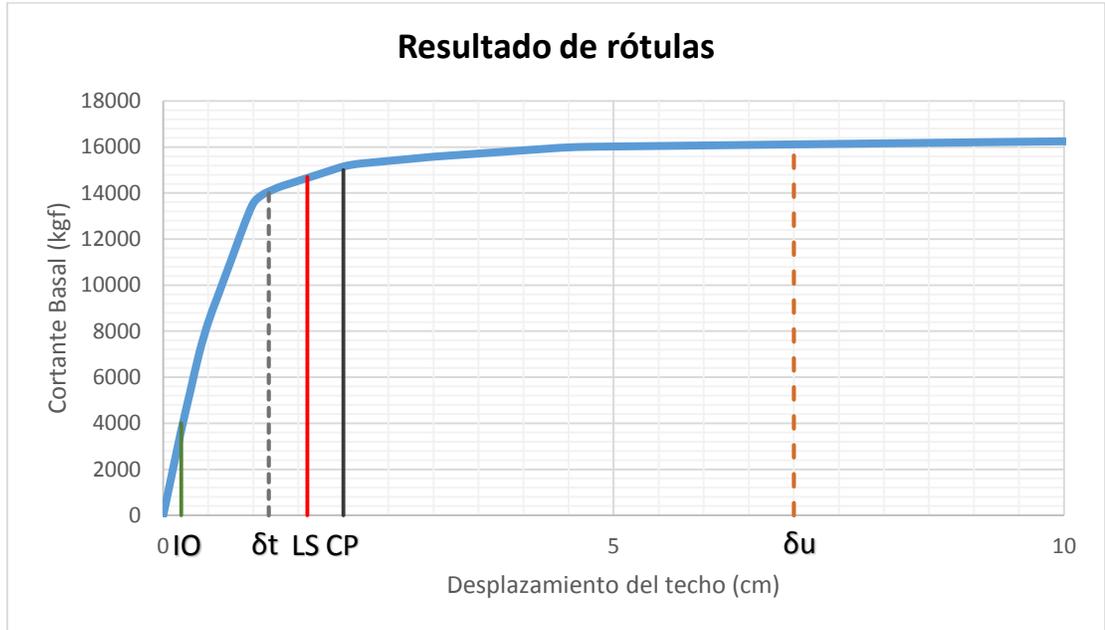


Figura C.3: Nivel de desempeño para uniones del arquetipo 1.



Figura C.4: Nivel de desempeño para columnas del arquetipo 2.



Figura C.5: Nivel de desempeño para vigas del arquetipo 2.

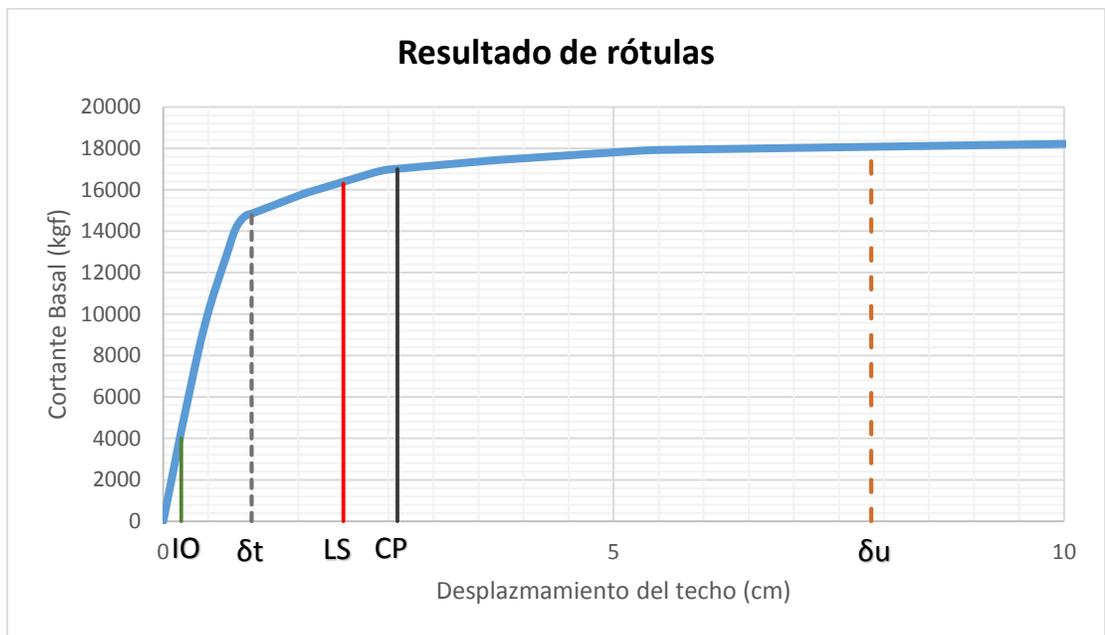


Figura C.6: Nivel de desempeño para uniones del arquetipo 2.



Figura C.7: Nivel de desempeño para columnas del arquetipo 3.

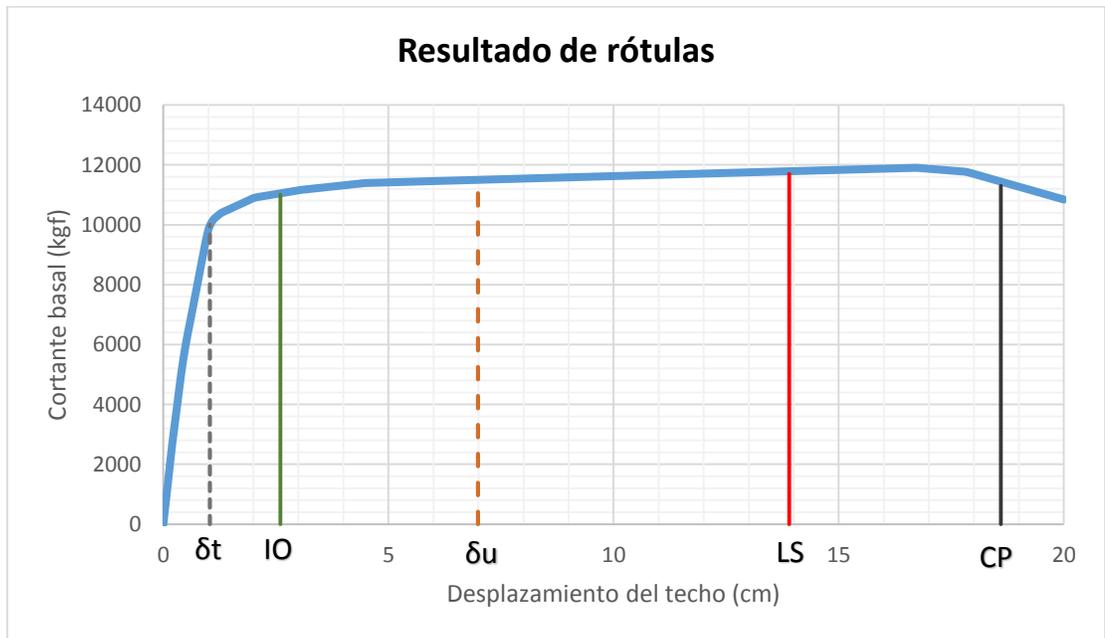


Figura C.8: Nivel de desempeño para vigas del arquetipo 3.

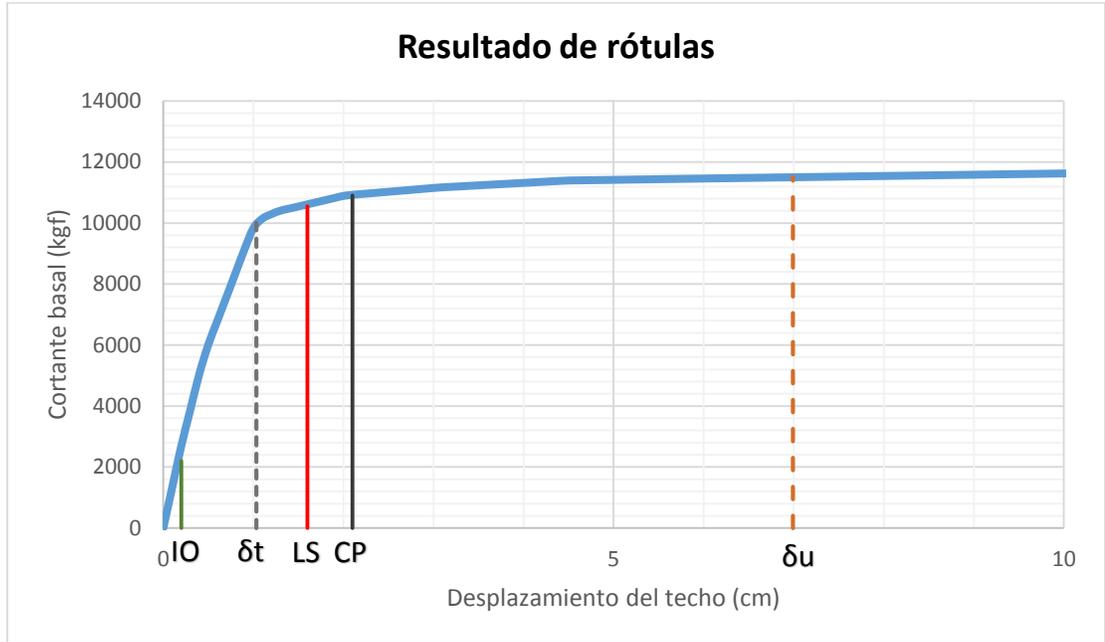


Figura C.9: Nivel de desempeño para uniones del arquetipo 3.

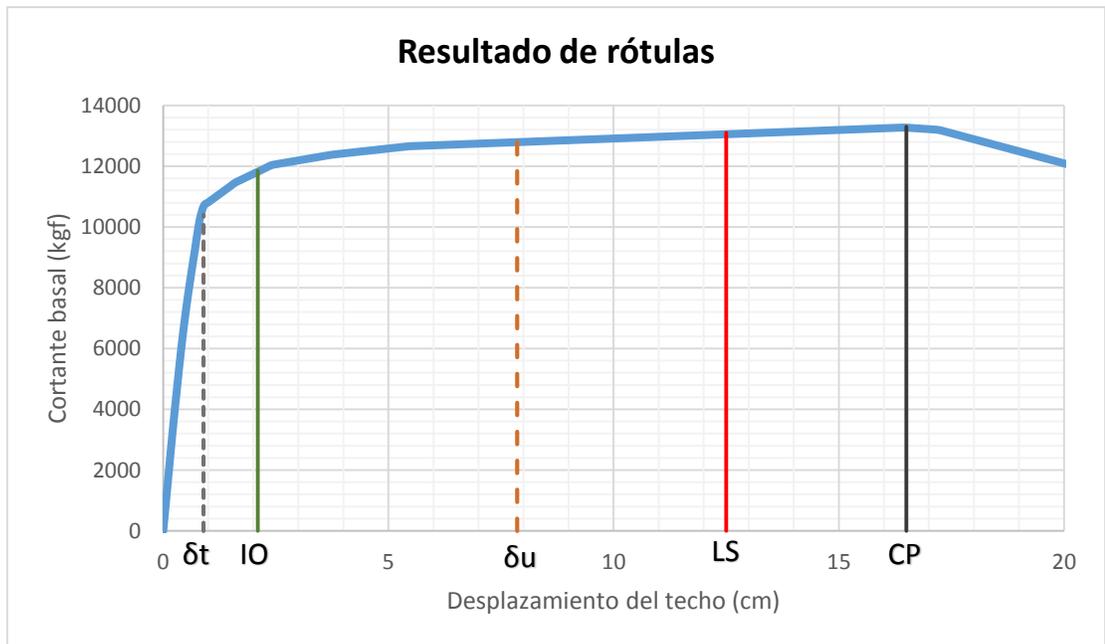


Figura C.10: Nivel de desempeño para columnas del arquetipo 4.



Figura C.11: Nivel de desempeño para vigas del arquetipo 4.



Figura C.12: Nivel de desempeño para uniones del arquetipo 4.



Figura C.13: Nivel de desempeño para columnas del arquetipo 5.

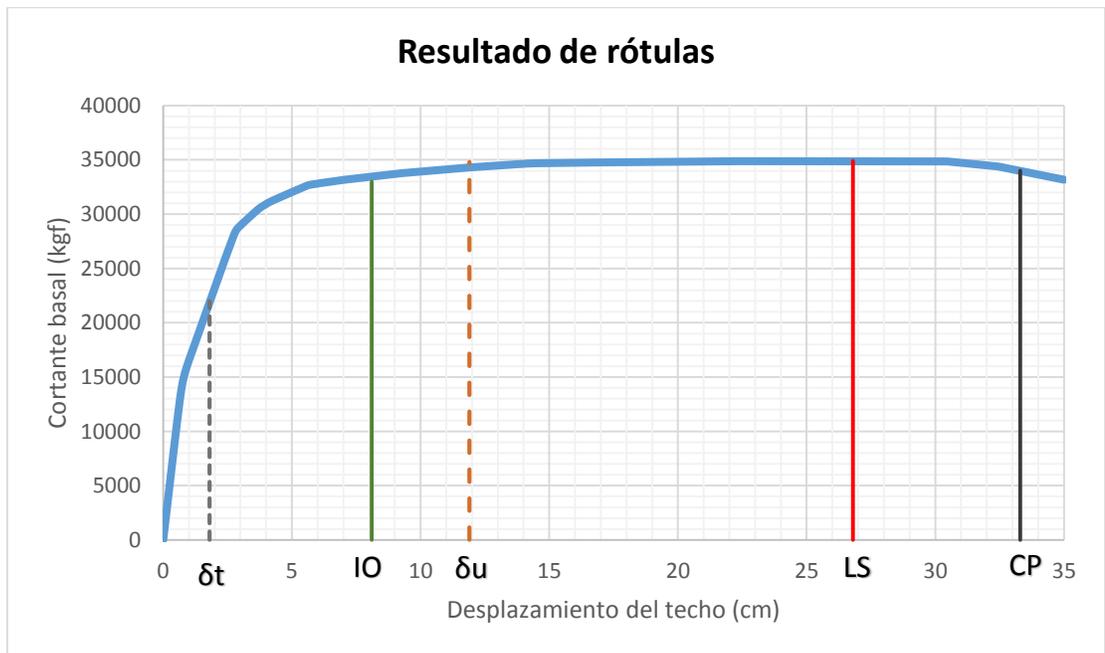


Figura C.14: Nivel de desempeño para vigas del arquetipo 5.



Figura C.15: Nivel de desempeño para uniones del arquetipo 5.



Figura C.16: Nivel de desempeño para columnas del arquetipo 6.

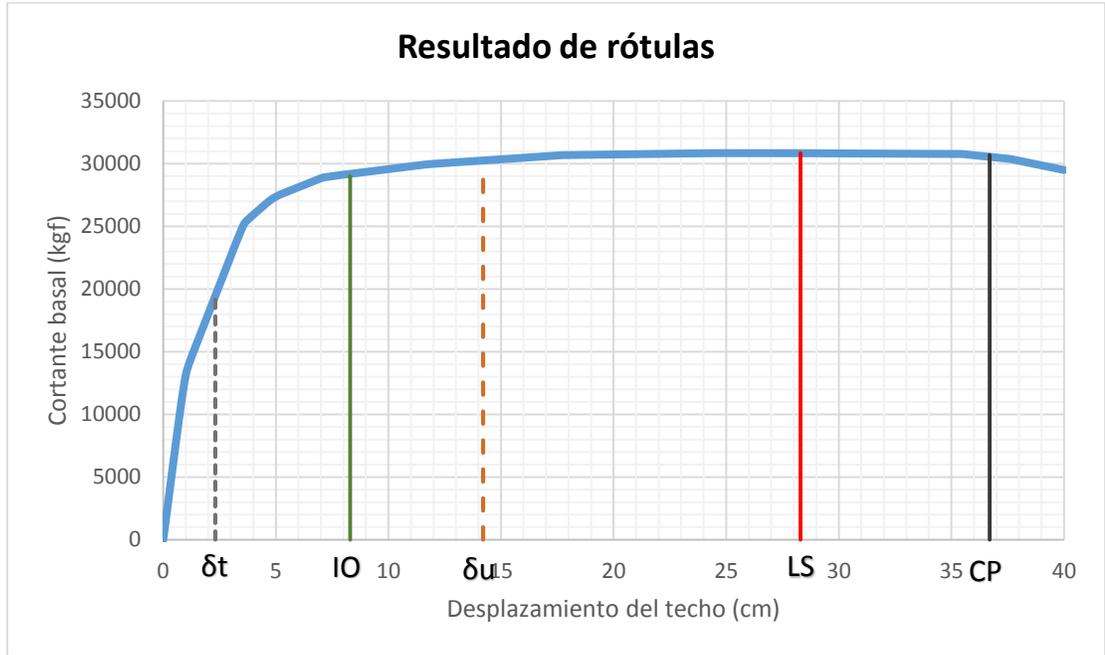


Figura C.17: Nivel de desempeño para vigas del arquetipo 6.

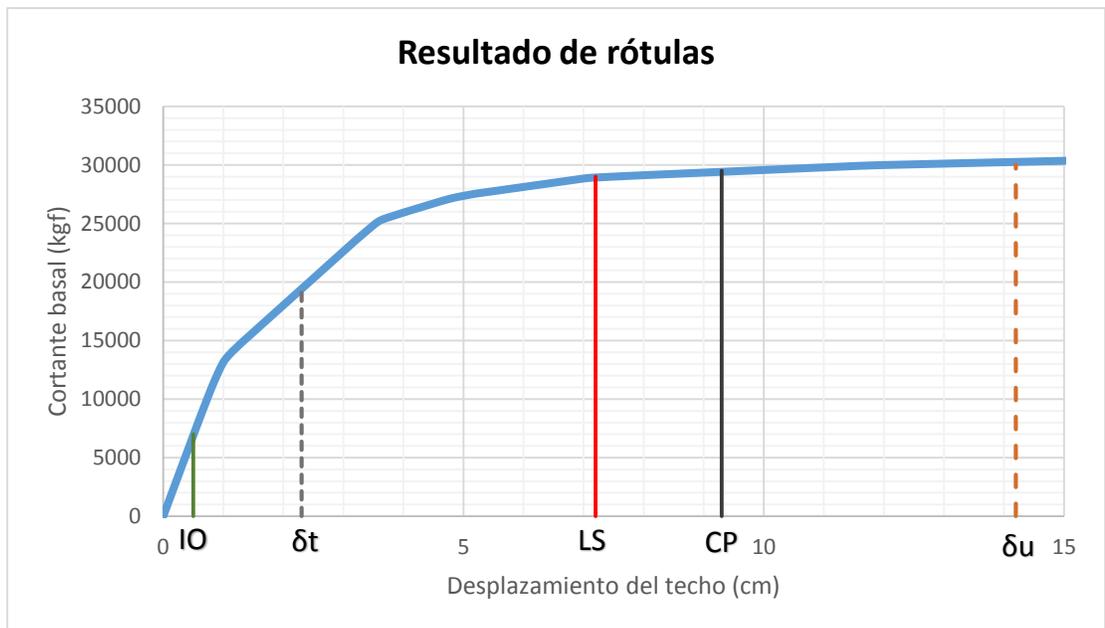


Figura C.18: Nivel de desempeño para uniones del arquetipo 6.

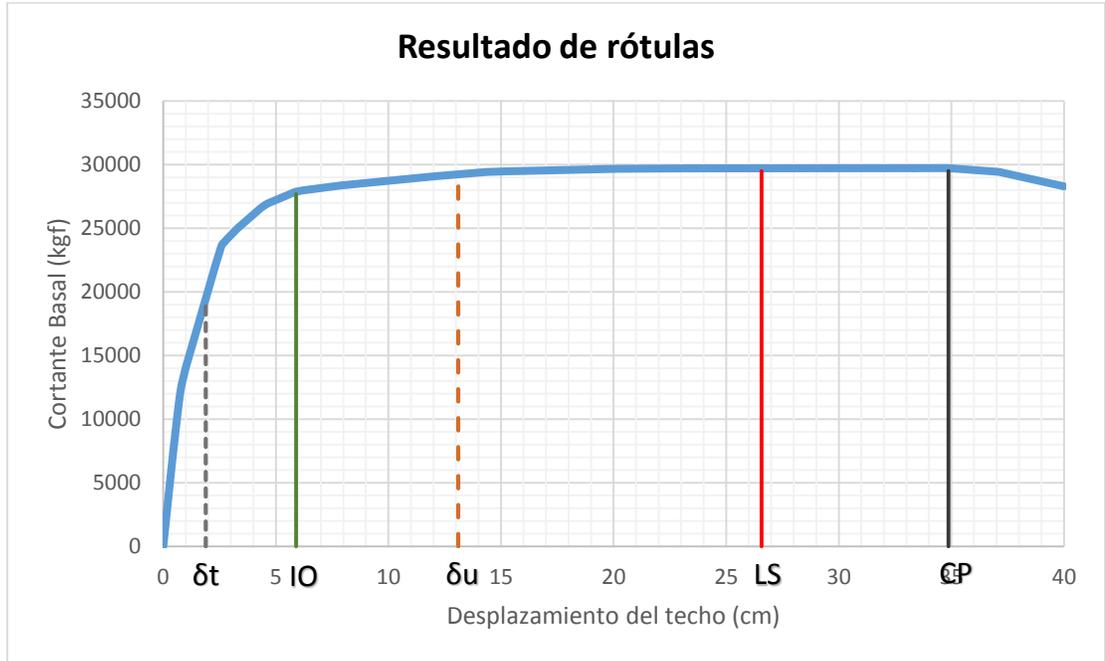


Figura C.19: Nivel de desempeño para columnas del arquetipo 7.



Figura C.20: Nivel de desempeño para vigas del arquetipo 7.

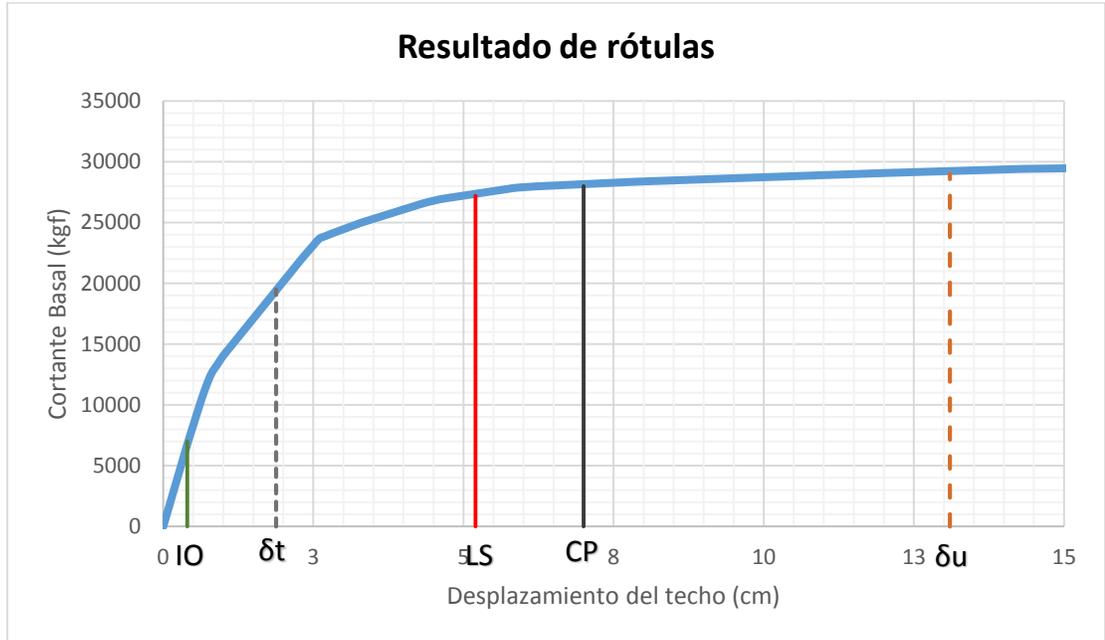


Figura C.21: Nivel de desempeño para uniones del arquetipo 7.



Figura C.22: Nivel de desempeño para columnas del arquetipo 8.

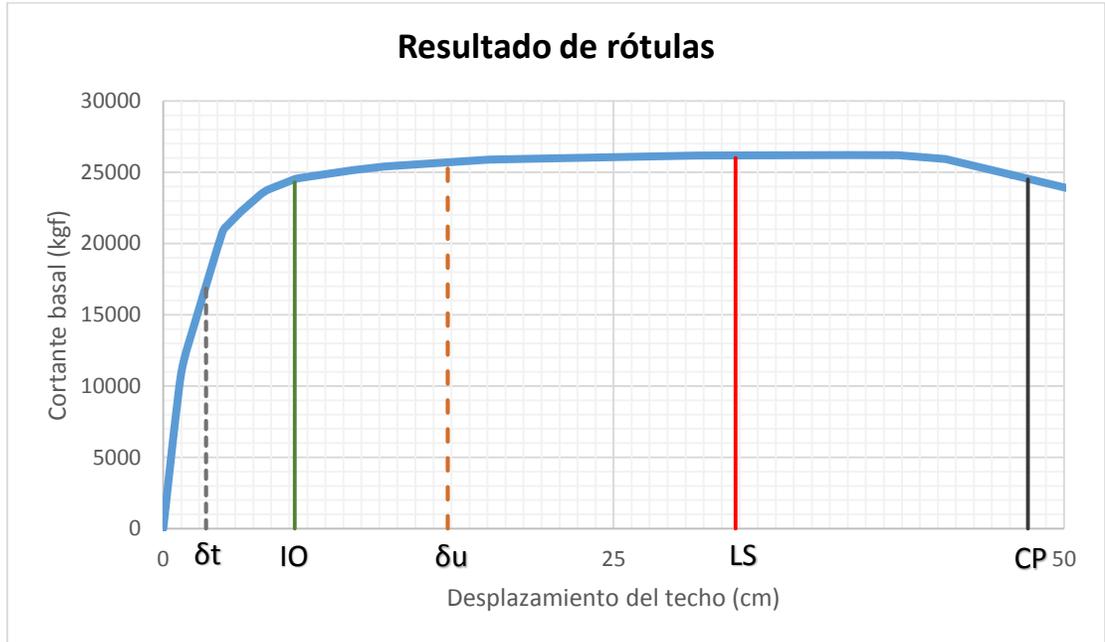


Figura C.23: Nivel de desempeño para vigas del arquetipo 8.

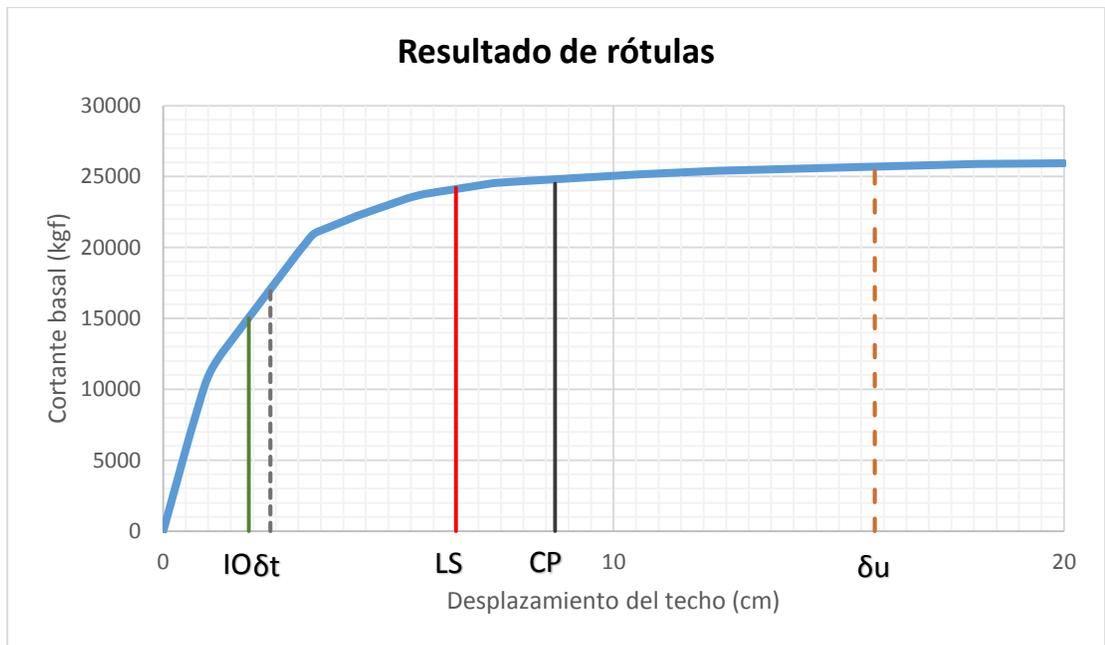


Figura C.24: Nivel de desempeño para uniones del arquetipo 8.

ANEXO D. TABLAS DE NIVELES DE DESEMPEÑO DE ASCE/SEI 41-06

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures – Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reint. ²	$\frac{V}{b_w d_v \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures – Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a		b	c	IO	Component Type				
						Primary		Secondary		
LS	CP	LS	CP	LS	CP	LS	CP			
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.006	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵	–	–	–	–	–	–	–	–	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

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

Table 6-9 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beam-Column Joints

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Shear Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
				Performance Level				
	a	b	c	IO	Component Type			
					Primary		Secondary	
LS					CP	LS	CP	

i. Interior joints^{2,3}

$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.	$\frac{V}{V_n}$ ³								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.015	0.025	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.025
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.015	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015

ii. Other joints^{2,3}

$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ¹	$\frac{V}{V_n}$								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075

1. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A joint is conforming if hoops are spaced at $\leq h_c/3$ within the joint. Otherwise, the component is considered nonconforming.
2. P is the design axial force on the column above the joint and A_g is the gross cross-sectional area of the joint.
3. V is the design shear force and V_n is the shear strength for the joint. The design shear force and shear strength shall be calculated according to Section 6.5.2.3.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.