

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL PERÚ**

Escuela de Posgrado



**EVALUACIÓN DE REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD
PARA ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO
RESISTENTES A SISMO EN EDIFICIOS CON
AISLAMIENTO SÍSMICO**

Trabajo de investigación para obtener el grado académico de
Maestra en Ingeniería Civil con mención en Estructuras
Sismorresistentes que presenta:

Carmen Giovanna Mamani Villalobos

Asesor:

Christian Alberto Asmat Garaycochea

Lima, 2024

INFORME DE SIMILITUD

Yo, **Christian Alberto Asmat Garaycochea**, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada “**Evaluación de requerimientos de ductilidad para elementos de concreto armado resistentes a sismo en edificios con aislamiento sísmico**”, de la autora **Carmen Giovanna Mamani Villalobos**, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 15 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 15/04/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte junto al documento, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 19 de abril del 2024

Apellidos y nombres del asesor: <u>Asmat Garaycochea, Christian Alberto</u>	
DNI: 45650009	Firma: 
ORCID: 0000-0003-3893-4573	

RESUMEN

La presente investigación tiene por finalidad evaluar la ductilidad a flexión con determinados lineamientos de diseño para elementos de concreto armado (CA) de edificaciones con aislamiento sísmico. Esto debido a que actualmente no existen lineamientos para este tipo de estructuras, sino que se usan los mismos que para estructuras de base fija. Ello a pesar de que el principio de diseño con aislamiento, así como la evidencia de desempeño, muestran menor demanda de ductilidad e incursión en el rango inelástico para elementos con responsabilidad sísmica de edificios aislados. Se usó evidencia de experiencias sísmicas en estructuras con aislamiento y análisis de desempeño desarrollados por otros investigadores. Entre la evidencia se puede mencionar: curvas de capacidad, gráficas desplazamiento versus número de pisos, fuerza cortante versus desplazamientos, aceleración de pisos, entre otros. Como análisis se puede mencionar push over para diferentes tipos de estructuración y diseño, formación de rótulas plásticas, etc. A partir de la información mencionada se proponen lineamientos para diseño de elementos en CA que se acomodan mejor a estructuras aisladas sin dejar de lado los márgenes de seguridad. Se evaluaron dos casos de estudio, uno de ellos diseñado con la norma vigente y el otro diseñado con los lineamientos propuestos. Ambos casos cuentan con la misma estructuración y dimensiones de elementos, y sometidos a análisis tiempo historia no lineal mediante integración directa. Se propone una herramienta práctica la cual identifica la aplicabilidad de los lineamientos a partir de las cuantías y ratios de carga según se trate de vigas o columnas. La evaluación de los casos de estudio concluye que la aplicación de los lineamientos propuestos no implica desmejora en el desempeño de la estructura y en cambio, su uso optimiza las cuantías de acero de refuerzo. Esto debido a que los elementos estructurales se mantienen en el rango elástico, es decir, para los casos analizados, no se hace uso de la ductilidad instalada.

Palabras clave: Ductilidad, aislamiento sísmico, concreto reforzado, desempeño

ABSTRACT

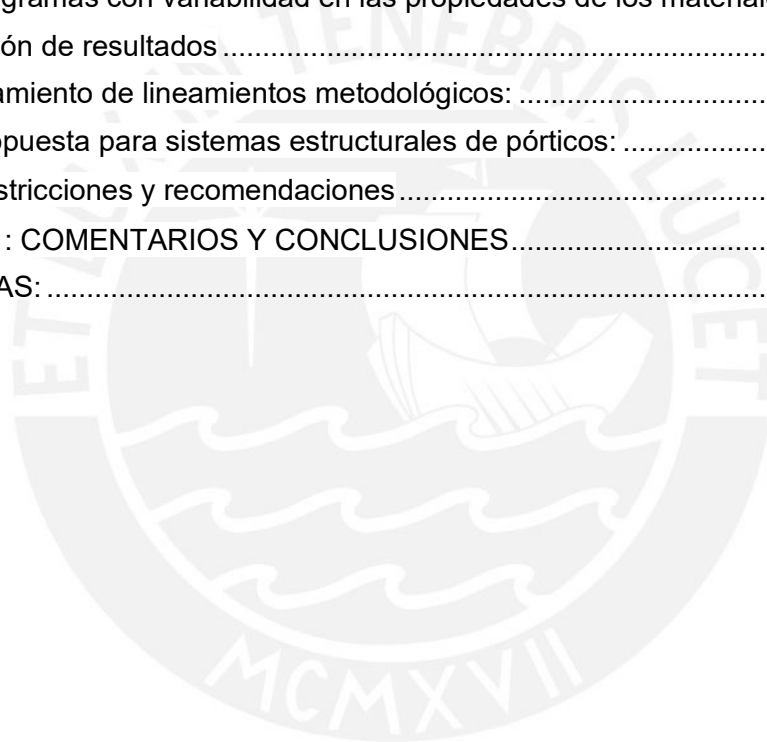
The purpose of this research is to evaluate the flexural ductility with certain design guidelines for Reinforced Concrete (RC) elements of isolated buildings. This because, at the present time, it does not exist requirements for this type of structure, instead designers use the same requirements thought for fixed-base buildings. Even when the conception of seismic isolation and evidence of their behavior present less ductility demand and incursion in the inelastic range for elements with seismic responsibility, the current codes do not differentiate requirements. It was used seismic experience results of isolated structures and performance analysis developed by other investigators. Between the evidence, it could be mentioned capacity curves, displacement versus story diagrams, Base shear versus displacements, acceleration graphics, and others. There were also used analysis results like pushovers for different proposals and designs, amount and length in formation of plastic hinges, and so on. Based on the information mentioned above it is proposed a new guideline to design RC elements, that would adjust better for isolated structures without neglecting safety margins. Two study cases were evaluated, one of them designed according to the current Peruvian standard and the other designed according to the proposed guidelines. Both study cases have the same structuring and element size, and were subjected to time history nonlinear analysis by direct integration. The investigation comes up with a practice tool that identifies the applicability of the guideline depending on steel quantity and load ratio depending on whether it is beam or column. The evaluation of the cases concludes that the application of the proposed guidelines does not imply a deterioration in the performance of the structure and, on the other hand, its use optimizes the amount of reinforcing steel. This is because the structural elements remain in the elastic range. It means that, for the analyzed cases, the installed ductility is not used.

Keywords: Ductility; Seismic Isolation; Reinforced Concrete, performance

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN	1
1.1 Problemática.....	3
1.2 Justificación	3
1.3 Aporte	3
1.4 Objetivo.....	3
1.5 Hipótesis	4
1.6 Alcances	4
CAPÍTULO 2 : ASPECTOS TEÓRICOS DE DUCTILIDAD	6
2.1 Ductilidad de elementos estructurales	7
2.2 Ductilidad de estructuras	10
2.3 Relación entre la ductilidad de la estructura y la de los elementos.....	15
CAPÍTULO 3 : DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS AISLADAS.....	18
3.1 Comportamiento de la superestructura con aislamiento sísmico	21
3.2 Desempeño estructural	24
3.2.1 Desempeño de estructuras con aislamiento sísmico.....	24
3.2.2 Desempeño de elementos estructurales de edificios aislados	36
CAPÍTULO 4 : PROPUESTA DE LA INVESTIGACIÓN.....	41
4.1 Modificaciones 1	41
4.2 Modificaciones 2	44
CAPÍTULO 5 : CASOS DE ESTUDIO	45
5.1 Estructura de base fija C1-SD.....	47
5.1.1. Diseño de vigas.....	48
5.1.2 Diseño de columnas	52
5.1.3 Diagramas momento curvatura de C1-SD	56
5.2 Estructura de base fija C1-SMC.....	62
5.2.1. Diseño de vigas.....	63
5.2.2 Diseño de columnas	65
5.2.3 Diagramas momento curvatura de C1-SMC	66
5.3 Estructura de base aislada C2	69
5.3.1 Diseño de vigas.....	75
5.3.2 Diseño de columnas	76
5.3.3 Diagramas momento curvatura de C2.....	78
5.4 Estructura de base aislada C3	78
5.4.1. Diseño de vigas.....	78

5.4.2 Diseño de columnas	80
5.4.3 Diagramas momento curvatura de C3.....	84
5.5 Diseño de nudos.....	87
5.6 Análisis tiempo historia no lineal	89
CAPÍTULO 6 : DISCUSIÓN DE RESULTADOS	92
6.1 Comparación de solicitaciones de diseño	94
6.1.1. Solicitaciones en vigas.....	94
6.1.2. Solicitaciones en columnas	96
6.2. Comparación de ductilidades a flexión instaladas y demandadas	99
6.2.1 Ductilidad a flexión de vigas	99
6.2.2 Ductilidad a flexión de columnas	106
6.2.3 Diagramas con variabilidad en las propiedades de los materiales.....	114
6.3 Discusión de resultados	115
6.4 Planteamiento de lineamientos metodológicos:	118
6.4.1 Propuesta para sistemas estructurales de pórticos:	118
6.4.2 Restricciones y recomendaciones	119
CAPÍTULO 7 : COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	122
REFERENCIAS:	124



LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Comparación de respuesta sísmica de edificio sin aislamiento y con aislamiento basal [9].....	2
Figura.2.1. (a) Diagrama momento curvatura (b) Curvatura de fluencia (c) Curvatura última [26]	8
Figura 2.2. Espectros de diseño [43]	11
Figura 2.3. Fuerza elástica máxima y fuerza de diseño [43].....	12
Figura 2.4. Curva de capacidad de edificio de base fija de 4 pisos. Nota: La fuerza cortante de diseño es 450 ton.....	14
Figura 2.5. a) Rótula plástica para un modelo en voladizo. b) relación entre ductilidad de curvatura y ductilidad de desplazamiento [26].....	15
Figura 2.6. Mecanismos de fluencia idealizados a) mecanismo por piso b) mecanismo intermedio. c) mecanismo de vigas [26]	15
Figura 2.7.(a) Marco (b) Relación cortante-deriva y cortante-rotación plástica (c) Relación ductilidad de curvatura vs ductilidad de desplazamiento [26].....	17
Figura 3.1. Beneficios del aislamiento sísmico a través de la elongación del periodo fundamental de vibración y limitación de la deformación excesiva con incremento del amortiguamiento [49].....	19
Figura 3.2. Derivas de entrepiso de edificios de base fija y aislada con sistemas estructurales tipo ordinarios, intermedios y especiales [10].....	26
Figura 3.3. Aceleraciones de edificios de base fija y aislada con sistemas estructurales tipo ordinarios, intermedios y especiales [10].....	26
Figura 3.4. Curvas de capacidad de edificios de base fija y aislada de 8 pisos [10]....	27
Figura 3.5. Curvas de capacidad para edificios de base fija y aislada de 12 pisos [10]	27
Figura 3.6. Curvas de capacidad para edificios de base fija y aislada de 20 pisos [10]	28
Figura 3.7. Curvas de capacidad para edificios de base fija y aislada de 24 pisos [10]	28
Figura 3.8. Desplazamientos para edificio aislado y sin aislamiento [12].....	29
Figura 3.9. Cortantes máximas en X de análisis tiempo historia [13].....	30
Figura 3.10. Derivas máximas en Y de análisis tiempo historia [13].....	30
Figura 3.11. Desplazamientos máximos del edificio de 4 pisos [15].....	31
Figura 3.12. Ratio de deriva del techo de edificios (a) de 3 pisos (b) de 5 pisos (c) de 7 pisos (d) de 9 pisos [20]	34
Figura 3.13. Ratios de deriva de entrepiso de edificios (a) de 3 pisos. (b) de 5 pisos. (c) de 7 pisos. (d) de 9 pisos [20]	35
Figura 3.14. Promedio de aceleraciones absolutas máximas de edificios (a) de 3 pisos. (b) de 5 pisos. (c) de 7 pisos. (d) de 9 pisos [20].....	35
Figura 3.15. Ratio de fuerza cortante basal en edificio aislado por fuerza cortante basal en edificio de base fija [20].....	36
Figura 3.16. Espectros de capacidad vs espectros de demanda [13]	38
Figura 3.17. Ubicación de rótulas plásticas en edificio de 4 pisos [15].....	38
Figura 3.18. Ubicación de rótulas plásticas en edificio de 8 pisos [15].....	39
Figura 3.19. Edificios de 6 pisos con $h_1=3.0$ m [16].....	39
Figura 3.20. Edificios de 6 pisos con $h_1=4.5$ m [16].....	40
Figura 5.1. Planta del piso típico del modelo desarrollado en ETABS.....	45
Figura 5.2. Modelo de la estructura C1-SD en ETABS	47
Figura 5.3. Elevación de eje perimetral de C1-SD	49
Figura 5.4. Elevación de eje central de C1-SD.....	49

Figura 5.5. Esquema general de envolvente de diagrama de momentos	49
Figura 5.6. Diseño de viga tipo 1 de C1-SD	51
Figura 5.7. Diseño de vigas tipo 2 y 3 de C1-SD.....	52
Figura 5.8. Diagramas de interacción de columnas tipo 1 y 2 de C1-SD	53
Figura 5.9. Esquema de las armaduras de columnas C1-SD.....	56
Figura 5.10. Curvas esfuerzo vs deformación de acero para valores promedio	57
Figura 5.11. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 1- C1-SD.....	58
Figura 5.12. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 2 de C1-SD	58
Figura 5.13. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 3 de C1-SD	59
Figura 5.14. Diagrama M vs. ϕ de Columna Tipo 1 de primer piso de C1-SD.....	60
Figura 5.15. Diagramas Momento vs. ϕ de columnas tipo 1 para diferentes cargas de C1-SD	60
Figura 5.16. Diagrama M vs. ϕ de Columna Tipo 2 de C1-SD.....	61
Figura 5.17. Diseño de vigas de C1-SMC	64
Figura 5.18. Diagramas de interacción de columnas tipo 1 y 2 de C1-SMC	66
Figura 5.19. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 1de C1-SMC	67
Figura 5.20. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 2 de C1-SMC	68
Figura 5.21. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 3 de C1-SMC	68
Figura 5.22. Elevación de la interfaz de aislamiento	69
Figura 5.23. Modelo de la estructura C2.....	69
Figura 5.24. Diseño de vigas de C2.....	76
Figura 5.25. Diagramas de interacción de columnas Tipo 1 y 2 de C2	77
Figura 5.26. Diseño de vigas de C3.....	80
Figura 5.27. Diagrama de interacción de columna tipo 1' de C3.....	81
Figura 5.28. Diagrama de interacción de columna tipo 2' de C3.....	82
Figura 5.29. Diseño de columnas de C3.....	83
Figura 5.30. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 1 de C3	84
Figura 5.31. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 2 de C3	85
Figura 5.32. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 3 de C3	85
Figura 5.33. Diagrama M vs. ϕ de Columna Tipo 1' de piso 1 de C3.....	86
Figura 5.34. Diagrama M vs. ϕ de Columna Tipo 2' de piso 3 de C3.....	87
Figura 5.35. Deformada del análisis Tiempo Historia para el registro C7401 al desplazamiento máximo para el Caso C2	90
Figura 5.36. Deformada del análisis Tiempo Historia para el registro C7401 al finalizar el sismo para el Caso C2	90
Figura 5.37. Historia de aceleraciones para el registro C7401 del caso C2.....	91
Figura 5.38. Historia de derivas para el registro C7401 del caso C2.....	91
Figura 6.1. Gráfica de derivas por caso.....	93
Figura 6.2. Diagramas momento vs. curvatura de vigas tipo 1	100
Figura 6.3. Diagramas momento vs. curvatura de vigas tipo 2.....	101
Figura 6.4. Diagramas momento vs. curvatura de vigas tipo 3.....	102
Figura 6.5. Respuesta de rótula de Viga Tipo 2 del Caso C2 para el registro C7401	103
Figura 6.6. Respuesta de rótula de Viga Tipo 2 del Caso C3 para el registro C7401	104
Figura 6.7. Respuesta de rótula de Viga Tipo 3 del Caso C2 para el registro C7401	105
Figura 6.8. Respuesta de rótula de Viga Tipo 3 del Caso C3 para el registro C7401	105
Figura 6.9. Diagramas Momento vs. Curvatura de columnas de C1-SD, C1-SMC y C2	107
Figura 6.10. Diagramas Momento vs. Curvatura de columnas de C3	108
Figura 6.11. Diagramas Momento vs. Curvatura de columnas de Piso 1.....	109
Figura 6.12. Diagramas Momento vs. Curvatura de columnas de Piso 2.....	110
Figura 6.13. Diagramas Momento vs. Curvatura de columnas de Piso 3.....	111
Figura 6.14. Diagramas Momento vs. Curvatura de columnas de Piso 4.....	112
Figura 6.15. Diagramas Momento vs. Curvatura de vigas Tipo 3 con propiedades máximas y mínimas.....	114

Figura 6.16. Diagramas Momento vs. Curvatura de columnas de piso 1 con propiedades máximas y mínimas..... 115

LISTA DE TABLAS

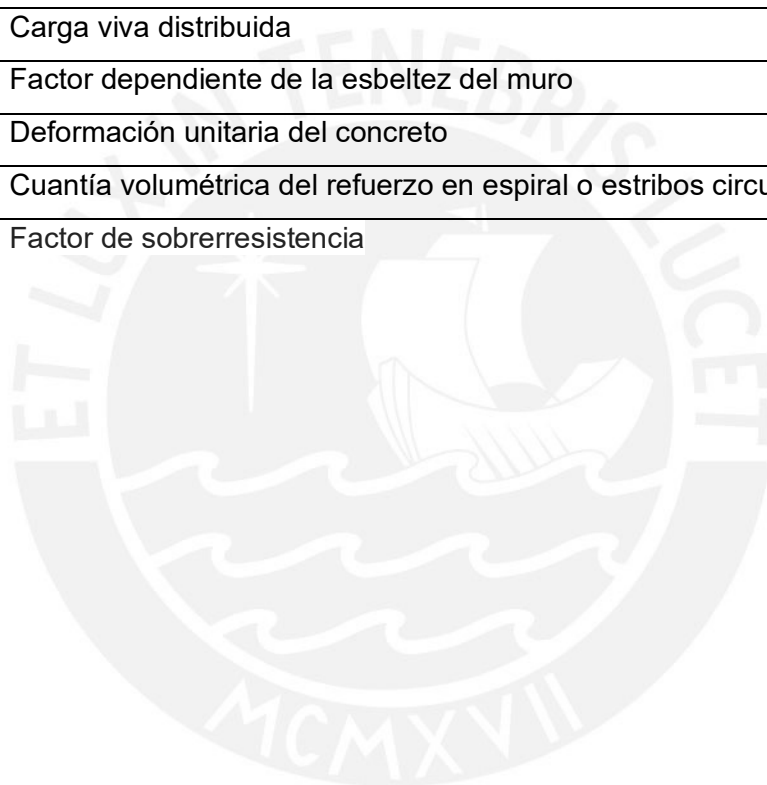
Tabla 3.1. Parámetros de diseño del Eurocódigo 8, ASCE 7-16 y BSL-2015.....	20
Tabla 3.2. Criterio Hazus de estado de daño para sistemas no estructurales y contenido [14].....	22
Tabla 3.3. Valores de aceleraciones para edificio de 4 pisos de base fija y aislada [15].....	31
Tabla 3.4. Fuerzas cortantes para edificio de 4 pisos con base fija y aislada [15].....	32
Tabla 3.5. Rótulas plásticas en edificio de 8 pisos [10].....	37
Tabla 3.6. Rótulas plásticas en edificio de 24 pisos [10].....	37
Tabla 5.1. Cargas típicas para los casos de estudio.....	46
Tabla 5.2. Tabla de periodos y masas participantes de edificio de base fija.....	47
Tabla 5.3. Parámetros y resultados del análisis sísmico de C1-SD.....	48
Tabla 5.4. Diseño por flexión de vigas de C1-SD.....	50
Tabla 5.5. Resumen de diseño por corte de C1-SD.....	51
Tabla 5.6. Espaciamiento máximo de estribos en zona de confinamiento.....	51
Tabla 5.7. Solicitaciones últimas de Columna Tipo 1 de C1-SD.....	53
Tabla 5.8. Solicitaciones últimas de Columna Tipo 2 de C1-SD.....	53
Tabla 5.9. Verificación de flexión mínima de columnas de C1-SD.....	54
Tabla 5.10. Longitudes de confinamiento y espaciamientos mínimos de la norma E.060 [8].....	54
Tabla 5.11. Corte de diseño a partir de Momentos probables - C1-SD.....	55
Tabla 5.12. Área de estribos mínimos – C1-SD.....	55
Tabla 5.13. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Viga tipo 1 de C1-SD.....	57
Tabla 5.14. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Viga tipo 2 de C1-SD.....	58
Tabla 5.15. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 3 de C1-SD.....	59
Tabla 5.16. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de columna Tipo 1 piso 1 de C1-SD.....	59
Tabla 5.17. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de columna Tipo 2 de C1-SD.....	61
Tabla 5.18. Resumen de análisis modal de C1-SMC.....	62
Tabla 5.19. Diseño por flexión de vigas de C1-SMC.....	63
Tabla 5.20. Diseño por corte C1-SMC.....	63
Tabla 5.21. Solicitaciones últimas de Columna Tipo 1 de C1-SMC.....	65
Tabla 5.22. Solicitaciones últimas de Columna Tipo 2 de C1-SMC.....	65
Tabla 5.23. Verificación de flexión mínima de columnas de C1-SMC.....	66
Tabla 5.24. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Viga tipo 1 de C1-SMC.....	67
Tabla 5.25. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Viga tipo 2 de C1-SMC.....	67
Tabla 5.26. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Viga tipo 3 de C1-SMC.....	68
Tabla 5.27. Pre dimensionamiento por el método estático.....	70
Tabla 5.28. Resultados de análisis estático y espectral.....	71
Tabla 5.29. Propiedades nominales inelásticas del aislador.....	72
Tabla 5.30. Propiedades Upper y Lower.....	73
Tabla 5.31. Propiedades efectivas.....	74
Tabla 5.32. Diseño por flexión de vigas de C2.....	75
Tabla 5.33. Diseño por corte de C2.....	75
Tabla 5.34. Solicitaciones últimas de Columnas Tipo 1 de C2.....	77
Tabla 5.35. Solicitaciones últimas de columnas Tipo 2 de C2.....	77
Tabla 5.36. Diseño por flexión de vigas de C3.....	79
Tabla 5.37. Diseño por corte de vigas de C3.....	79

Tabla 5.38. Propuesta de espaciamento de estribos para vigas en la zona de confinamiento	79
Tabla 5.39. Ratios de carga de columnas	81
Tabla 5.40. Solicitaciones últimas de columna tipo 1' de C3.....	81
Tabla 5.41. Solicitaciones últimas de columna tipo 2' de C3.....	82
Tabla 5.42. Verificación de flexión mínima de columnas de C3.....	82
Tabla 5.43. Diseño por capacidad de C3.....	83
Tabla 5.44. Propuesta de espaciamento mínimo de estribos de columnas.....	83
Tabla 5.45. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Vigas tipo 1 de C3	84
Tabla 5.46. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Viga tipo 2 de C3	84
Tabla 5.47. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Viga tipo 3 de C3	85
Tabla 5.48. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Columna tipo 1' de piso 1 de C3.....	86
Tabla 5.49. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Columna tipo 2' de piso 3 de C3.....	86
Tabla 5.50. Diseño de nudos	88
Tabla 6.1. Cortantes basales elásticas	92
Tabla 6.2. Cortantes basales de diseño	93
Tabla 6.3. Comparativo de momentos negativos últimos de diseño en vigas perimetrales	95
Tabla 6.4. Comparativo de momentos negativos últimos de diseño en vigas interiores	95
Tabla 6.5. Comparativo de solicitaciones de columnas de esquina	96
Tabla 6.6. Comparativo de solicitaciones de columnas laterales	97
Tabla 6.7. Comparativo de solicitaciones de columnas centrales o interiores	98
Tabla 6.8. Resumen de reducción de solicitaciones en columnas	98
Tabla 6.9. Resumen de diseño y ductilidad de vigas tipo 1	100
Tabla 6.10. Resumen de diseño y ductilidad de vigas tipo 2	101
Tabla 6.11. Resumen de diseño y ductilidad de vigas tipo 3	102
Tabla 6.12. Resumen de ductilidad de vigas	103
Tabla 6.13. Resumen de solicitaciones máximas de momento flector para el registro C7401	106
Tabla 6.14. Resumen de diseño y ductilidad de columnas de piso 1	109
Tabla 6.15. Resumen de diseño y ductilidad de columnas de piso 2	110
Tabla 6.16. Resumen de diseño y ductilidad de columnas de piso 3	111
Tabla 6.17. Resumen de diseño y ductilidad de columnas de piso 4	112
Tabla 6.18. Resumen de ductilidad de columnas.....	112
Tabla 6.19. Solicitaciones de momento flector máximo para el registro C7401 y momentos de fluencia para cada caso	113

LISTA DE VARIABLES

A_{ch}	Área del núcleo confinado
A_{cw}	Área de la sección del muro que resiste cortante
A_g	Área bruta de la sección
A_j	Área efectiva de la sección transversal dentro del nudo
A_{sh}	Área total de la sección transversal de estribos rectangulares
b_c	Dimensión del núcleo confinado en la dirección normal al refuerzo de confinamiento
CM	Carga muerta
CS	Carga sísmica
CV	Carga viva
d	Distancia entre la fibra de concreto más comprimida y el refuerzo en tracción más alejado
db	Diámetro de la barra longitudinal o estribo
d_e	Diámetro del estribo
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
f'_c	Esfuerzo nominal del concreto en compresión
f_{su}	Esfuerzo máximo de endurecimiento debido a la deformación del acero
f_y	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo
f_{yt}	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal
h	Peralte del elemento
hm	Altura total del muro medida desde la base hasta el tope superior
ln	luz libre
lm	Longitud horizontal del muro
Mn	Momento nominal
Mnd	Momento nominal del extremo derecho
Mni	Momento nominal del extremo izquierdo
M_{pr}	Momento probable
Mu ó Mua	Momento flector último obtenido del análisis
Pu	Carga axial última obtenida del análisis

R	Factor de reducción sísmica
s	Espaciamiento eje a eje entre estribos
V _c	Fuerza cortante resistente o aporte del concreto
V _n	Resistencia nominal al corte
V _u ó V _{ua}	Fuerza cortante última obtenida del análisis
V _{ud}	Fuerza cortante de diseño calculado por capacidad del extremo derecho
V _{ui}	Fuerza cortante de diseño calculado por capacidad del extremo izquierdo
w _m	Carga muerta distribuida
w _u	Carga distribuida última
w _v	Carga viva distribuida
α_c	Factor dependiente de la esbeltez del muro
ϵ_c	Deformación unitaria del concreto
ρ_s	Cuantía volumétrica del refuerzo en espiral o estribos circulares
Ω_0	Factor de sobrerresistencia



CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN

El aislamiento sísmico como medio de protección sísmica ha cobrado importancia en Perú en los últimos años debido al silencio sísmico de la costa peruana [1] [2] y a la necesidad de mantener estructuras operativas ante sismos severos. Si bien técnicamente es factible diseñar un edificio que tenga daño estructural reducido debido a incursión limitada en el rango inelástico, al tener un periodo tan corto estaría sometido a aceleraciones muy altas que producirían daño en los elementos no estructurales. La experiencia sísmica muestra que el aislamiento es una forma eficiente de proteger elementos estructurales, no estructurales y equipos presentes en la edificación. Por ello actualmente la norma E.030 [3] exige el uso de aislamiento sísmico para aquellas estructuras, como las esenciales tipo A1 de las zonas 3 y 4, que deban permanecer operativas durante y luego de un sismo severo.

La norma E.031 [4], que regula el diseño de estructuras con aislamiento sísmico desde el 2019, es relativamente nueva en el contexto peruano. Es resultado de un acondicionamiento de la norma ASCE 7-16 [5], sin embargo, la experiencia sísmica nacional y estudios como los de Fernández Dávila [6] y Villagómez [7] propiciarán su modificación para próximas publicaciones. Uno de los cambios podría ser el factor de modificación por amortiguamiento, ya que Fernández Dávila [6] encontró que, para valores de amortiguamiento entre 10% y 50%, estos factores para sismos peruanos, difieren de los factores estipulados en las normativas a nivel mundial. La norma E.060 [8] cuya participación es igualmente importante en el proceso de diseño de edificaciones, tuvo su última publicación en el 2009. Sin embargo, la norma E.060 [8] ni el proyecto de la misma norma presentan lineamientos que se ajusten a edificios con aislamiento sísmico. Por este motivo, actualmente se diseñan los elementos de CA de la superestructura de edificios aislados con los mismos lineamientos de ductilidad que para edificios de base fija con la diferencia de que la demanda de resistencia varía.

La figura 1.1 ilustra cómo las respuestas ante un sismo difieren considerablemente si estructuras con las mismas características son de base fija o aislada. Entre las diferencias se puede mencionar a la aceleración, vibración, deformada, entre otras. La deformada de una estructura de base aislada suele ser muy sutil en comparación con una de base fija, lo cual implica menor demanda de ductilidad para los elementos de CA ubicados sobre el sistema de aislamiento.

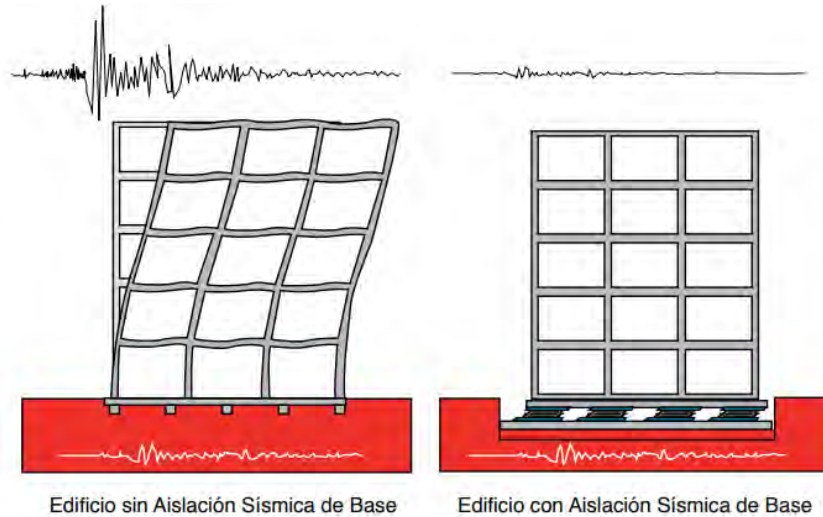


Figura 1.1. Comparación de la respuesta sísmica de edificio sin aislamiento y con aislamiento en la base [9]

La investigación desarrollada por Ghasemi y Talaieitaba [10] muestra la evaluación de cuatro edificios de diferentes alturas diseñados con base fija y aislamiento sísmico. A su vez cada edificio fue diseñado con los requerimientos para marco ordinario, intermedio y especial del ACI318-19 [11]; el estudio procuró tener las mínimas diferencias necesarias de estructuración para cumplir con el tipo de marco. El estudio concluyó que el comportamiento de estructuras de base aislada de la misma altura, independientemente del sistema estructural usado, es muy similar. Las curvas de fuerza cortante versus desplazamiento, aceleraciones y derivas son aproximadamente iguales para los tres tipos de marcos.

Megget [12] realizó el análisis tiempo historia de dos edificios de 4 pisos. Uno de los edificios contó con aisladores elastoméricos de núcleo de plomo y el otro fue de base fija, ambos de las mismas características estructurales. Los edificios fueron sometidos al sismo de El Centro de 1940 con un factor de 1.5, siendo el PGA de 0.523g. El estudio encontró que, en el edificio de base aislada, las aceleraciones y derivas se redujeron a la mitad en promedio. Además, el nivel de rótulas del edificio aislado fue insignificante en comparación con el edificio de base fija, por ello indica que es posible proporcionar menor ductilidad de diseño y detallado para los elementos estructurales de edificios aislados.

En la tesis presentada por Del Rosario [13] se sustenta mediante un análisis *pushover* y otro tiempo- historia, que una estructura aporticada de dos pisos de base fija presenta daño leve a moderado. Sin embargo, la misma estructura con base aislada no presenta daño, sino que se mantiene en el rango elástico según los niveles de daño del manual Hazus [14]. De esta manera se comprueba que la ductilidad demandada para elementos estructurales ubicados sobre el nivel de aislamiento se reduce respecto de la demanda para los mismos elementos en un edificio de base fija.

1.1 Problemática

Actualmente la norma E.060 [8] no presenta exigencias que se alineen a estructuras aisladas. Los requerimientos de diseño en CA aplicados en edificios aislados son los mismos que para una estructura de base fija. Por ello, con los actuales lineamientos, existe un exceso de refuerzo para elementos de estructuras de aisladas.

1.2 Justificación

Diferenciar lineamientos de diseño en CA de elementos estructurales para edificios de base fija de los lineamientos para edificios con base aislada reduciría el volumen de acero de refuerzo y aún se cumpliría con la demanda sísmica. Si bien una optimización del acero de refuerzo en edificios aislados conduce a una reducción de la ductilidad a flexión disponible de los elementos, esto no implica un decremento significativo del margen de seguridad de la estructura.

1.3 Aporte

Propuesta de lineamientos de diseño en CA para elementos estructurales de la superestructura de edificios con aislamiento sísmico. Dichos lineamientos son menos conservadores que los vigentes en la normativa, no obstante, no representan desmejora en el desempeño.

1.4 Objetivo

Objetivo principal

El objetivo del presente trabajo es evaluar los requerimientos de ductilidad a flexión para elementos de CA con responsabilidad sísmica en un edificio aporticado con aislamiento sísmico.

Objetivos Específicos

- a) Proponer lineamientos tentativos para diseño en concreto armado de edificios con aislamiento sísmico a partir de la evidencia encontrada. Los lineamientos implican menor refuerzo longitudinal y transversal de vigas y columnas en comparación con la actual propuesta de la norma E.060.
- b) Comparar la ductilidad a flexión disponible y alcanzada en elementos estructurales de edificios aislados diseñados según los requerimientos normativos vigentes versus la disponible según los lineamientos planteados en la presente tesis.
- c) Comprobar que la propuesta de lineamientos para el diseño de elementos estructurales de CA es adecuada para los casos de estudio. Para ello se realiza la evaluación de la respuesta de edificios aislados y sus respectivos elementos estructurales.

1.5 Hipótesis

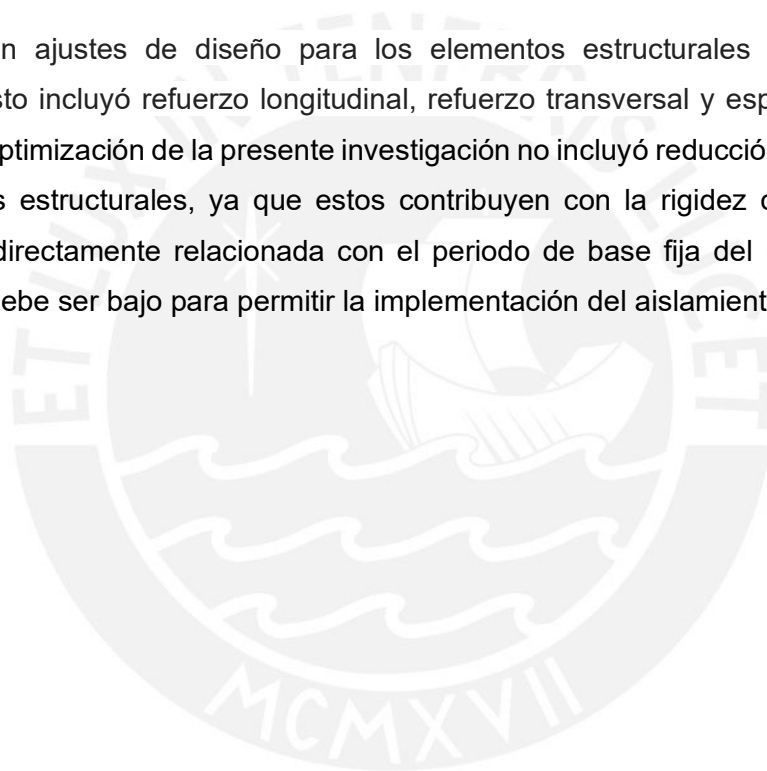
La demanda de ductilidad de elementos estructurales de edificios de base aislada puede ser considerablemente menor a la asociada a una estructura de base fija. La conjetura consiste en que, dada la reducción de demanda sísmica, se pueden establecer lineamientos de ductilidad menos exigentes para elementos de la superestructura de edificios aislados sin afectar el nivel de seguridad.

1.6 Alcances

La presente investigación se basó en resultados de artículos científicos [15] [16] [17] [18] [19] [20], experiencia sísmica [21] [22] [23] [24] e investigaciones [10] [12]. Se realizó una revisión de los criterios de diseño en concreto armado de las normas E.060 [8] y ACI318-19 [11]. Se estudió la teoría detrás de las fórmulas o exigencias de confinamiento y refuerzo longitudinal de elementos estructurales. Para el desarrollo de esta parte se usaron principalmente los libros de Park y Paulay [25] y *Seismic Design of Reinforced Concrete Building* [26] de Moehle. Se revisaron investigaciones en donde se muestra el comportamiento de estructuras con aislamiento sísmico y su efecto en los elementos estructurales. Se estudió la teoría presente en los libros *Seismic Isolation for Designers and Structural Engineers* [27], *Mechanics of rubber bearings for seismic and vibration isolation* [22] y otros relacionados.

Se realizó una propuesta de lineamientos para el diseño en CA de elementos estructurales de edificios aislados. Luego se realizó el diseño de cuatro casos de estudio con los lineamientos vigentes de la norma E.060 [8] y con los lineamientos propuestos en el presente trabajo. Se relacionó la deriva y fuerza cortante con la ductilidad disponible en la superestructura en cada caso. Esto a fin de limitar la aplicabilidad de la reducción de exigencias de ductilidad y lograr optimizar el diseño de elementos estructurales. Cabe resaltar que se partió de la premisa de que estos lineamientos serán aplicados en proyectos con un correcto diseño del aislamiento y apropiada fabricación de dispositivos.

Se plantearon ajustes de diseño para los elementos estructurales como vigas y columnas. Esto incluyó refuerzo longitudinal, refuerzo transversal y espaciado de estribos. La optimización de la presente investigación no incluyó reducción de secciones de elementos estructurales, ya que estos contribuyen con la rigidez del edificio. La rigidez está directamente relacionada con el periodo de base fija del edificio el cual usualmente debe ser bajo para permitir la implementación del aislamiento.



CAPÍTULO 2 : ASPECTOS TEÓRICOS DE DUCTILIDAD

La respuesta de un edificio ante un sismo depende de las propiedades dinámicas tanto del movimiento del suelo como de la estructura. Entre las características del movimiento de terreno que tienen influencia se puede mencionar: la distancia epicentral, la magnitud del sismo y las condiciones específicas del terreno en donde se encuentra cimentada la edificación. Estas últimas son altamente variables y son las causantes del efecto de sitio que es la variación de la intensidad sísmica en cuanto a duración, amplitud y contenido de frecuencias, sin una relación con la atenuación normal de la energía sísmica de acuerdo a la distancia al epicentro. En cuanto a la estructura, los factores determinantes son el amortiguamiento y la ductilidad [39].

El amortiguamiento es una característica de los materiales empleados, pero está sujeto también a la forma en que se conecten los elementos estructurales y los no estructurales. A mayor amortiguamiento de la estructura se tendrá menor ordenada espectral, es decir, que la respuesta es más pequeña. Adicionalmente el amortiguamiento modera el espectro, es decir que existe menor variación de ordenadas espectrales para cambios reducidos en el periodo de vibración [39].

La ductilidad es la propiedad que permite mantener la resistencia con respecto a la fuerza inducida por el sismo incluso luego de varios ciclos de histéresis. Esta propiedad resulta indispensable en ingeniería sismorresistente pues hace posible resistir cargas cíclicas más allá del límite elástico, perder resistencia gradualmente y deformarse evitando fallas repentinas. Si la estructura se encuentra detallada adecuadamente será capaz de disipar gran cantidad de energía durante la deformación cíclica [40] [41].

El principal recurso para disipar energía son las rótulas plásticas; físicamente estas son zonas detalladas para sufrir gran deformación inelástica, disipar energía y permitir que otras zonas permanezcan en el rango elástico. El objetivo al detallar una rótula plástica es prevenir el pandeo de barras en compresión. El pandeo es acelerado por la pérdida del recubrimiento y la expansión lateral del núcleo de concreto producto del desplazamiento ante cargas cíclicas. El mecanismo dúctil de edificios usualmente ubica las rótulas plásticas en extremos de vigas y base de columnas del primer nivel [40].

Matemáticamente una rótula plástica es una longitud virtual en la cual la curvatura plástica se asume constante para la integración de la sección transversal a lo largo de la longitud del elemento para resolver deflexiones y capacidad de rotación plástica [42]. Sin embargo, la no linealidad de los materiales, la interacción y movimientos relativos entre los materiales constitutivos, condiciones de apoyo, el esfuerzo de tracción que se transmite hasta la longitud de anclaje de las barras y la presencia de fisuras por corte flexión hacen que la plasticidad se distribuya en una longitud mayor. En consecuencia, los estudios de rótula plástica se limitan a ensayos experimentales y modelamientos con elementos finitos. Una buena aproximación de la dimensión equivalente de rótula plástica para vigas y columnas de proporciones convencionales es la mitad del peralte del elemento [38].

En los siguientes acápites se muestra la importancia de la ductilidad de los elementos estructurales y la de la estructura que los alberga. Si bien la relación entre estas ductilidades no es clara ni general y dependerá de las características de cada estructura, es notorio que existe la tendencia de que, a mayor ductilidad en los elementos estructurales, mayor será la ductilidad disponible del edificio.

2.1 Ductilidad de elementos estructurales

La ductilidad de los elementos estructurales es la capacidad de determinadas secciones del elemento de experimentar deformaciones o rotaciones más allá de su rango elástico sin presentar reducción considerable de resistencia. Los elementos estructurales pueden desarrollar ductilidad si los materiales que lo constituyen son dúctiles. Esto resulta sencillo cuando el acero se encuentra a tracción, pero cuando este se encuentra a compresión se debe ser cuidadoso para evitar que el pandeo de barras impida el desarrollo de grandes deformaciones por compresión [40].

El objetivo de la ductilidad es disipar energía ante solicitaciones que superen su capacidad elástica. Adicionalmente, la ductilidad permite distribuciones de momentos diferentes de la obtenida en el análisis elástico lineal. Es decir, en el caso de que una sección llegue a su momento resistente máximo, este se mantenga constante y la sección rote plásticamente mientras se sigue transmitiendo carga hasta que otras secciones lleguen a su momento resistente último [25].

Las rótulas plásticas son zonas que concentran deformaciones inelásticas por flexión, corte, deslizamiento del acero de refuerzo y cambios de tensión a causa del

sismo [43]. A estas rótulas se les proporciona resistencia adicional por corte para permitirles disipar energía histerética y evitar fallas frágiles. Las zonas que tienden a rotularse deben ser detalladas para que la resistencia exceda la demanda originada por la sobrerresistencia. Es decir, que se debe diseñar considerando que las fuerzas pueden ser mayores a las calculadas a partir de los valores nominales debido a que los materiales suelen tener resistencias últimas mayores a las de fluencia. Solo de esta manera se evitan los modos indeseables de deformación inelástica como son las originadas por corte, falla de anclaje o inestabilidad [11].

La ductilidad en el caso de elementos estructurales sometidos a flexión o flexocompresión se puede estimar como ductilidad de deformación μ_ϵ , ductilidad de curvatura μ_ϕ o ductilidad de rotación μ_θ . La ductilidad de deformación se obtiene como la deformación última dividida por la deformación de fluencia. Esta ductilidad debe poder desarrollarse en una longitud razonable pues de limitarse a una muy pequeña la ductilidad demandada será muy alta [41].

En la figura 2.1 se muestra la curvatura o ángulo que forman la línea vertical de posición original sin deformación con la línea inclinada que marca la posición deformada de la sección. La curvatura de fluencia se calcula como $\epsilon_y/(d - c_y)$ salvo en los casos de secciones con alta cuantía y elevada carga axial en donde el concreto llega a altas deformaciones antes de que ocurra la fluencia del acero, en estos casos $\phi_y = \epsilon_c/c_y$ [38]. El valor de ϵ_c será la deformación límite elástica del concreto. La ductilidad de curvatura se mide en un diagrama momento versus curvatura como el cociente de la curvatura última entre la curvatura de fluencia según se describe en la ecuación 2.1.

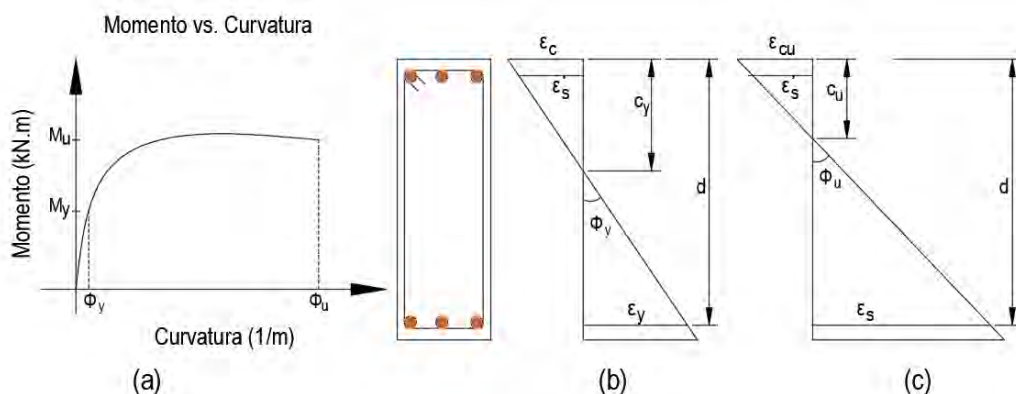


Figura.2.1. (a) Diagrama momento curvatura (b) Curvatura de fluencia (c) Curvatura última [26]

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.1)$$

Un diagrama momento vs curvatura se obtiene al establecer las relaciones constitutivas de los materiales, asumir que se cumple el principio de Navier y suponer perfecta adherencia entre concreto y acero. Luego se varia la dimensión del eje neutro y se busca el equilibrio de fuerzas. Para simplificar el procedimiento en ocasiones se realizan los cálculos para los puntos indicados en la figura 2.2. En esta figura el primer punto corresponde al agrietamiento en donde el concreto a tracción llega a su límite y se fisura. El segundo punto llamado fluencia ocurre cuando el acero en tracción más alejado del eje neutro llega al esfuerzo y deformación de fluencia. El tercer y último punto corresponde como su nombre lo dice a la capacidad última pues en este punto el concreto llega a su deformación última en compresión o el acero llega a la rotura, se toma lo que ocurra primero.

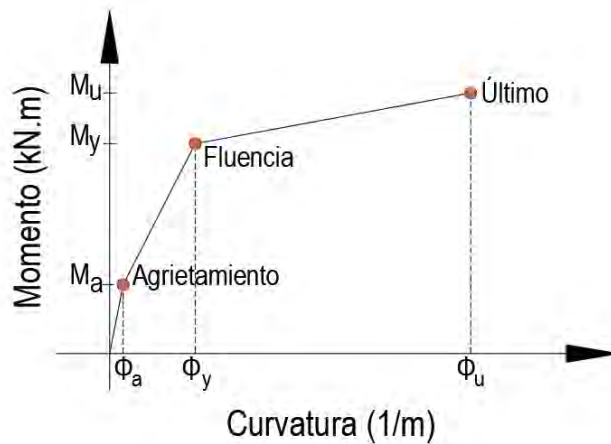


Figura 2.2. Diagrama momento – curvatura de una sección de viga

Según Park y Paulay [25], los factores más importantes para permitir la disipación de energía por deformación son: cuantía de refuerzo longitudinal, anclaje del refuerzo y confinamiento del concreto comprimido. Según Méndez [30], la ductilidad de curvatura se ve favorecida por el incremento de acero en compresión A'_s , aumento de resistencia del concreto f'_c e incremento del confinamiento. Además, se reduce con el incremento de acero en tracción A_s , aumento del esfuerzo de fluencia f_y e incremento de carga axial P_u .

Entre los métodos para desarrollar diagramas se encuentran el método iterativo y el de franjas que es una variante del primero. El método iterativo consiste en asumir la profundidad de eje neutro, aplicar compatibilidad de deformaciones, calcular el esfuerzo asociado para cada material e iterar hasta encontrar equilibrio de fuerzas. Para simplificar los cálculos el método iterativo puede considerar que el concreto en tracción no aporta resistencia aun cuando este no se encuentre fisurado.

El método de franjas es una discretización del método iterativo como muestra la figura 2.3, es decir, se divide la sección en subsecciones o franjas de altura tan pequeña como precisión se requiera. Se itera con la profundidad del eje neutro, se calculan las deformaciones y esfuerzos en cada franja y finalmente se realiza compatibilidad de fuerzas. Dada su versatilidad puede aplicarse a secciones de geometría asimétrica y compuestas por distintos materiales [44]. Este será el método usado para el desarrollo de los casos de estudio.

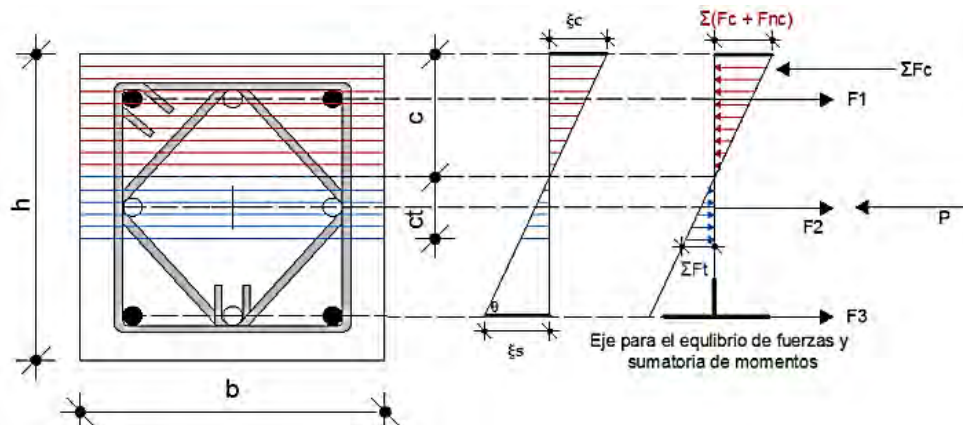


Figura 2.3. Diseño por el método de fibras. Nota: Incluye el aporte del concreto en tracción [44]

Generalmente en elementos de dimensiones convencionales solo se considera el efecto de la flexión al momento de evaluar la ductilidad, esto porque se ha demostrado que la mayor parte de las deformaciones se deben a la flexión. Park y Paulay [25] indican que en secciones poco esbeltas sometidas a cortantes moderados, las deformaciones por efectos del corte no son importantes. Por el contrario, en secciones de grandes peraltes y luces cortas, el efecto del corte si influye en la resistencia a momento flector.

2.2 Ductilidad de estructuras

Como se mencionó en la introducción del presente capítulo, el término ductilidad se refiere a la habilidad de desarrollar deformaciones más allá del límite elástico y a la capacidad de absorber energía por comportamiento histerético. La ductilidad es de especial interés en diseño sismorresistente pues permite que el diseño de estructuras se realice para una fuerza inferior a la que se desarrollaría si la estructura fuera capaz de responder elásticamente [40]. Es decir que la energía, representada como fuerza sísmica, que el edificio no es capaz de tomar elásticamente, se disipará por cedencia o deformación inelástica. Dependiendo del sistema estructural y sus detalles se podrá esperar que una edificación desarrolle más o menos deformaciones inelásticas sin perder considerable resistencia.

Para que una estructura tenga un comportamiento lineal elástico durante un sismo el diseño se realiza con la fuerza asociada al espectro elástico propio de la zona. La figura 2.4 muestra un espectro elástico en donde la aceleración máxima es $0.4g$. El diseño con el espectro elástico sería poco económico ya que la probabilidad de que se presente el sismo de diseño durante la vida útil de la estructura es baja, adicionalmente existe gran incertidumbre respecto a la intensidad del sismo. En este caso la estructura tendría que ser muy robusta y rígida propiciando el desarrollo de altas aceleraciones.

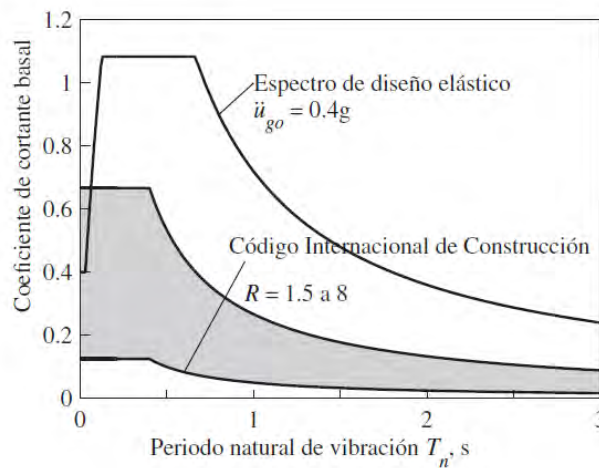


Figura 2.2. Espectros de diseño [43]

La figura 2.4, además del espectro elástico, muestra espectros reducidos por factores de reducción R . Si bien los factores de reducción de los códigos intentan tomar en cuenta el amortiguamiento, la capacidad para disipar energía y la sobrerresistencia de la estructura, el nivel de reducción se basa en la observación del comportamiento de los diferentes sistemas estructurales frente a sismos de gran magnitud. En estructuras preparadas para responder inelásticamente durante sismos, la deformación inelástica se incrementa conforme la resistencia a la fluencia se reduce [45].

Existen propuestas como las mostradas en la ecuación 2.2 y 2.3 para determinar el factor de reducción suministrado en una estructura o también llamado factor de comportamiento. En donde el factor R estaría constituido por tres componentes, R_S es el factor por sobrerresistencia, R_μ es el factor por ductilidad y R_ξ es el factor por amortiguamiento. En 2.3 no se considera factor por amortiguamiento porque si bien reduce el desplazamiento de las estructuras inelásticas, no es proporcional a la reducción de resistencia. Finalmente R_R es el factor por redundancia que toma en cuenta el número y distribución de rótulas plásticas activas [46].

$$R = R_S \cdot R_\mu \cdot R_\xi \quad (2.2)$$

$$R = R_S \cdot R_\mu \cdot R_R \quad (2.3)$$

De forma similar existen propuestas como la de Newmark y Hall para determinar el factor de reducción demandado, en este caso particular las expresiones 2.4 a 2.6 solo dependen del periodo de la estructura y de la ductilidad alcanzada [46].

$$R_\mu = 1 \text{ para } T < 0.03s \quad (2.4)$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \text{ para } 0.12s < T < 0.5s \quad (2.5)$$

$$R_\mu = \mu \text{ para } T > 1s \quad (2.6)$$

Habiendo presentado el factor de reducción de los códigos, el suministrado y el demandado, se desarrolla el primero que es el que se usó en el presente trabajo. Los análisis lineales de los códigos actuales, basados en la experiencia e investigaciones, permiten reducir la fuerza elástica a una de diseño mediante el factor R como se grafica en la figura 2.5. Esto siempre que la ductilidad demandada no exceda la ductilidad potencial y el daño sea controlado [47]. La reducción en la fuerza de diseño procura definir un valor que represente la ductilidad y capacidad de disipación por deformación de una estructura según el sistema estructural y los materiales que la constituyen [43]. Si bien la ductilidad requerida se puede estimar mediante análisis no lineal tiempo historia o experimentalmente en una mesa vibratoria [41]. Las normativas no exigen que la ductilidad requerida se obtenga analíticamente, sino que provee requisitos de diseño cuyo objetivo es obtener una estructura con ductilidad mayor a la demanda probable.

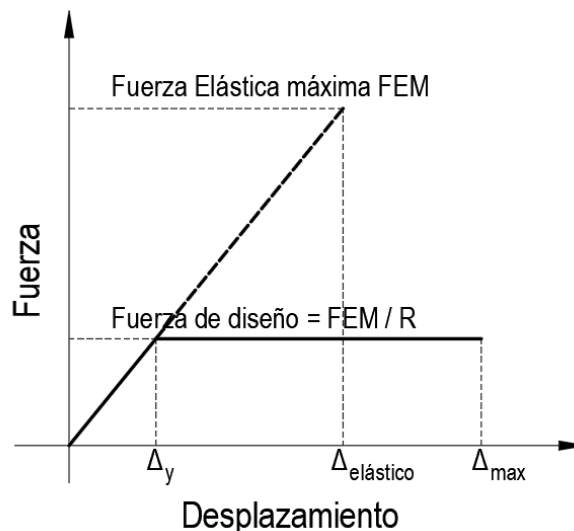


Figura 2.3. Fuerza elástica máxima y fuerza de diseño [43]

La ductilidad se suele medir en curvas de capacidad o diagramas desplazamiento vs fuerza cortante como la mostrada en la figura 2.6. En esta figura, además de la curva de capacidad, se muestra su aproximación a una bilineal con el criterio de que el área bajo la curva y sobre la bilineal sea igual al área sobre la curva y bajo la bilineal. Este criterio se basa en que la energía disipada por ambas curvas es la misma [41]. La aproximación permite identificar un punto de fluencia equivalente Δy_{eq} . La ductilidad de desplazamiento de una estructura se puede medir como la razón del desplazamiento máximo Δ_{max} entre el desplazamiento de fluencia. Este último no siempre está bien definido pues puede tomarse como el punto en donde finaliza el comportamiento elástico Δy o como el desplazamiento de fluencia equivalente Δy_{eq} . La deformación indicada como máxima o última no se refiere al punto de falla sino a un límite de degradación de resistencia. Es decir que la estructura aún puede deformarse sin colapsar, esto siempre y cuando su capacidad a fallas frágiles sea mayor [40].

La figura 2.6 muestra la curva de capacidad de un edificio aporricado de cuatro pisos y 0.656 s de periodo fundamental el cual fue sometido a un análisis estático incremental *push over*. Si se ubica la fuerza cortante de diseño en la curva de capacidad se podrá ver que existe sobrerresistencia (Ω_0) respecto a la fuerza límite elástica (F_y) y más aún respecto a la fuerza máxima (F_{max}). Entonces se pueden definir varias sobrerresistencias, pero el término usualmente hace referencia al cociente de la fuerza cortante máxima capaz de resistir el edificio (F_{max}) entre la fuerza de diseño. En estructuras sismorresistentes convencionales de muros la sobrerresistencia respecto de la resistencia límite elástica es, para estructuras de periodo corto ($T < 0.6$ s), de 2.5 en promedio y para estructuras de periodo medio y largo ($T > 0.6$ s), de 3 [43].

Entre los factores que contribuyen a la sobrerresistencia se pueden mencionar: sobrerresistencia de los materiales, endurecimiento de los materiales, elección de combinaciones de diseño conservadoras, factores de reducción de resistencia e interacción tridimensional en los elementos estructurales. Los límites de deriva también aportan sobrerresistencia, ya que se incrementan secciones no por resistencia sino para cumplir con los límites de desplazamiento de entrepiso [26].

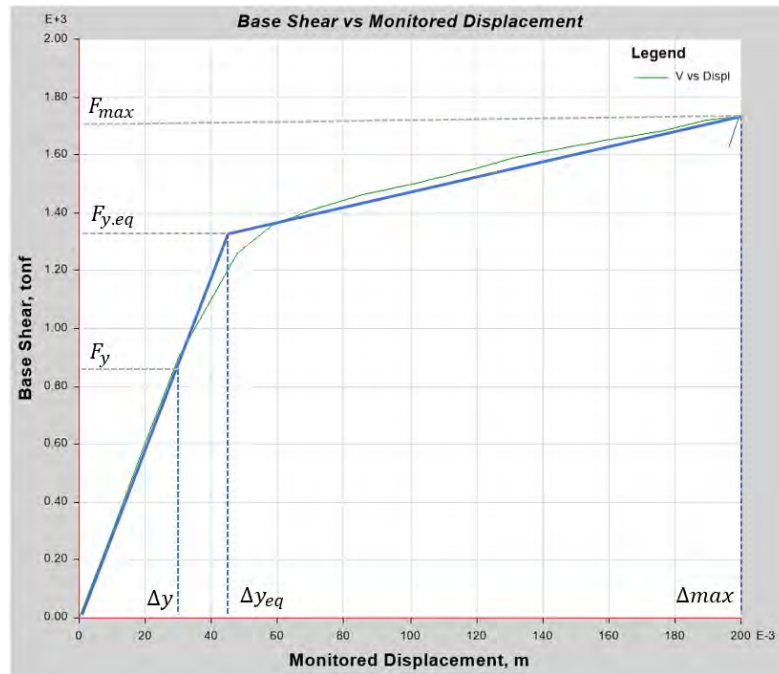


Figura 2.4. Curva de capacidad de edificio de base fija de 4 pisos. Nota: La fuerza cortante de diseño es 450 ton.

Moehle [26] explica que en el caso de una columna en volado sometida a una carga lateral en el extremo libre, la ductilidad de curvatura se incrementa con la relación de longitud por peralte de columna, l/h . La figura 2.7b compara la ductilidad de desplazamiento con la ductilidad de curvatura para tres ratios de l/h . Esto se debe a que, como se aprecia en la figura 2.7a, la curvatura elástica se puede distribuir en una longitud mayor mientras que la rotación de la rótula plástica se mantiene concentrada en la longitud $h/2$ o l_p . Indica también que, para una estructura más compleja conformada por vigas y columnas, los resultados no necesariamente se parecerán a los del caso anterior. En principio porque la fuente de flexibilidad lineal elástica cambia conforme la geometría se modifica. Y segundo, porque el mecanismo de rótulas plásticas se forma progresivamente según el sistema estructural por lo que no hay una regla general.

En la figura 2.8 la secuencia de formación de rótulas dependerá de las condiciones de apoyo de la estructura, dimensiones y refuerzo de los elementos, etc. Luego, al igual que con los elementos estructurales, en edificaciones repetidos ciclos de histéresis producen pérdida de la capacidad para disipar energía lo cual no es sencillo cuantificar. Algunas de las variables son el incremento de periodo fundamental debido a pérdida de rigidez y la duración del sismo [46].

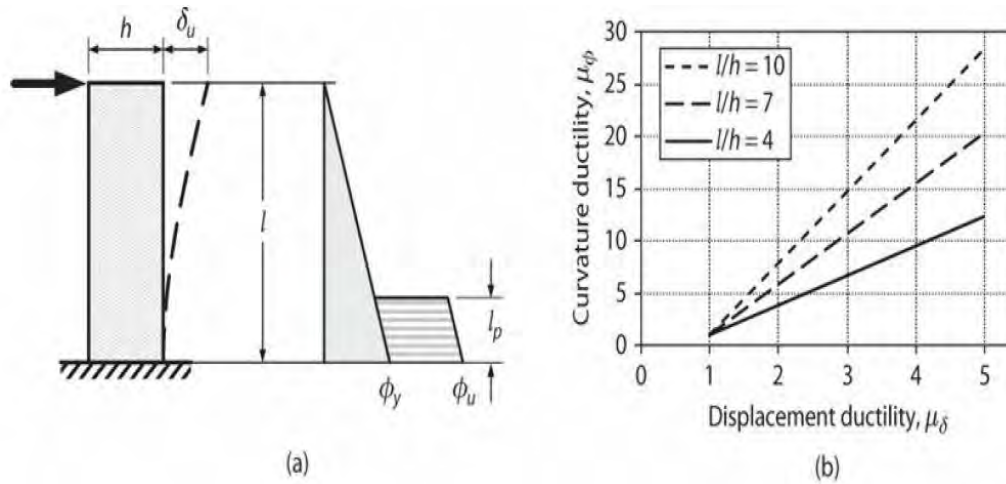


Figura 2.5. a) Rótula plástica para un modelo en voladizo. b) relación entre ductilidad de curvatura y ductilidad de desplazamiento [26]

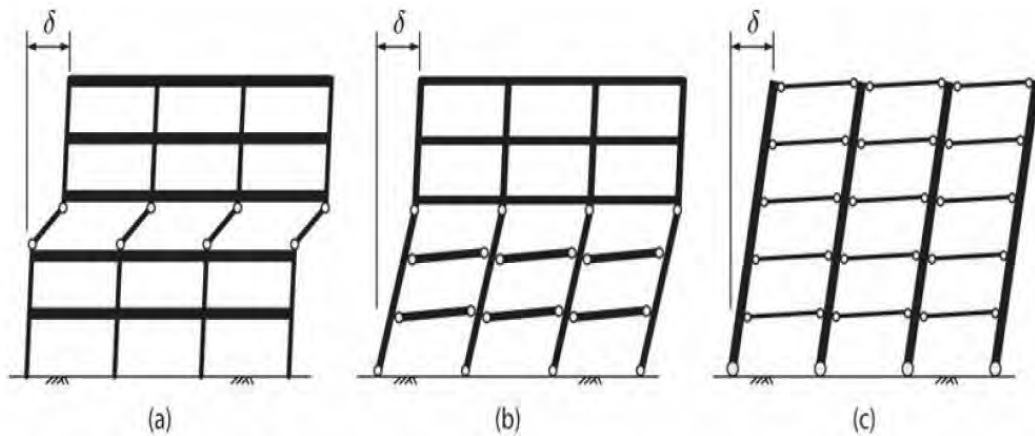


Figura 2.6. Mecanismos de fluencia idealizados a) mecanismo por piso b) mecanismo intermedio. c) mecanismo de vigas [26]

2.3 Relación entre la ductilidad de la estructura y la de los elementos

Paulay y Priestley [38] encontraron, para el caso particular de una columna en volado empotrada en la base, la relación entre ductilidad de curvatura y ductilidad de desplazamiento de la ecuación 2.7. Se partió de la asunción de que desplazamiento y curvatura son producidos exclusivamente por efecto del momento flector y no hay influencia de las fisuras producidas por corte. Para un marco conformado por dos columnas empotradas en la base y una viga la relación se torna más compleja como se muestra en la ecuación 2.8. Se puede ver que la ductilidad de la columna $\mu_{c\Delta}$ originada por rotación plástica de su rótula guarda relación con la ductilidad de desplazamiento del marco μ_{Δ} , esta vez incluyendo deformación de la viga, nudo y cimentación.

$$\mu_{\phi} = 1 + \frac{\mu_{\Delta} - 1}{3\left(\frac{l_p}{l}\right) \left[1 - 0.5\left(\frac{l_p}{l}\right)\right]} \quad (2.7)$$

$$\mu_{c\Delta} = (\mu_{\Delta} - 1) \frac{l}{l'} \times \left(\frac{\Delta_b + \Delta_j + \Delta_{cv} + \Delta_f}{\Delta_{cm}} + 1 \right) + 1 \quad (2.8)$$

En donde:

Δ_b : Deformación de la viga

Δ_j : Deformación por flexión del nudo

Δ_{cv} : Deformación por corte de la columna

Δ_{cm} : Deformación por flexión de la columna

Δ_f : Deformación de la cimentación

Como se mencionó antes, no se tiene establecida una regla general que relacione ductilidad de desplazamiento de la estructura con ductilidad de curvatura de sus elementos estructurales y aplique para cualquier tipo de estructura. Sin embargo, se puede intuir que determinados mecanismos demandarán mayor ductilidad que otros; por ejemplo, el mecanismo de piso de la figura 2.8a demandará a las columnas mayor ductilidad de curvatura que el mecanismo de vigas 2.8c. Moehle [26] en la figura 2.9 muestra un marco cuyos elementos deben tener la ductilidad para permitir la progresiva formación de rótulas y ninguna debe fallar antes de que se forme el mecanismo de disipación. Es decir que en general, como muestra la figura 2.9c, habrá mayor demanda de ductilidad de curvatura para los elementos del mecanismo que demanda de ductilidad de desplazamiento para la estructura.

La ductilidad de desplazamiento a diferencia de la ductilidad de curvatura si se puede estimar a partir del coeficiente de reducción efectivo R_{eff} . Este término se obtiene como el desplazamiento que se daría si la estructura fuera perfectamente elástica entre el desplazamiento de fluencia. En términos de fuerza resistente, como muestra la ecuación 2.9, se calcula como el ratio de la cortante elástica entre la cortante máxima que el sistema resiste considerando la sobrerresistencia. Siendo que la sobrerresistencia varía entre 2.5 y 3 [43] y los factores de reducción de la norma peruana E.030 [3] entre 6 y 8, la ductilidad de desplazamiento y el factor de reducción efectivo varían entre 2 y 3.2.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{elástico}}{\Delta_y} = \frac{FEM}{\Omega_0 \cdot \frac{FEM}{R}} = \frac{R}{\Omega_0} = R_{eff} \quad (2.9)$$

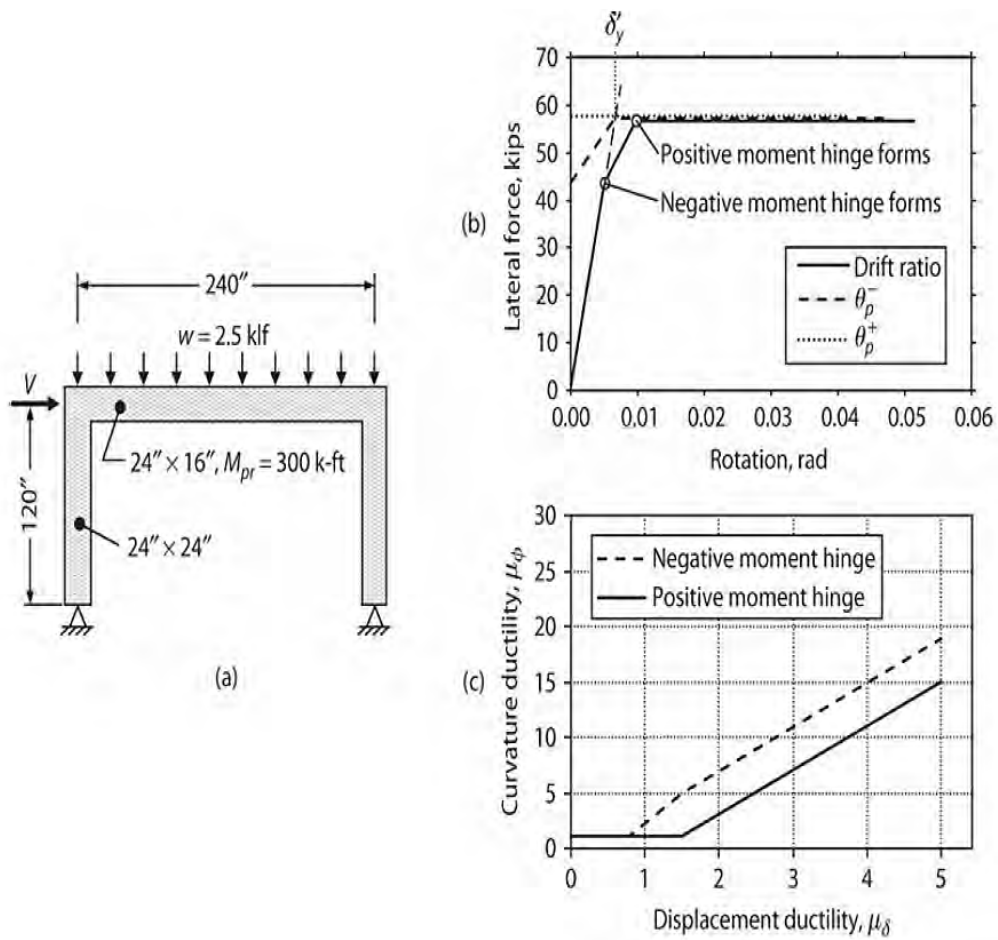


Figura 2.7.(a) Marco (b) Relación cortante-deriva y cortante-rotación plástica (c) Relación ductilidad de curvatura vs ductilidad de desplazamiento [26]

CAPÍTULO 3 : DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS AISLADAS

El diseño con aislamiento sísmico se basa en la reducción de la demanda sísmica para la superestructura. El sistema de aislamiento desacopla la estructura del movimiento que experimenta el terreno debido al sismo mediante la inserción de dispositivos con baja rigidez lateral en la interfaz. La interfaz puede ubicarse a nivel de la cimentación, a nivel del terreno exterior cuando se trata de estructuras con sótanos o en algún entrepiso según el objetivo del diseño. Con ello la frecuencia fundamental de la estructura aislada es reducida en comparación con la frecuencia fundamental de la estructura de base fija. Como resultado, la superestructura del edificio se mantiene esencialmente en el rango elástico ante sismos de gran magnitud [48].

Incrementar el periodo fundamental lejos de la zona de mayor aceleración espectral y concentrar la no linealidad en la interfaz de aislamiento sirve para evitar la respuesta inelástica de la superestructura y mantener la respuesta en un nivel de demanda de ductilidad limitado [49]. La figura 3.1 muestra el cambio de periodo para diferentes niveles de amortiguamiento en el espectro del *Eurocode 8* [50]. El aislamiento resulta efectivo en zonas de subducción en donde el espectro tiene aceleraciones altas para periodos bajos y aceleraciones bajas para periodos altos. Por este motivo, según se indica en la figura 3.1, al introducir un nivel flexible de aisladores, se desplaza el periodo de la estructura hacia la zona de aceleraciones más bajas y mayor desplazamiento. Para un óptimo diseño, el periodo de la estructura con base fija deberá ubicarse en la zona de aceleración constante [47]; de esta manera se asegura que el aislamiento lleve a la estructura a un estado de menor aceleración y daño sin generar el efecto contrario.

El aislamiento sísmico podría no ser tan eficiente si el periodo de la misma estructura con base fija se ubica en la zona de velocidad constante pues la aceleración presentará mínima reducción por efecto del incremento del periodo. Existen casos de países como México en donde las aceleraciones más altas se concentran en la zona de periodos largos. Esto debido a que las ondas que llegan presentan abundancia de periodos largos y estos tienen poca atenuación ya que se amplifican al atravesar las arcillas de los lagos [51]. En este caso implementar aislamiento sísmico no es una buena opción puesto que se desplazaría el periodo de la estructura hacia una zona de mayores aceleraciones e incurriría en mayor daño [47].

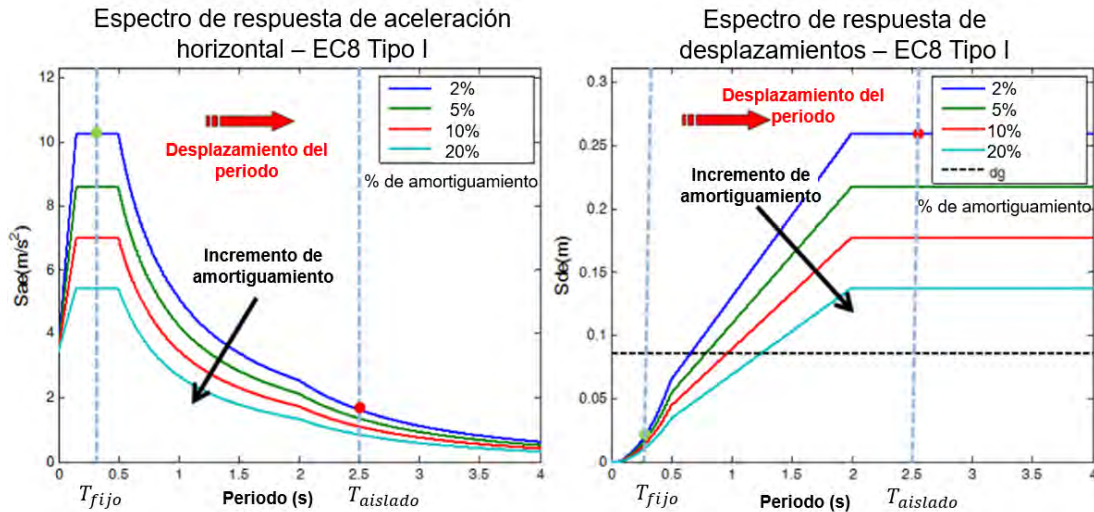


Figura 3.1. Beneficios del aislamiento sísmico a través de la elongación del periodo fundamental de vibración y limitación de la deformación excesiva con incremento del amortiguamiento [49].

Como se mostró en la figura 3.1, incrementar el amortiguamiento reduce el desplazamiento y por lo tanto también la cortante basal del sistema aislado. Esto podría parecer favorable, sin embargo, la reducción de desplazamiento es a costa de incremento en las aceleraciones y derivas de entrepiso en la superestructura. El amortiguamiento pese a controlar el desplazamiento, conduce energía hacia los modos altos lo cual va contra el objetivo del aislamiento sísmico que es reducción de aceleraciones y derivas de entrepiso. Como explica Kelly [52], el principio básico en aislamiento consiste en que el periodo fundamental de la estructura con base fija sea considerablemente menor al de la misma estructura con base aislada. Al cumplir esta condición, los modos de vibración altos, cuyos factores de participación dependen del factor ϵ definido en la ecuación 3.1 y que inducen el desarrollo de grandes deformaciones y aceleraciones altas tendrán un efecto reducido [52].

$$\epsilon = \left(\frac{T_{fijo}}{T_{aislado}} \right)^2 \quad (3.1)$$

El aislamiento sísmico se planteó inicialmente en países como Japón, EEUU y Chile con la finalidad de evitar daño estructural ante cargas sísmicas. Tras experiencias sísmicas, se vio además como un sistema capaz de limitar el daño en elementos no estructurales, ya que muchas veces las pérdidas del contenido de las edificaciones superaban a las de los mismos edificios. Es por ello que las normativas actuales contienen lineamientos de diseño con aislamiento según la importancia, sismicidad y nivel de desempeño requerido.

Una forma indirecta de definir el nivel de desempeño es a través de la limitación de derivas. Por ejemplo, la norma ASCE 7-16 [5], cuya prioridad es proteger la estructura, limita la deriva a 0.015 para los análisis espectrales mientras que para los tiempo-historia el valor puede llegar a 0.020. En el Eurocode 8 [50], la deriva no debe ser mayor de 0.005 si se desea proteger elementos no estructurales frágiles, de lo contrario esta puede llegar a 0.0075 para el nivel de daño limitado [49].

La tabla 3.1 resume algunos parámetros de diseño con aislamiento sísmico de los códigos que permitirán comprender la dispersión en los resultados presentados. El factor de reducción R de los códigos, en este caso aplicado a la superestructura de edificios aislados, está relacionado con la ductilidad que se espera que la superestructura desarrolle. La demanda de ductilidad en edificios de base aislada es menor a la que se presenta en edificios de base fija porque en los primeros gran parte de la energía se disipa a nivel de los aisladores. A mayor valor de R, mayor será la ductilidad demandada. El diseño suele realizarse para periodos de retorno más conservadores asociados a sismos más severos previendo que la estructura con aislamiento será más duradera. Las derivas por su lado son un indicativo del nivel de daño estructural y no estructural que cada país considera aceptable.

Tabla 3.1. Parámetros de diseño del Eurocódigo 8, ASCE 7-16 y BSL-2015

Parámetro	Código	Límite
Factor de modificación de respuesta R	Eurocódigo 8 [50]	1.5
	ASCE 7-16 [5]	0.375 veces el valor usado para la correspondiente estructura de base fija o un máximo de 2
	Japonés BSL-2015 [53]	Tal que permita limitada respuesta inelástica
Periodo de retorno del sismo de diseño	Eurocódigo 8 [50]	2000 años para edificaciones de vital importancia.
	ASCE 7-16 [5]	2475 años ó 2/3 del MCER tomado directamente
	Japonés BSL-2015 [53]	500 años para límite de resguardo de la vida
Deriva máxima de entrepiso	Eurocódigo 8 [50]	0.005 para proteger elementos no estructurales y 0.0075 para los demás casos
	ASCE 7-16 [5]	0.015 y 0.02 para análisis espectral y tiempo-historia respectivamente
	Japonés BSL-2015 [53]	0.005 y 0.02 para daño limitado y resguardo de vida respectivamente

La actual norma E.030 [3] exige el uso de sistemas con aislamiento sísmico para establecimientos del sector salud con el objetivo de mantener el funcionamiento de las edificaciones durante y después de un sismo severo. Esto implica reducir el daño en elementos no estructurales y proteger el equipamiento. Según la norma E.031 [4] la deriva no debe exceder de 0.0035 para el análisis espectral y de 0.005 para el análisis tiempo historia. Es decir, a edificios aislados se les exige casi la mitad del límite de derivas que para estructuras de base fija en donde el límite es 0.007. Conviene enfatizar que en edificios de base fija se espera una fuerte incursión en el rango inelástico, por lo que sus elementos deben ser provistos de considerable ductilidad.

En cuanto a estructuración la norma E.031 [4] permite algunas irregularidades para edificaciones aisladas siempre que estas no sean extremas. En una opción de base fija estas irregularidades dependiendo de la categoría de la edificación no serían aceptadas por la E.030 [3]. Entre las irregularidades permitidas se encuentran: Irregularidad de masa o peso, irregularidad geométrica vertical, discontinuidad de los sistemas resistentes, irregularidad torsional no extrema, esquinas entrantes, discontinuidad del diafragma y sistemas no paralelos.

En estructuras con aislamiento sísmico la reducción de fuerza sísmica para diseño de la superestructura es producida por el factor R_a , este se calcula como $3/8$ del valor R de la norma E.030 [3] y varía estrictamente en el rango de 1 a 2 [4]. Usando 1 no habría reducción de la fuerza sísmica ni energía que disipar por deformación inelástica de la estructura; caso contrario, se usará un factor entre 1 y 2. Numerosos análisis de desempeño demuestran que la superestructura puede quedar en el rango elástico, esto se debe principalmente a la sobrerresistencia que, como se indicó en el capítulo de ductilidad, es mayor a 2. Es importante tener claro que la permanencia de la superestructura en el rango elástico no implica que sus elementos estructurales no tengan incursión en el rango inelástico.

3.1 Comportamiento de la superestructura con aislamiento sísmico

Una forma de estimar el daño en estructuras y sus elementos no estructurales es a través del nivel de aceleraciones que alcanzan los pisos. Si se tratase de estimar el nivel de daño solo con derivas se podría pensar que una estructura muy rígida de derivas reducidas tendrá un nivel de daño bajo ante determinado sismo. Sin embargo, se debe tener en cuenta que si la estructura es de base fija las aceleraciones serán altas y estas producirán daño en los elementos no estructurales.

La tabla 3.2 de la metodología Hazus [14] muestra aceleraciones límite para cada nivel de daño, por ejemplo, si la aceleración de un piso es 1 g, el daño asociado es extensivo mientras que si la aceleración es 0.5 g, el daño se califica como moderado. La tabla 3.2 es válida para cualquier tipo de edificación y será un mejor indicativo del impacto del sismo respecto de los límites de deriva.

Tabla 3.2. Criterio Hazus de estado de daño para sistemas no estructurales y contenido [14]

Aceleración límite de piso (g)			
Bajo	Moderado	Extensivo	Completo
0.3	0.6	1.2	2.4

Entre la experiencia sísmica se puede mencionar al Hospital de la Universidad de California construido con aisladores elastoméricos en 1991. El hospital tuvo un comportamiento excelente ante el sismo de Northridge de 1994 en donde la aceleración del suelo fue 0.49g, pero en la edificación se redujo a valores entre 0.10g y 0.11g. También se puede mencionar al Centro Informático Postal de Japón ubicado en la prefectura de Kobe, este edificio aislado tiene seis pisos y 3.9 s de periodo aislado, cuenta con 120 aisladores elastoméricos y amortiguadores. El edificio se localiza a 30 km del epicentro del sismo de Kobe de 1995 en donde la aceleración máxima del suelo fue 0.41g, sin embargo, la estructura aislada recibió 0.13g en el último piso. El desplazamiento máximo de los aisladores fue 12 cm y no hubo daño en la estructura aislada. Luego del sismo de Kobe, Japón pasó de tener 50 edificios aislados en 1995 a 500 en 1998 [22].

En Chile en 1998 se construyó la primera estructura con aislamiento sísmico denominada edificio Comunidad Andalucía de Santiago, esta fue parte de un proyecto de investigación de la Universidad de Chile. La estructura de 4 niveles tiene como sistema estructural albañilería confinada y cuenta con ocho aisladores de mediano amortiguamiento. Existe un edificio idéntico, pero de base fija y ambos cuentan con acelerógrafos. El sismo de febrero del 2010 tuvo epicentro en el mar cerca de Concepción, en este se registraron aceleraciones entre 0.6g y 0.9g en Concepción y entre 0.2g y 0.5g en Santiago. Se registró que la aceleración máxima en el edificio aislado fue la quinta parte de la aceleración registrada en la estructura de base fija [23].

En el mismo sismo de Chile en febrero del 2010, algunas estructuras convencionales construidas luego del 2003 tuvieron problemas por falta de confinamiento en muros. En cambio, las estructuras anteriores al 2003, gracias a la regularidad, redundancia estructural y gran densidad de muros tuvieron buen desempeño. Esto a pesar de que se tuvieron aceleraciones más altas de las previstas por la norma de Diseño sísmico de edificios NCH433 [54] y el suelo tenía características distintas a las consideradas en su norma. Todas las estructuras que contaban con aislamiento sísmico se activaron y tuvieron buen desempeño, entre ellos: edificios, hospitales y el muelle del Puerto coronel, todos operaron con normalidad luego del sismo. Por el contrario, los hospitales de base fija no pudieron seguir operando debido al daño en sus elementos no estructurales. Es necesario remarcar que el espectro de diseño de la normativa chilena de Diseño con Aislación Sísmica NCH2745 [55] presenta una plataforma de aceleración máxima más amplia que la norma NCH433 [54] y esto resultó ser acorde al espectro del sismo del 2010 [23].

Yamamoto [24], evaluó el desempeño de dos edificaciones aisladas ante el sismo de Mw9.0 ocurrido en marzo del 2011 en Japón, el epicentro se ubicó en el Pacífico y el hipocentro en la prefectura de Miyagi. Las edificaciones se ubican en Chiba y Tokyo en donde la intensidad mínima fue de 5, el primer edificio tiene 3 pisos y el segundo 20. Se estudió el efecto que hubiera tenido el sismo si cada estructura tuviera base fija, esto mediante modelos para comparar resultados. En el edificio de Chiba se obtuvo que las aceleraciones se redujeron a $1/2$ y $2/3$ en el primer y último piso respectivamente en comparación con la estructura de base fija. En el edificio de Tokyo, la aceleración se redujo a la mitad de su par fijo en el tercio inferior del edificio, y a $1/3$ o $1/4$ en la parte media y superior del edificio. En este último edificio aislado, las derivas en las mismas zonas se redujeron a $1/5$ y $1/10$ respecto de la estructura con base fija.

Luego de los sismos de 7.8 y 7.5 de magnitud que afectaron Turquía y el norte de Siria en febrero del 2023 aproximadamente 15,000 edificios colapsaron. En la experiencia de Miyamoto existen alrededor de 150,000 edificios con daño moderado a grave. Sin embargo, también existen docenas de hospitales diseñados con aislamiento sísmico que no solo sobrevivieron, sino que se encuentran completamente funcionales. Si bien Turquía cuenta con modernos códigos de diseño sismorresistente, su aplicación en muchos casos no se ha cumplido a cabalidad, por ello muchos edificios de base fija colapsaron [21].

3.2 Desempeño estructural

Investigaciones [10] [12] [13] [15] [16] sobre el efecto del aislamiento sísmico en las estructuras muestran, en general, reducción de fuerzas cortantes en los pisos sobre el nivel de aislamiento, menor formación de rótulas plásticas y reducción de derivas. En este acápite se discuten curvas de capacidad, gráficos de derivas, tablas de desplazamientos y aceleraciones como evidencia de menor demanda en estructuras aisladas. Luego se presentan resúmenes y elevaciones de formación de rótulas en elementos estructurales de edificios aislados sometidos a análisis estático incremental *push over* y análisis no lineal tiempo-historia.

Los análisis de tipo *push over* se toman con especial cuidado ya que, a diferencia de los análisis tiempo historia, son monotónicos y no consideran la inversión en la dirección del sismo. Además, usan patrones de carga según el modo fundamental de vibración y desestiman el efecto de los modos altos. Adicionalmente asume que el daño es función solo de la deformación lateral de la estructura desestimando la duración del sismo y la energía disipada. El *push over* no toma en cuenta los progresivos cambios en las propiedades modales por efecto del comportamiento cíclico no lineal. Un caso de estudio [56] de una estructura metálica mostró que el patrón de daño o formación de rótulas obtenido con un *push over* difiere considerablemente de un tiempo historia. El *push over* no predice la energía cíclica histerética demandada e ignora la naturaleza dinámica en la respuesta del edificio [56].

3.2.1 Desempeño de estructuras con aislamiento sísmico

En este apartado se comparan las respuestas de estructuras aisladas versus las de estructuras con similares características, pero de base fija. Para ello se citan fuentes con objetivos afines. Se muestran comparaciones de aceleraciones, fuerzas cortantes, desplazamientos y derivas como indicativo de mejora del comportamiento en sistemas aislados.

En la investigación de Ghasemi y Talaeitaba [10], se realizó el diseño de edificaciones de 8, 12, 20 y 24 pisos; los edificios de 8 y 12 pisos tienen 1 y 2 sótanos respectivamente mientras que los de 20 y 24 pisos, 3 sótanos. Para cada edificio se realizó estructuración y diseño considerando los sistemas del ACI318-14 [57] llamados Ordinarios, Intermedios y Especiales. A su vez cada uno de estos edificios fue diseñado con base fija y aislada de acuerdo a los requerimientos del ASCE 7-16 [5], en total se diseñaron 24 estructuras.

Para el desarrollo de [10] se usó el modelo de concreto de Mander [31] y de acuerdo a este se generaron los diagramas momento rotación para los elementos. Se asignaron las propiedades obtenidas para las rótulas plásticas por flexión y corte. El diseño del aislamiento se realizó con dispositivos elastoméricos de núcleo de plomo y péndulos de fricción, este último para los casos en los que la tracción excedía el límite permisible para dispositivos elastoméricos. En todos los casos se consideró que los sótanos son convencionales de base fija. Las 24 edificaciones fueron sometidas a análisis espectral, las estructuras aisladas usaron un factor de reducción de 2 para el diseño de la superestructura.

La figura 3.2 muestra las derivas para las seis variantes del edificio de 24 pisos mientras que la figura 3.3 muestra las aceleraciones de los mismos edificios. Se puede apreciar que, para el sismo de diseño, independientemente del sistema estructural, las derivas y aceleraciones de las estructuras aisladas son las mismas. En cambio, los edificios de base fija si presentan una notoria diferencia en su comportamiento, siendo el edificio de pórticos especiales el más conservador en cuanto a derivas y aceleraciones. Esta tendencia se repite para los edificios de 8, 12 y 20 pisos.

En las figuras 3.2 a 3.7, las leyendas hacen referencia a los siguientes datos: el primer término es un número que corresponde a la cantidad de pisos, el segundo término será F.B. o I.B. para base fija o base aislada respectivamente por sus siglas en inglés. Finalmente, las letras O, I y S corresponden a los sistemas estructurales ordinario, intermedio y especial por sus traducciones al inglés.

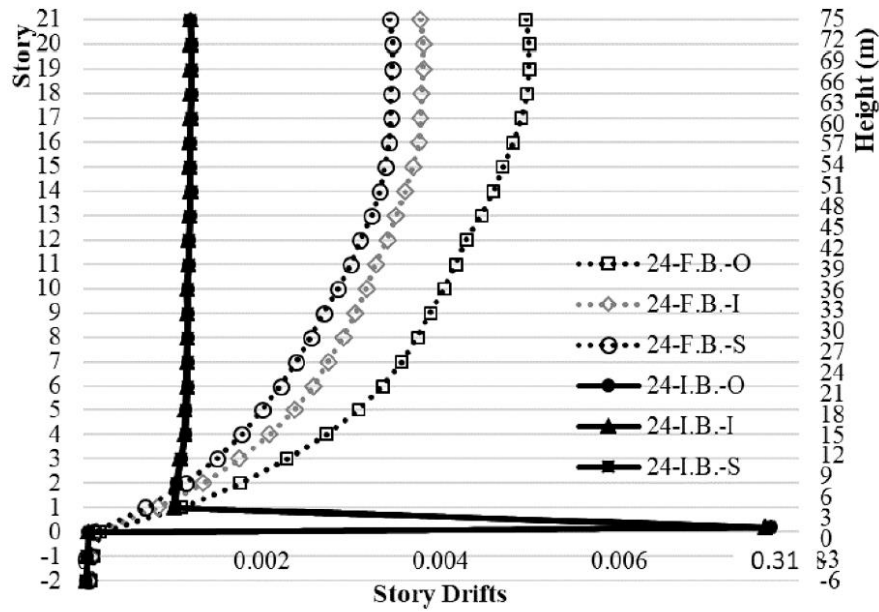


Figura 3.2. Derivas de entresado de edificios de base fija y aislada con sistemas estructurales tipo ordinarios, intermedios y especiales [10]

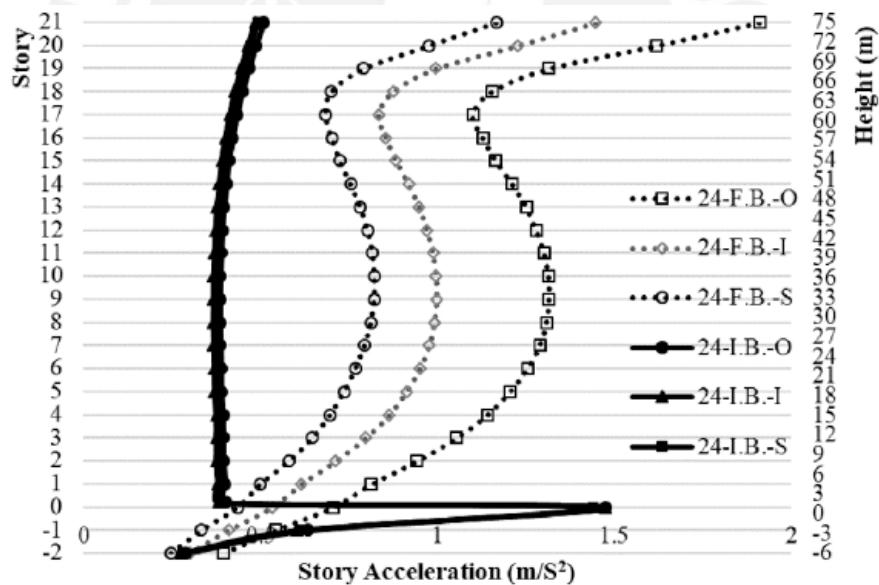


Figura 3.3. Aceleraciones de edificios de base fija y aislada con sistemas estructurales tipo ordinarios, intermedios y especiales [10]

Las 24 propuestas de [10] fueron sometidas a análisis *push over*. Para este último se asignaron rótulas plásticas cuyas propiedades consideran el modelo de concreto de Mander [31]. Cabe resaltar que se asignaron rótulas de corte además de las típicas rótulas de momento ya que las primeras son importantes para la reducción del espaciamiento de estribos que usualmente induce la falla por corte.

Las figuras 3.4 a 3.7 muestran curvas de capacidad de los edificios de 8, 12, 20 y 24 pisos respectivamente. El punto de control para elaborar la curva de capacidad fue el techo en el caso de las muestras de base fija y el punto superior de un aislador en el caso de edificios con aislamiento [10]. En estas figuras se comprueba que la capacidad de las estructuras aisladas es aproximadamente igual para pórticos ordinarios, intermedios o especiales. Se aprecia también que existe una ligera diferencia entre las curvas de capacidad de edificios aislados conforme los edificios superan los 12 pisos.

Debido a que se encontró desempeño muy similar entre estructuras aisladas con marcos ordinarios, intermedios y especiales el estudio concluye posible relajar los requerimientos de ductilidad de marcos especiales a ordinarios [10]. La similitud entre las curvas de capacidad de las estructuras aisladas se debe a que las curvas están definidas principalmente por el desarrollo de la no linealidad en el sistema de aislamiento. En cambio, las superestructuras se mantienen con poca incursión en el rango inelástico.

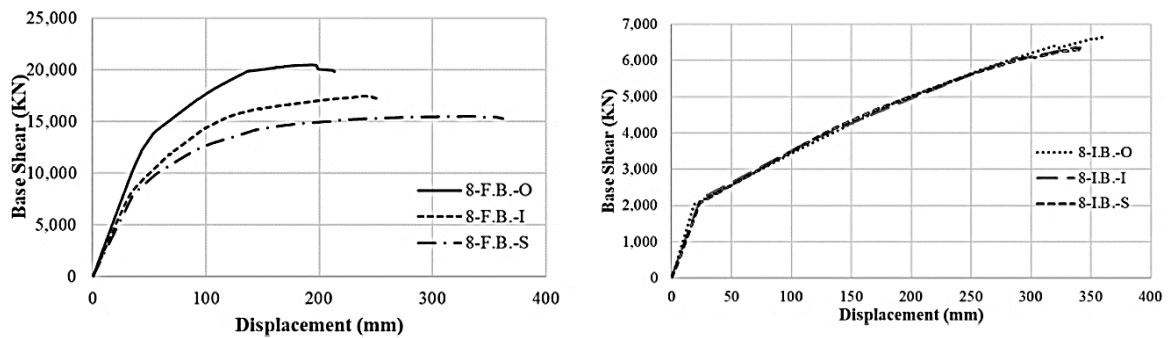


Figura 3.4. Curvas de capacidad de edificios de base fija y aislada de 8 pisos [10]

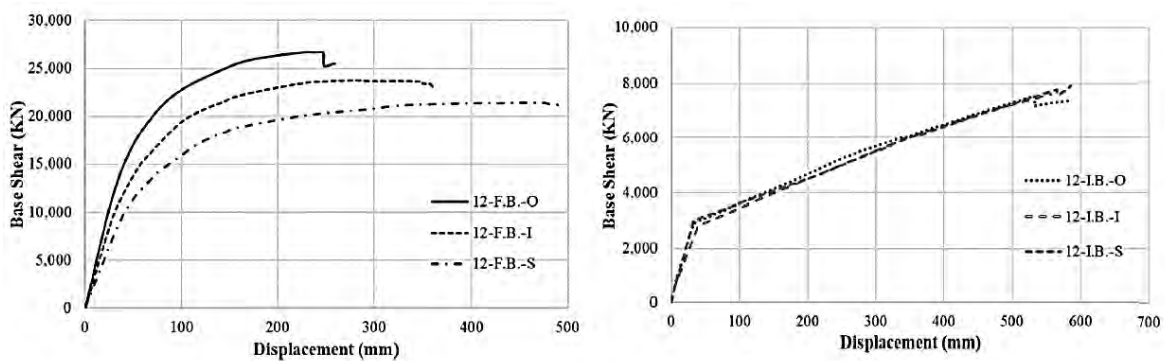


Figura 3.5. Curvas de capacidad para edificios de base fija y aislada de 12 pisos [10]

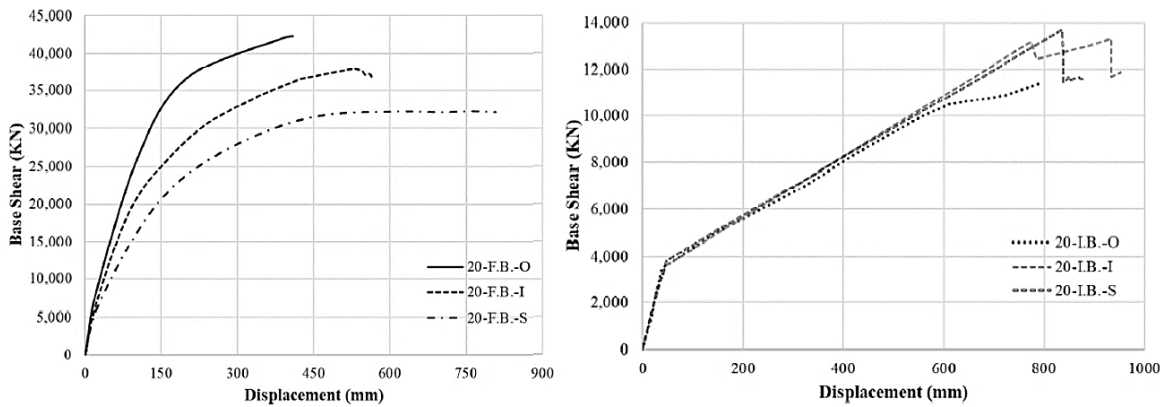


Figura 3.6. Curvas de capacidad para edificios de base fija y aislada de 20 pisos [10]

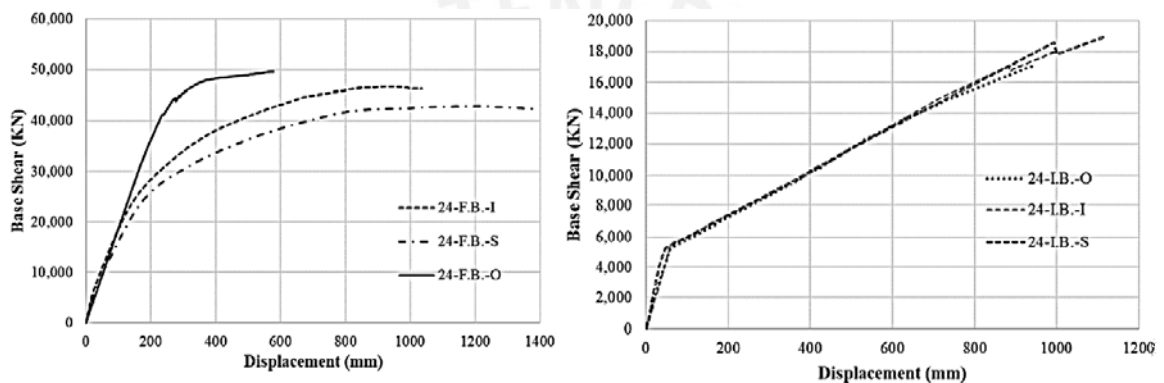


Figura 3.7. Curvas de capacidad para edificios de base fija y aislada de 24 pisos [10]

Megget [12] realizó diseños comparativos de dos estructuras aporticadas de cuatro pisos, en ambos edificios se consideró que uno de los pisos es un sótano. Las secciones de los elementos estructurales son los mismos para ambos edificios, sin embargo, uno de los edificios es base fija y el otro considera aislamiento con dispositivos elastoméricos con núcleo de plomo. Ambas estructuras fueron sometidas a análisis no lineal tiempo historia, para ello se usó el registro de El Centro de 1940 escalado por 1.5, es decir, un PGA de 0.523 g.

Se encontró que el aislamiento sísmico redujo la fuerza cortante basal a la mitad en comparación con el mismo edificio de base fija. Las aceleraciones máximas se redujeron en 31% de 1.02 g a 0.70 g para el edificio aislado. Como se observa en la figura 3.8, la deriva máxima para el sismo de 1.5 El centro es 0.002 puesto que el desplazamiento es 10 mm y la altura de entrepiso 5 m. En el caso del edificio de base fija el desplazamiento máximo es considerablemente mayor, 52 mm [12].

Finalmente, el estudio calculó el factor de ductilidad de deflexión como el ratio de desplazamiento máximo en la azotea dividido por el desplazamiento en el mismo punto cuando se forma la primera rótula. El factor de ductilidad de las estructuras fue 7.6 para el edificio de base fija y 1.6 para el edificio de base aislada [12].

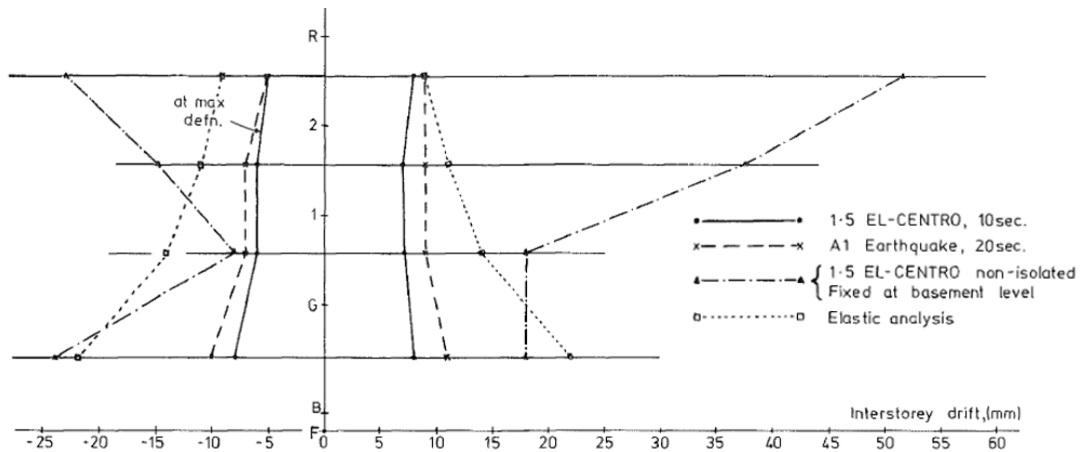


Figura 3.8. Desplazamientos para edificio aislado y sin aislamiento [12]

Del Rosario [13] evaluó el comportamiento de un edificio hospitalario de dos pisos conformado por sistema estructural de pórticos, este fue diseñado con base fija y aislada. Se usó el modelo de concreto no confinado de Kent y Park (1971) y modelo elastoplástico perfecto para el acero. Se realizaron análisis *push over* de carga incremental y tiempo historia, en el primero se usaron espectros de demanda obtenidos a partir de cinco registros sísmicos y en el segundo las mismas señales escaladas a 0.45g. La figura 3.9 muestra la fuerza cortante máxima en la dirección crítica para cada registro sísmico tanto para el edificio aislado como para el de base fija. La figura 3.10 muestra una gráfica de las máximas derivas en la dirección crítica para ambos edificios. En la gráfica se puede ver que las fuerzas cortantes y derivas se reducen como mínimo 54% y 35% respectivamente.

La investigación [13] encontró además que el análisis *push over* calcula menores cortantes y mayores desplazamientos que un análisis tiempo historia, sin embargo, las diferencias varían entre 5 y 15% por lo que puede considerarse adecuado. Recalca también que, en este caso dado que la estructura es regular y de baja altura, el análisis *push over* es representativo de la estructura, pero esto no necesariamente se cumple para edificaciones complejas.

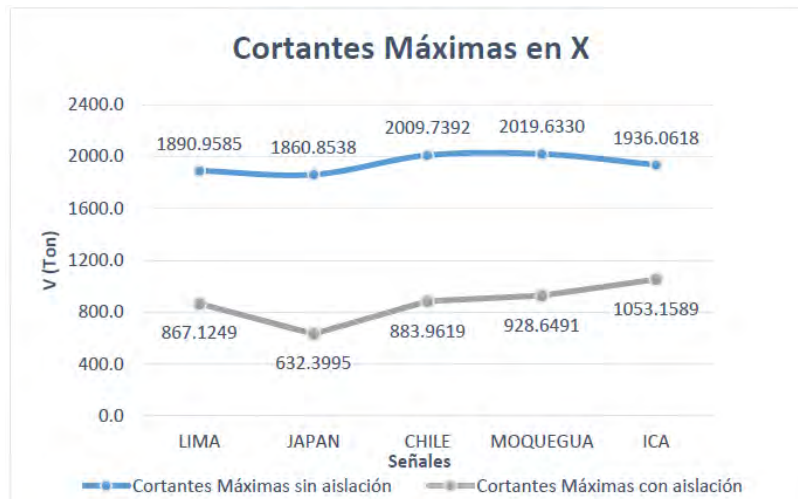


Figura 3.9. Cortantes máximas en X de análisis tiempo historia [13]

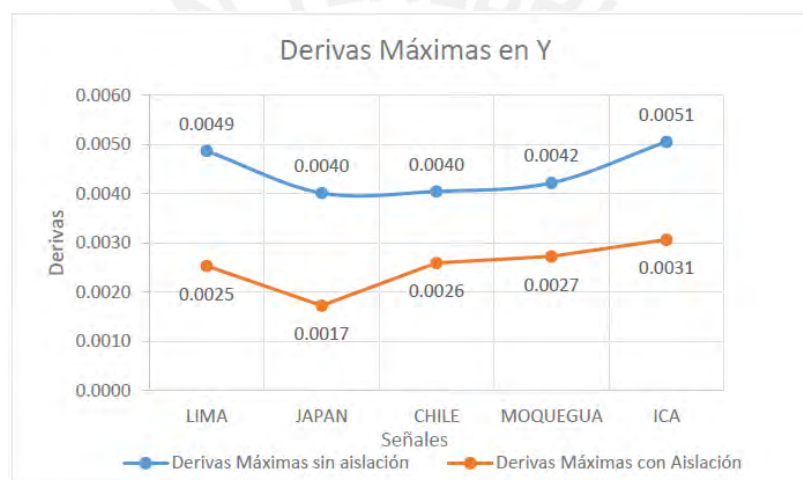


Figura 3.10. Derivas máximas en Y de análisis tiempo historia [13]

Komur et al. [15] realizó el análisis no lineal tiempo historia de dos estructuras de 4 y 8 pisos. A cada una de ellas se le realizó una propuesta con base fija y otra con base aislada de tipo elastomérico con núcleo de plomo LRB. Sin embargo, todas las estructuras son aperticadas y solo se diferencian las secciones de los elementos estructurales cuando el edificio es de 4 u 8 pisos. El diseño del aislamiento sísmico se realizó de acuerdo al UBC-97 [58], para ello se aplicaron tres registros sísmicos turcos de Marmara, Duzce y Erzincan. El periodo fundamental de los edificios de 4 pisos son 1.02 s y 2.35 s para los casos con base fija y aislada respectivamente, es decir que el periodo aislado es 2.3 veces el periodo de base fija. En el caso de los edificios de 8 pisos los periodos son 0.562 y 2.232 s, en otras palabras, el periodo del edificio de base aislada es 3.97 veces el de base fija.

En la figura 3.11 se grafican los desplazamientos máximos para los edificios de 4 pisos con base fija y aislada. En la figura se puede ver cómo el aislamiento absorbe la mayor parte del desplazamiento del edificio de 4 pisos. El desplazamiento pasó de 16 cm para el edificio de base fija a 2 cm de desplazamiento relativo en el de base aislada. De forma similar ocurre en el edificio de 8 pisos en donde el desplazamiento máximo del edificio de base fija es 25 cm y en el aislado el desplazamiento relativo se reduce a 6 cm.

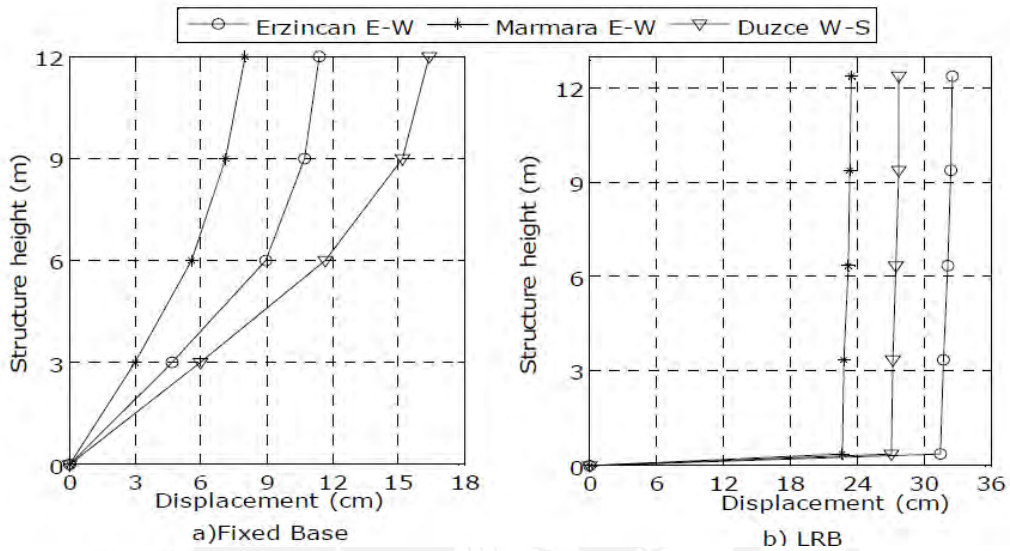


Figura 3.11. Desplazamientos máximos del edificio de 4 pisos [15]

La tabla 3.3 muestra las aceleraciones para los edificios de 4 pisos con base fija y aislada, en ella se indican las aceleraciones máximas para cada registro. Las aceleraciones para el edificio aislado se reducen entre 10 y 57% respecto de la estructura con base fija. En algunos casos las aceleraciones se incrementan hasta 29%, pero en general el aislamiento logró que las aceleraciones críticas sean controladas.

Tabla 3.3. Valores de aceleraciones para edificio de 4 pisos de base fija y aislada [15]

Storey	Absolute Max. Acceleration (m/sn ²)					
	Erzincan		Marmara		Duzce	
	Fixed	LRB	Fixed	LRB	Fixed	LRB
4	11.23	4.83	7.80	4.15	7.06	3.45
3	7.86	4.67	6.08	4.01	5.69	3.63
2	4.44	4.55	4.93	3.96	4.40	3.92
1	3.46	4.32	3.21	4.07	3.22	4.16
Isolation	-	4.13	-	4.12	-	4.33
Ground Motion	4.71	4.71	3.74	3.74	4.08	4.08

En la tabla 3.4 se muestran las fuerzas cortantes máximas obtenidas para cada registro sísmico de los edificios de 4 pisos de base fija y aislada. Se nota que el aislamiento logra reducir las fuerzas cortantes basales a 27% de la fuerza actuante si la estructura fuera de base fija.

Tabla 3.4. Fuerzas cortantes para edificio de 4 pisos con base fija y aislada [15]

Storey	Max. Storey Shear Force (kN)					
	Erzincan		Marmara		Duzce	
	Fixed	LRB	Fixed	LRB	Fixed	LRB
4	481.23	84.46	425.56	88.9	371.9	83.6
3	913.12	206.58	826.14	181.7	778.1	196
2	970.8	298.72	932.1	262	976.9	284.1
1	1289.1	364.74	1217.5	323.7	1249.4	338.4

Un siguiente estudio elaborado por Komur [16], realizó el diseño de cuatro edificios aporricados de seis pisos con las mismas secciones, pero con la altura del primer piso como variable para evaluar el efecto del piso blando. Las alturas consideradas para el primer entrepiso fueron 3, 3.5, 4 y 4.5 m. Cada edificio se diseñó con base fija y aislada haciendo un total de ocho diseños de acuerdo al UBC97 [58]. Se aplicaron los registros de Marmara, Duzce y Erzincan. La diferencia de altura del primer piso de 3 a 4.5 m incrementó los periodos en 13.1% para los edificios de base fija y en 1.7% para los edificios de base aislada. Es decir que el periodo fundamental de vibración es casi independiente de la altura del primer piso cuando se trata de edificios aislados.

En el estudio [16], el incremento de la altura del primer entrepiso de edificios de base fija no representa una tendencia definida en cuanto a la variación de derivas del primer piso. En general, para los casos analizados, las derivas de los edificios de base aislada se reducen entre 70 y 90% respecto de sus pares de base fija. En cuanto a aceleraciones, incrementar la altura del primer piso de 3 a 4.5 m en edificios de base fija implica un aumento de aceleraciones entre 2 y 100%. Mientras que, en edificios de base aislada, incrementar la altura del piso 1 de 3 a 4.5 m amplía las aceleraciones entre 1 y 9%. Se concluye que el aislamiento reduce las solicitaciones de derivas, aceleraciones y fuerzas cortantes independientemente del piso blando presente.

Komur et al. [17] investigó también la influencia de la cercanía a la falla en el desempeño de edificios de base fija y aislada. Para ello realizó el diseño de edificios de 4 y 8 pisos, cada uno de ellos con y sin aislamiento. A cada estructura se le realizó un análisis tiempo historia en donde se ingresaron 10 registros obtenidos de 5 sismos, 5 obtenidos desde estaciones cercanas y los 5 restantes correspondientes a los mismos sismos, pero desde estaciones lejanas a la falla.

En [17] se encontró una tendencia similar a la del caso anterior [16], es decir, reducción de aceleraciones, derivas y fuerzas cortantes en los edificios aislados respecto de los de base fija. Adicionalmente se encontró que la cercanía a la falla produce mayores solicitaciones [17]. Por ejemplo, las aceleraciones del edificio aislado de 4 pisos ubicado cerca a la falla fueron entre 10 y 20% mayores a las obtenidas en el edificio aislado de 4 pisos ubicado lejos de la falla. Las derivas para el edificio aislado de 4 pisos cerca de la falla fueron entre 6 y 10% mayores a los de la estructura aislada de 4 pisos ubicada lejos de la falla.

Ozer et al. [20] realizaron una investigación para determinar la influencia del tipo de dispositivo de aislamiento en el desempeño de edificios. Para ello se diseñaron edificios aporticados de 3, 5, 7 y 9 pisos. Para cada edificio se realizaron cuatro propuestas: una con base fija, una con LRB, otra con dispositivos friccionales de péndulo simple (FPS) y una última con una combinación de elastoméricos y friccionales planos (LRB+FS). Se usó el mismo desplazamiento objetivo para el diseño de todas las propuestas con aislamiento sísmico. Los 16 edificios fueron sometidos a análisis tiempo historia haciendo uso de 11 registros sísmicos.

La figura 3.12 grafica los ratios de deriva de techo para los 4 edificios para los 11 registros y además indica el promedio de cada solución. En la figura la terminación "g" indica respecto del suelo, mientras que "i" indica respecto del nivel de aislamiento [20]. Se puede ver que en los casos con base fija existe mayor dispersión de resultados respecto de las derivas obtenidas para edificios de base aislada. Se observa también que las derivas obtenidas para edificios que usan solo LRB son menores a las de los edificios con FPS o LRB+FS. Asimismo, las derivas en sistemas con aislamiento se reducen por lo menos al 30% de las derivas en sistemas con base fija.

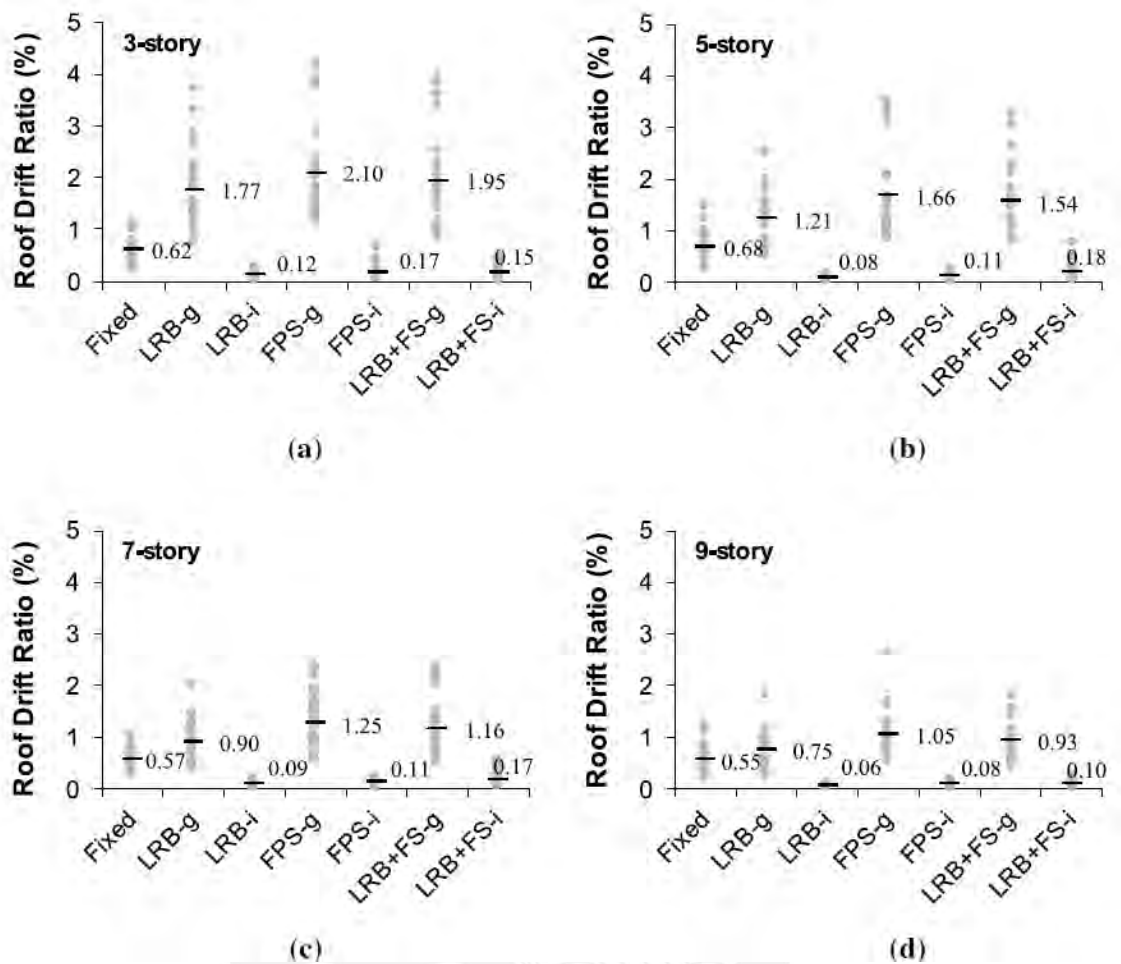


Figura 3.12. Ratio de deriva del techo de edificios (a) de 3 pisos (b) de 5 pisos (c) de 7 pisos (d) de 9 pisos [20]

La figura 3.13 muestra los ratios de deriva de entrepiso y sus promedios para los cuatro edificios según el sistema adoptado. Las derivas de entrepiso para los edificios con aislamiento, según el TBEC-2018 [59], clasifican como de uso ininterrumpido (UU) por sus siglas en inglés. Mientras que los edificios con base fija superan el nivel de daño limitado (LD), daño controlado (CD) y, en algunos casos, el colapso (C) [20]. La figura 3.14 grafica el promedio de las aceleraciones máximas por piso para cada uno de los edificios; en esta imagen se aprecia que las aceleraciones presentan una mejoría con el uso de aislamiento. Estas se reducen en promedio al 25% respecto de las aceleraciones obtenidas para estructuras de base fija siendo los mejores resultados para edificios con el uso de LRB. Adicionalmente el aislamiento hace que las aceleraciones se mantengan en valores casi uniformes para todos los pisos.

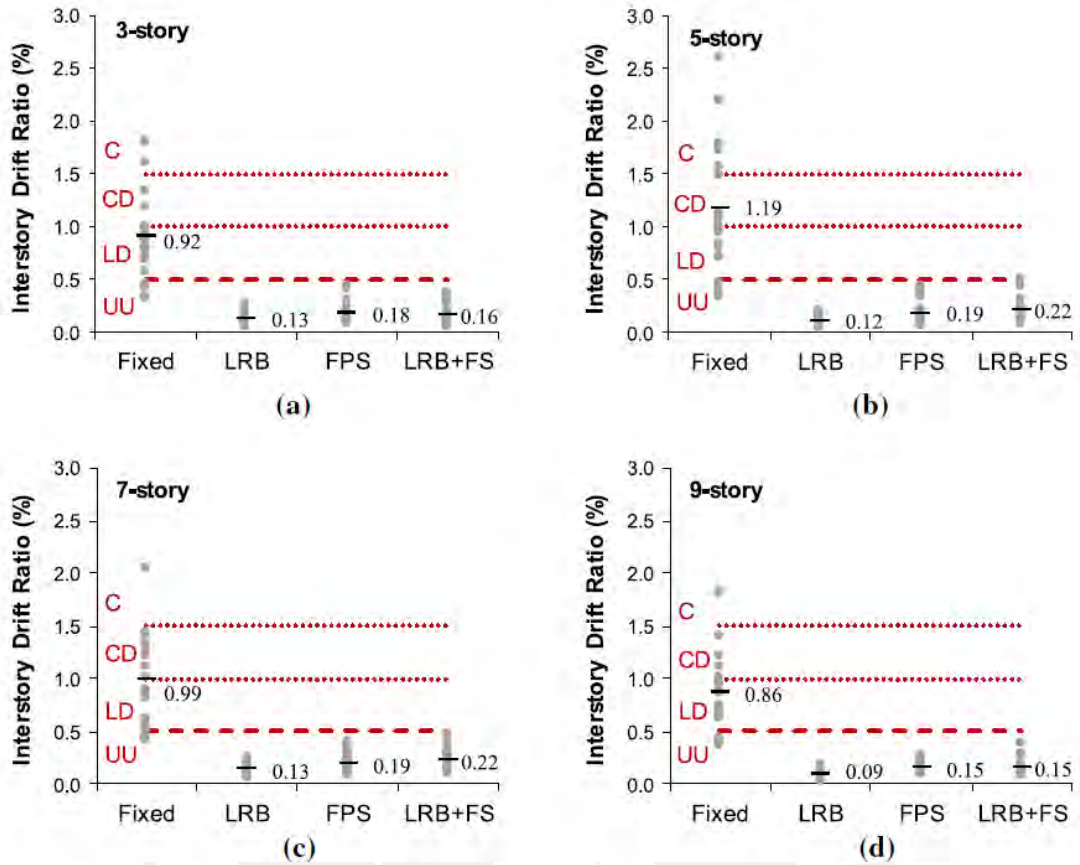


Figura 3.13. Ratios de deriva de entresuelo de edificios (a) de 3 pisos. (b) de 5 pisos. (c) de 7 pisos. (d) de 9 pisos [20]

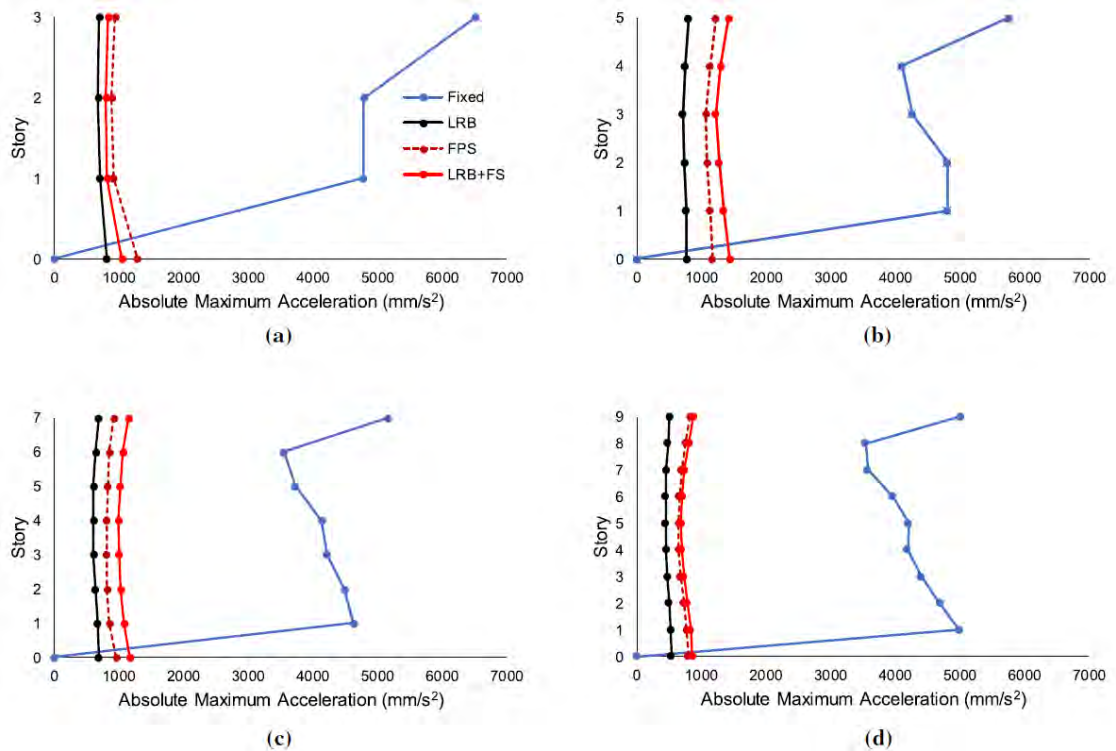


Figura 3.14. Promedio de aceleraciones absolutas máximas de edificios (a) de 3 pisos. (b) de 5 pisos. (c) de 7 pisos. (d) de 9 pisos [20]

Finalmente, la figura 3.15 muestra los ratios de fuerza cortante basal del edificio aislado respecto de la cortante basal en su par de base fija. Se ve que en promedio se obtienen mejores resultados para edificios con LRB, pero para los tres tipos de soluciones aisladas se tiene una notable mejora. Cabe resaltar que en edificios con el uso único de LRB existe menor dispersión de resultados. Sin embargo, la investigación concluye como mejor opción al sistema LRB+FS debido a que implica mejora similar a la del sistema LRB y menor costo que las otras dos opciones aisladas [20].

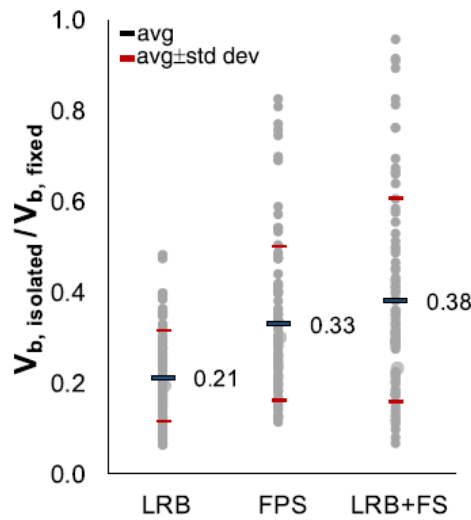


Figura 3.15. Ratio de fuerza cortante basal en edificio aislado por fuerza cortante basal en edificio de base fija [20]

3.2.2 Desempeño de elementos estructurales de edificios aislados

En este apartado se discute la formación de rótulas plásticas en los edificios desarrollados por las investigaciones descritas en 3.2.1. Se reitera que, si bien muchas estructuras aisladas quedaron sin daño y en el rango elástico, esto no significa que sus elementos estructurales no incursionen en el rango no lineal.

Las tablas 3.5 y 3.6 corresponden a la investigación de Ghasemi y Talaeitaba [10], estas señalan la cantidad y estado de las rótulas para las seis variantes de los edificios de 8 y 24 pisos respectivamente. Las siglas IO, LS y CP corresponden a ocupación inmediata, resguardo de vida y prevención del colapso respectivamente por su traducción en inglés. Las últimas tres filas de las tablas señaladas como *Increase or decrease* se refieren al incremento o reducción en la formación de rótulas plásticas de los edificios aislados respecto de sus pares fijos del mismo tipo estructural.

De las tablas se puede concluir que en general las estructuras con aislamiento sísmico para desplazamiento objetivo, según el FEMA-356 [60], quedan en el rango de ocupación inmediata. Los casos con aislamiento de 8 pisos presentan 100 y 60% de reducción de rótulas plásticas que superan los niveles de resguardo de vida para los desplazamientos objetivo y final respectivamente. En ningún sistema estructural aislado de 8 o 24 pisos, para el desplazamiento objetivo, se logran rótulas que superen el rango de prevención del colapso.

Tabla 3.5. Rótulas plásticas en edificio de 8 pisos [10]

Sample Name	Target Displ. (mm)	R_u	Number of Hinges in Target Displ.				Number of Hinges in Final Displ.			
			A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP
8-F.B.-O	137	4.54	1578	20	18	0	1046	67	123	380
8-F.B.-I	144	6.58	1608	6	2	0	1203	104	88	221
8-F.B.-S	149	7.69	1613	3	0	0	1269	129	106	112
8-I.B.-O	132	1.75	1736	0	0	0	1636	58	36	6
8-I.B.-I	141	1.77	1735	1	0	0	1630	65	34	7
8-I.B.-S	147	1.78	1736	0	0	0	1633	66	30	7
Increase or decrease	Sway Ordinary		10	-100	-100	0	56	-13	-71	-98
	Sway Intermediate		7.8	-83	-100	0	36	-38	-61	-97
	Sway Special		7.1	-100	0	0	29	-49	-72	-94

Tabla 3.6. Rótulas plásticas en edificio de 24 pisos [10]

Sample Name	Target Displ. (mm)	R_u	Number of Hinges in Target Displ.				Number of Hinges in Final Displ.			
			A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP
24-F.B.-O	468	4.62	4371	283	147	15	3101	323	415	977
24-F.B.-I	468	6.71	4558	187	64	7	3696	160	276	684
24-F.B.-S	455	7.79	4690	102	19	5	3918	141	125	632
24-I.B.-O	451	1.92	4855	66	15	0	3879	394	111	552
24-I.B.-I	482	1.92	4883	44	9	0	4019	206	301	410
24-I.B.-S	469	1.92	4926	10	0	0	4030	222	241	393
Increase or decrease	Sway Ordinary		11	-77	-90	-100	25	22	-73	-44
	Sway Intermediate		7.1	-76	-86	-100	9	29	10	-40
	Sway Special		5	-90	-100	-100	4	57	93	-38

En cuanto al estudio de Megget [12] en lo concerniente a los elementos estructurales, se encontró que en las vigas del edificio aislado no hubo reversión de las rótulas plásticas y la máxima ductilidad demandada de rotación fue inferior a dos. Asimismo, no hubo formación de rótulas plásticas en las columnas en ningún momento. En contraposición, las vigas del edificio de base fija formaron rótulas que tuvieron severos ciclos de reversión con ductilidades demandadas de +9 y -5. En este edificio con base fija todas las columnas formaron rótulas plásticas y la mayoría de ellas en ambos extremos superior e inferior.

Sobre la investigación de Del Rosario [13], la figura 3.16 muestra las curvas de capacidad en ambas direcciones para los edificios de base fija y aislada, así como el estado de las rótulas del análisis *push over*. Se puede ver que, en ambas direcciones, cuando la estructura de base fija se encuentra en el estado de prevención del colapso, la estructura aislada presenta su primera fluencia, es decir que para el sismo de diseño la estructura aislada permanece elástica.

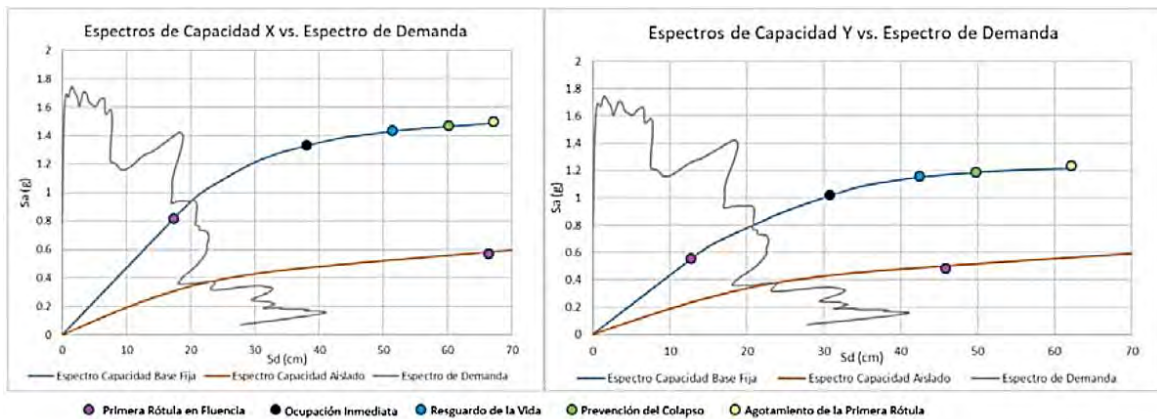


Figura 3.16. Espectros de capacidad vs espectros de demanda [13]

Respecto al estudio comparativo de Komur et al. [15], las figuras 3.17 y 3.18 muestran la formación de rótulas de acuerdo al índice de Park-Ang en los edificios de base fija y aislada de 4 y 8 pisos respectivamente. En las imágenes se puede apreciar que el aislamiento reduce considerablemente la formación de rótulas de la superestructura. En el edificio aislado de 4 pisos no se observa formación de rótulas en los elementos estructurales para el sismo de Duzce considerado el más crítico de los tres registros. Sin embargo, en el edificio de 8 pisos cuyo caso crítico es el sismo de Marmara, se formaron algunas rótulas en vigas, todas ellas con baja incursión en el rango inelástico. En general se considera que ambas estructuras aisladas de 4 y 8 pisos permanecen sin daño.

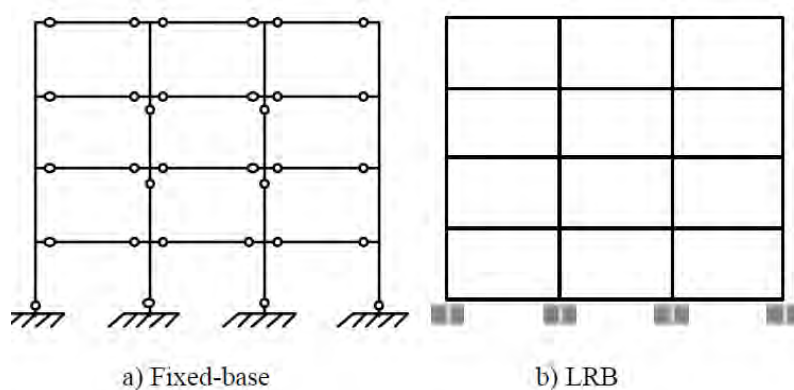


Figura 3.17. Ubicación de rótulas plásticas en edificio de 4 pisos [15]

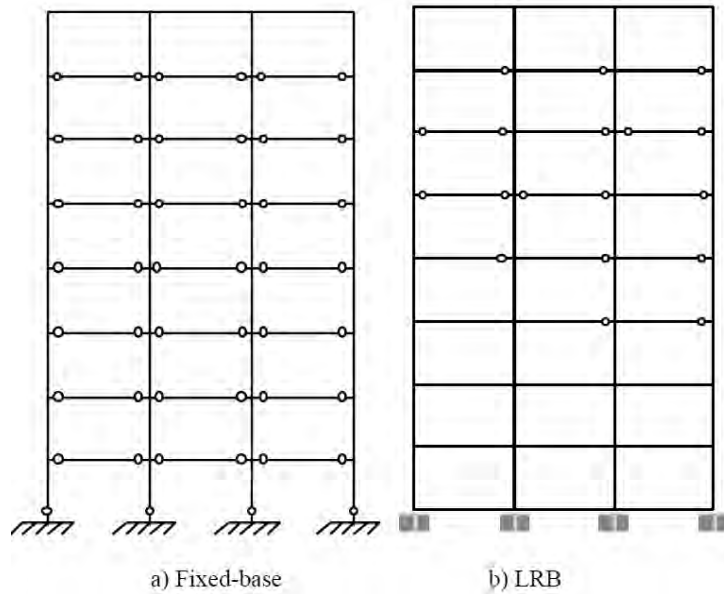


Figura 3.18. Ubicación de rótulas plásticas en edificio de 8 pisos [15]

En el estudio sobre la influencia del piso blando elaborado por Komur [16] se realizó, una comparación de la distribución de rótulas. La figura 3.19 muestra los edificios de 6 pisos con base fija y aislada de altura de primer entrepiso de 3 m, se puede ver que el edificio de base fija forma rótulas plásticas en todas las vigas y bases de columnas mientras que el edificio de base aislada solo en los extremos de vigas de pisos superiores. La misma tendencia se observa en los edificios de altura 4.5 m de primer piso de la figura 3.20. Adicionalmente, según el índice de daño de Park y Ang, los edificios de base fija presentan daños moderados para los tres registros asignados. Por el contrario, los edificios de base aislada si bien presentan rótulas plásticas, su incursión inelástica es reducida y por ello se considera que estos edificios no presentan daño. Se comprueba que la implementación del aislamiento sísmico reduce las solicitaciones y demanda inelástica en los elementos estructurales.

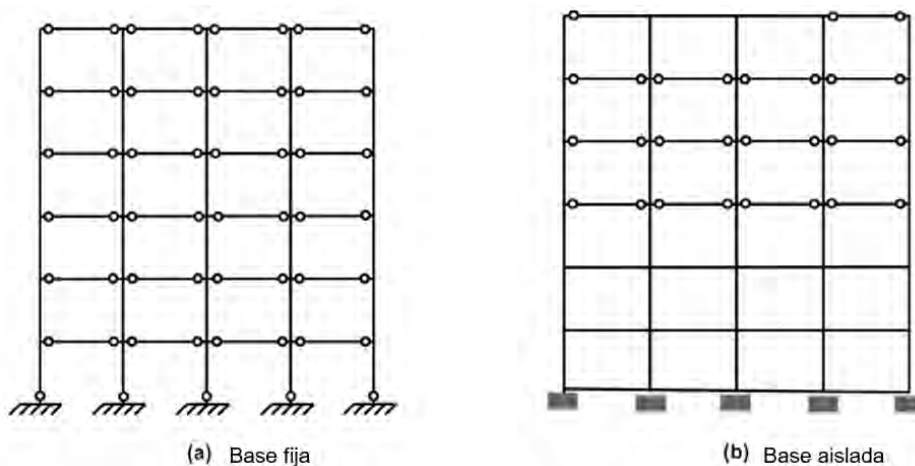


Figura 3.19. Edificios de 6 pisos con $h_1=3.0$ m [16]

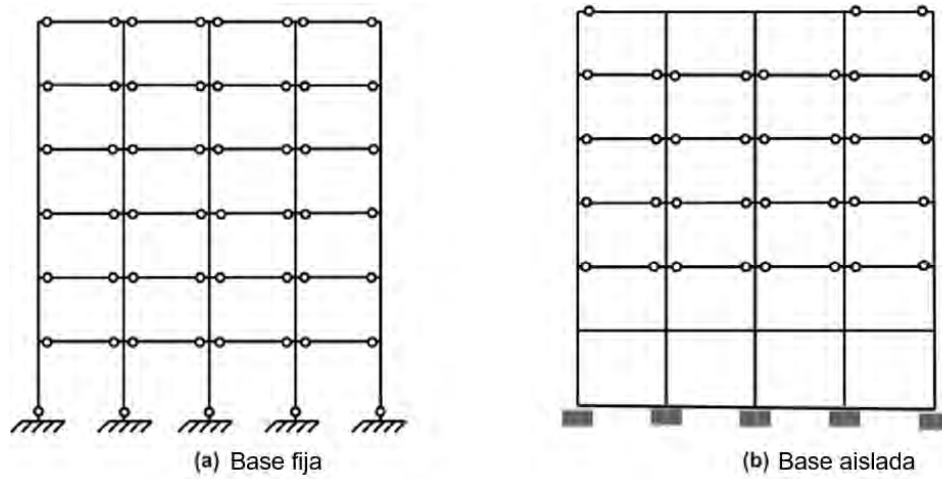


Figura 3.20. Edificios de 6 pisos con $h_1=4.5$ m [16]

En función al desempeño de estructuras aisladas y sus elementos estructurales de CA frente a sismos de gran intensidad se espera que la superestructura de edificios con aislamiento, al tener menores derivas, aceleraciones y sollicitaciones sísmicas en comparación con edificios de base fija, demande menor ductilidad y detallado.

CAPÍTULO 4 : PROPUESTA DE LA INVESTIGACIÓN

Actualmente los reglamentos presentan los mismos lineamientos para los elementos estructurales de edificaciones de base fija y aislada. Ello a pesar de que, como se mostró en el capítulo previo, la demanda sísmica es distinta para cada caso. Algunos lineamientos de las normativas vigentes deducidos para ratios de carga e incursiones en el rango inelástico propios de estructuras con base fija resultan holgados para estructuras aisladas.

En el presente capítulo se plantean modificaciones a los actuales lineamientos de la norma E.060 [8] en función a la evidencia presentada en el capítulo 3. Las modificaciones se dividen en dos grupos, el primer grupo está conformado por aquellos lineamientos que pueden ser considerados y evaluados en modelos numéricos o modelos estructurales. Algunos de los lineamientos del primer grupo se usan en los casos de estudio del siguiente capítulo. En el segundo grupo de modificaciones se presentan aquellas que, si bien es factible modelarlas con elementos finitos u otra metodología, necesariamente deberían ensayarse para comprobar su factibilidad.

4.1 Modificaciones 1

Luego de revisar los lineamientos de diseño en CA de las normas E.060 [8] y ACI 318-19 [11] en el anexo 1, se realiza una propuesta de lineamientos para edificios aislados. Se propone que los lineamientos planteados en esta sección apliquen solo a elementos estructurales de la superestructura de edificaciones de base aislada. Los capítulos 3 y 5 presentan el sustento de estas modificaciones pues se prevé que no implican desmejora en el desempeño estructural sino ajuste según la demanda de cada elemento. En el capítulo 6, luego de desarrollar casos de estudio, se establecen restricciones y parámetros de aplicabilidad.

Sistemas de pórticos o Duales tipo II:

- P.1 Se propone que la fuerza cortante de diseño en vigas se obtenga como la sumatoria de momentos nominales en los extremos dividida entre la longitud libre, más la cortante isostática de la combinación 1.25(m+v). Asimismo, se plantea que los espaciamientos mínimos de estribos se incrementen según los requerimientos para sistemas de muros estructurales.
- P.2 Se plantea que la resistencia a momento positivo en los extremos de vigas centrales o perimetrales de sistemas estructurales de pórticos sea mayor o igual un tercio del momento negativo en el mismo extremo, es decir que el acero positivo sea por lo menos 1/3 del acero negativo.
- P.3 Se propone que la resistencia de nudos se calcule con factor de reducción ϕ de 0.9.

Sistemas de Muros o Duales tipo I:

- M.1 Diseño por capacidad modificado de vigas: V_u de diseño se calcula como la menor fuerza cortante entre cortante 1 y cortante 2. En donde la fuerza cortante 1 es la obtenida como la suma de la cortante asociada con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y la cortante isostática de las cargas de gravedad tributarias amplificadas. La fuerza cortante 2 será la mayor obtenida de las combinaciones de diseño $1.25 \cdot (CM + CV) \pm f \cdot CS$ y $0.9 \cdot CM \pm f \cdot CS$ con un factor de amplificación sísmica f de 1.2 siempre que se haya usado un factor R para la superestructura entre 1.50 y 2.00. En el caso de que el R de la superestructura esté entre 1.00 y 1.49, el factor f podrá ser 1.
- M.2 Diseño por capacidad modificado de columnas a partir del tercer nivel: V_u de diseño se calculará como el menor de V_1 y V_2 . El valor de V_1 se obtiene como la suma de los momentos M' en cada extremo, dividido por la luz libre. En donde $M' = M_u + 0.5 \cdot (M_n - M_u)$, M_u y M_n asociados a la carga P_u . La fuerza cortante V_2 será la mayor obtenida de las combinaciones de carga de diseño $1.25 \cdot (CM + CV) \pm f \cdot CS$ y $0.9 \cdot CM \pm f \cdot CS$ con un factor de amplificación sísmica f de 1.2 siempre que se haya usado un R para la superestructura entre 1.50 y 2.00. En el caso de que el R de la superestructura esté entre 1.00 y 1.49, el factor f podrá ser 1.

M.3 En muros el factor de amplificación de la fuerza cortante de diseño será la menor de $0.7 \cdot Mn/Mua$ o R pero nunca menor a 1. De esta manera la cortante se calculará como el mínimo entre $Vu_{diseño} \geq 0.7 \cdot Vua \cdot (Mn/Mua)$ y $Vu_{diseño} \geq R \cdot Vua$. Este diseño se extenderá en la longitud señalada por la norma, la mayor entre la longitud horizontal del muro (lm), los dos primeros pisos y $Mu/(4Vu)$. Las cuantías mínimas se mantienen según señala la norma E.060 [8] de acuerdo a la fuerza cortante de diseño.

- Las disposiciones para refuerzo longitudinal de vigas de sistemas estructurales tipo Muro o duales tipo I se mantienen puesto que considerar menor refuerzo en compresión incrementaría la posibilidad de llegar al acero balanceado.
- Se mantiene el uso de dos mallas en muros, como indica el ACI318-19 [11], la finalidad de este requerimiento es mejorar la estabilidad bajo cargas cíclicas y tener mayor margen de seguridad dada la poca certeza sobre la ubicación de una sola malla.

Ambos sistemas estructurales:

A.1 Para vigas de la superestructura de ambos tipos de sistemas estructurales, espaciamiento máximo en la zona de confinamiento ($2h$) será el mínimo de $d/3.5$, $10db$, $24de$ y 300 mm; el espaciamiento $d/2$ fuera de la longitud de confinamiento no se pretende reducir por control de fisuración. Se usará menor espaciamiento cuando el Vu de las combinaciones últimas lo requiera. Las exigencias de estribos adicionales en zonas de empalme se mantienen tal cual lo indica la norma E.060 [8].

A.2 Para columnas según su ratio de carga en ambos tipos de sistemas estructurales: longitud de confinamiento será la mayor entre la luz entre seis ($ln/6$), 500 mm y la mayor dimensión de la sección transversal (B o H). El espaciamiento máximo será el calculado como el mínimo entre $8db$, $B/2$, $H/2$ y 150 mm; el espaciamiento fuera de la longitud de confinamiento no se pretende reducir por control de fisuración. Se usará menor espaciamiento cuando el cortante de diseño de las combinaciones últimas lo requiera.

A.3 Las columnas de ambos sistemas estructurales cuyos ratios de carga $P_u/(f'_c \cdot A_g)$ sean menores o iguales a 0.25 podrán tener cuantías de 0.8% siempre que se satisfagan las solicitaciones por flexocompresión.

4.2 Modificaciones 2

Estos lineamientos son tentativos pues necesariamente deberían sustentarse con ensayos experimentales en laboratorio y a escala.

- Reducción de ganchos de estribos y grapas suplementarias de 8db a 6db dependiendo del ratio $P_u/(f'_c \cdot A_g)$ y de la calidad del concreto. La finalidad de los ganchos es evitar que los estribos se abran, de esa forma evitar el pandeo de barras, proporcionar confinamiento efectivo y permitir deformación del elemento cuando el ratio de carga es alto. Sin embargo, en estructuras aisladas es usual tener elementos verticales muy robustos por la búsqueda de rigidez estructural antes que por la carga actuante. Por ello se suele encontrar ratios de carga última entre carga admisible ($P_u/\phi P_n$) menores que en edificios de base fija.

CAPÍTULO 5 : CASOS DE ESTUDIO

En este capítulo se presenta el diseño de cuatro edificios aporticados, sin muros y con la misma estructuración, es decir, las mismas secciones de vigas y columnas, pero el diseño de cada elemento corresponde a la demanda de cada caso. Se tiene presente que los resultados de los casos de estudio desarrollados no representan la totalidad de estructuras existentes, sin embargo, sirven de apoyo para verificar la hipótesis de la investigación. Para generalizar y establecer un cambio en las normativas actuales posiblemente se requiera modelar y ensayar un rango muy amplio de estructuras de características diversas, por ello los casos de estudio conformarán un inicio.

La figura 5.1 muestra la planta típica de las estructuras, estas están conformadas por 5 y 6 pórticos en las direcciones longitudinal y transversal respectivamente. Todos los pórticos están espaciados cada 8.00 m, es decir, las dimensiones en planta son 40 m x 32 m. Los cuatro edificios son simétricos, regulares y están compuestos por columnas de 0.65x0.65 m, vigas de 0.30x0.65m y losas macizas de 0.20 m. Los edificios tienen 4 pisos y la altura típica de entrepisos es 3.00 m. El concreto es de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y el acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ para las etapas de análisis y diseño. El uso del edificio es oficinas y la ubicación es Lima con suelo tipo S1. Las cargas vivas y muertas por piso se indican en la tabla 5.1, estas generan un peso sísmico de 0.99 y 0.77 ton/m^2 para los pisos típicos y azotea respectivamente.

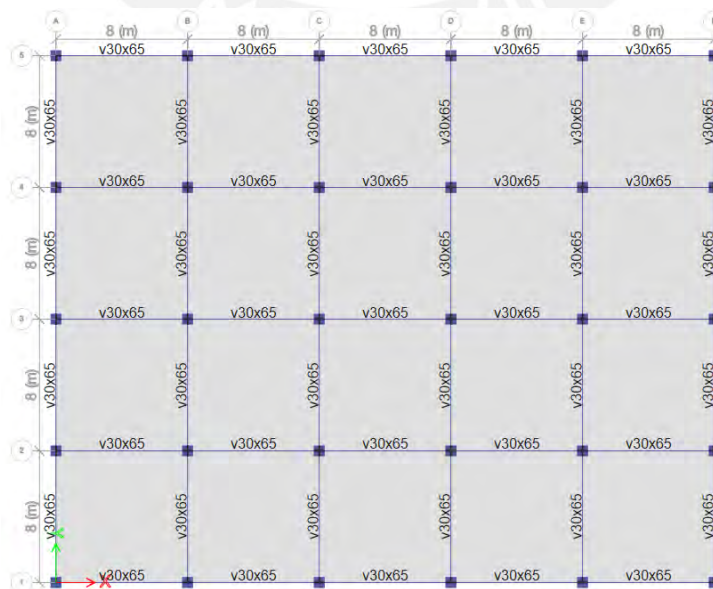


Figura 5.1. Planta del piso típico del modelo desarrollado en ETABS

Tabla 5.1. Cargas típicas para los casos de estudio

Cargas	Piso típico (kg/m ²)	Azotea (kg/m ²)
Carga viva		
Sobrecarga	250	100
Total CV =	250	100
Carga muerta		
Losa maciza e=0.20m	480	480
Piso terminado e=0.05m	100	100
Tabiquería	150	0
Total CM =	730	580

A continuación, se mencionan las particularidades de cada diseño y su finalidad en la investigación.

- C1-SD: Estructura de base fija diseñada de acuerdo a los requerimientos de las normas vigentes E.030 [3] y E.060 [8]. Es decir, usa como sismo de diseño (SD) el asociado al periodo de retorno de 475 años. Se trata de un diseño convencional elaborado con la finalidad de presentar un caso típico de pórtico de base fija.
- C1-SMC: El análisis de este edificio de base fija se realizó considerando el sismo máximo considerado (SMC) que tiene una intensidad de 1.5 veces el sismo de diseño (SD) de la norma E.030 [3] según indica la norma E.031 [4]. El diseño de los elementos estructurales en CA se realizó de acuerdo a la norma E.060 [8]. Este caso de base fija diseñado para un sismo más intenso que el caso anterior se realizó como punto de control para compararlo con los siguientes casos que se diseñan para el nivel de peligro sísmico asociado al SMC.
- C2: Estructura con aislamiento sísmico en la base analizada y diseñada de acuerdo a las normas E.031 [4] y E.060 [8]. Este es un caso convencional de edificio con aislamiento sísmico cuyos elementos estructurales se diseñaron de acuerdo a la norma vigente E.060 [8] elaborada para estructuras de base fija.
- C3: Edificio de base aislada analizado de acuerdo a la norma E.031 [4]. En este caso el diseño de los elementos de CA se realizó de acuerdo a los lineamientos propuestos en el presente trabajo de investigación. El objetivo de desarrollar este caso 3 es comparar la ductilidad adquirida con las modificaciones propuestas con la ductilidad disponible en los casos anteriores. Se muestra que tratándose de una estructura aislada la ductilidad instalada es menor a la de una estructura de base fija.

Las combinaciones para el diseño de elementos estructurales de los edificios de base fija fueron las que se muestran a continuación:

$$1.4m + 1.7v$$

$$1.25(m + v) \pm Sismo$$

$$0.9m \pm Sismo$$

5.1 Estructura de base fija C1-SD

La figura 5.2 muestra el modelo 3D del edificio C1-SD en donde X e Y corresponden a las direcciones longitudinal y transversal respectivamente. Se consideró cada piso como diafragma rígido y 3 grados de libertad por piso haciendo un total de 12 grados de libertad para la estructura. La tabla 5.2 muestra algunos periodos del análisis modal, las masas participantes asociadas y sus sumatorias en cada dirección, en esta tabla solo se muestra la cantidad de modos necesarios para sumar un 90% de masa participante en cada dirección.

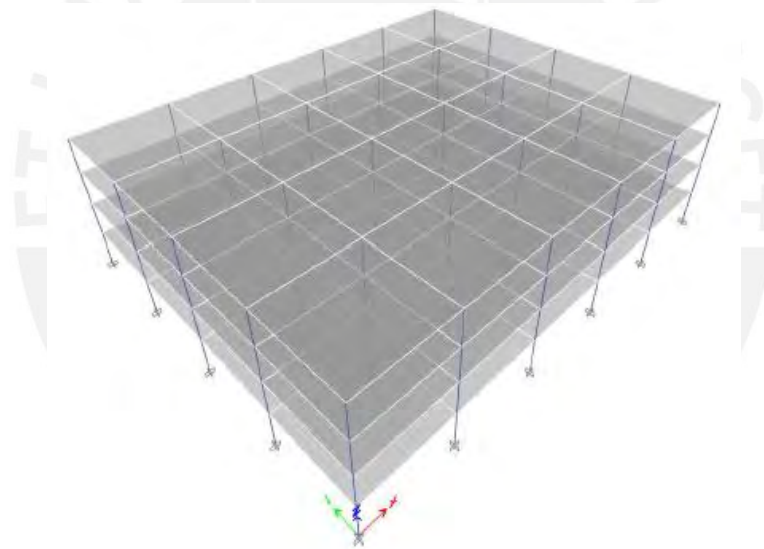


Figura 5.2. Modelo de la estructura C1-SD en ETABS

Tabla 5.2. Tabla de periodos y masas participantes de edificio de base fija

Modo	Periodo (s)	Masa participante UX	Masa participante UY	Sumatoria de masas UX	Sumatoria de masas UY
1	0.641	0.000	0.814	0.000	0.814
2	0.632	0.815	0.000	0.815	0.814
3	0.565	0.000	0.000	0.815	0.814
4	0.191	0.000	0.121	0.815	0.935
5	0.189	0.120	0.000	0.936	0.935

La tabla 5.3 muestra algunos de los parámetros usados para realizar el análisis estático como periodo fundamental, peso sísmico y factor de reducción. Como se mencionó en la introducción de este capítulo, el edificio se ubica en zona 4 y suelo tipo S1. Se reitera por conveniencia que para el diseño de esta estructura se usó el sismo de 475 años de periodo de retorno. En la tabla 5.3 se muestra además la fuerza cortante dinámica obtenida a partir del análisis modal espectral, el factor de amplificación y la deriva máxima en cada dirección. Se tiene presente que con la estructuración planteada se excede el límite derivas en ambas direcciones hasta en 41%. Sin embargo, se ha mantenido el dimensionamiento ya que, de lo contrario, no sería apropiado hacer comparaciones punto a punto entre los diseños.

Tabla 5.3. Parámetros y resultados del análisis sísmico de C1-SD

Modelo: C1-SD	X	Y
<u>Análisis estático</u>		
Peso sísmico P (ton)	4,859	4,859
Periodo fundamental de vibración (s)	0.632	0.641
Masa participante	82%	81%
C	1.58	1.56
R	8.00	8.00
ZUCS/R	0.089	0.088
$F_{Estática}(\text{ton}) = ZUCS/R * P$	432	426
(*) $0.8 * F_{estática}$	346	341
<u>Análisis Dinámico</u>		
(**) $F_{Dinámica}(\text{ton})$	341	329
Factor de amplificación = $(*) / (**)$	1.014	1.037
Deriva máxima	0.0092	0.0099

5.1.1. Diseño de vigas

Para realizar el diseño de vigas se consideraron tres tipos de elementos en función a la demanda de momento flector; estos tipos serán comparados con la misma tipología de los demás casos de estudio. Para todos los edificios, el tipo 1 corresponde a las vigas perimetrales de la azotea, tipo 2 para las vigas perimetrales de los pisos típicos y vigas centrales de la azotea y tipo 3 para las vigas centrales de los pisos típicos. Las figuras 5.3 y 5.4 muestran esquemas de lo descrito.

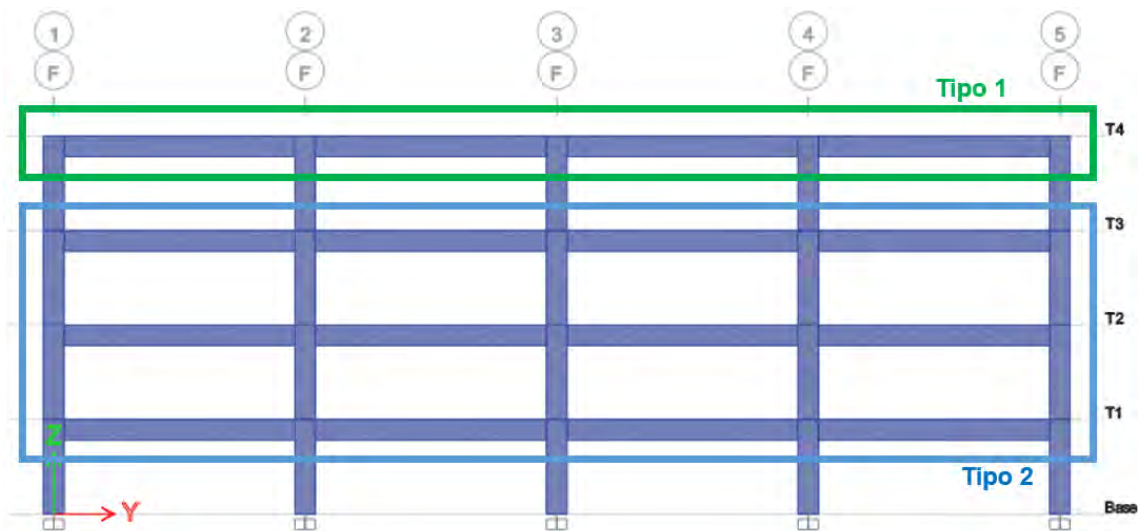


Figura 5.3. Elevación de eje perimetral de C1-SD



Figura 5.4. Elevación de eje central de C1-SD

La figura 5.5 muestra un esquema general de los momentos tomados para el diseño de cada tipo de viga. Como se puede apreciar en el cuadro de la figura 5.5, el primer momento es el máximo momento negativo de los extremos, el segundo valor es el máximo positivo del tramo central y el tercer valor es el máximo momento positivo de los extremos. En adelante las tablas de diseño de vigas presentarán tres valores de momentos flectores según la distribución mencionada.

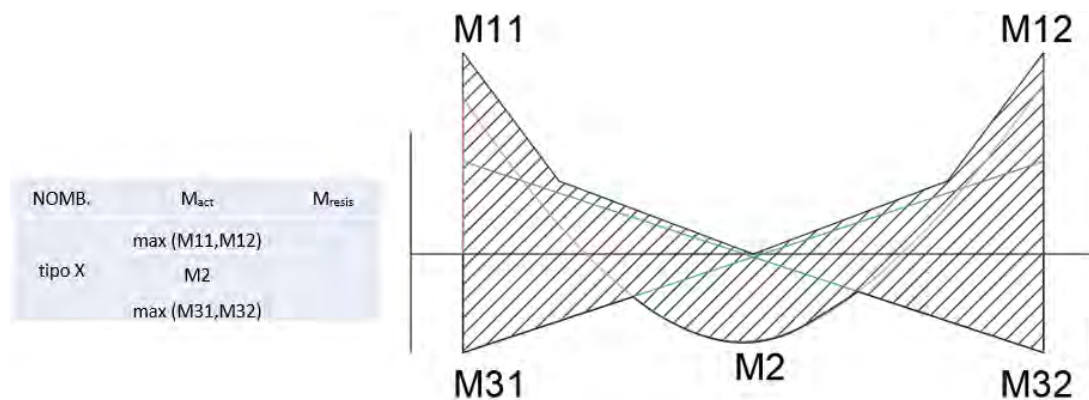


Figura 5.5. Esquema general de envoltura de diagrama de momentos

En la tabla 5.4 se indican las dimensiones de las vigas, calidades de concreto y acero, acero mínimo y el acero máximo obtenido sin considerar el acero en compresión. Luego en la misma tabla se muestra el diseño por flexión de cada tipo de viga. El diseño de las vigas tipo 2 se encuentra separado por vigas laterales de los pisos típicos y vigas centrales de la azotea según se indica en la columna ubicación, sin embargo, el refuerzo es constante ya que se trata del mismo tipo de viga. Al tratarse de un sistema de pórticos, en los extremos debe cumplirse que la resistencia nominal positiva debe ser por lo menos la mitad de la negativa y es por este motivo que se colocan los bastones en rojo de la tabla 5.4.

Tabla 5.4. Diseño por flexión de vigas de C1-SD

Sección : 30 x 65			$A_{smin} = 0.0024 \cdot b \cdot d = 4.27 \text{ cm}^2$						
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$		$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$As_{max} = 0.0159 \cdot b \cdot d = 27.25 \text{ cm}^2$			Bastones		Ref. corrido	
NOMB.	Ubic.	Combinación	M_{act}	M_{resis}	A_s	#	ϕ	#	ϕ
tipo 1	lat az	1.25(m+v)±sy	20.30	22.64	11.40	2	3/4	2	3/4
		1.4m+1.7v	8.85	11.80	5.70			2	3/4
		-	0.00	11.80	5.70			2	3/4
tipo 2	lat pt	1.25(m+v)±sy	34.41	37.58	20.27	2	1	2	1
		1.25(m+v)±sy	12.91	17.34	8.55			3	3/4
		0.9m±sy	8.70	22.64	11.40	1	3/4	3	3/4
tipo 2	cent az	1.25(m+v)±sy	29.50	37.58	20.27	2	1	2	1
		1.4m+1.7v	16.50	17.34	8.55			3	3/4
		-	0.00	22.64	11.40	1	3/4	3	3/4
tipo 3	cent pt	1.25(m+v)±sy	47.23	51.80	30.40	3	1	3	1
		1.4m+1.7v	23.00	29.33	15.20	1	1	2	1
		-	0.00	29.33	15.20	1	1	2	1

En lo que respecta diseño por corte de las vigas, la tabla 5.5 resume los parámetros y resultados del diseño por capacidad. Según se mencionó en el anexo 1, para obtener la fuerza cortante de diseño en vigas de sistemas aporticados, se realiza la sumatoria de momentos probables en cada extremo divididos por la luz libre y sumada a la cortante isostática. Para el cálculo de los momentos probables se consideró el efecto del acero en compresión, modelo de concreto no confinado de Hognestad modificado (1951) y acero elastoplástico perfecto. En la tabla 5.5 se aprecia que la fuerza de corte de diseño $Vu_{diseño}$ es como mínimo 42% mayor a la fuerza cortante obtenida a partir de las combinaciones Vu_{comb} . Por el mismo motivo en todos los casos el diseño por capacidad exige espaciamiento de estribos más cercano respecto de las fuerzas cortantes de las combinaciones últimas.

Tabla 5.5. Resumen de diseño por corte de C1-SD

NOMB.	Combinación	Sección : 30 x 65					Vu _{diseño} (ton)	Vu _{diseño} / Vu _{comb}	Vs (ton)	Av (cm ²)	s (cm)
		Vu _{comb} (ton)	Mpr _d (ton.m)	Mpr _i (ton.m)	ln (m)	wu*ln/2					
tipo 1	1.25(m+v)±sy	11.21	17.38	31.79	7.35	10.00	16.69	1.49	6.04	1.42	64
tipo 2	1.25(m+v)±sy	16.82	32.69	55.25	7.35	12.00	23.96	1.42	14.60	1.42	27
tipo 2	1.4m+1.7v	18.50	32.69	55.25	7.35	16.00	27.96	1.51	19.30	1.42	20
tipo 3	1.25(m+v)±sy	26.20	43.01	81.58	7.35	22.00	38.95	1.49	32.23	1.42	12

Finalmente, la longitud de confinamiento o zona de potencial rótula plástica es 1.30 m, el espaciamiento en esta zona se obtuvo como el menor de los valores obtenidos de las tablas 5.5 y 5.6. Se puede apreciar que en el caso de las vigas tipo 1 y 2 prevalece el espaciamiento máximo por confinamiento de la tabla 5.6 sobre el espaciamiento obtenido de los momentos probables en la tabla 5.5. En cambio, en la viga más solicitada tipo 3, el momento probable determina el espaciamiento de estribos. Fuera de la longitud de confinamiento el espaciamiento será d/2, es decir 0.25 m.

Tabla 5.6. Espaciamiento máximo de estribos en zona de confinamiento

1er estribo a 5cm		
d/4	=	14.8 cm
S _{0max}	=	30.0 cm
8db _{lmin}	=	15.2 cm
24db _e	=	22.9 cm
S _{0max}	=	14.8 cm

Las figuras 5.6 y 5.7 muestran el diseño de los tres tipos de vigas de C1-SD. En esta figura esquemática además de señalar el refuerzo longitudinal y transversal se acotan los bastones con la longitud mínima requerida. Es decir, que las longitudes corresponden al punto teórico de corte más la longitud de anclaje.

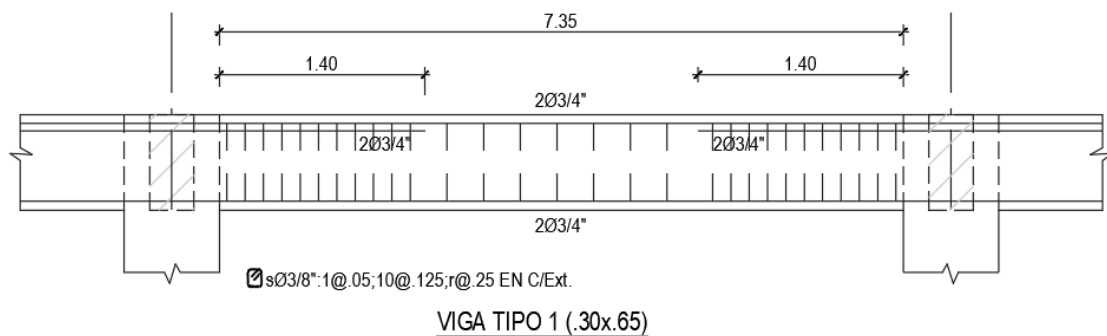


Figura 5.6. Diseño de viga tipo 1 de C1-SD

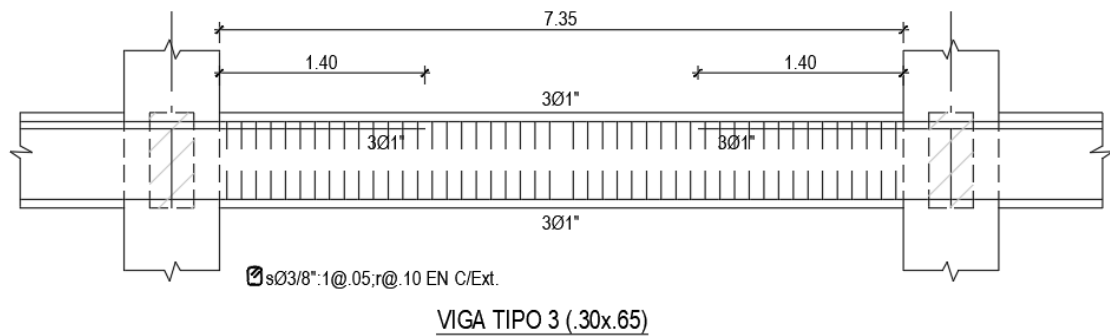
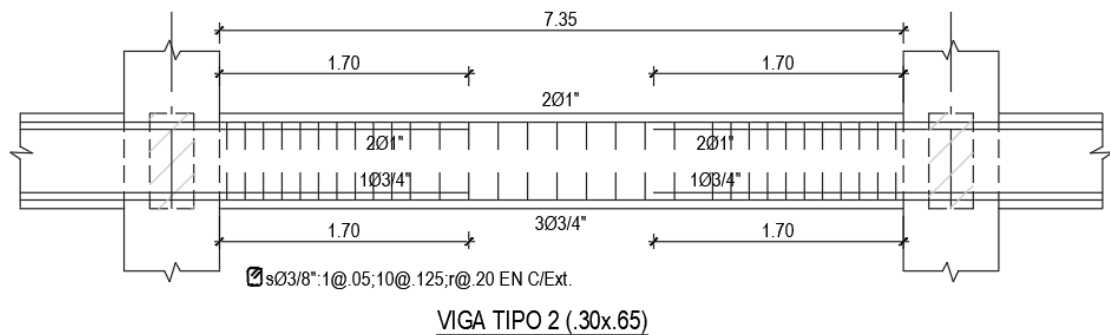


Figura 5.7. Diseño de vigas tipo 2 y 3 de C1-SD

5.1.2 Diseño de columnas

Se realizó el diseño uniaxial de columnas sin considerar los efectos de segundo orden. Como se comprueba en el anexo 2, las columnas califican como no arriostradas con índice de esbeltez menor a 22 y por ello no es necesario considerar los efectos de la esbeltez. Para el diseño se diferencian dos tipos de columnas, el tipo 1 corresponde a todas las columnas centrales y laterales de los pisos 1 al 3, no se diferencia el diseño entre columnas centrales y perimetrales porque la cuantía mínima para ambas es 1%. Las columnas tipo 2 son todas las del piso 4.

Para el diseño por flexocompresión de las columnas tipo 1 y 2 se asumió refuerzo tentativo: $4\phi 1" + 8\phi 3/4"$ siendo la cuantía $\rho = 1.02\%$. Las tablas 5.7 y 5.8 muestran las solicitaciones últimas de las columnas tipo 1 y 2 respectivamente según su ubicación y combinación de diseño. Cabe resaltar que en todas las tablas de solicitaciones la carga axial se representa por la letra "P", la fuerza cortante en la dirección 2 como "V2", la fuerza cortante en la dirección 3 como "V3", el momento flector alrededor del eje 2 como "M2" y el momento flector alrededor del eje 3 como "M3".

En la figura 5.8 se graficaron los diagramas de interacción para cada dirección y se señalan las solicitaciones últimas, en estos gráficos las solicitaciones en rojo corresponden a las columnas tipo 1 y las verdes a las columnas tipo 2. En la figura 5.8 se puede ver que todas las solicitaciones se encuentran dentro de la capacidad de flexocompresión de la columna, por lo tanto, el refuerzo es adecuado.

Tabla 5.7. Solicitaciones últimas de Columna Tipo 1 de C1-SD

Columnas Tipo 1						
Ubicación	Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
central	1.4m+1.7v	398.76	-0.24	-0.24	0.23	0.23
central	1.25(m+v)±sx	342.01	14.05	3.66	-8.13	-31.97
central	1.25(m+v)±sy	342.01	2.75	14.89	-33.97	-6.04
Lateral	1.4m+1.7v	217.50	8.64	-0.13	0.13	-8.06
Lateral	1.25(m+v)±sx	127.55	-21.40	-5.45	8.35	33.27
Lateral	1.25(m+v)±sy	143.61	4.80	22.00	-3.03	-0.60
Lateral	1.25(m+v)±sy	115.32	0.07	17.29	-38.88	-7.01
Lateral	1.25(m+v)±sx	115.31	16.37	8.58	-15.86	-36.37

Tabla 5.8. Solicitaciones últimas de Columna Tipo 2 de C1-SD

Columnas Tipo 2						
Ubicación	Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
central	1.4m+1.7v	77.59	-0.06	-0.06	-0.11	-0.11
central	0.9m±sx	43.04	6.12	1.43	-1.47	-5.74
central	0.9m±sy	42.78	-1.04	-6.70	6.37	1.11
central	0.9m±sy	217.50	-1.04	-6.54	14.14	2.64
central	0.9m±sx	40.04	-5.96	-1.43	3.47	13.02
Lateral	1.4m+1.7v	42.79	17.79	-0.06	-0.03	-24.12
Lateral	1.25(m+v)±sx	39.08	17.85	2.47	-2.43	-23.55
Lateral	1.25(m+v)±sy	35.47	-2.20	-18.13	23.81	2.19
Lateral	1.25(m+v)±sy	35.42	2.32	-12.53	-32.95	-4.54
Lateral	1.25(m+v)±sx	35.27	-12.80	2.47	-5.56	-32.33

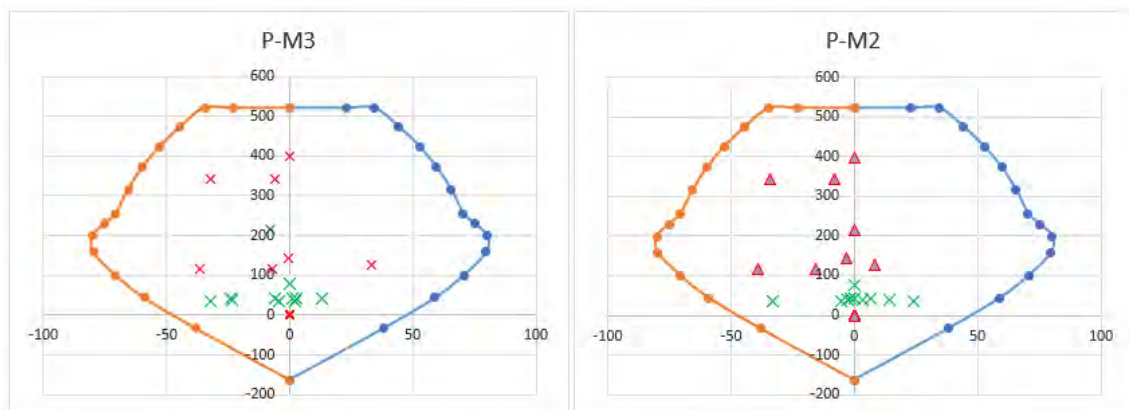


Figura 5.8. Diagramas de interacción de columnas tipo 1 y 2 de C1-SD

En la tabla 5.9 se verifica la resistencia mínima a flexión de las columnas. Para ello se calculó el ratio de sumatoria de momentos nominales de columnas entre la sumatoria de momentos nominales de las vigas que confluyen al mismo nudo. Los momentos nominales de las columnas son los asociados a la carga axial más crítica según el piso. El momento nominal de cada elemento se calculó según el refuerzo elegido.

Tabla 5.9. Verificación de flexión mínima de columnas de C1-SD

PISO	Pu (ton)	Mncs (ton.m)	Mnci (ton.m)	ΣMnc	Mnvd (ton.m)	Mnvi (ton.m)	ΣMnv	factor	¿factor > 1.2?
3	184	90	90	180	34	65	100	1.81	Ok, cumple
2	291	101	101	202	34	65	100	2.03	Ok, cumple
1	398	99	99	198	34	65	100	1.99	Ok, cumple

El diseño por corte en el caso de sistemas estructurales de pórticos tiene requerimientos notablemente conservadores en comparación con los de sistemas de muros en donde los espaciamientos máximos de estribos son más holgados. La fuerza de corte obtenida de las combinaciones últimas es 22 ton, siendo la fuerza cortante resistente de la columna de 22 ton, el espaciamiento de estribos requerido será el mínimo de la norma E.060 [8]. En la tabla 5.10 se detallan los cálculos para determinar la longitud de confinamiento y espaciamiento de estribos dentro y fuera de la longitud de confinamiento según los requerimientos de la norma E.060 [8] para sistemas aportricados.

Tabla 5.10. Longitudes de confinamiento y espaciamientos mínimos de la norma E.060 [8]

Long. de confinamiento		
$h_{entrepiso}/6$	=	39.2 cm
Max(B,H)	=	65.0 cm
Min	=	50.0 cm
Lo_{min}	=	65.0 cm

Espaciamiento en la long. De confinamiento		
6dbl	=	11.4 cm
Min(B,H)/3	=	21.7 cm
Min	=	10.0 cm
So (cm)	=	10.0 cm

Espaciamiento en el resto de la columna:		
10dbl	=	19.1 cm
Min	=	25.0 cm
S_{pandeo}	=	19.1 cm

Sin embargo, la norma E.060 [8] para sistemas de pórticos exige diseñar columnas con una fuerza de corte obtenida a partir de los momentos probables de cada extremo obtenidos como 1.25 veces el momento nominal asociado a la carga más crítica. La tabla 5.11 muestra los cálculos para obtener el espaciamiento de estribos por piso como son los momentos probables en los extremos de las columnas sumados y divididos por la altura libre, con esto se obtiene la fuerza cortante de diseño $V_{U_{diseño}}$. La fuerza cortante de diseño es restada por la fuerza cortante resistente del elemento ϕV_c lo cual da la fuerza cortante que deben tomar los estribos V_s , asumiendo un área de estribos A_v se obtiene finalmente el espaciamiento de estribos s .

Tabla 5.11. Corte de diseño a partir de Momentos probables - C1-SD

PISO	Mprs (ton.m)	Mpri (ton.m)	hn (m)	$V_{U_{diseño}}$ (ton)	ϕV_c (ton)	V_s (ton)	A_v (cm ²)	s (cm)
4	76	76	2.35	64.7	24.2	47.6	4.26	24.41
3	113	113	2.35	95.7	24.2	84.2	7.74	25.10
2	126	126	2.35	107.4	24.2	98.0	7.74	21.57
1	124	124	2.35	105.3	24.2	95.4	7.74	22.14

Adicionalmente, el área de estribos A_{sh} debe cumplir con los mínimos indicados en la tabla 5.12. En esta tabla se presentan dos ecuaciones que limitarán el área mínima de acero horizontal requerido, la condición determinante es la correspondiente a la ecuación 21-4 de la norma E.060 [8].

Tabla 5.12. Área de estribos mínimos – C1-SD

Numeración en la norma E.060 [3]	Ecuación de la Norma E.060 [3]	Mínimo requerido Tipo 1	Mínimo requerido Tipo 2
ec 21-3	$A_{sh} = 0.3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_y h} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$	3.78 cm ²	2.84 cm ²
ec 21-4	$A_{sh} = 0.09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_y h}$	5.31 cm ²	3.98 cm ²
	$A_{sh_{instalado}} =$	7.74 cm ²	4.26 cm ²
	Refuerzo colocado	1/2"@0.20 m	3/8"@0.15 m

Finalmente, las columnas son las mostradas en la figura 5.9. Ambos tipos de columna tienen cuantía longitudinal de 1.02%. Esto para los ratios de carga $P_u/(f'_c \cdot A_g)$ de 0.45 y 0.09 para las columnas tipo 1 y 2 respectivamente.

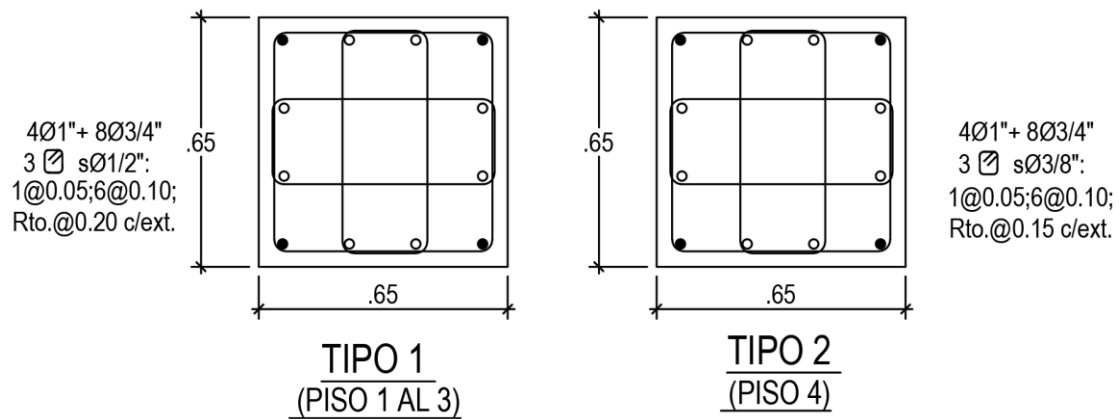


Figura 5.9. Esquema de las armaduras de columnas C1-SD

5.1.3 Diagramas momento curvatura de C1-SD

En esta sección se presentan los diagramas momento versus curvatura de los elementos estructurales diseñados. Para elaborar los diagramas se usaron los modelos de concreto confinado y no confinado de Mander [31] según corresponda a la zona dentro o fuera de estribos. Para el acero se usó el modelo en tracción de Mander [35] y para considerar la compresión se usaron las ecuaciones A.13 a A.15 del anexo 1 que dan deformaciones y esfuerzos en compresión a partir de los valores en tracción. Las propiedades de los materiales son $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ para la resistencia a compresión del concreto y para el acero se usó el esfuerzo de fluencia promedio de Perú según [37], $f_y=4605 \text{ kg/cm}^2$. Si bien este último valor de f_y no está normado, es el promedio real resultado de ensayos en barras de diferentes diámetros comercializados en Perú. Con estos modelos y propiedades promedio se graficaron las curvas esfuerzo deformación del acero a tracción y compresión de la figura 5.10. Para elaborar los diagramas momento curvatura se calcularon varios puntos además de los indicados en la figura 2.2, pero se desestimó el punto de agrietamiento por considerarse poco relevante.

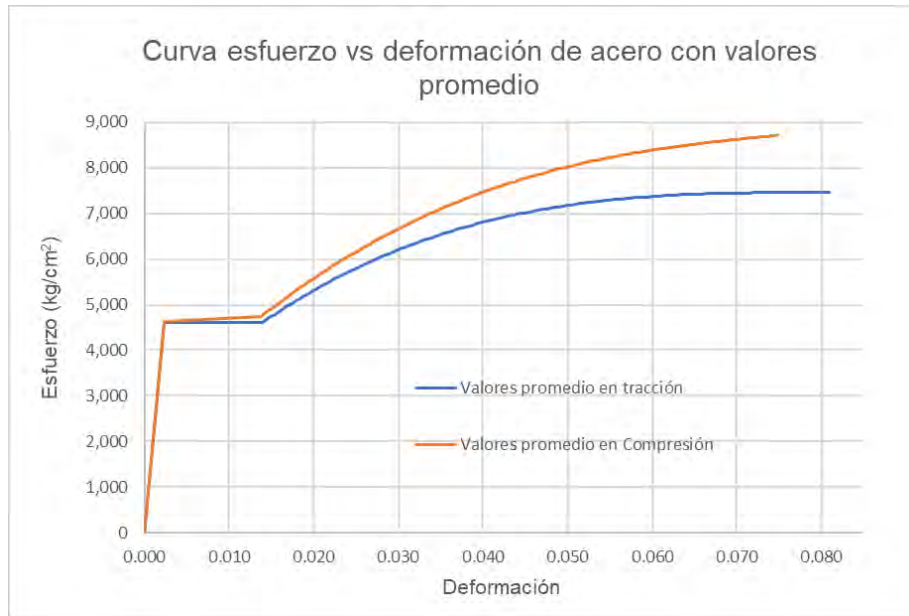


Figura 5.10. Curvas esfuerzo vs deformación de acero para valores promedio

Las figuras 5.11, 5.12 y 5.13 muestran los diagramas de momento negativo versus curvatura de cada tipo de viga en la zona de confinamiento, adicionalmente se señala en celeste el momento último con el cual fueron diseñadas. En las figuras se muestran las curvaturas para diferentes estados de la sección como por ejemplo el punto donde inicia la fluencia del acero en tracción y el punto donde se pierde la totalidad del recubrimiento en compresión. Cada punto de los diagramas se detalla en las tablas 5.13, 5.14 y 5.15 según corresponda para las vigas tipo 1, 2 y 3 respectivamente, en estas tablas se indica el modo de falla, la profundidad del eje neutro “c”, curvatura ϕ , deformaciones y ductilidad. En todos los casos las secciones fallan por compresión última del concreto confinado en donde este punto se define como el punto en donde el estribo se rompe. En las tablas y figuras se puede notar que, a mayor resistencia de las vigas, menor será su ductilidad disponible.

Tabla 5.13. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Viga tipo 1 de C1-SD

VT1	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
1	Fluencia del acero	169.21	28.28	5.40E-03	0.0023	0.00091
2	Esfuerzo máximo no confinado	92.7	29.28	2.30E-02	0.0116	0.00214
3	Deformación máxima del recubrimiento	88.0	36.32	4.85E-02	0.0246	0.00427
4	Esfuerzo máximo confinado	93.0	35.73	4.83E-02	0.0243	0.00449
5	Pérdida total del recubrimiento en compresión	110.6	36.44	5.65E-02	0.0274	0.00625
6	Esfuerzo último del concreto confinado	177.2	42.26	1.44E-01	0.0602	0.02547
				Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	26.64	

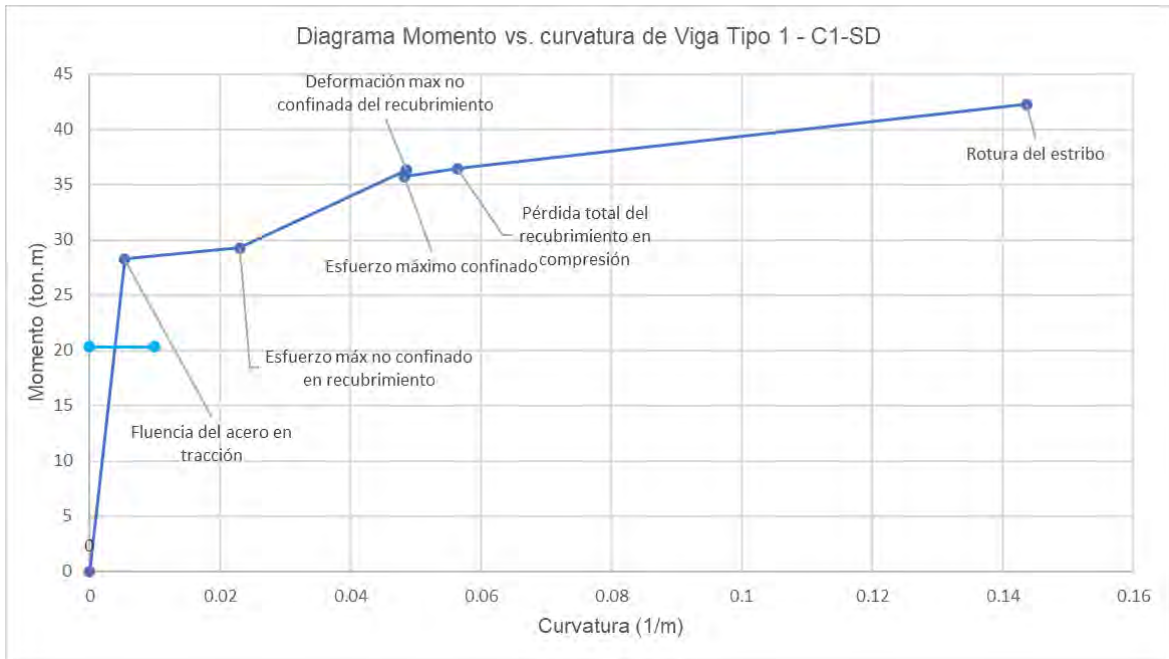


Figura 5.11. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 1- C1-SD

Tabla 5.14. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Viga tipo 2 de C1-SD

VT2	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
1	Fluencia del acero	212.14	49.05	6.05E-03	0.0023	0.00128
2	Esfuerzo máximo no confinado	141.8	50.43	1.51E-02	0.0068	0.00214
3	Deformación máxima del recubrimiento	109.6	57.02	3.90E-02	0.0188	0.00427
4	Pérdida total del recubrimiento en compresión	133.1	56.75	4.36E-02	0.0200	0.00580
6	Esfuerzo último del concreto confinado	227.4	66.87	1.05E-01	0.0384	0.02389
				Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	17.36	

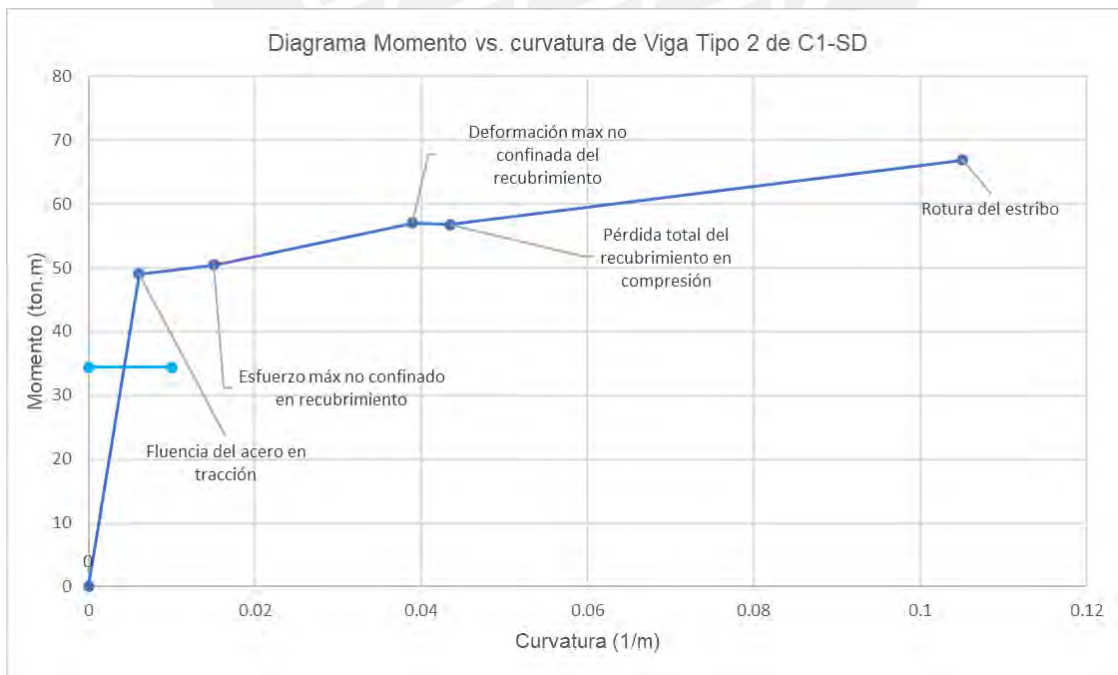


Figura 5.12. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 2 de C1-SD

Tabla 5.15. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 3 de C1-SD

VT3	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
1	Fluencia del acero	243.55	65.89	6.59E-03	0.0023	0.00161
2	Esfuerzo máximo no confinado	204.6	70.68	1.04E-02	0.0041	0.00214
3	Deformación máxima del recubrimiento	133.3	73.46	3.20E-02	0.0147	0.00427
4	Pérdida total del recubrimiento en compresión	161.9	70.92	3.37E-02	0.0145	0.00545
5	Esfuerzo último del concreto confinado	276.0	85.86	9.85E-02	0.0312	0.02718
				Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	14.94	

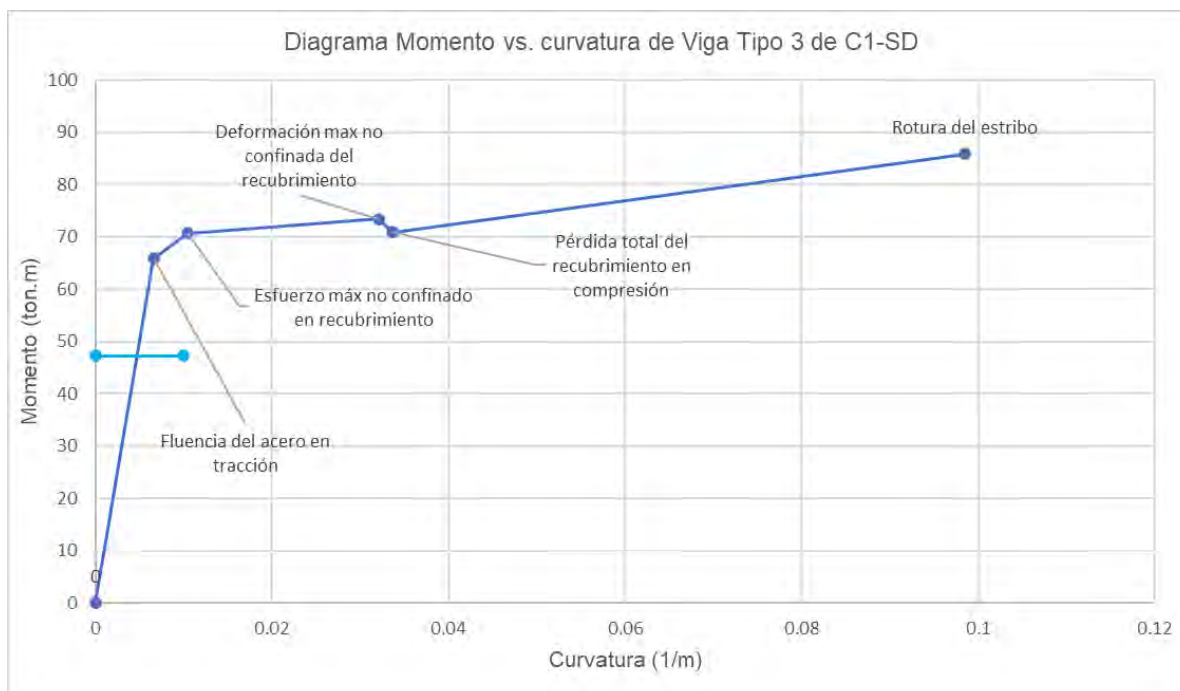


Figura 5.13. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 3 de C1-SD

A continuación, la tabla 5.16 y figura 5.14 muestran los puntos para elaborar el diagrama momento versus curvatura de la columna central tipo 1 del primer piso y el correspondiente diagrama. En este caso la pérdida de linealidad de la curva está definida por la deformación máxima del concreto no confinado o recubrimiento. Es con este punto con el que se calculó la ductilidad.

Tabla 5.16. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de columna Tipo 1 piso 1 de C1-SD

		P = 398 ton					
C1F	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c	
1	Esfuerzo máximo no confinado	356.3	103.67	5.99E-03	0.0014	0.00214	
2	Fluencia del acero	323.7	122.97	8.65E-03	0.0023	0.00280	
3	Deformación máxima del recubrimiento	277.3	130.89	1.54E-02	0.0048	0.00427	
4	Pérdida total del recubrimiento en compresión	286.7	123.81	1.70E-02	0.0051	0.00487	
5	Esfuerzo máximo confinado	234.9	136.41	6.44E-02	0.0229	0.01513	
6	Esfuerzo último en concreto confinado	230.4	154.30	1.87E-01	0.0673	0.04309	
				Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	31.20		

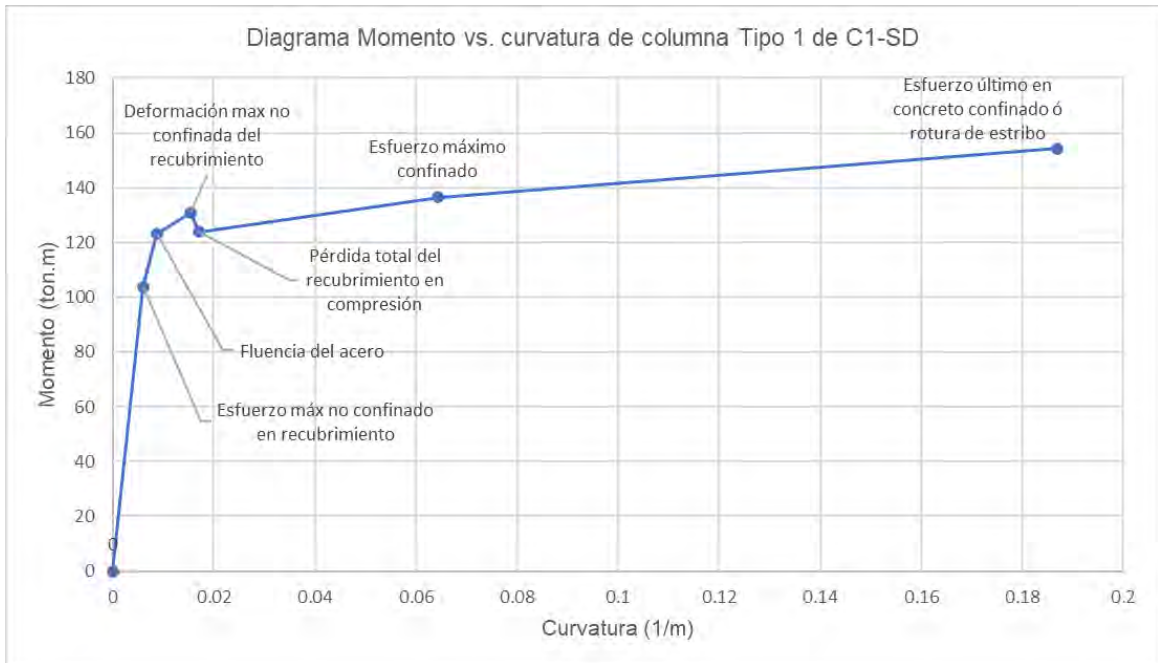


Figura 5.14. Diagrama M vs. ϕ de Columna Tipo 1 de primer piso de C1-SD

La figura 5.15 muestra los diagramas de momento vs. curvatura según la carga axial última de cada piso de la columna tipo 1. Según la figura la columna del primer piso es la más resistente y llega a su capacidad última por rotura del estribo o deformación última del concreto confinado. Las columnas de los pisos 2 y 3 menos cargadas tienen una ductilidad cercana a la del piso 1, pero fallan por rotura del acero longitudinal en tracción, en adelante este tipo de falla se representa por triángulos en cada quiebre de la curva.

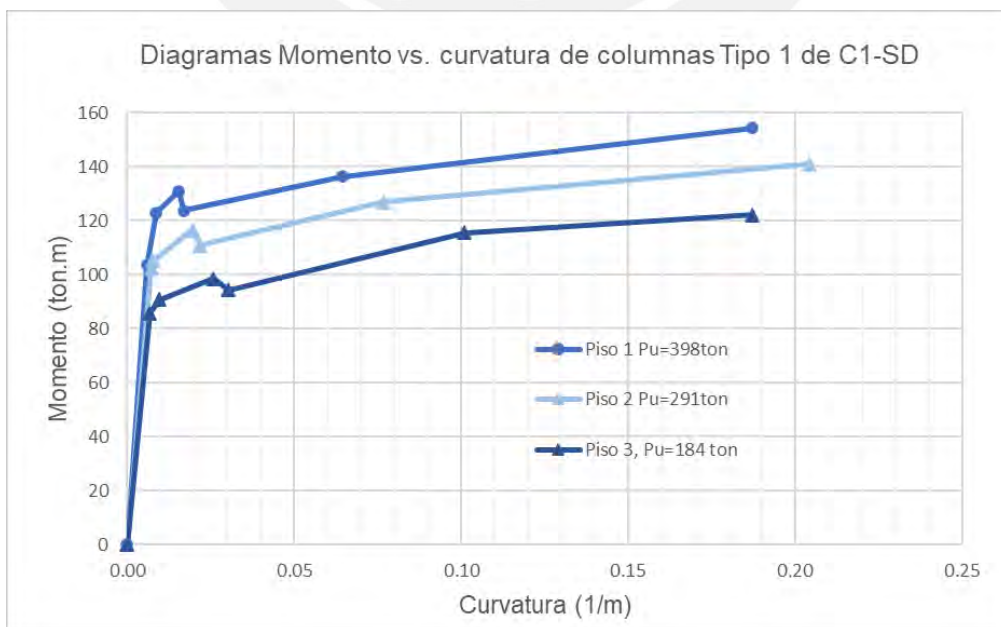


Figura 5.15. Diagramas Momento vs. ϕ de columnas tipo 1 para diferentes cargas de C1-SD

La tabla 5.17 muestra los puntos correspondientes al diagrama momento curvatura de la columna tipo 2 del cuarto piso. En la figura 5.16 se puede ver que la capacidad de la columna termina con la rotura del estribo o elongación última del concreto confinado.

Tabla 5.17. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de columna Tipo 2 de C1-SD

P = 78 ton						
C2F	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
0	Inicio		0	0		
1	Fluencia del acero	201.14	63.72	5.92E-03	0.0023	0.0012
2	Esfuerzo máximo no confinado	150.8	71.97	1.42E-02	0.0062	0.00214
3	Deformación máxima del recubrimiento	115.0	78.72	3.72E-02	0.0176	0.00427
4	Pérdida total del recubrimiento en compresión	129.9	78.31	4.50E-02	0.0207	0.00585
5	Esfuerzo máximo confinado	132.5	92.33	9.19E-02	0.0420	0.01218
6	Deformación última del acero en tracción	136.5	98.93	1.78E-01	0.0809	0.02434
				Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	30.11	

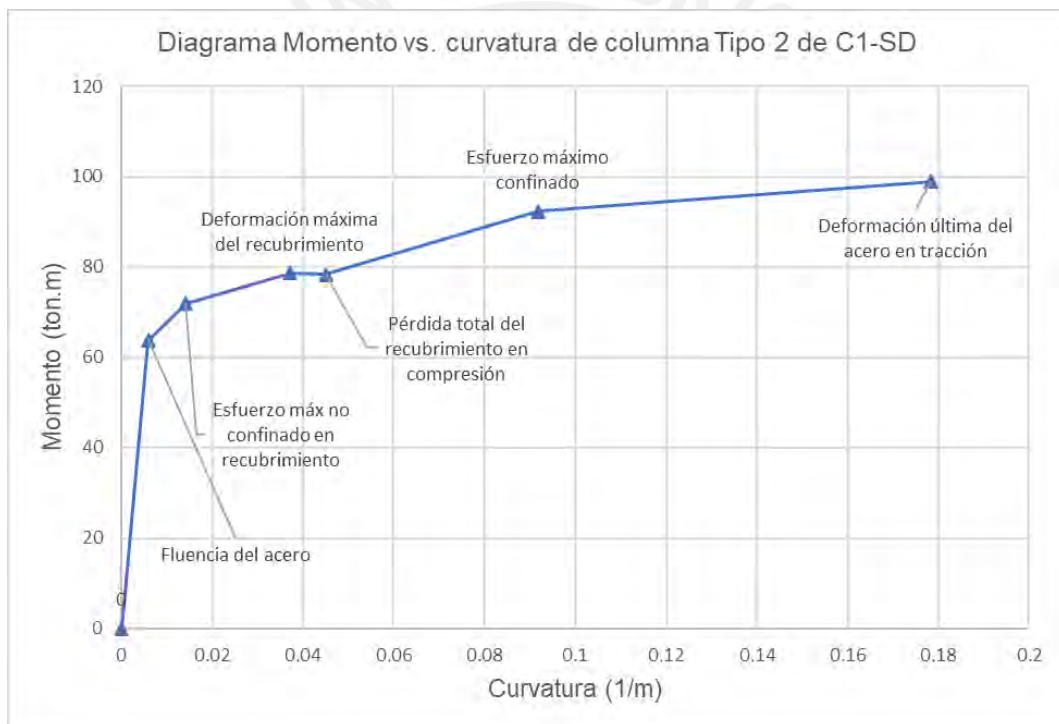


Figura 5.16. Diagrama M vs. ϕ de Columna Tipo 2 de C1-SD

En general para vigas y columnas el acero en tracción llegó a la zona de endurecimiento en donde el esfuerzo es mayor al esfuerzo de fluencia, eso se puede observar con mayor detalle en el anexo 3 en donde se desarrollaron los diagramas momento curvatura.

Las curvas esfuerzo versus deformación de concreto confinado fueron elaboradas según el refuerzo longitudinal y transversal de cada elemento de acuerdo con el modelo de Mander [31]. De estas curvas se puede concluir que, conforme se incrementa el refuerzo longitudinal se incrementa la resistencia a compresión del concreto confinado, pero se reduce la ductilidad del material. Asimismo, el esfuerzo último del concreto se incrementa con la reducción del espaciamiento de estribos.

En cuanto a los diagramas momento curvatura de columnas se puede mencionar que lo usual es encontrar que la ductilidad de los elementos estructurales se reduce cuando la carga axial se incrementa. Sin embargo, en este caso habiendo considerado mayor deformación unitaria para el concreto dado que es confinado y adicionalmente limitar la deformación del acero, hubo casos en los que la elongación última del acero en tracción determinó la capacidad del elemento. Es por este motivo que en la figura 5.15 no se observa la tendencia a reducirse la ductilidad para mayores cargas.

5.2 Estructura de base fija C1-SMC

El modelo estructural del edificio C1-SMC es igual al mostrado para el caso anterior en la figura 5.2. La única diferencia entre estos casos es el sismo que en este caso es el sismo máximo considerado o SMC. La estructuración de C1-SD se mantiene y por tanto la tabla 5.2 de periodos y masas participantes es válida también para C1-SMC. La tabla 5.18 muestra un resumen de parámetros y resultados del análisis estático y dinámico en cada dirección.

Tabla 5.18. Resumen de análisis modal de C1-SMC

Modelo: C1-SMC	X	Y
<u>Análisis estático</u>		
Peso sísmico P (ton)	4,859	4,859
Periodo fundamental de vibración (s)	0.632	0.641
Masa participante	82%	81%
C	1.58	1.56
R	8.00	8.00
$1.5ZUCS/R$	0.134	0.132
$F_{Estática}(\text{ton}) = 1.5ZUCS/R \cdot P$	649	640
$(*) 0.8 \cdot F_{Estática}$	519	512
<u>Análisis Dinámico</u>		
$(**) F_{Dinámica}(\text{ton})$	512	493
Factor de amplificación = $(*)/(**)$	1.014	1.037
Deriva máxima	0.0138	0.0149

5.2.1. Diseño de vigas

En función a las solicitaciones se optó por mantener los tres tipos de vigas de las figuras 5.3 y 5.4. La tabla 5.19 muestra las áreas de acero máximo y mínimo, las solicitaciones, diseño y refuerzo elegido para cada tipo de viga. Los tres momentos que se presentan para cada viga obedecen al esquema de la figura 5.5. Los refuerzos indicados en rojo son barras colocadas para tener como refuerzo positivo por lo menos la mitad del área de acero negativo en el extremo.

Tabla 5.19. Diseño por flexión de vigas de C1-SMC

Sección : 30 x 65			$A_{smin} = 0.0024 \cdot b \cdot d = 4.27 \text{ cm}^2$						
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$		$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$A_{smax} = 0.0159 \cdot b \cdot d = 27.25 \text{ cm}^2$			Bastones		Ref. corrido	
NOMB.	Ubic.	Combinación	M_{act}	M_{resis}	A_s	#	ϕ	#	ϕ
tipo 1	lat az	1.25(m+v)+sy	24.00	27.69	14.25	3	3/4	2	3/4
		1.25(m+v)+sy	10.00	11.80	5.70			2	3/4
		0.9m+sy	5.00	15.67	7.68	1	5/8	2	3/4
tipo 2	lat pt	1.25(m+v)+sy	44.00	45.07	25.34	3	1	2	1
		1.25(m+v)+sy	15.50	20.31	10.13			2	1
		0.9m+sy	18.50	25.48	12.98	1	3/4	2	1
tipo 2	cent az	1.25(m+v)+sy	33.00	37.58	20.27	2	1	2	1
		1.4m+1.7v	16.50	20.31	10.13			2	1
		0.9m+sy	0.00	20.31	10.13			2	1
tipo 3	cent pt	1.25(m+v)+sy	55.00	57.77	35.47	4	1	3	1
		1.4m+1.7v	23.00	29.33	15.20			3	1
		0.9m+sy	7.50	34.06	18.05	1	3/4	3	1

La tabla 5.20 resume los cálculos para obtener la fuerza cortante por capacidad $Vu_{diseño}$ y el espaciamiento "s" de estribos para cada tipo de viga. Para el cálculo de los momentos probables se consideró el efecto del acero en compresión, modelo de concreto no confinado de Hognestad modificado (1951) y acero elastoplástico perfecto. En la tabla se puede ver que la fuerza cortante de diseño es como mínimo 39% mayor a la obtenida de las combinaciones.

Tabla 5.20. Diseño por corte C1-SMC

		Sección : 30 x 65									
		$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$		$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$			$\phi Vc = 11.56 \text{ ton}$				
NOMB.	Combinación	Vu_{comb} (ton)	M_{prd} (ton.m)	M_{pri} (ton.m)	ln (m)	$wu \cdot ln/2$	$Vu_{diseño}$ (ton)	$Vu_{diseño}/Vu_{comb}$	Vs (ton)	Av (cm ²)	s (cm)
tipo 1	1.25(m+v)+sy	12.00	39.36	22.75	7.35	10.00	18.45	1.54	8.11	1.42	48
tipo 2	1.25(m+v)+sy	19.00	37.04	68.46	7.35	12.00	26.35	1.39	17.41	1.42	22
tipo 2	1.25(m+v)+sy	18.80	29.41	55.20	7.35	16.00	27.51	1.46	18.77	1.42	21
tipo 3	1.25(m+v)+sy	28.00	48.73	92.16	7.35	22.00	41.17	1.47	34.84	1.42	11

Por último, la longitud de confinamiento es 1.30 m de acuerdo a los lineamientos de la norma E.060 [8]. El espaciamiento entre estribos se obtuvo como el menor de los valores obtenidos de las tablas 5.6 y 5.20 correspondientes a espaciamiento mínimo y espaciamiento por capacidad respectivamente. El diseño completo de los tres tipos de viga se muestra en la figura 5.17. En esta se puede apreciar que en el caso de las vigas tipo 1 y 2 prevalece el espaciamiento mínimo por confinamiento sobre el corte por capacidad; en cambio en la viga más solicitada tipo 3, el momento probable es determinante. Fuera de la longitud de confinamiento el espaciamiento es $d/2$, es decir 0.25 m.

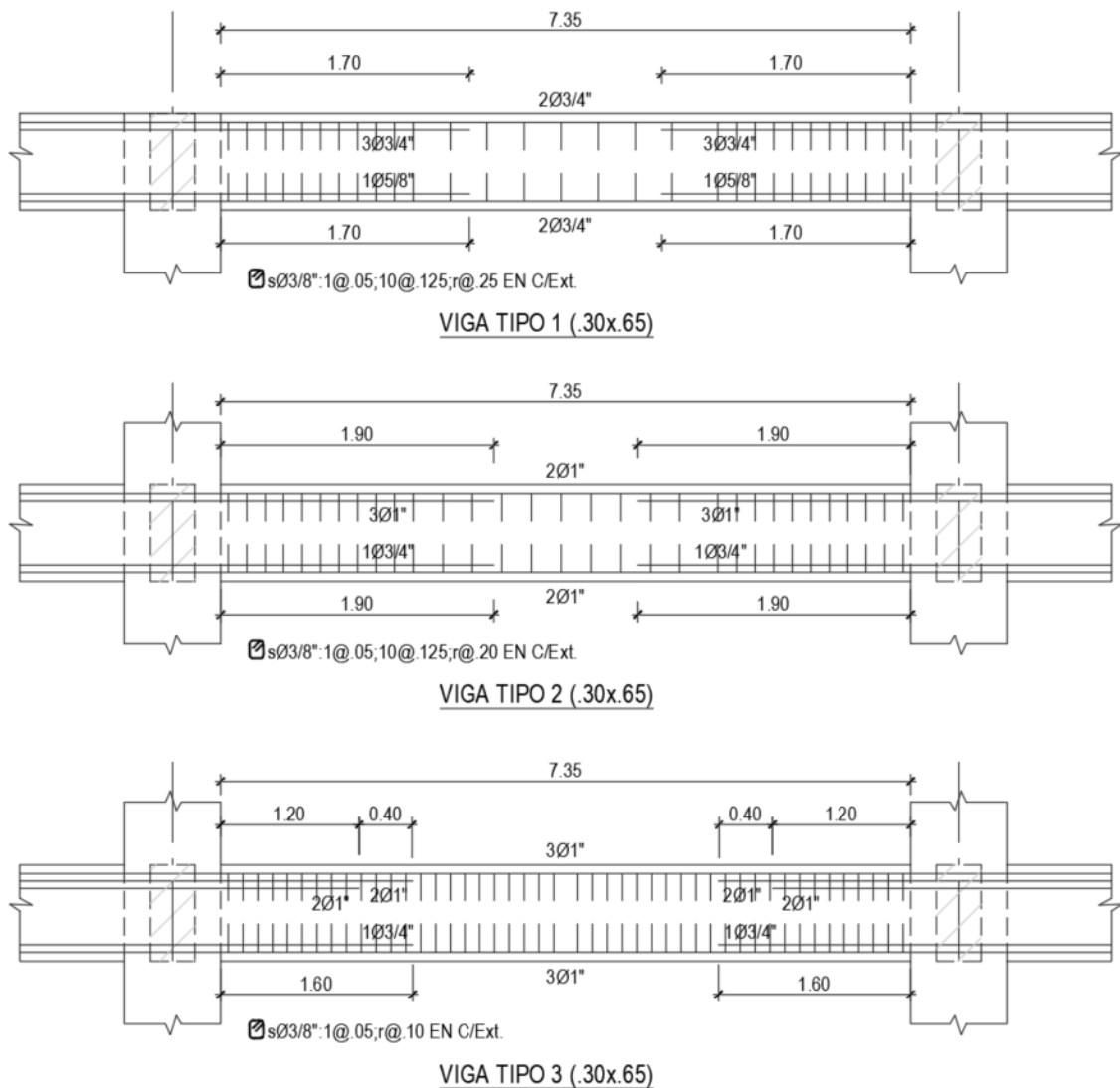


Figura 5.17. Diseño de vigas de C1-SMC

5.2.2 Diseño de columnas

El diseño de las columnas fue uniaxial y, al igual que en el caso anterior, no fue necesario considerar los efectos de segundo orden debido a la esbeltez de las columnas. La verificación de la esbeltez se detalló en el anexo 2. Las tablas 5.21 y 5.22 muestran las solicitaciones de las columnas tipo 1 y 2 respectivamente, en estas la nomenclatura es igual a la usada para la tabla 5.7 del caso anterior. La tipología de columnas se mantiene igual al caso anterior, la columna tipo 1 corresponde a las columnas de los pisos 1 al 3 y el tipo 2 a todas las columnas del piso 4. Se inició colocando la cuantía mínima para ambos tipos de columna: $4\phi 1" + 8\phi 3/4"$. La figura 5.18 muestra los diagramas de interacción en ambas direcciones; dado que la cuantía es la misma para ambos tipos de columnas, se marcaron las solicitaciones de ambos tipos en los mismos diagramas. Las solicitaciones de las columnas tipo 1 se muestran en rojo mientras que las del tipo 2 en verde. Como se ve en los diagramas, en todos los casos las solicitaciones por flexocompresión se encuentran dentro de la capacidad otorgada por la cuantía de 1.02%.

Tabla 5.21. Solicitaciones últimas de Columna Tipo 1 de C1-SMC

Columnas Tipo 1						
Ubicación	Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
central	1.4m+1.7v	398.76	0.24	0.24	0.23	0.23
central	1.25(m+v)+sx	342.32	-20.98	-4.97	-11.72	-47.85
central	1.25(m+v)+sy	340.46	4.02	22.23	50.84	8.96
Lateral	1.4m+1.7v	217.50	8.64	0.13	0.13	8.06
Lateral	1.25(m+v)+sx	119.41	25.38	8.24	12.41	-1.66
Lateral	1.25(m+v)+sy	118.42	7.50	26.27	-0.43	10.74
Lateral	1.25(m+v)+sy	181.05	10.39	25.11	57.58	14.89
Lateral	1.25(m+v)+sx	179.97	23.37	11.48	17.78	53.47

Tabla 5.22. Solicitaciones últimas de Columna Tipo 2 de C1-SMC

Columnas Tipo 2						
Ubicación	Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
central	1.4m+1.7v	77.59	0.06	0.06	0.11	0.11
central	0.9m+sx	39.97	-9.14	-2.34	4.51	18.82
central	0.9m+sy	39.97	-1.76	-10.00	20.51	3.25
central	0.9m+sy	39.97	-1.60	-9.84	21.07	3.81
central	0.9m+sx	39.97	-8.98	-2.18	5.07	19.38
Lateral	1.25(m+v)+sx	30.94	19.12	3.74	8.24	-14.88
Lateral	1.25(m+v)+sy	36.36	-3.32	-19.52	13.95	-7.33
Lateral	1.25(m+v)+sy	36.36	-3.32	11.14	-36.75	-7.33
Lateral	1.25(m+v)+sx	30.94	-11.54	3.74	8.24	35.82

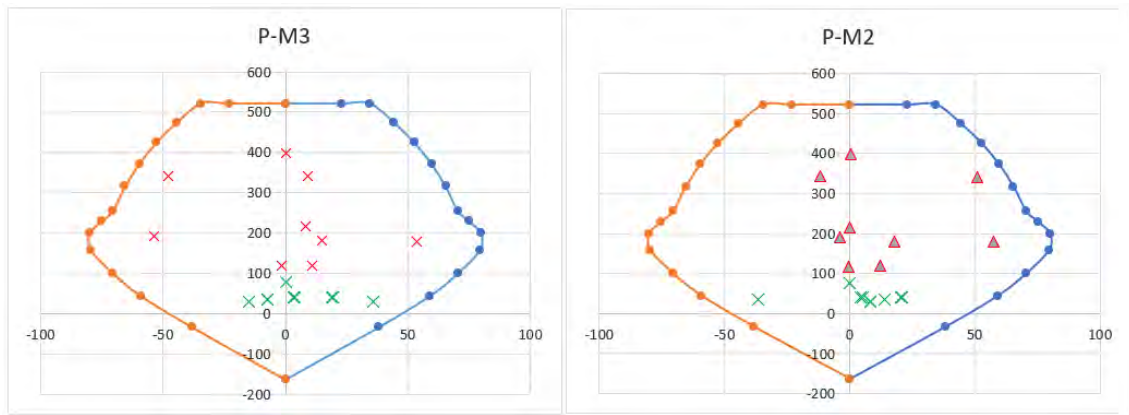


Figura 5.18. Diagramas de interacción de columnas tipo 1 y 2 de C1-SMC

En la tabla 5.23 se verifica la resistencia mínima a flexión de las columnas como el ratio de sumatoria de momentos nominales de columnas entre sumatoria de momentos nominales de vigas. Al mantenerse el diseño de columnas e incrementarse el refuerzo en vigas respecto del diseño C1-SD, los factores de la siguiente tabla se reducen.

Tabla 5.23. Verificación de flexión mínima de columnas de C1-SMC

PISO	Pu (ton)	Mncs (ton.m)	Mnci (ton.m)	ΣMnc	Mnvd (ton.m)	Mnvi (ton.m)	$\Sigma Mnvi$	factor	¿factor > 1.2?
3	184	90	90	180	39	74	113	1.60	Ok, cumple
2	291	101	101	202	39	74	113	1.79	Ok, cumple
1	398	99	99	198	39	74	113	1.76	Ok, cumple

Cabe resaltar que la carga axial determinante en cada piso es la obtenida de la combinación de gravedad al igual que en el caso C1-SD. Se mantienen los espaciamientos mínimos de estribos de las tablas 5.10 y 5.11 ya que estos dependen de la configuración y refuerzo de la columna, así como de las cargas axiales. Finalmente, el acero horizontal debe cumplir con los mínimos de la tabla 5.12. El diseño longitudinal y transversal de ambas columnas tipo 1 y 2 se mantiene igual que en el caso anterior mostrado en la figura 5.9.

5.2.3 Diagramas momento curvatura de C1-SMC

Las propiedades y modelos para concreto y acero son los mencionados en 5.1.3. Las tablas 5.24 a 5.26 muestran los puntos usados para elaborar los diagramas momento curvatura, la posición del eje neutro y deformaciones para cada estado de la sección. Las figuras 5.19 a 5.21 muestran los diagramas de momento negativo vs. curvatura de cada tipo de viga en la zona de confinamiento, además de eso en cada diagrama se señala el mayor momento negativo último.

En todos los casos las secciones fallan por compresión última del concreto confinado en donde este punto se define como el punto en donde el estribo se rompe y el concreto pierde confinamiento. Como se puede apreciar en las tablas, la ductilidad decrece conforme la resistencia de la sección se incrementa. Se tuvieron ductilidades de 22.7, 14.4 y 13.7 para las vigas tipo 1, 2 y 3 respectivamente.

Tabla 5.24. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Viga tipo 1 de C1-SMC

VT1	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
0	Inicio		0	0		
1	Fluencia del acero	182.53	33.39	5.57E-03	0.0023	0.00102
2	Esfuerzo máximo no confinado	108.2	35.47	1.97E-02	0.0096	0.00214
3	Deformación máxima del recubrimiento	94.7	42.34	4.51E-02	0.0226	0.00427
4	Esfuerzo máximo confinado	99.2	41.27	4.37E-02	0.0217	0.00433
5	Pérdida total del recubrimiento en compresión	116.7	42.68	5.23E-02	0.0251	0.00610
6	Esfuerzo último del concreto confinado	196.1	49.65	1.27E-01	0.0507	0.02488
				Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	22.77	

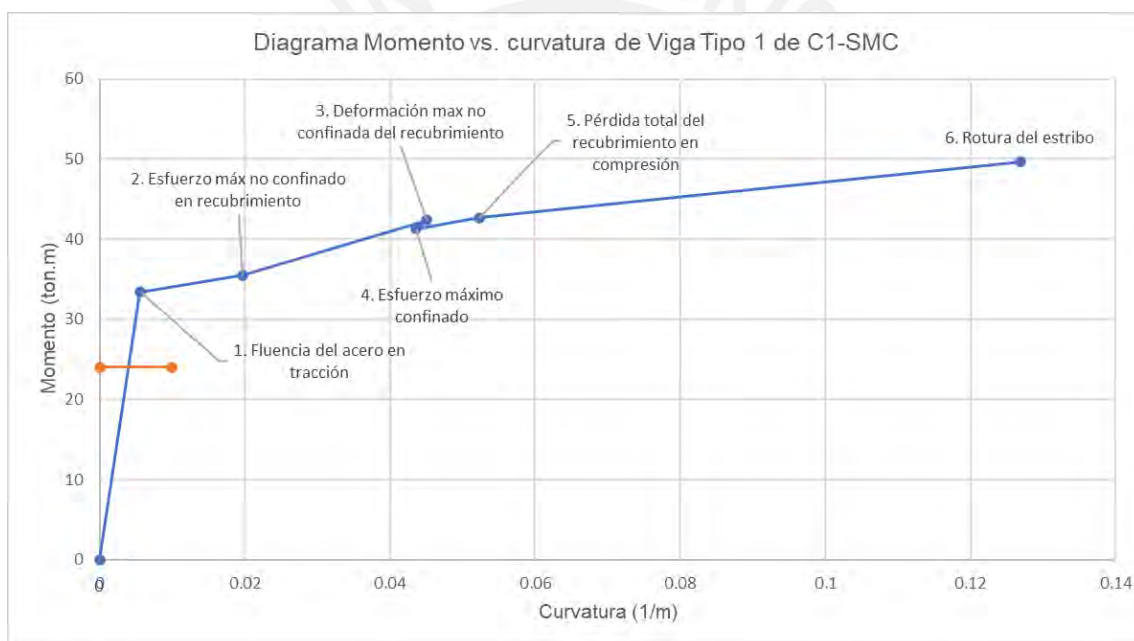


Figura 5.19. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 1 de C1-SMC

Tabla 5.25. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Viga tipo 2 de C1-SMC

VT2	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
1	Fluencia del acero	230.08	57.56	6.35E-03	0.0023	0.00146
2	Esfuerzo máximo no confinado	174.8	60.71	1.22E-02	0.0051	0.00214
3	Esfuerzo máximo confinado	121.5	64.63	3.42E-02	0.0161	0.00416
4	Deformación máxima del recubrimiento	121.4	65.32	3.52E-02	0.0166	0.00427
5	Pérdida total del recubrimiento en compresión	149.0	63.32	3.75E-02	0.0166	0.00558
6	Esfuerzo último del concreto confinado	255.7	73.74	9.16E-02	0.0309	0.02341
				Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	14.42	

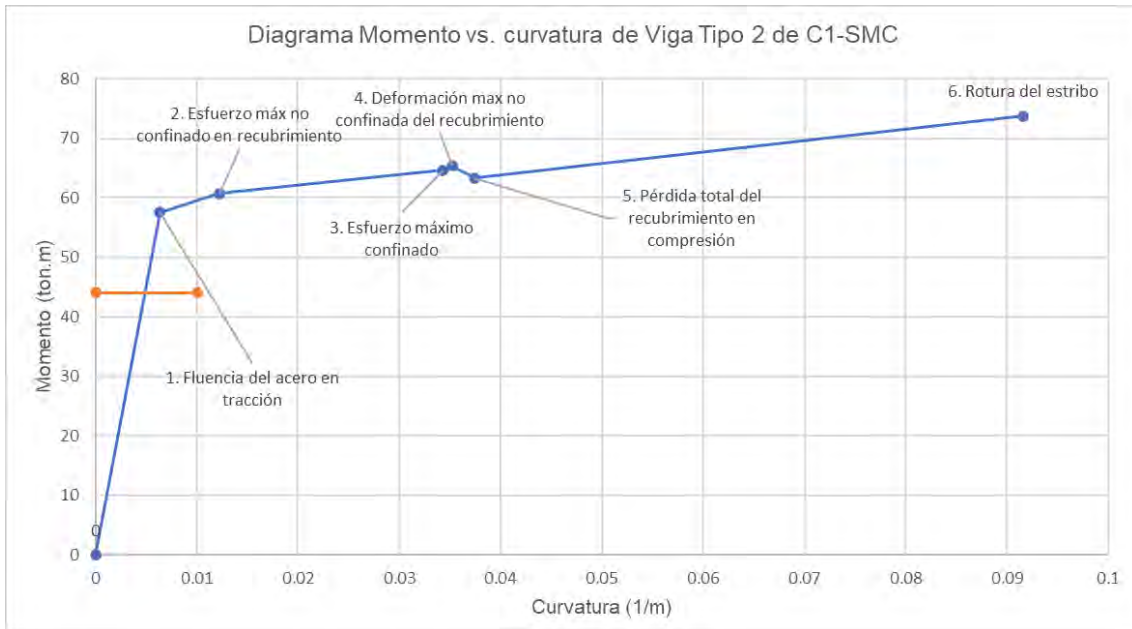


Figura 5.20. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 2 de C1-SMC

Tabla 5.26. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Viga tipo 3 de C1-SMC

VT3	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
1	Fluencia del acero	254.89	74.32	6.82E-03	0.0023	0.00174
2	Esfuerzo máximo no confinado	231.6	80.59	9.22E-03	0.0033	0.00214
3	Deformación máxima del recubrimiento	148.0	82.99	2.89E-02	0.0128	0.00427
4	Pérdida total del recubrimiento en compresión	175.0	80.10	3.05E-02	0.0127	0.00534
5	Esfuerzo último del concreto confinado	289.0	94.65	9.34E-02	0.0284	0.02699
				Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	13.70	

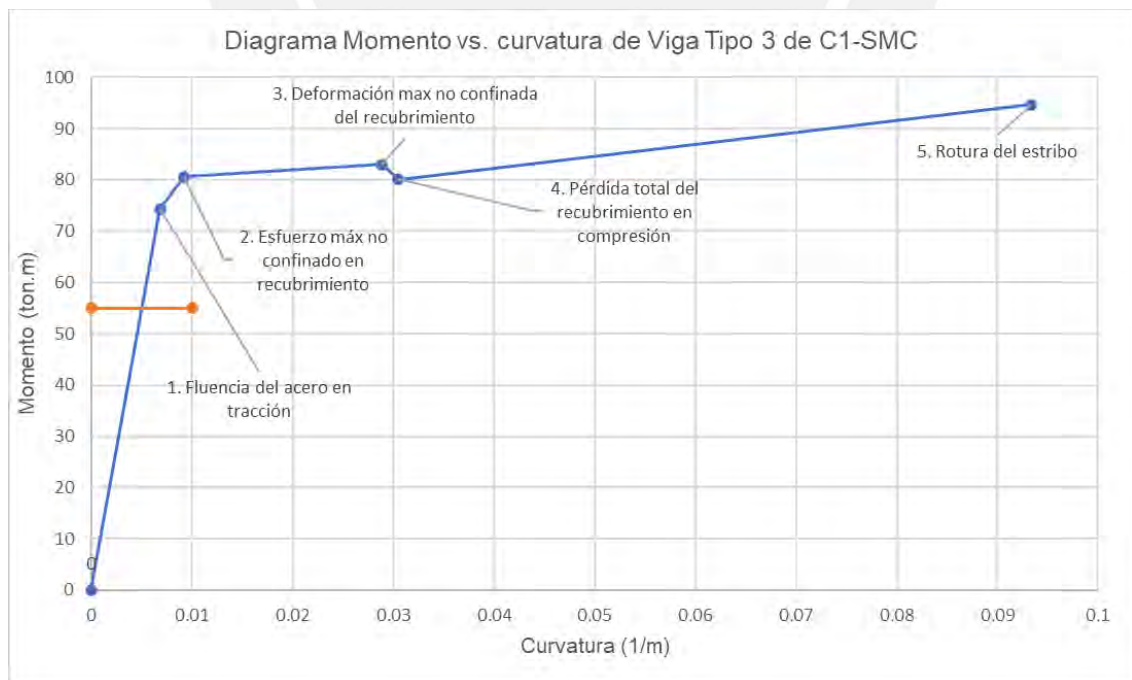


Figura 5.21. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 3 de C1-SMC

5.3 Estructura de base aislada C2

El sistema de aislamiento está conformado por vigas de aislamiento de 0.40x1.00, capiteles de 1.00x1.00 m de sección transversal, losa maciza de 0.20 m y altura de dispositivos de 0.50 m como se muestra en la figura 5.22. Se consideraron cuatro deslizadores en las esquinas y un solo tipo de aislador elastomérico para el resto de columnas. No se consideraron dos tipos de deslizador debido a que la diferencia de cargas axiales entre las columnas centrales y perimetrales no ameritó el uso de un nuevo tipo de dispositivo, sino que eso hubiera representado un sobre costo. La figura 5.23 muestra el modelo estructural en Etabs del edificio.

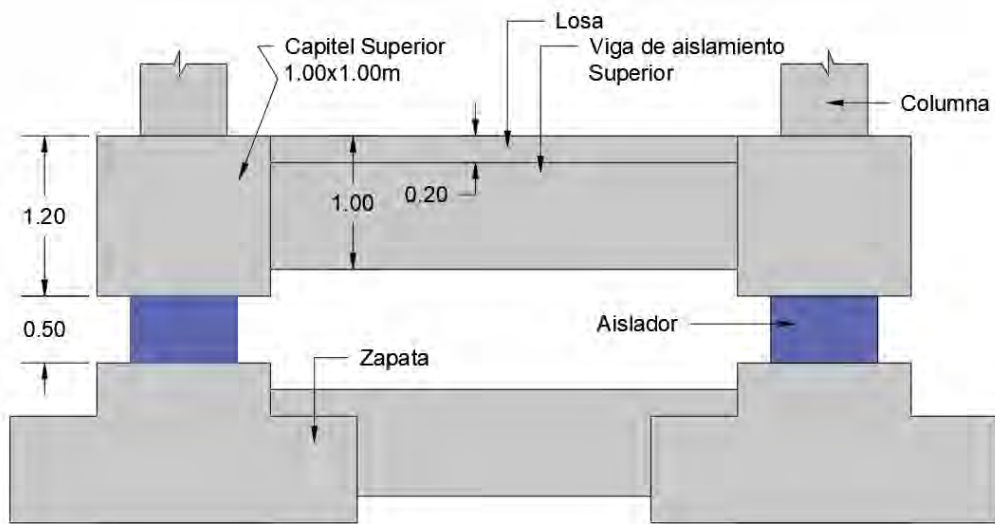


Figura 5.22. Elevación de la interfaz de aislamiento

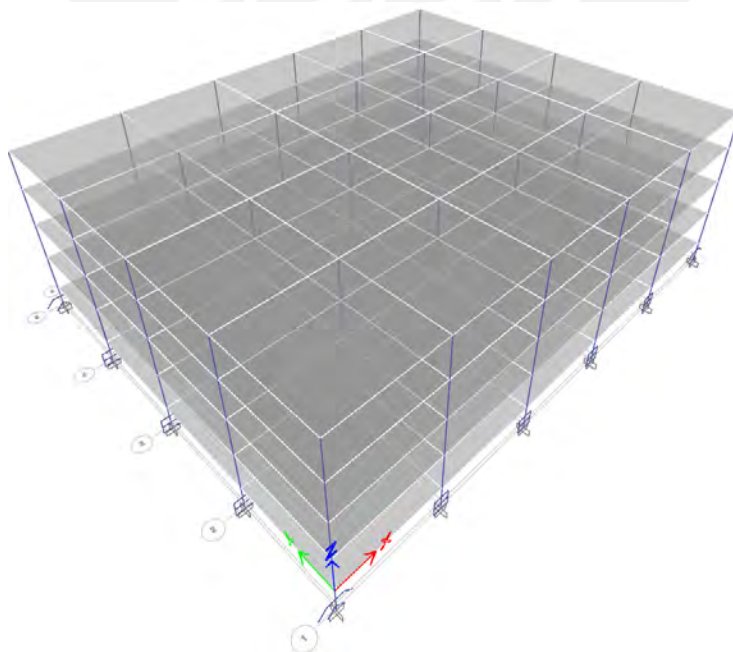


Figura 5.23. Modelo de la estructura C2

El mayor periodo de base fija es $T_s=0.656$ s en la dirección Y; como periodo objetivo se planteó $T_M=3.2$ s que es aproximadamente 4.8 veces el periodo de base fija. En iteraciones preliminares se tomó un periodo objetivo de 2.6 s por ser 2.5 s el periodo TL a partir del cual los desplazamientos llegan al valor máximo y se hacen constantes; sin embargo, las aceleraciones aun eran altas por lo que finalmente se optó por $T_M=3.2$ s. El amortiguamiento objetivo es $\beta_M=12\%$ y la masa del sistema de aislamiento obtenida mediante el metrado del modelo es $147.6 \text{ ton}\cdot\text{s}^2/\text{m}$. A continuación, la tabla 5.27 resume los parámetros y cálculos del método estático de 1gdl en donde se determina la rigidez K_b , amortiguamiento C_b , desplazamiento máximo DTM y fuerza cortante del sistema de aislamiento V_b . Estos cálculos se han efectuado de acuerdo a las fórmulas indicadas en cada fila y de acuerdo a la norma de aislamiento sísmico E.031 [4].

Tabla 5.27. Pre dimensionamiento por el método estático

Rigidez y amortiguamiento del sistema de aislamiento		
$T_b = T_M$	=	3.20 s, Periodo objetivo del edificio aislado
$K_b = K_M = (2\pi/T)^2 \cdot M$	=	2461.7 ton/m, Rigidez de la interfaz de aislamiento
$\omega_b = \sqrt{K/M}$	=	1.96 rad/s, Frecuencia angular del sistema de aislamiento
C_{cr}	=	2507.5 ton.s/m, Amortiguamiento crítico
$C_b = C_s$	=	300.9 ton.s/m, Amortiguamiento del sistema de aislamiento
Respuesta Espectral		
C	=	0.24 amplificación sísmica
$S_{a_{E.031}} = 1.5ZCS$	=	0.16 g
$S_{d_{E.031}} = S_a/\omega^2$	=	0.419 m
B_M	=	1.278 Factor de reducción por amortiguamiento
$D_M = S_{d_{E.031}}/B$	=	0.328 m, Desplazamiento traslacional
$\rho = T_b/T_{rot}$	=	1.02
$y = b/2$	=	20.00 m
$e = 0.05 \cdot b$	=	2.00 m
factor de amp. Max.	=	1.18
DTM	=	0.386 m
$V_b = K_M \cdot D_M$	=	807.79 ton, Fuerza cortante en el sistema de aislamiento
$C_s = V_b/W$	=	0.129 del peso > 5% Ok
Vst	=	672.00 ton, Fuerza cortante en la superestructura
$V_s = Vst/R_a$	=	336.00 ton, Fuerza cortante de diseño en la base de la superestructura

Luego se realizó el análisis modal espectral en el programa ETABS. Para ello la rigidez efectiva total V_b del sistema obtenida del análisis de 1GDL se repartió entre los 30 dispositivos según el tipo de dispositivo y carga. Cada aislador elastomérico tuvo 93.35 ton/m de rigidez equivalente, en total fueron 26 aisladores. En el caso de los deslizadores de las esquinas, la rigidez equivalente fue 8.66 ton/m que corresponde a un coeficiente de fricción asumido de 0.03, el desplazamiento 0.328 m del prediseño y la carga de servicio que reciben 94.69 ton. El amortiguamiento objetivo del sistema es 12% y fue asignado a los tres primeros modos por ser los correspondientes al sistema aislado. Para el resto de modos se mantuvo amortiguamiento de 5% de estructuras convencionales de CA.

El periodo logrado del análisis espectral es 3.25 s en la dirección Y con un 99.9% de masa participante. En la tabla 5.28 se presentan los periodos, desplazamientos, fuerzas cortantes del sistema aislado V_b y fuerza cortante de la superestructura V_{st} para la estimación mediante el método de 1GDL y para el análisis espectral realizado en el programa ETABS. En la cuarta columna de la tabla 5.28 se puede ver que los resultados obtenidos mediante formulaciones teóricas sencillas son muy similares a las que se obtienen en un análisis tridimensional. Los parámetros y resultados obtenidos del análisis se detallan en gráficos y tablas en el anexo 4.

Tabla 5.28. Resultados de análisis estático y espectral

	1GDL	ETABS	Diferencia
Periodo (s)	3.20	3.25	-1.62%
DTM (m)	0.386	0.335	13.20%
V_b (ton)	808	738	8.70%
V_{st} (ton)	672	574	14.58%

Adicionalmente se aplicó el método estático de 2gdl el cual considera dos masas, una a nivel del aislamiento y otra de la superestructura a una distancia sobre la primera; por tanto, permite estimar desplazamiento diferencial de la superestructura respecto del sistema de aislamiento [48]. El método de 1gdl en cambio considera toda la estructura como un solo bloque sin desplazamiento diferencial de la superestructura respecto del nivel de aislamiento. Según el método de 2gdl se estimó que la deriva máxima de la superestructura es 0.0017 mientras que en el análisis espectral se obtuvo 0.0021. Los cálculos del método de 2 gdl se detallan en el anexo 4. Siendo las derivas con ambos métodos menores al límite de la norma E.031 [4] de 0.0035, se procedió a realizar el análisis tiempo historia.

A partir de las propiedades elásticas de los dispositivos y asumiendo una relación de rigideces elástica y post fluencia del sistema $K1/K2=8$ se obtuvieron las propiedades inelásticas. En la tabla 5.29 se presentan las propiedades inelásticas de los aisladores como son rigidez inicial $K1$, rigidez post fluencia $K2$ y demás. Para los 4 deslizadores se consideró una rigidez inicial de 1000 ton/m, este valor es bastante alto y es una forma de indicarle al programa de cálculo que la gráfica fuerza vs. desplazamiento del dispositivo debe iniciar con una pendiente casi vertical. El parámetro α para los deslizadores fue 50 s/m y radio de péndulo de 0 m; estos valores representan para el programa un deslizador plano. Si bien las propiedades tanto de los aisladores como de los deslizadores son teóricas, se verificó que se encuentren dentro de los límites que los fabricantes suelen considerar.

Tabla 5.29. Propiedades nominales inelásticas del aislador

Q_{disp} (ton)	5.22
$K_d = K2_{disp}$ (ton/m)	77.43
$K1_{disp}$ (ton/m) =	619.43
$F_{y_{disp}}$ (ton) =	5.97
$1/\alpha$: Post yield stiffness ratio	0.125

Para el análisis no lineal se usaron siete registros compatibles con el espectro de pseudo aceleraciones de diseño según lo exige la norma E.031 [4]. En el anexo 5 se encuentran los factores y espectros SRSS de cada registro. Adicionalmente en el anexo 4 se verificó que, en el análisis tiempo historia con propiedades nominales, la fuerza restitutiva promedio supere el 2.5 % del peso y es 3.45%. La aceleración máxima se presentó en el último nivel y fue 0.17 g. El amortiguamiento logrado para este análisis fue 14%.

Asumiendo que el proveedor de los aisladores y deslizadores cumple con la experiencia y califica como de Clase I, se evalúa la estructura nuevamente, pero esta vez aplicando los factores de modificación máximos y mínimos a las propiedades nominales de los dispositivos. Los nuevos casos se llaman *Upper* y *Lower* y consideran los factores de la tabla 2 de la Norma E.031 [4]. En el caso de los aisladores los factores λ son 0.8 y 1.3 para la rigidez post fluencia K_d y 0.8 y 1.50 para la fuerza de activación Q_d . Para los deslizadores los factores λ máximo y mínimo son 1.60 y 0.80 respectivamente y aplican para la fuerza de activación Q_d y coeficiente de fricción μ .

Para obtener las propiedades inelásticas de los casos Upper y Lower se asumió que el desplazamiento de fluencia D_y del caso nominal se mantiene constante. En la tabla 5.30 se muestran los parámetros inelásticos de los casos upper y lower para aisladores y deslizadores.

Tabla 5.30. Propiedades Upper y Lower

Propiedades del Aislador	LOWER	UPPER
N_{aisl}	26	26
$Q_{d_{\text{aisl}}} \text{ (ton)}$	4.18	7.84
$K_d = K_2 \text{ (ton/m)}$	61.94	100.66
Asumo $D_y' = D_y \text{ (m)}$	0.0096	0.0096
$F_y = D_y * K_2 + Q_{d_{\text{aisl}}} \text{ (ton)}$	4.78	8.81
$K_1 \text{ (ton/m)}$	495.54	913.66
$1/\alpha$	0.125	0.110
Propiedades del Deslizador		
N_{desliz}	4	4
μ	0.024	0.048
$Q_{d_{\text{desliz}}} = \mu * W \text{ (ton)}$	2.27	4.55

El caso tiempo historia con propiedades *Lower* es el que origina mayor desplazamiento de la plataforma de aislamiento y menores solicitaciones para la superestructura puesto que el sistema de aislamiento se hace más flexible en comparación con el caso nominal. Por este motivo el desplazamiento máximo se obtuvo como la raíz cuadrada de la suma de cuadrados de los desplazamientos en las direcciones X e Y del caso *Lower*, este desplazamiento máximo fue 0.299 m. La fuerza restitutiva del caso Lower se redujo respecto del caso nominal a 2.98% del peso, pero aun es mayor al mínimo requerido por la norma E.031 [4]. El amortiguamiento logrado en este caso fue 13%.

El caso tiempo historia con propiedades *Upper* considera dispositivos más rígidos, por ello en este caso la superestructura toma mayores fuerzas de corte, aceleraciones, desplazamientos y derivas. La máxima deriva fue 0.0025 en el techo 2 y la máxima aceleración 0.24 g en el techo 4. La fuerza restitutiva y el amortiguamiento logrado fueron 3.56% del peso y 20% respectivamente.

En el anexo 4 se detallaron los resultados de los casos *Upper* y *Lower* para cada registro. Luego con las propiedades inelásticas máximas y mínimas se calcularon las propiedades elásticas asociadas a cada caso para elaborar el modelo espectral de diseño. La tabla 5.31 muestra las propiedades efectivas del análisis espectral.

Tabla 5.31. Propiedades efectivas

PROPIEDADES EFECTIVAS DEL SISTEMA	Lower	Nominal	Upper
Desplazamiento máximo D_M (cm)	33.7	32.8	32.0
Fuerza cortante V_b (ton)	661	808	1,059
Rigidez efectiva global K_M (ton/m)	1,960	2,462	3,311
Periodo efectivo T (s)	3.59	3.20	2.76
Amortiguamiento Global equivalente ξ (%)	11.0%	12.0%	12.9%

Como siguiente paso se realizó la verificación de las fuerzas cortantes de diseño en cada dirección para la superestructura. Como se detalló en el anexo 4, la fuerza cortante mínima para la superestructura es 358 ton, sin embargo, las fuerzas obtenidas del análisis modal espectral caso *upper* con R de 2 fueron 383 y 375 ton en las direcciones X e Y respectivamente. Debido a que las fuerzas cortantes del análisis espectral son mayores a las mínimas requeridas, no fue necesario aplicar un factor de amplificación o escalamiento adicional para elaborar el diseño.

La junta sísmica mínima de 0.309 m se determinó como el máximo valor obtenido en el análisis tiempo historia caso lower y el 80% del desplazamiento total del caso estático. La junta se redondeó a 0.35 m para las especificaciones.

Culminada la verificación y asignación de propiedades del sistema de aislamiento se asignaron los momentos P-delta según la norma E.031 [4], estos son aquellos que se generan por el desplazamiento de la superestructura respecto del eje de los dispositivos. Los momentos P-delta se obtuvieron como el producto del desplazamiento por la carga axial sumados al producto de la fuerza cortante por la distancia entre los capiteles como se especificó en el anexo 6. Cabe resaltar que la carga axial considerada para el cálculo del momento P-delta corresponde a la combinación de carga muerta más el 25% de la carga viva más las cargas verticales debido a los sismos horizontal y vertical. El sismo vertical mencionado se obtuvo como una fracción de las cargas de gravedad según lo define la norma E.031 [4]. En el anexo 6 se presentó el cálculo del momento P-delta para cada dispositivo.

Las combinaciones de diseño para los elementos de CA fueron las típicas de la norma E.060 [8] excepto que el sismo fue el SMC. Además, se diferenció el sismo para la superestructura mediante la aplicación del factor R de 2. Toda combinación que incluye sismo incluye también el momento P-delta asociado.

5.3.1 Diseño de vigas

En función a la demanda de momento flector se consideró la misma distribución de vigas del modelo C1-SD, es decir se tiene tres tipos de vigas según las figuras 5.3 y 5.4. La primera columna de la tabla 5.32 muestra el porcentaje de reducción de momento actuante respecto del edificio de base fija C1-SMC. Los bastones en rojo son elementos adicionales colocados para cumplir con el requerimiento de que M_n+ en el extremo debe ser por lo menos $M_n-/2$ en el mismo extremo mas no por resistencia.

Tabla 5.32. Diseño por flexión de vigas de C2

		Sección : 30 x 65		$A_{smin} = 0.0024 \cdot b \cdot d = 4.27 \text{ cm}^2$								
		$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$A_{smax} = 0.0159 \cdot b \cdot d = 27.25 \text{ cm}^2$			Bastones		Ref. corrido			
Reducción	NOMB.	Ubic.	Combinación	M_{act}	M_{resis}	A_s	#	ϕ	#	ϕ		
27.5%	tipo 1	lat az	1.25(m+v)+sy	17.40	22.64	11.40	2	3/4	2	3/4		
11.5%			1.4m+1.7v	8.85	11.80	5.70			2	3/4		
100.0%			-	0.00	11.80	5.70			2	3/4		
18.2%	tipo 2	lat pt	1.25(m+v)+sy	36.00	37.58	20.27	2	1	2	1		
19.4%			1.25(m+v)+sy	12.50	17.34	8.55			3	3/4		
54.1%			0.9m+sy	8.50	22.64	11.40			1	3/4	3	3/4
17.3%	tipo 2	cent az	1.25(m+v)+sy	27.30	37.58	20.27	2	1	2	1		
0.0%			1.4m+1.7v	16.50	17.34	8.55			1	3/4	2	3/4
0.0%			-	0.00	22.64	11.40			1	3/4	3	3/4
11.8%	tipo 3	cent pt	1.25(m+v)+sy	48.50	51.80	30.40	3	1	3	1		
0.0%			1.4m+1.7v	23.00	29.33	15.20			1	1	2	1
100.0%			-	0.00	29.33	15.20			1	1	2	1

Luego, el diseño por corte se determinó como el mínimo espaciamiento de los indicados en la tabla 5.33 por momentos probables y los mínimos por norma de la tabla 5.6.

Tabla 5.33. Diseño por corte de C2

		Sección : 30 x 65					$\phi V_c = 11.56 \text{ ton}$				
		$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$								
NOMB.	Combinación	V_{ucomb} (ton)	M_{prd} (ton.m)	M_{pri} (ton.m)	l_n (m)	$w_u \cdot l_n / 2$	$V_{udiseño}$ (ton)	$V_{udiseño} / V_{ucomb}$	V_s (ton)	A_v (cm ²)	s (cm)
tipo 1	1.25(m+v)+sy	10.50	17.38	31.79	7.35	10.00	16.69	1.59	6.04	1.42	64
tipo 2	1.25(m+v)+sy	17.00	32.69	55.25	7.35	12.00	23.96	1.41	14.60	1.42	27
tipo 2	1.4m+1.7v	18.50	32.69	55.25	7.35	16.00	27.96	1.51	19.30	1.42	20
tipo 3	1.25(m+v)+sy	26.50	43.01	81.58	7.35	22.00	38.95	1.47	32.23	1.42	12

En el caso de las vigas tipo 1 y 2 el espaciamiento determinante es $d/4$, mientras que para la viga tipo 3 es el espaciamiento obtenido a partir de los momentos probables. La figura 5.24 muestra el diseño de los tres tipos de viga.

Tabla 5.34. Solicitaciones últimas de Columnas Tipo 1 de C2

Columnas Tipo 1						
Ubicación	Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
central	SUP1: 1.4m+1.7v	398.76	-0.17	0.00	0.00	-0.44
central	SUP2: 1.25(m+v)+sx	337.94	-17.75	-5.18	-10.12	-35.30
central	SUP3: 1.25(m+v)+sy	336.96	4.78	18.76	35.53	9.26
central	SUP3: 1.25(m+v)+sy	337.93	-5.66	-18.72	-35.61	-12.01
central	SUP2: 1.25(m+v)+sx	336.97	17.73	6.01	12.70	35.36
Lateral	SUP1: 1.4m+1.7v	217.50	-19.11	0.00	0.00	-32.32
Lateral	SUP2: 1.25(m+v)+sx	174.99	28.18	6.52	13.43	59.45
Lateral	SUP3: 1.25(m+v)+sy	198.01	-6.32	-28.03	-59.30	-13.03

Tabla 5.35. Solicitaciones últimas de columnas Tipo 2 de C2

Columnas Tipo 2						
Ubicación	Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
central	SUP1: 1.4m+1.7v	76.89	-0.05	0.00	0.00	0.07
central	SUP2: 1.25(m+v)+sx	66.82	4.54	0.71	0.10	-3.75
central	SUP3: 1.25(m+v)+sy	66.65	-1.97	-4.79	4.02	1.93
central	SUP3: 1.25(m+v)+sy	62.85	-0.58	-3.41	10.59	3.99
central	SUP2: 1.25(m+v)+sx	62.85	-3.15	-0.71	4.26	10.06
Lateral	SUP1: 1.4m+1.7v	43.01	18.69	0.00	0.00	25.11
Lateral	SUP1: 1.4m+1.7v	42.99	0.03	18.69	25.11	0.04
Lateral	SUP3: 1.25(m+v)+sy	32.43	1.96	-14.74	31.93	3.25
Lateral	SUP2: 1.25(m+v)+sx	32.49	-14.86	1.36	4.39	31.67

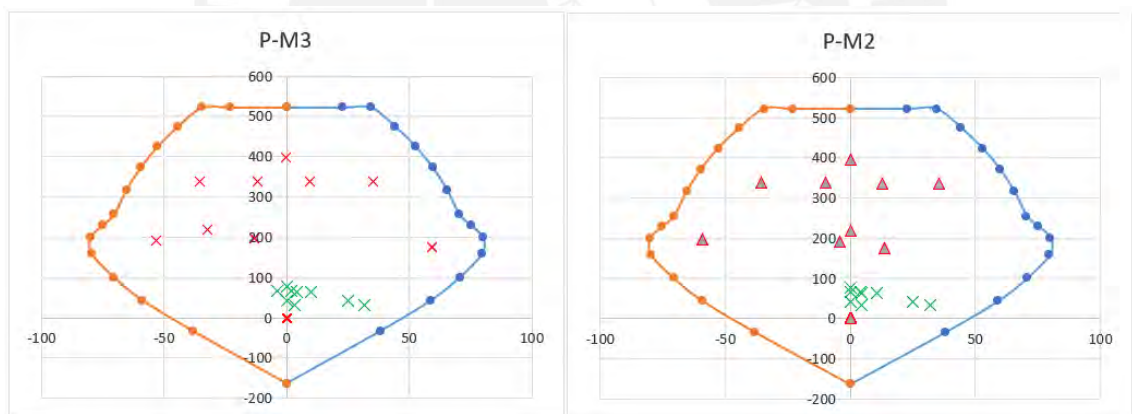


Figura 5.25. Diagramas de interacción de columnas Tipo 1 y 2 de C2

El ratio de momentos resistentes de columnas entre los de vigas es más conservador que en el diseño C1-SMC porque el diseño de columnas se mantiene igual pero el refuerzo de vigas decrece, el detalle se mostró en la tabla 5.9. La longitud de confinamiento, el espaciamiento en la zona de confinamiento y fuera de ella se mostraron en la tabla 5.10, sin embargo, también debe cumplirse con el espaciamiento mínimo obtenido a partir de los momentos probables según la tabla 5.11. Luego, la norma establece límites para el acero transversal según las ecuaciones de la tabla 5.12. En conclusión, el diseño longitudinal y transversal de columnas se mantiene igual para los diseños C1-SD, C1-SMC y C2 según muestra la figura 5.9.

5.3.3 Diagramas momento curvatura de C2

Las propiedades y modelos de los materiales, así como los diagramas momento curvatura se mantienen según lo presentado para C1-SD en la sección 5.1.3. Esto debido a que los diagramas momento curvatura de vigas fueron generados en las zonas de mayor momento negativo, si bien estas no tienen la misma longitud en C1-SD y en C2, si cuentan con el mismo refuerzo longitudinal y transversal. El caso de las columnas es similar ya que el refuerzo lo definieron las cargas de gravedad que son iguales en ambos casos C1-SD y C2.

5.4 Estructura de base aislada C3

Este último diseño se realizó de acuerdo a la propuesta de lineamientos de la presente investigación indicada en el capítulo 4. Sin embargo, el modelo estructural, análisis sísmico y solicitaciones son las mismas que se presentaron para la estructura C2.

5.4.1. Diseño de vigas

Se adoptó la distribución de tipos de vigas de las figuras 5.3 y 5.4. Para la tipología de vigas elegida se realizó el diseño de vigas resumido en la tabla 5.36. Los momentos actuantes presentados en la cuarta columna de la tabla 5.36 obedecen al esquema de la figura 5.5. La tabla 5.37 muestra el cálculo para obtener la fuerza cortante de diseño para cada tipo de viga por capacidad. Se reitera que este caso C3 se diseñó de acuerdo a los lineamientos propuestos en la presente investigación. Es decir, para sistemas de pórticos como el que se está desarrollando:

- En los extremos de vigas, el área de acero positivo longitudinal es por lo menos la tercera parte del área de acero negativo en el mismo extremo.
- El diseño por capacidad se realizó a partir de los momentos nominales en los extremos como la suma de estos entre la luz libre sumado a la cortante isostática. En otras palabras, la fuerza cortante de diseño se obtuvo tal como se realiza para sistemas de muros estructurales.
- Para las vigas de tipo 1 y 2 el espaciamiento máximo de estribos en la longitud de confinamiento lo define el menor valor de la tabla 5.38, los valores presentados en la tabla son similares a los usados por la norma E.060 [8] para sistemas de muros.

La longitud de confinamiento se mantiene como dos veces el peralte de la viga y el espaciamiento máximo de estribos fuera de la longitud de confinamiento como $d/2$. La figura 5.26 muestra un esquema del refuerzo longitudinal y transversal de cada tipo de viga.

Tabla 5.36. Diseño por flexión de vigas de C3

Sección : 30 x 65			$A_{smin} = 0.0024 \cdot b \cdot d = 4.27 \text{ cm}^2$						
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$		$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$A_{smax} = 0.0159 \cdot b \cdot d = 27.25 \text{ cm}^2$			Bastones		Ref. corrido	
NOMB.	Ubic.	Combinación	M_{act}	M_{resis}	A_s	#	ϕ	#	ϕ
tipo 1	lat az	1.25(m+v)+sy	17.40	22.64	11.40	2	3/4	2	3/4
		1.4m+1.7v	8.85	11.80	5.70			2	3/4
		-	0.00	11.80	5.70			2	3/4
tipo 2	lat pt	1.25(m+v)+sy	36.00	37.58	20.27	2	1	2	1
		1.25(m+v)+sy	12.50	17.34	8.55			3	3/4
		0.9m+sy	8.50	17.34	8.55			3	3/4
tipo 2	cent az	1.25(m+v)+sy	26.50	29.33	15.20	1	1	2	1
		1.4m+1.7v	16.50	17.34	8.55			1	3/4
		-	0.00	11.80	5.70			2	3/4
tipo 3	cent pt	1.25(m+v)+sy	48.50	51.80	30.40	3	1	3	1
		1.4m+1.7v	23.00	25.48	12.98			1	3/4
		-	0.00	20.31	10.13			2	1

Tabla 5.37. Diseño por corte de vigas de C3

Sección : 30 x 65											
		$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$		$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$			$\phi Vc = 11.56 \text{ ton}$				
NOMB.	Combinación	Vu_{comb} (ton)	Mprd (ton.m)	Mpri (ton.m)	ln (m)	$wu \cdot ln/2$	$Vu_{diseño}$ (ton)	$Vu_{diseño}/Vu_{comb}$	Vs (ton)	Av (cm ²)	s (cm)
tipo 1	1.25(m+v)+sy	10.50	13.60	26.30	7.35	10.00	15.43	1.47	4.56	1.42	85
tipo 2	1.25(m+v)+sy	17.00	19.99	45.75	7.35	12.00	20.94	1.23	11.05	1.42	35
tipo 2	1.4m+1.7v	18.50	13.65	34.72	7.35	16.00	22.58	1.22	12.97	1.42	30
tipo 3	1.25(m+v)+sy	26.50	23.53	63.76	7.35	22.00	33.88	1.28	26.26	1.42	15

Tabla 5.38. Propuesta de espaciamiento de estribos para vigas en la zona de confinamiento

1er estribo a 5cm	
$\max(d/3.5, 15\text{cm})$	= 16.9 cm
S _{0min}	= 30.0 cm
10dblmin	= 19.1 cm
24dbe	= 22.9 cm
S_{0min}	= 16.9 cm

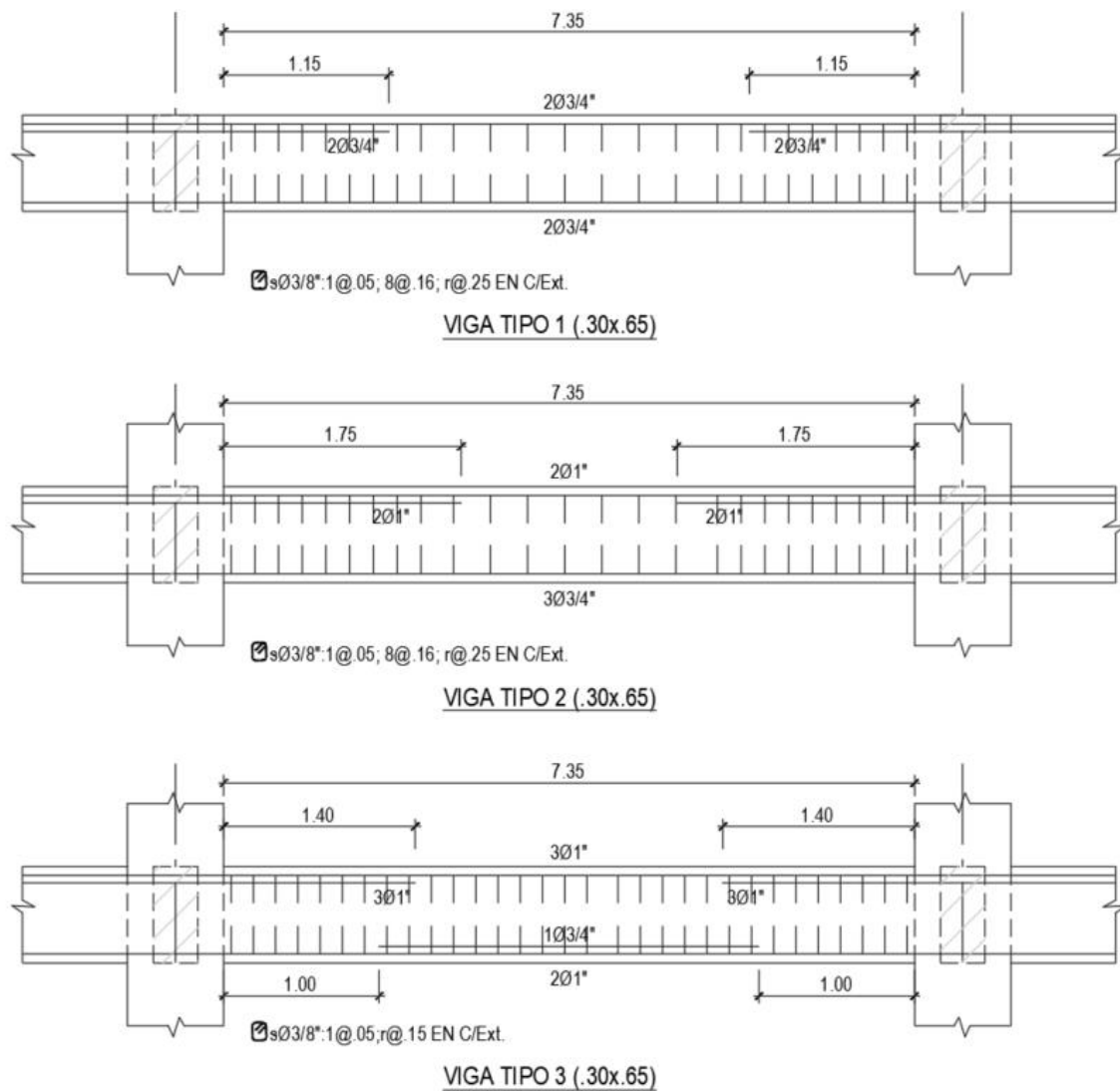


Figura 5.26. Diseño de vigas de C3

5.4.2 Diseño de columnas

A diferencia de los casos anteriores, la tabla 5.39 clasificó las columnas por el ratio de carga y ubicación en altura. Todas las cargas axiales de la tabla son las máximas por piso y corresponden a la combinación 1.4m+1.7v, por tanto, son iguales para todos los casos de estudio. En esta investigación se buscó optimizar el diseño, por ello se diferenciaron dos tipos de columna. El diseño tipo 1' corresponde a las columnas del primer y segundo piso cuyo ratio de carga se encuentra entre 0.22 y 0.45. El diseño de la columna tipo 2' corresponde a los elementos del tercer y cuarto piso cuyo mayor ratio es 0.21.

Tabla 5.39. Ratios de carga de columnas

Piso	Esquinas		Laterales		Centrales	
	Pu (ton)	Pu/(f'c•Ag)	Pu (ton)	Pu/(f'c•Ag)	Pu (ton)	Pu/(f'c•Ag)
T1	122.49	0.14	217.50	0.25	398.76	0.45
T2	90.03	0.10	159.43	0.18	291.15	0.33
T3	57.53	0.06	100.57	0.11	184.20	0.21
T4	24.79	0.03	42.79	0.05	77.59	0.09

Las tablas 5.40 y 5.41 muestran las solicitaciones determinantes de las columnas tipo 1' y 2' respectivamente, en estas tablas las letras P, V2 y demás corresponden a la misma nomenclatura indicada para la tabla 5.7. La figura 5.27 muestra los diagramas de interacción para cada dirección de la columna tipo 1' considerando como refuerzo tentativo: $4\phi 1" + 8\phi 3/4"$, es decir cuantía $\rho=1.02\%$. La figura 5.28 presenta diagramas de interacción de la columna tipo 2' en cada dirección con $12\phi 3/4"$, esto es cuantía de $\rho=0.81\%$. Como se mencionó, este diseño obedece a la propuesta del presente trabajo según la cual:

- Es factible reducir la cuantía longitudinal de columnas hasta 0.8% siempre que el ratio de carga sea menor o igual a 0.25 y siempre que el refuerzo satisfaga el diseño por flexocompresión

Tabla 5.40. Solicitaciones últimas de columna tipo 1' de C3

Columnas tipo 1'						
Piso	Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
T1	SUP1: 1.4m+1.7v	398.76	-0.17	0.00	0.00	-0.44
T1	SUP2: 1.25(m+v)+sx	174.99	28.18	6.52	13.43	59.45
T1	SUP3: 1.25(m+v)+sy	198.01	-6.32	-28.03	-59.30	-13.03

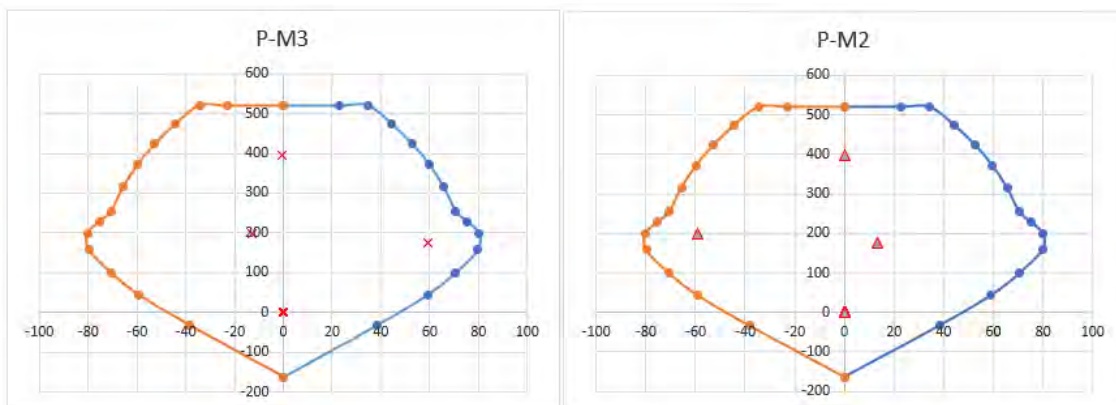


Figura 5.27. Diagrama de interacción de columna tipo 1' de C3

Tabla 5.41. Solicitaciones últimas de columna tipo 2' de C3

Columnas tipo 2'						
Piso	Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
T3	SUP1: 1.4m+1.7v	183.55	0.01	0.00	0.00	0.01
T4	SUP1: 1.4m+1.7v	43.01	18.69	0.00	0.00	25.11
T4	SUP1: 1.4m+1.7v	42.99	0.03	18.69	25.11	0.04
T4	SUP3: 1.25(m+v)+sy	32.43	1.96	-14.74	31.93	3.25
T4	SUP2: 1.25(m+v)+sx	34.88	14.86	-2.04	-3.44	-31.67

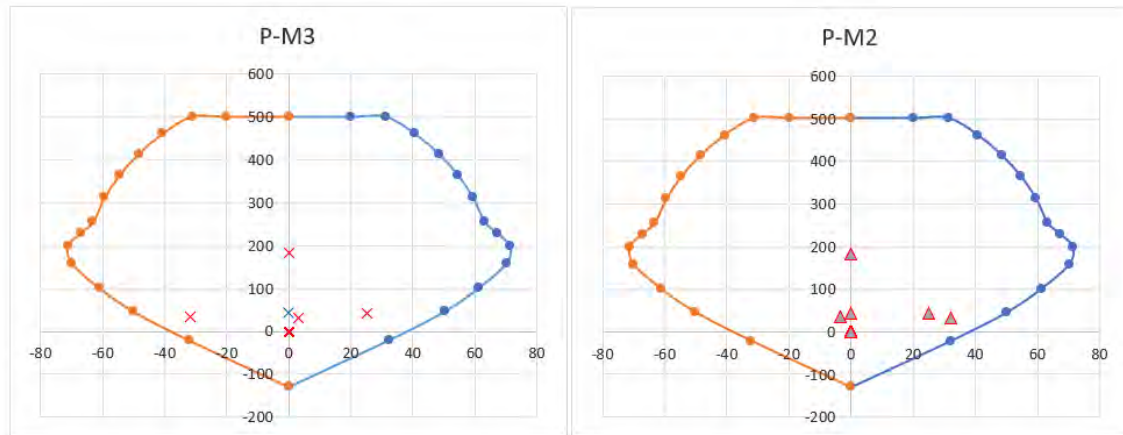


Figura 5.28. Diagrama de interacción de columna tipo 2' de C3

Los diagramas de interacción indican que las solicitaciones de ambos tipos de columna se encuentran dentro de su capacidad a flexocompresión, por ello el refuerzo elegido es adecuado. Posteriormente se realizó la verificación de resistencia a flexión mínima de columnas según se indica en la norma E.060 [8]. La tabla 5.42 presenta los valores usados para la verificación como momentos nominales en cada extremo de las columnas y vigas además del factor o ratio entre estos. En la tabla se puede ver que los ratios se mantienen sobre el mínimo de 1.2.

Tabla 5.42. Verificación de flexión mínima de columnas de C3

PISO	Pu (ton)	Mncs (ton.m)	Mnci (ton.m)	ΣMnc	Mnvd (ton.m)	Mnvi (ton.m)	$\Sigma Mnvi$	factor	¿factor > 1.2?
3	184	75	63	138	24	64	87	1.58	Ok, cumple
2	291	101	101	202	24	64	87	2.31	Ok, cumple
1	398	99	99	198	24	64	87	2.27	Ok, cumple

En cuanto al diseño por corte se propuso en el capítulo 4 y se reitera por conveniencia:

- Obtener la fuerza cortante de diseño a partir de los momentos nominales en los extremos dividido por la luz libre tal como se realiza para sistemas estructurales de muros. En la tabla 5.43 se muestran los valores para el diseño por capacidad.

- En la mayoría de los casos el espaciamiento determinante en la zona de confinamiento lo definieron los mínimos según la propuesta del presente trabajo indicados en la tabla 5.44 para sistemas de pórticos.

Fuera de la longitud de confinamiento el espaciamiento calculado por capacidad solo es determinante para las columnas más cargadas tipo 1'. El esquema del diseño de ambas columnas se muestra en la figura 5.29.

Tabla 5.43. Diseño por capacidad de C3

PISO	Mns (ton.m)	Mni (ton.m)	hn (m)	V _{udiseño} (ton)	φV _c (ton)	V _s (ton)	Av (cm ²)	s (cm)
4	63	63	2.35	53.6	24.2	34.6	4.26	33.59
3	75	75	2.35	63.8	24.2	46.6	4.26	24.94
2	101	101	2.35	86.0	24.2	72.7	4.26	16.00
1	99	99	2.35	84.3	24.2	70.7	4.26	16.46

Tabla 5.44. Propuesta de espaciamiento mínimo de estribos de columnas

Long. de confinamiento		
$h_{entrepiso}/6$	=	39.2 cm
Max(B,H)	=	65.0 cm
Min	=	50.0 cm
Lo_{min}	=	65.0 cm

Espaciamiento en la long. De confinamiento		
8dbl	=	15.2 cm
Min(B,H)/2	=	32.5 cm
Min	=	15.0 cm
So (cm)	=	15.0 cm

Espaciamiento en el resto de la columna:		
14dbl	=	26.7 cm
Max	=	30.0 cm
48dbe	=	45.7 cm
S_{pandeo}	=	26.7 cm

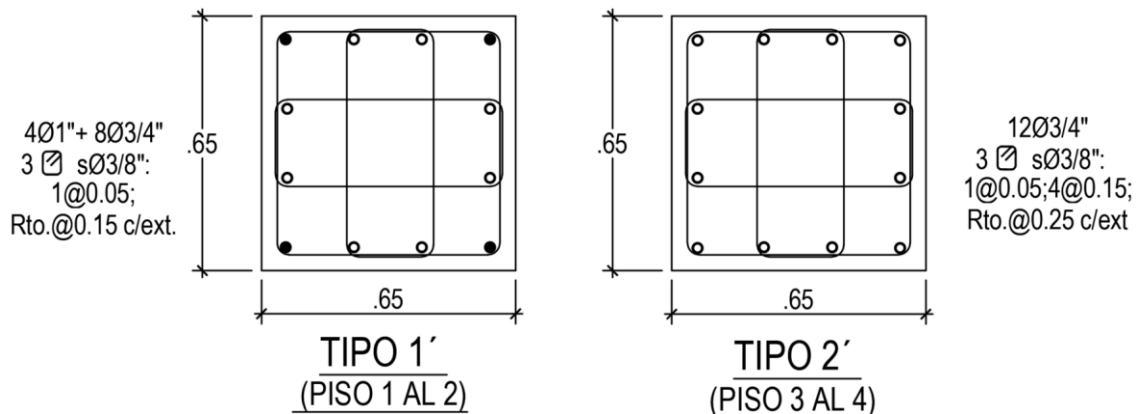


Figura 5.29. Diseño de columnas de C3

5.4.3 Diagramas momento curvatura de C3

A continuación, se presentan los diagramas momento vs. curvatura de todos los elementos diseñados con la propuesta del presente trabajo. Los puntos para elaborar los diagramas, así como las curvaturas, deformaciones y demás, se indican en las tablas 5.45 a 5.49. Los diagramas momento curvatura, así como las notas referenciales de cada punto evaluado se presentan en las figuras 5.30 a 5.34.

Tabla 5.45. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Vigas tipo 1 de C3

VT1-C3	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
0	Inicio		0	0		
1	Fluencia del acero	169.21	28.21	5.40E-03	0.0023	0.00091
2	Esfuerzo máximo no confinado	92.5	29.29	2.31E-02	0.0116	0.00214
3	Deformación máxima del recubrimiento	88.1	36.31	4.85E-02	0.0246	0.00427
4	Pérdida total del recubrimiento en compresión	111.3	36.29	5.60E-02	0.0272	0.00623
5	Esfuerzo último del concreto confinado	175.2	41.26	1.22E-01	0.0513	0.02136
				Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	22.59	

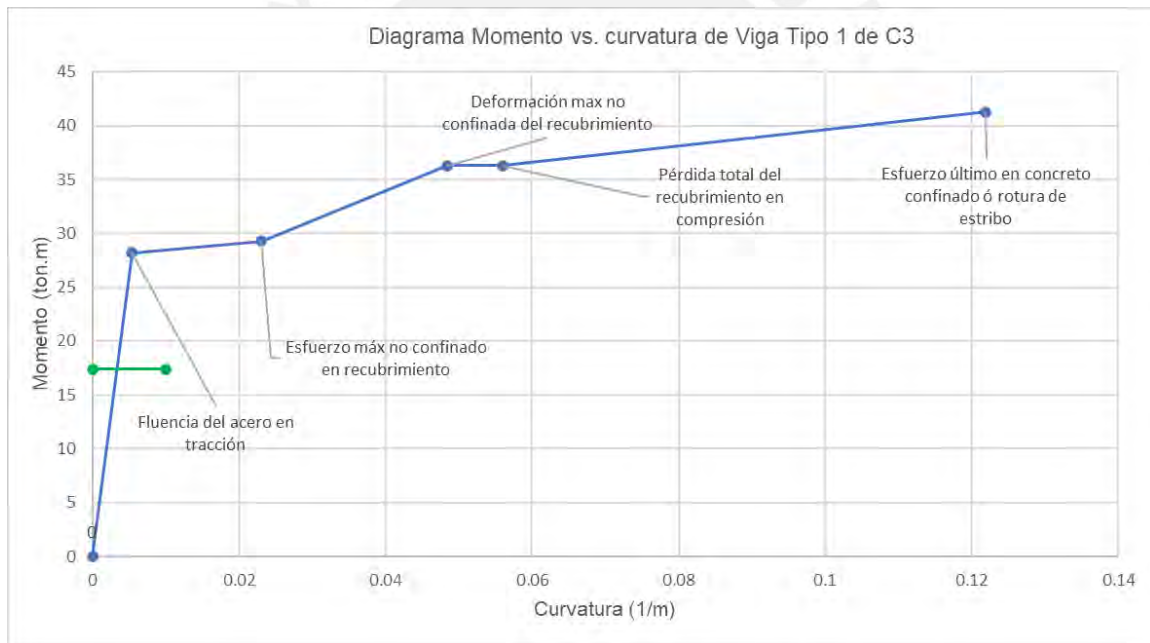


Figura 5.30. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 1 de C3

Tabla 5.46. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Viga tipo 2 de C3

VT2-C3	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
0	Inicio		0	0		
1	Fluencia del acero	218.08	48.77	6.14E-03	0.0023	0.00134
2	Esfuerzo máximo confinado	118.62	52.45	3.22E-02	0.0153	0.00382
3	Deformación máxima del recubrimiento	118.3	54.77	3.61E-02	0.0171	0.00427
4	Pérdida total del recubrimiento en compresión	146.3	52.79	3.84E-02	0.0171	0.00561
5	Esfuerzo último del concreto confinado	240.4	59.25	8.26E-02	0.0291	0.01985
				Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	13.44	

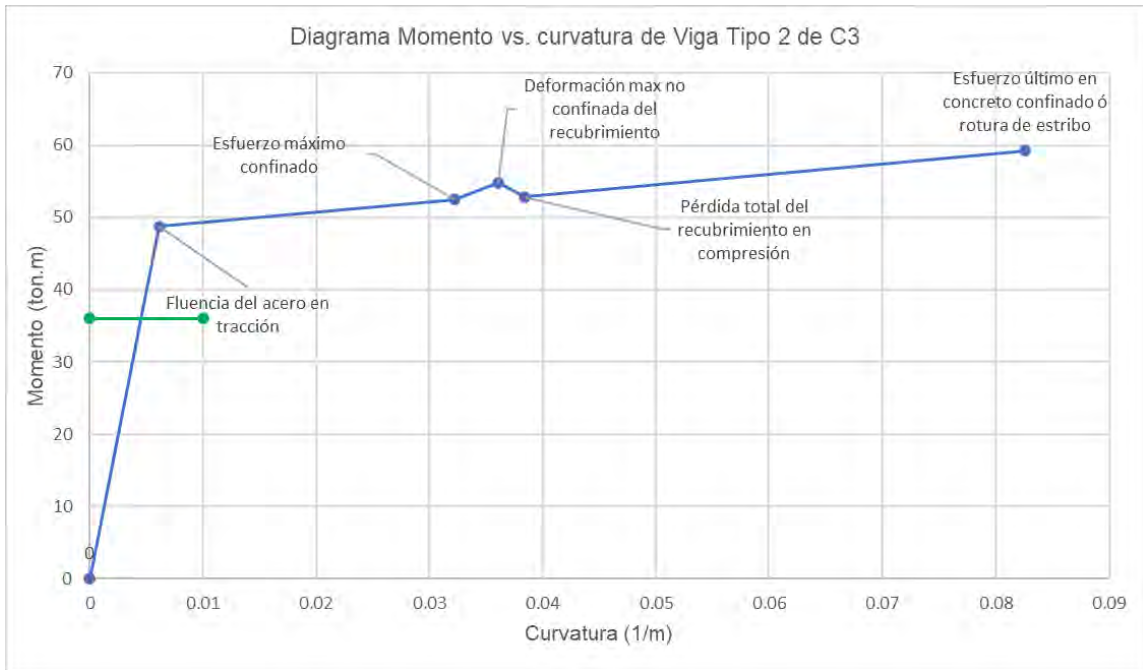


Figura 5.31. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 2 de C3

Tabla 5.47. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Viga tipo 3 de C3

VT3-C3	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
0	Inicio		0	0		
1	Fluencia del acero	255.03	64.97	6.82E-03	0.0023	0.00174
2	Esfuerzo máximo no confinado	233.2	69.35	9.16E-03	0.0033	0.00214
3	Deformación máxima del recubrimiento	171.1	70.90	2.50E-02	0.0105	0.00427
4	Pérdida total del recubrimiento en compresión	199.9	68.03	2.59E-02	0.0102	0.00518
5	Esfuerzo último del concreto confinado	296.4	68.64	6.79E-02	0.0201	0.02012
				Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	9.96	

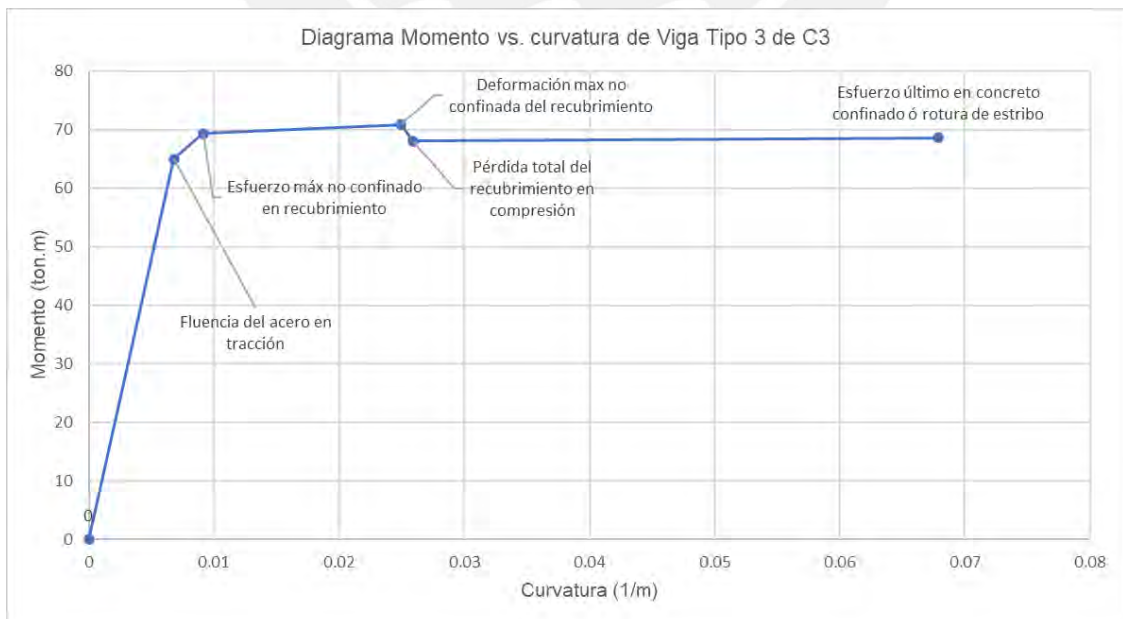


Figura 5.32. Diagrama M vs. ϕ de Viga Tipo 3 de C3

Tabla 5.48. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Columna tipo 1' de piso 1 de C3

		P = 398 ton				
C1'P1	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
1	Esfuerzo máximo no confinado	368.5	99.64	5.80E-03	0.0013	0.00214
2	Fluencia del acero	332.0	119.96	8.93E-03	0.0023	0.00296
3	Deformación máxima del recubrimiento	300.7	124.21	1.42E-02	0.0041	0.00427
4	Pérdida total del recubrimiento en compresión	316.8	114.89	1.52E-02	0.0041	0.00480
5	Esfuerzo máximo confinado	296.9	117.31	2.52E-02	0.0074	0.00749
6	Esfuerzo último en concreto confinado	282.8	123.47	8.54E-02	0.0262	0.02414
				Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	14.73	

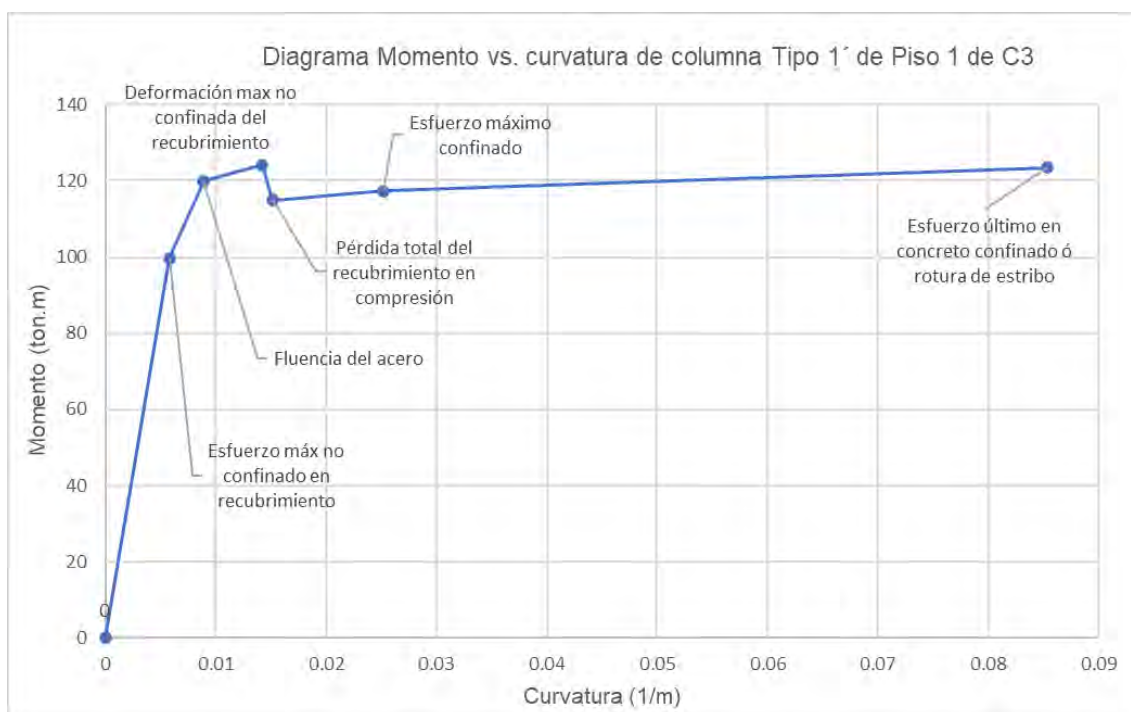


Figura 5.33. Diagrama M vs. ϕ de Columna Tipo 1' de piso 1 de C3

Tabla 5.49. Puntos para Diagrama M vs. ϕ de Columna tipo 2' de piso 3 de C3

		P = 184 ton				
C2'P3	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
1	Fluencia del acero	250.50	75.23	6.78E-03	0.0023	0.0017
2	Esfuerzo máximo no confinado	222.9	79.74	9.58E-03	0.0035	0.00214
3	Deformación máxima del recubrimiento	176.2	86.01	2.42E-02	0.0100	0.00427
4	Pérdida total del recubrimiento en compresión	191.8	80.68	2.72E-02	0.0109	0.00523
5	Esfuerzo máximo confinado	188.2	83.64	4.31E-02	0.0173	0.00811
6	Esfuerzo último en concreto confinado	197.7	95.62	1.30E-01	0.0510	0.02572
				Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	19.18	

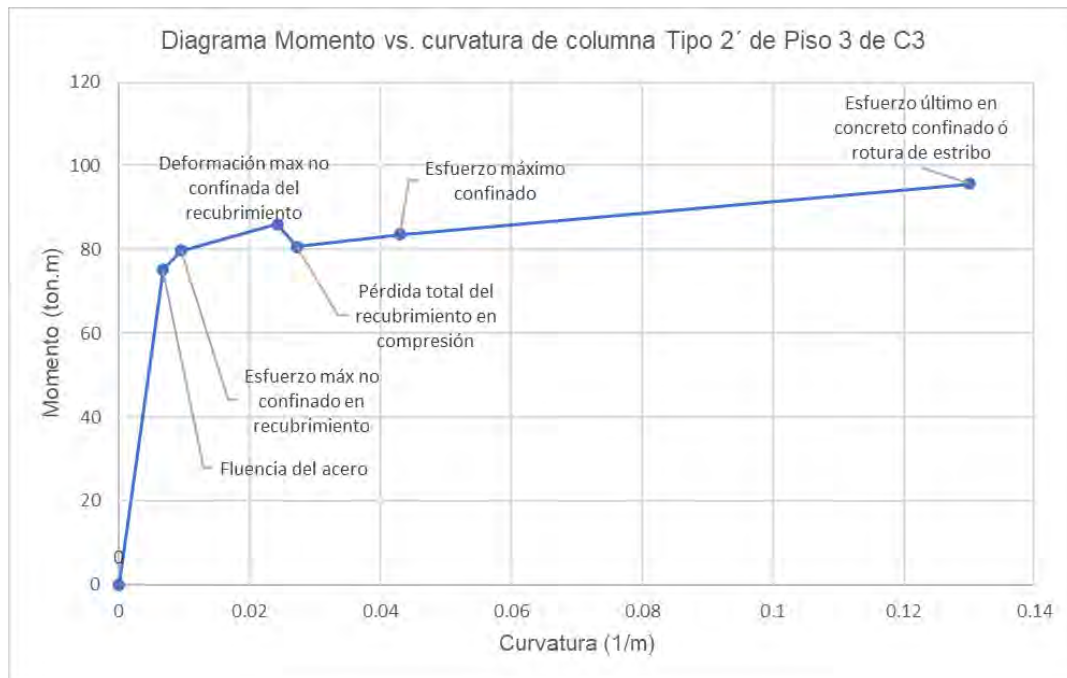


Figura 5.34. Diagrama M vs. ϕ de Columna Tipo 2' de piso 3 de C3

De los diagramas elaborados para las vigas y columnas se puede comentar que la ductilidad decrece conforme la resistencia se incrementa. Se obtuvieron ductilidades de 22.6, 13.4 y 9.9 para las vigas tipo 1, 2 y 3 respectivamente. En columnas las ductilidades obtenidas fueron 14.7 y 19.2 para las columnas tipo 1' del piso 1 y 2' del piso 2' respectivamente

5.5 Diseño de nudos

Además de los requerimientos presentados para vigas y columnas, la norma E.060 [8] exige verificar la resistencia de los nudos. En la tabla 5.50 se muestran los parámetros y cálculos para el diseño de nudos de cada caso de estudio. En esta tabla se consideró la expresión para nudos confinados en dos caras aun cuando se analizó un nudo interior con cuatro vigas llegando a este. Esto porque el área de la viga es inferior al área del nudo en cada cara y por ello no puede considerarse confinado. Como se puede ver en la tabla 5.50, la resistencia del nudo ϕV_{nudo} es igual para todos los diseños porque depende solo de la geometría y resistencia a la compresión del concreto. La cortante en el nudo V_u , en cambio, depende del refuerzo y fuerza cortante en la columna; por ello la tabla usó el diseño de las vigas tipo 3 de mayor cuantía con las columnas del techo 3 de menor fuerza cortante puesto que estos darán la mayor demanda de fuerza cortante V_u en el nudo.

Tabla 5.50. Diseño de nudos

A. Resistencia del nudo ϕV_{nudo} :					
$f'c =$	210				kg/cm ²
$h_{columna} =$	65				cm
$b_{viga} =$	30				cm
$x =$	17.5				cm
i) $b+h =$	95				cm
ii) $b+2x =$	65				cm
$A_j = h * \min(i,ii) =$	4225				cm ²
Factor =	1.2				
$V_{nudo} = \text{factor} * 3.19 \sqrt{f'c} * A_j$					
$V_{nudo} = 1.2 * 3.19 \sqrt{f'c} * A_j$ (ec.5.1)					
$V_{nudo} =$	235.1				ton
$\phi =$	0.85				
$\phi V_{nudo} =$	199.8				ton
B. Cortante en el nudo: $V_u = 1.25 f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$ (ec. 5.2 de la E.060 [8])					
	Diseño				unidades
	C1-SD	C1-SMC	C2	C3	
$f_y =$	4200	4200	4200	4200	kg/cm ²
$A_{s1} =$	30.42	35.49	30.42	30.42	cm ²
$A_{s2} =$	15.21	18.05	15.21	10.14	cm ²
$V_{col} =$	13.05	16.42	11.41	11.41	ton
$V_u =$	226.5	264.7	228.1	201.5	ton

De la tabla 5.50 se concluye que los diseños C1-SD y C1-SMC necesariamente tendrían que modificar la sección de sus vigas de forma que estas confinen a la columna en sus cuatro caras. Solo así se podría usar un factor de 1.7 en lugar de 1.2 en la ecuación 5.1 de la E.060 [8]. Sin embargo, no se realizó el cambio de sección porque parte del objetivo es comparar ductilidad de los elementos estructurales con las mismas dimensiones. El diseño C3, por considerar menor refuerzo longitudinal en comparación con C2, induce una fuerza cortante en el nudo V_u aceptable en comparación con la resistencia del mismo ϕV_{nudo} .

5.6 Análisis tiempo historia no lineal

Los casos de estudio C2 y C3, cuya estructuración es la misma, fueron sometidos a análisis tiempo historia No Lineal por integración directa en el programa ETABS. Los registros ingresados fueron los siete especificados en el anexo 5, cabe resaltar que los registros se encuentran espectro compatibilizados y corresponden a un SMC. El análisis se desarrolló solo en la dirección Y por ser esta la más crítica, es decir que los registros fueron ingresados con sus componentes en ambas direcciones, pero considerando el mayor factor en la dirección Y. El análisis en ambos casos de estudio parte de un estado de gravedad definido como la carga muerta total más el 25 % de la carga viva.

Las vigas cuentan con rótulas tipo flexión en su dirección principal M3. Las columnas en cambio, cuentan con rótulas tipo interacción de carga axial y momento flector en ambas direcciones principales P-M2-M3. Tanto para vigas como para las columnas se ingresaron manualmente las propiedades no lineales de concreto y acero de refuerzo definidas en 5.1.3. De la misma forma, se ingresaron los diagramas momento curvatura presentados en los acápites 5.3.3 y 5.4.3. Las rótulas de las columnas se ubicaron a $d/4$ de la cara y con una longitud de $h/2$. Las rótulas de vigas se ubicaron a “d” de la cara y con una longitud de $h/2$.

Con los análisis tiempo historia se comprobó que los desplazamientos de los edificios aislados son cercanos a los obtenidos con el análisis FNA, por ello la junta de diseño de 0.35 m resulta adecuada. En la tabla 5.35 se presentan los desplazamientos máximos para cada registro a nivel de la plataforma de aislamiento y en el último techo en el mismo instante, asimismo se indica la diferencia entre ambos desplazamientos. Esta diferencia relativa es la que desplaza la superestructura del edificio.

Tabla 5.35. Desplazamientos en Y de los casos C2 y C3

Registros	Desplazamiento (m)		
	Aislamiento	Techo 4	Δ (m)
C5101	0.234	0.248	0.014
LIMA 70	0.223	0.236	0.013
LIMA 66	0.246	0.256	0.010
LIMA 74	0.264	0.284	0.020
C7111	0.272	0.288	0.016
C7401	0.311	0.331	0.020
C7411	0.254	0.270	0.016

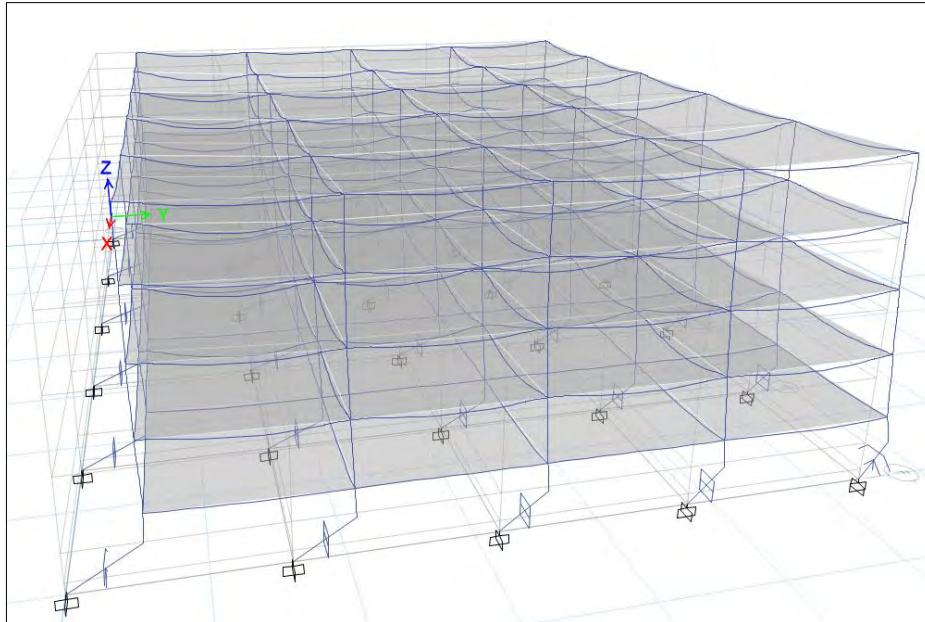


Figura 5.35. Deformada del análisis Tiempo Historia para el registro C7401 al desplazamiento máximo para el Caso C2

En la figura 5.35 se muestra la deformada del caso de estudio 2 para el instante en que se produce el máximo desplazamiento para el registro C7401. La figura 5.36 muestra el estado deformado final del caso 2 al final del mismo registro. En ambas figuras se puede observar que los elementos estructurales no forman rótulas que incurrieren en el rango inelástico.

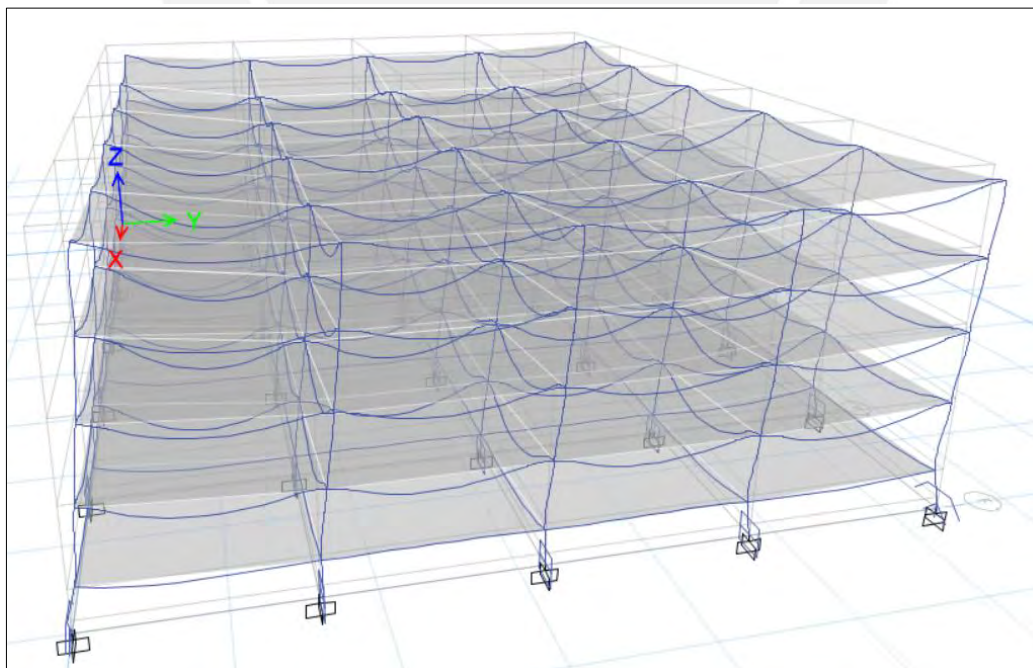


Figura 5.36. Deformada del análisis Tiempo Historia para el registro C7401 al finalizar el sismo para el Caso C2

En la figura 5.37 se grafica la historia de aceleraciones para el caso de estudio 2 en el nivel de aislamiento y en el techo 4, en el primero la máxima aceleración alcanzada es 1.75 m/s^2 , mientras que en el techo 4 esta es 1.91 m/s^2 . La figura 5.38 muestra las derivas en el tiempo para cada piso, se aprecia que las derivas de todos los pisos siguen una misma tendencia debido a que el edificio tiende a moverse traslacionalmente.

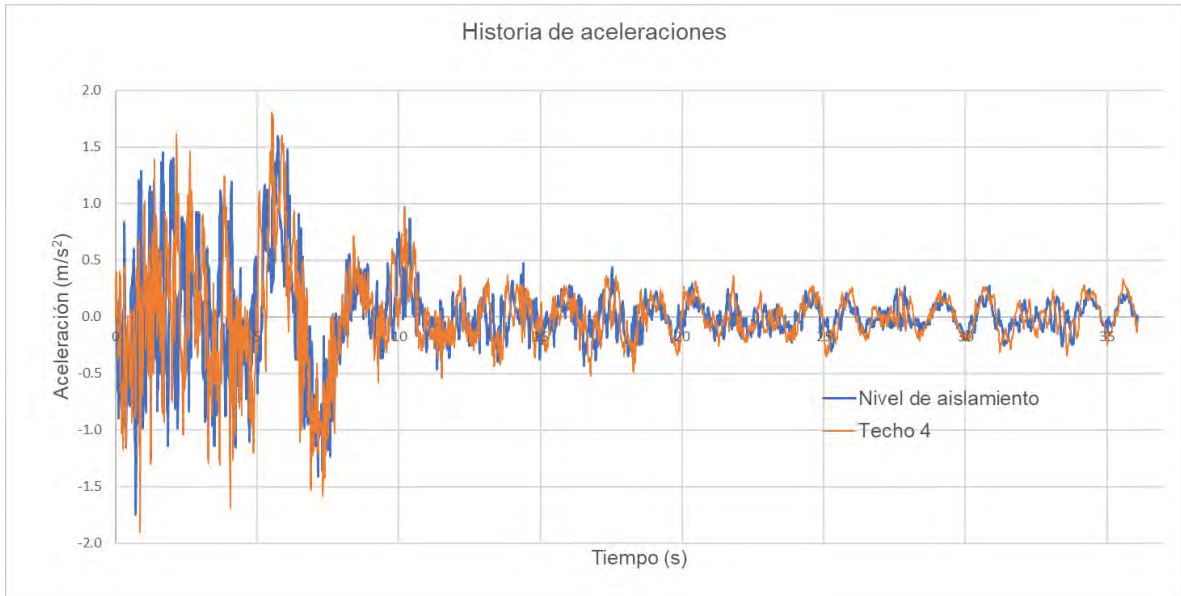


Figura 5.37. Historia de aceleraciones para el registro C7401 del caso C2

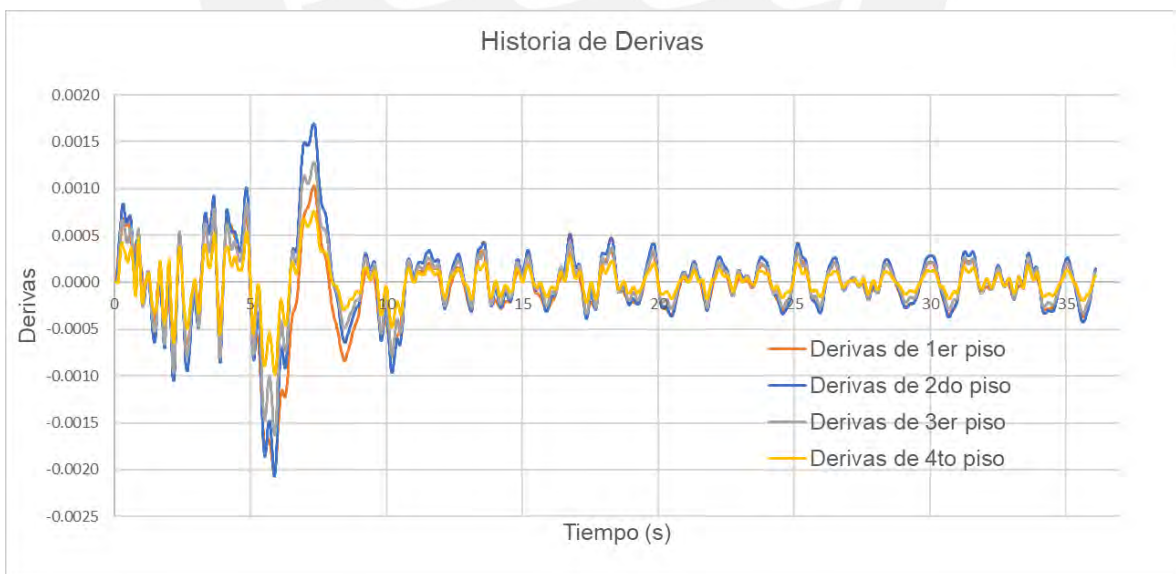


Figura 5.38. Historia de derivas para el registro C7401 del caso C2

CAPÍTULO 6 : DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En el presente capítulo se discuten datos y resultados relevantes de cada caso del capítulo 5. Como punto de partida se menciona a la fuerza cortante de diseño teniendo en cuenta que se consideró el sismo SMC para la estructura C1-SMC aun cuando la norma permite realizar el diseño con un sismo menor para estructuras de base fija. Esto debido a que el sismo llegará al suelo de una estructura con la misma aceleración independientemente del sistema estructural o protección sísmica con la que cuente el edificio. Por el mismo motivo se considera arbitrario comparar solo C1-SD y C2 ya que la demanda sísmica es diferente para cada caso. La tabla 6.1 presenta las fuerzas cortantes basales elásticas de cada estructura para ambas direcciones, así como el factor R. Indica además los porcentajes de reducción de fuerza cortante basal de los casos de base aislada respecto de los de base fija que, acorde con la evidencia del capítulo 3, decrece considerablemente.

Tabla 6.1. Cortantes basales elásticas

Dirección	Fuerza elástica (ton)			Reducción	
	C1-SD (a)	C1-SMC (b)	C2 y C3 (c)	$((a)-(c))/(a)$	$((b)-(c))/(b)$
	SD	SMC	SMC		
	R=1	R=1	R=1		
X	2,768	4,152	766	72.3%	81.6%
Y	2,664	4,000	750	71.8%	81.3%

La tabla 6.2 resume las fuerzas cortantes de diseño para las estructuras o superestructuras en el caso de los edificios aislados. Los casos C2 y C1-SD tienen fuerzas de diseño muy similares siendo la cortante de la primera solo 10.7% y 12.6% mayor a la segunda en X e Y respectivamente, sin embargo, los factores R fueron muy distintos. Por otro lado, si se compara C1-SMC y C2, la fuerza de diseño se redujo de una estructura a otra en 26 y 25% en las direcciones X e Y respectivamente.

Tabla 6.2. Cortantes basales de diseño

Dirección	Fuerza cortante de diseño (ton)		
	C1-SD	C1-SMC	C2 y C3
	SD R=8	SMC R=8	SMC R=2
X	346	519	383
Y	333	500	375

En cuanto a las derivas de entrepiso, estas se grafican en la figura 6.1 para cada caso, los máximos se obtuvieron en la dirección Y siendo 0.0099 para C1-SD; 0.0149 para la estructura de base fija C1-SMC y 0.0025 para los casos aislados C2 y C3. Es decir que la reducción de derivas del edificio aislado es 74.7% respecto de C1-SD y 83% respecto de C1-SMC. Si bien la reducción de derivas no significa que la reducción de ductilidad demandada esté en la misma proporción, da una idea de cuan poco exigidos estarán los elementos estructurales de edificios aislados.

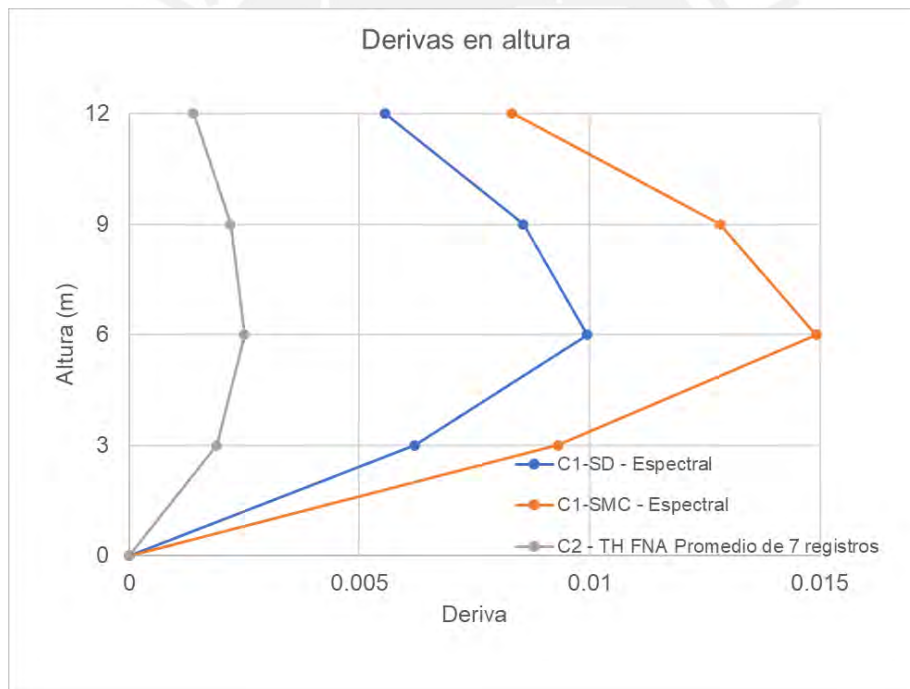


Figura 6.1. Gráfica de derivas por caso

Las aceleraciones, aunque se tiene presente que en el caso de la estructura de base fija no son confiables por tener un factor de reducción de 8 y haberse trabajado solo el análisis elástico, tiene un máximo de 0.25g en C1-SMC. La estructura aislada C2 tiene una aceleración de 0.24g, sin embargo, este valor es el que se espera se desarrolle en la estructura por permanecer esta principalmente en el rango elástico.

A continuación, se detallan las solicitaciones últimas de diseño por elemento estructural obtenidos de los casos de estudio. Se comparan los diagramas momento vs. curvatura de secciones según los lineamientos de la norma E.060 [8] versus los diagramas de las mismas secciones considerando la propuesta de lineamientos del capítulo 4. Adicionalmente se evalúa la variabilidad de los parámetros para la propuesta de lineamientos.

6.1 Comparación de solicitaciones de diseño

Se reitera que los casos de estudio fueron cuatro: C1-SD, C1-SMC, C2 y C3. El caso C3 corresponde a un diseño alternativo y optimizado de C2, pero las solicitaciones son las mismas para ambos casos.

6.1.1. Solicitaciones en vigas

En cuanto a las solicitaciones de momento flector de vigas se puede concluir, de las tablas 5.19 y 5.32 correspondientes a los casos C1-SMC y C2 respectivamente, que para vigas perimetrales la reducción de momento negativo es superior a 15%. La reducción de momento positivo en el tercio central es aproximadamente 10% y el momento positivo en la cara de las vigas se redujo entre 50% y 100%. Para las mismas estructuras, las vigas interiores presentan una reducción de momento negativo superior a 10%. El momento positivo en el tramo central se mantiene puesto que predominan las cargas de gravedad y el momento positivo en la cara se reduce en un 100%.

Respecto a las solicitaciones de vigas de C1-SD y C2 presentadas en las tablas 5.4 y 5.32 respectivamente, se puede ver que la diferencia de momentos últimos es tan pequeña que el diseño por flexión resulta muy similar para ambos casos. Si bien la reducción de momentos negativos en los extremos no parece significativa para la distribución de vigas escogida, si se aprecian los momentos por piso y ubicación en planta en las tablas 6.3 y 6.4, se podrá notar mejora o reducción gradual por piso. En estas tablas se resumen los momentos negativos últimos en los extremos de vigas por caso, piso y ubicación lateral o interior. En el primer techo, el caso aislado no presenta reducción sino incremento respecto de C1-SD debido a que 10% del momento último de C2 corresponde al efecto del momento P-delta. Este efecto usualmente afecta a los primeros pisos dependiendo de la altura de la edificación, en el caso de estudio C2 o C3 solo es importante en el primer techo.

Tabla 6.3. Comparativo de momentos negativos últimos de diseño en vigas perimetrales

Momento negativo (ton.m)	Pórtico lateral				
	C1-SD (a)	C1-SMC (b)	C2 o C3 (c)	$((a)-(c))/(a)$	$((b)-(c))/(b)$
T4	20.3	24.0	17.4	14.3%	27.5%
T3	30.0	36.7	26.8	10.9%	27.1%
T2	34.7	43.7	31.5	9.2%	28.0%
T1	34.4	44.0	36.0	-4.7%	18.2%

Tabla 6.4. Comparativo de momentos negativos últimos de diseño en vigas interiores

Momento negativo (ton.m)	Pórtico central				
	C1-SD (a)	C1-SMC (b)	C2 o C3 (c)	$((a)-(c))/(a)$	$((b)-(c))/(b)$
T4	29.5	32.8	27.3	7.5%	16.6%
T3	42.6	48.5	41.2	3.4%	15.2%
T2	47.1	54.8	45.5	3.3%	17.0%
T1	47.2	55.0	48.5	-2.7%	11.8%

Como se mostró en las tablas 5.20 y 5.33 correspondientes a las estructuras C1-SMC y C2 respectivamente, las fuerzas cortantes de vigas obtenidas de las combinaciones últimas presentan reducción mínima de 5% para los casos de sismo. Por eso mismo, el espaciamiento calculado a partir de los momentos probables difiere considerablemente para ambos casos, siendo 48 cm para la viga tipo 1 de C1-SMC y 64 cm para el caso C2. No obstante, los espaciamientos calculados por momentos probables solo son determinantes para el caso de la viga tipo 3 de mayor refuerzo longitudinal. Para las vigas 1 y 2 en cambio, por tener menor refuerzo, el espaciamiento determinante en los casos C1-SD, C1-SMC y C2 es el mínimo por norma según la tabla 5.6.

Si se comparan las solicitaciones por corte de C1-SD, tabla 5.5, y C2, tabla 5.33, se podrá ver que solo hay reducción en las vigas perimetrales de la azotea y esta es de 6.3%, con lo que el diseño por corte resulta exactamente igual para ambas estructuras. Las vigas tipo 3 de los casos C2 tienen mayores solicitaciones de corte debido a que la lectura se ha tomado en el elemento más solicitado que en este caso está influenciado por el efecto P-delta en el primer techo.

6.1.2. Solicitaciones en columnas

Las tablas 6.5, 6.6 y 6.7 muestran las solicitaciones por piso y combinaciones determinantes para el diseño de las estructuras C1-SD, C1-SMC y C2. Estas tablas corresponden a las columnas más exigidas de esquina, laterales o perimetrales y centrales o interiores respectivamente. El porcentaje de reducción indicado compara las solicitaciones de momentos y corte de C2 respecto de C1-SMC. En todos los casos la carga axial determinante se mantiene constante puesto que corresponde a la combinación 1.4m+1.7v.

Tabla 6.5. Comparativo de solicitaciones de columnas de esquina

Columnas de esquina		Edif.de base fija C1-SD			Edif.de base fija C1-SMC			Edif.de base aislada C2 o C3		
Techo	Combinación	P ton	V3 ton	M2 ton.m	P ton	V3 ton	M2 ton.m	P ton	V3 ton	M2 ton.m
T1	1.4m+1.7v	122.49			122.49			122.49		
	1.25(m+v)+sy		17.29	38.88		23.93	56.45		22.98	52.35
			V2	M3		V2	M3		4.0%	7.3%
	1.25(m+v)+sx		16.37	26.37		22.57	52.70		V2	M3
									22.83	51.82
									reduc:	-1.2% 1.7%
T2	1.4m+1.7v	90.03			90.03			90.03		
	1.25(m+v)+sy		17.00	26.51		21.85	34.10		13.62	23.91
			V2	M3		V2	M3		37.7%	29.9%
	1.25(m+v)+sx		16.22	25.23		20.69	32.18		V2	M3
									13.36	23.36
									reduc:	35.4% 27.4%
T3	1.4m+1.7v	57.53			57.53			57.53		
	1.25(m+v)+sy		13.64	24.57		17.32	32.21		11.66	21.25
			V2	M3		V2	M3		32.7%	34.0%
	1.25(m+v)+sx		13.05	23.39		16.42	30.44		V2	M3
									11.41	20.68
									reduc:	30.5% 32.1%
T4	1.4m+1.7v	24.79			24.79			24.79		
	1.25(m+v)+sy		11.65	22.75		13.24	27.06		10.32	20.31
			V2	M3		V2	M3		22.0%	24.9%
	1.25(m+v)+sx		11.31	21.96		12.74	25.88		V2	M3
									10.28	19.96
									reduc:	19.3% 22.9%

Tabla 6.6. Comparativo de solicitaciones de columnas laterales

Columnas laterales	Edif.de base fija C1-SD			Edif.de base fija C1-SMC			Edif.de base aislada C2 o C3		
	P ton	V3 ton	M2 ton.m	P ton	V3 ton	M2 ton.m	P ton	V3 ton	M2 ton.m
T1	1.4m+1.7v	217.50		217.50			217.50		
	1.25(m+v)+sy		19.06		25.11	57.57		28.02	59.30
							reduc:	-11.6%	-3.0%
T1	1.25(m+v)+sx		V2 M3 18.41 36.01		V2 M3 23.94 53.47			V2 M3 28.20 59.45	
							reduc:	-17.8%	-11.2%
T2	1.4m+1.7v	159.43		159.43			159.43		
	1.25(m+v)+sy		21.99		26.27	40.96		20.17	32.97
							reduc:	23.2%	19.5%
T2	1.25(m+v)+sx		V2 M3 21.40 33.27		V2 M3 25.38 39.50			V2 M3 20.04 32.61	
							reduc:	21.0%	17.4%
T3	1.4m+1.7v	100.57		100.57			101.34		
	1.25(m+v)+sy		18.15		21.39	37.45		17.11	28.96
							reduc:	20.0%	22.7%
T3	1.25(m+v)+sx		V2 M3 17.70 29.83		V2 M3 20.70 36.13			V2 M3 16.95 28.56	
							reduc:	18.1%	21.0%
T4	1.4m+1.7v	42.79		42.79			43.01		
	1.25(m+v)+sy		18.13		19.52	36.75		18.69	31.93
							reduc:	4.3%	13.1%
T4	1.25(m+v)+sx		V2 M3 17.85 32.33		V2 M3 19.12 35.82			V2 M3 18.69 31.67	
							reduc:	2.2%	11.6%

La tabla 6.8 resume aún más la reducción de solicitaciones de corte y momento flector desde la estructura C1-SMC a C2 por columna y piso. Como se vio antes, en el primer piso las columnas perimetrales pueden presentar una reducción o incremento mínimos. Esto debido a la presencia de los momentos P- Delta que incrementan las solicitaciones por sismo de los elementos de los primeros pisos y se reducen conforme se avanza en altura. Sin embargo, en las columnas interiores o centrales siempre se presenta reducción de las solicitaciones y esta se acentúa para los pisos superiores.

Tabla 6.7. Comparativo de solicitaciones de columnas centrales o interiores

Columnas centrales	Edif.de base fija C1-SD			Edif.de base fija C1-SMC			Edif.de base aislada C2 o C3		
	P ton	V3 ton	M2 ton.m	P ton	V3 ton	M2 ton.m	P ton	V3 ton	M2 ton.m
T1	1.4m+1.7v	398.76	14.89	398.76	22.23	50.84	398.76	18.76	35.63
	1.25(m+v)+sy								
1.25(m+v)+sx	V2	M3	V2	M3	17.75	35.37	15.4%	26.1%	
	14.05	31.97	20.98	47.85					
T2	1.4m+1.7v	291.15	14.46	291.15	21.59	33.44	291.15	12.27	20.95
	1.25(m+v)+sy								
1.25(m+v)+sx	V2	M3	V2	M3	11.91	20.34	40.9%	34.6%	
	13.50	20.89	20.14	31.12					
T3	1.4m+1.7v	184.20	11.04	184.20	16.49	29.58	184.20	8.73	16.86
	1.25(m+v)+sy								
1.25(m+v)+sx	V2	M3	V2	M3	8.37	16.25	45.4%	41.1%	
	10.27	18.50	15.34	27.61					
T4	1.4m+1.7v	77.59	6.70	77.59	10.00	21.07	77.59	4.79	10.59
	1.25(m+v)+sy								
1.25(m+v)+sx	V2	M3	V2	M3	4.54	10.06	50.3%	48.1%	
	6.12	13.02	9.14	19.38					

Tabla 6.8. Resumen de reducción de solicitaciones en columnas

Reducción	Columnas de esquina		Columnas laterales		Columnas centrales	
	V2,V3	M2,M3	V2,V3	M2,M3	V2,V3	M2,M3
T1	-	r > 1 %	-	-	r > 15 %	r > 25 %
T2	r > 35 %	r > 25 %	r > 20 %	r > 15 %	r > 40 %	r > 30 %
T3	r > 30 %	r > 30 %	r > 15 %	r > 20 %	r > 45 %	r > 40 %
T4	r > 20 %	r > 30 %	r > 2 %	r > 10 %	r > 50 %	r > 45 %

De la tabla anterior se concluye que, en general, existe reducción de fuerzas cortantes y momentos flectores en ambas direcciones a partir del piso 2 en una estructura regular de cuatro pisos.

6.2. Comparación de ductilidades a flexión instaladas y demandadas

En primer lugar, se comparan las ductilidades instaladas de los cuatro diseños. C1-SD y C1-SMC, como se explicó en capítulos anteriores, por ser de base fija tendrán una demanda de ductilidad considerablemente mayor a C2 y C3. Las propiedades de los materiales usadas para elaborar los diagramas se repiten en esta sección pues se consideró oportuno para comprender los resultados. El concreto es de resistencia a la compresión $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, módulo de elasticidad $E=219626 \text{ kg/cm}^2$ y deformación unitaria en el esfuerzo máximo no confinado de 0.0021. Para el acero se tomaron las propiedades promedio del acero peruano según Sánchez et. al [37], de donde el esfuerzo de fluencia es $f_y=4605 \text{ kg/cm}^2$, el esfuerzo máximo $f_{su}=7457 \text{ kg/cm}^2$. El módulo de elasticidad del acero $E=2000000 \text{ kg/cm}^2$, la deformación al iniciar el endurecimiento $\epsilon_{sh}=0.0139$, la elongación en el esfuerzo máximo o elongación uniforme como lo llama el ACI 318-19 [11] es $\epsilon_{su}=0.0809$ y el factor P por endurecimiento es 2.99.

Tanto para el concreto confinado dentro de estribos como para el no confinado fuera de estos se usó el modelo de Mander [31]. Este modelo considera la cuantía longitudinal y transversal por lo que cada elemento tiene su propio modelo de concreto según su diseño. Para el acero de refuerzo en tracción se usó el modelo de Mander [35], a partir de este y haciendo uso de las ecuaciones A.11 y A.12 del anexo 1 se obtuvo el modelo de acero en compresión indicado en la figura 5.10. Es decir que los diagramas diferencian acero en tracción y compresión, así como concreto confinado y no confinado, solo se desestima el aporte del concreto en tracción. El detalle de los diagramas se encuentra en el anexo 3.

6.2.1 Ductilidad a flexión de vigas

La figura 6.2 muestra los diagramas de los diseños de las vigas tipo 1 y sus solicitaciones. El tipo 1 corresponde a las vigas perimetrales de la azotea y son las que menor demanda de momento flector tienen, por tanto, también son las de menor cuantía. Como se pudo ver en las figuras 5.24 y 5.26 que corresponden a diseños de las vigas de C2 y C3 con la misma demanda de momento flector, la única diferencia entre estas vigas tipo 1 es el espaciamiento de estribos de 12.5 cm y 16 cm.

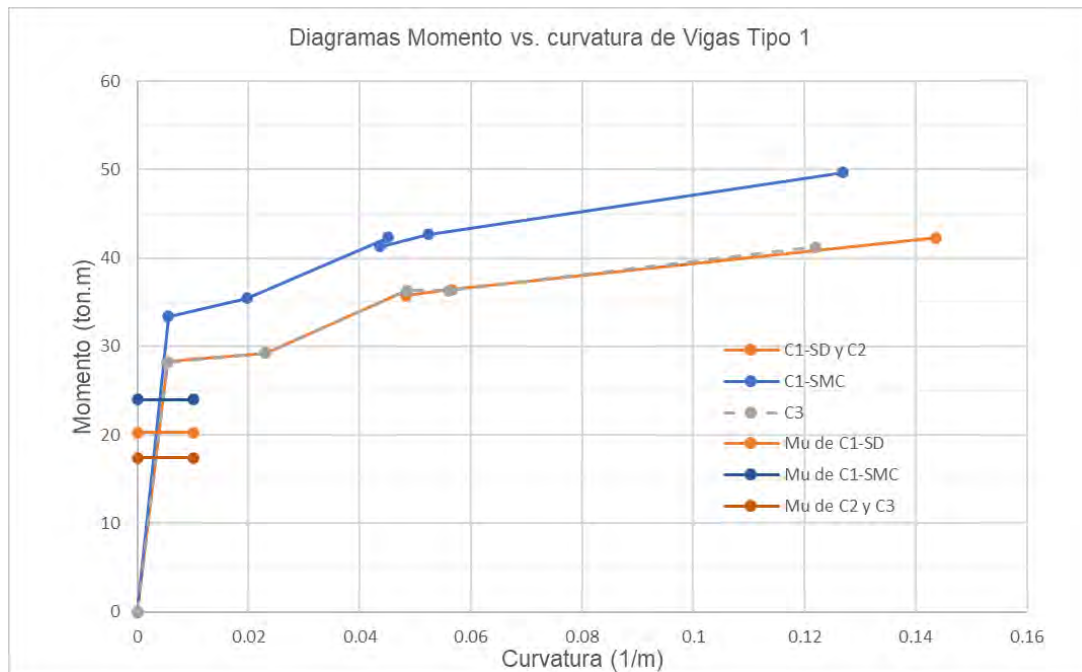


Figura 6.2. Diagramas momento vs. curvatura de vigas tipo 1

La tabla 6.9 presenta un resumen del refuerzo longitudinal, transversal y ductilidad instalada en las vigas tipo 1 para todos los casos diseñados. De la tabla 6.9 se puede concluir que la ductilidad provista para la viga tipo 1 del caso C3 de 22.59 con cuantía de 0.64% de acero en tracción de C3 es muy cercana a la ductilidad asignada al caso C1-SMC de 22.77. Cabe resaltar que la demanda de ductilidad en el caso C1-SMC será mucho mayor al de C3 por ser la primera una estructura de base fija.

Tabla 6.9. Resumen de diseño y ductilidad de vigas tipo 1

Viga Tipo 1			
Diseño	C1-SD y C2	C1-SMC	C3
Estribos	3/8"@0.125	3/8"@0.125	3/8"@0.16
$\rho_{tracción}$	0.64%	0.80%	0.64%
$\rho_{compresión}$	0.32%	0.43%	0.32%
μ	26.64	22.77	22.59

Las vigas tipo 2 son las perimetrales de los pisos 1 al 3 e interiores de la azotea. Las figuras 5.6, 5.17, 5.24 y 5.26 muestran los diseños de C1-SD, C1-SMC, C2 y C3 respectivamente. En función a estos diseños y a las propiedades mencionadas al inicio de este capítulo, se elaboraron los diagramas momento curvatura de la figura 6.3.

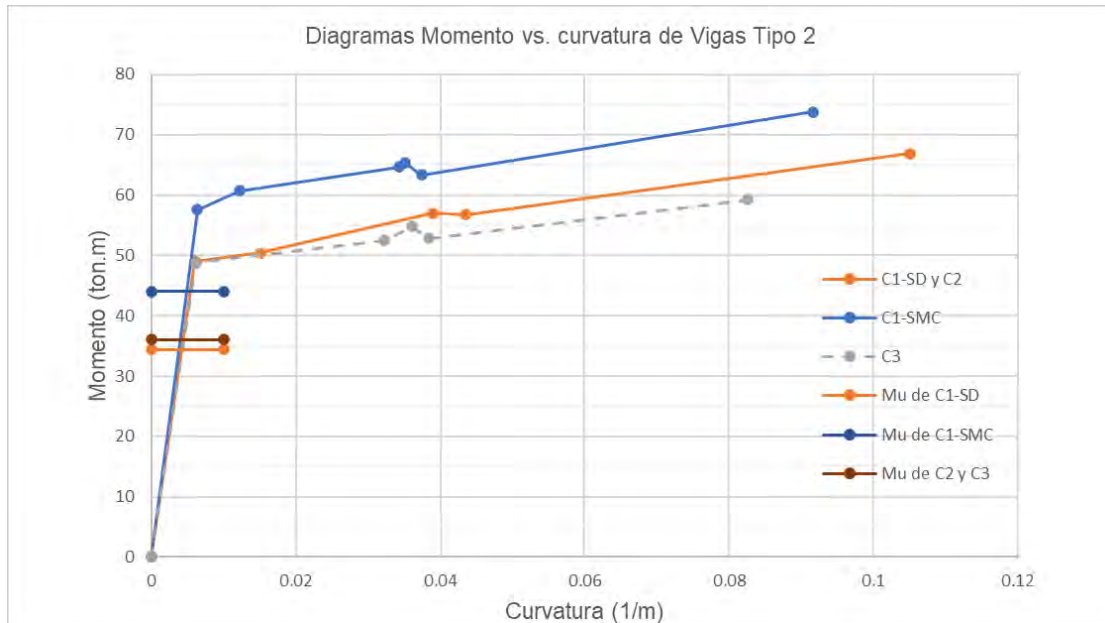


Figura 6.3. Diagramas momento vs. curvatura de vigas tipo 2

La tabla 6.10 presenta un resumen de los diseños de la viga tipo 2 para cada caso. La diferencia entre C2 y C3, como lo muestra la tabla, es un acero de compresión de $\frac{3}{4}$ " y espaciamiento de estribos de 12.5 cm a 16 cm. La cuantía en tracción de ambos diseños es 1.15% y en compresión 0.64% y 0.48% para C2 y C3 respectivamente. Sin embargo, la ductilidad disponible de C3 es 13.44, es decir 6.7% menos que la disponible en C1-SMC de 14.42. En cuanto a la resistencia, C3 presenta 11.4% menos resistencia a momento flector respecto de C1-SD o C2 como se pudo observar en la figura 6.3.

Tabla 6.10. Resumen de diseño y ductilidad de vigas tipo 2

Viga Tipo 2			
Diseño	C1-SD y C2	C1-SMC	C3
Estribos	3/8"@0.125	3/8"@0.125	3/8"@0.16
$\rho_{\text{tracción}}$	1.15%	1.43%	1.15%
$\rho_{\text{compresión}}$	0.64%	0.73%	0.48%
μ	17.36	14.42	13.44

Las vigas tipo 3 son las interiores de los pisos 1 al 3 y las que exigen mayor cuantía. El diseño de estas se aprecia en las figuras 5.6, 5.17, 5.24 y 5.26 para C1-SD, C1-SMC, C2 y C3 respectivamente. En función a los refuerzos de cada diseño se elaboraron los diagramas momento curvatura de la figura 6.4, en esta figura se ubica además la sollicitación de momento flector de diseño para cada caso.

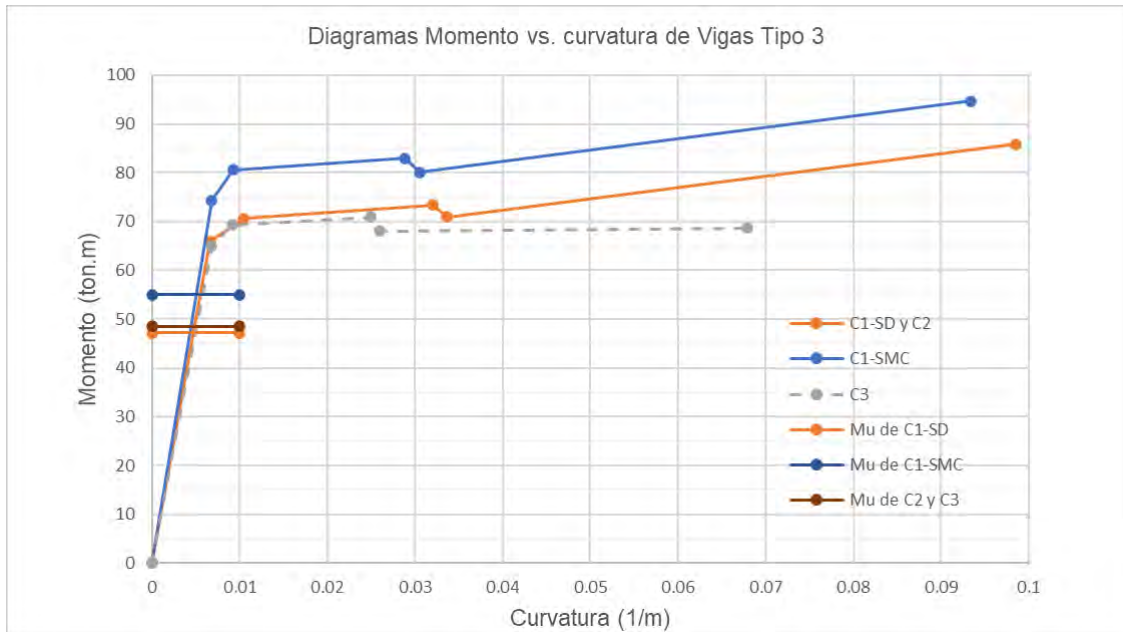


Figura 6.4. Diagramas momento vs. curvatura de vigas tipo 3

La tabla 6.11 resume el refuerzo longitudinal y transversal, así como la ductilidad alcanzada según el diseño de cada caso de estudio. La diferencia entre los diseños C2 y C3 es un acero en compresión de 1" y espaciamiento de estribos de 10 cm a 15 cm siendo C3 el menos conservador. Las cuantías asignadas en tracción son 1.72% para ambos casos y en compresión 0.86% y 0.57% para C2 y C3. En este caso la reducción de ductilidad entre C1-SMC y C3 es 27.3% y la diferencia de resistencia al momento flector último entre C2 y C3 es 20%.

Tabla 6.11. Resumen de diseño y ductilidad de vigas tipo 3

Viga Tipo 3			
Diseño	C1-SD y C2	C1-SMC	C3
Estribos	3/8"@0.10	3/8"@0.10	3/8"@0.15
$\rho_{\text{tracción}}$	1.72%	2.01%	1.72%
$\rho_{\text{compresión}}$	0.86%	1.02%	0.57%
μ	14.94	13.70	9.96

De los tres tipos de vigas estudiados se comprobó que el incremento de acero en tracción reduce la ductilidad, esto se pudo ver en los resúmenes de diseño de vigas y ductilidad de las tablas 6.9, 6.10 y 6.11. Esto a pesar de que el ratio de acero en tracción entre el de compresión se mantiene aproximadamente en 2 como en C1-SD. La tabla 6.12 resume las ductilidades alcanzadas en cada diseño y viga.

Tabla 6.12. Resumen de ductilidad de vigas

Viga	Ductilidad μ			Reducción de μ	
	C1-SD y C2 (a)	C1-SMC (b)	C3 (c)	$((a)-(c))/(a)$	$((b)-(c))/(b)$
Tipo 1	26.64	22.77	22.59	15.19%	0.76%
Tipo 2	17.36	14.42	13.44	22.61%	6.80%
Tipo 3	14.94	13.70	9.96	33.34%	27.30%

La ductilidad demandada en vigas se evaluó mediante el análisis tiempo historia no lineal por integración directa. Por ser las solicitaciones sísmicas las mismas para los casos C2 y C3, la única variante es la incursión en el rango elástico o inelástico dependiendo del diagrama de cada diseño. En las figuras 6.5 y 6.6 se grafica la historia de solicitaciones para la viga tipo 2 de los casos 2 y 3 respectivamente. Se ve que, en ambos casos y en todo momento, las rótulas se mantienen dentro del rango elástico.

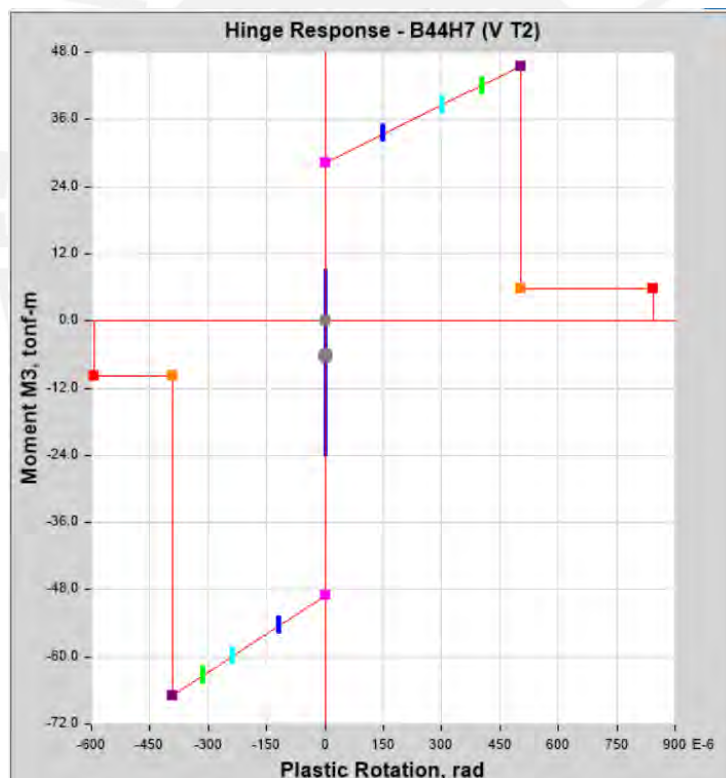


Figura 6.5. Respuesta de rótula de Viga Tipo 2 del Caso C2 para el registro C7401

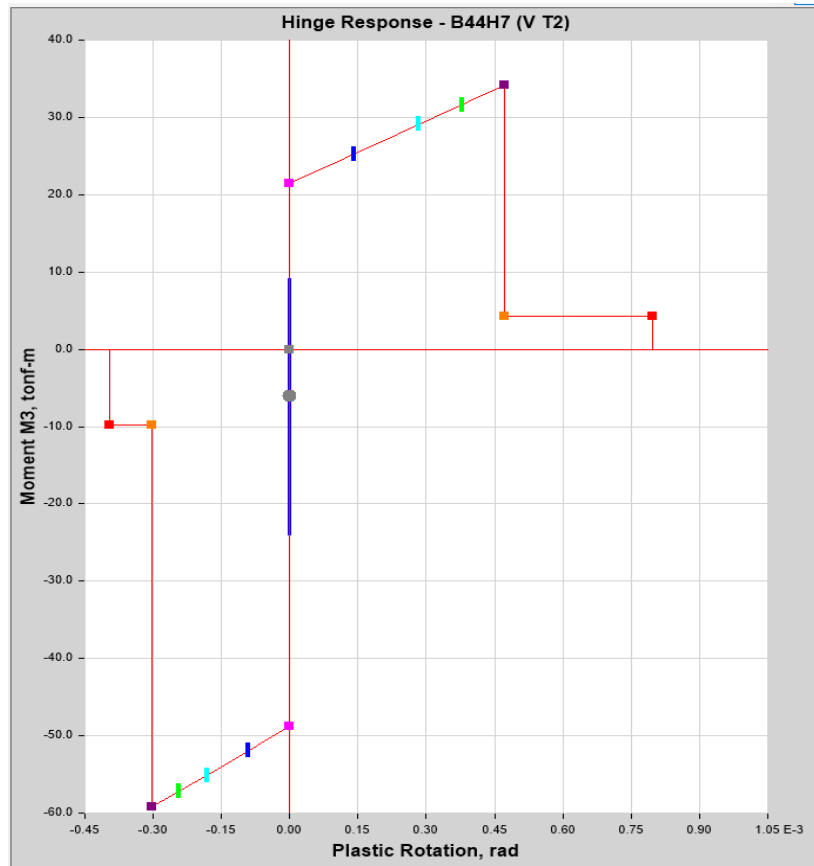


Figura 6.6. Respuesta de rótula de Viga Tipo 2 del Caso C3 para el registro C7401

De la misma forma en las figuras 6.7 y 6.8 se muestran las respuestas de las vigas tipo 3 de mayor cuantía en los casos de estudio 2 y 3 respectivamente. Estas rótulas se encuentran trabajando en el rango elástico para el registro más exigente.

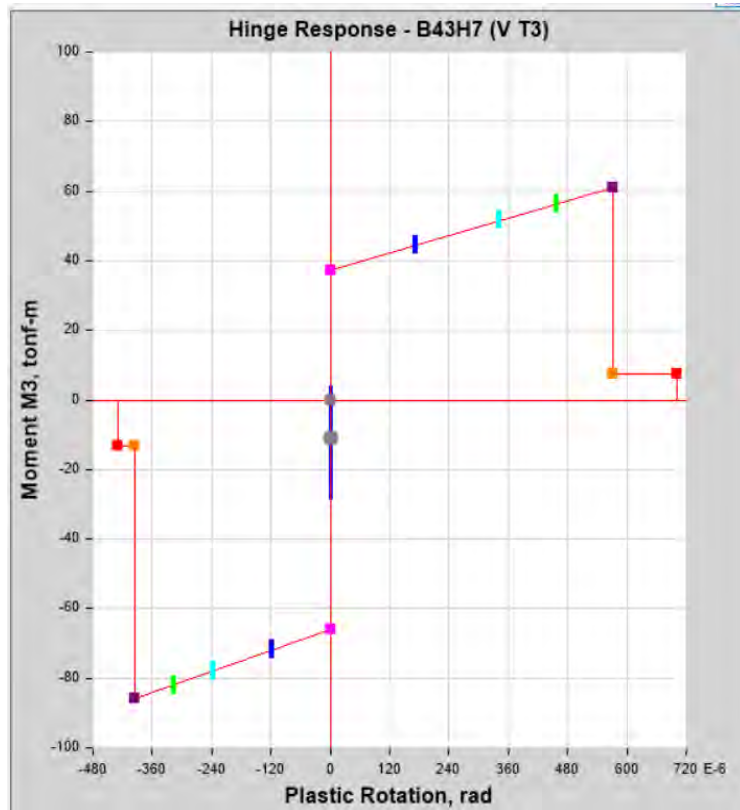


Figura 6.7. Respuesta de rótula de Viga Tipo 3 del Caso C2 para el registro C7401

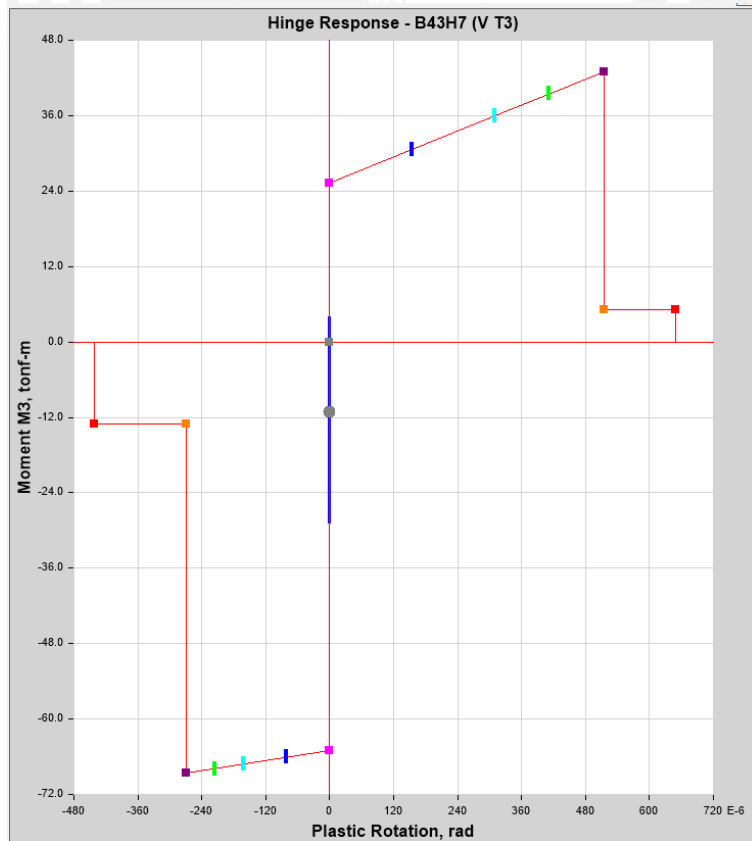


Figura 6.8. Respuesta de rótula de Viga Tipo 3 del Caso C3 para el registro C7401

En resumen, ninguna de las vigas supera su respectivo momento de fluencia ni hace uso de la ductilidad instalada. La tabla 6.13 presenta un resumen de los momentos de fluencia positivos y negativos así como su respectiva sollicitación máxima para el registro C7401 para cada tipo de viga y caso de estudio. Se aprecia que los ratios son muy similares si hacemos un diseño convencional de pórticos o uno con los lineamientos propuestos en el presente documento.

Tabla 6.13. Resumen de sollicitaciones máximas de momento flector para el registro C7401

	VIGAS			
	Tipo 2		Tipo 3	
	Caso C2	Caso C3	Caso C2	Caso C3
Negativo				
Momento de fluencia (M_y)	49.1	48.8	65.9	65.0
Momento actuante máximo (M_{max})	24.0	24.0	28.5	28.5
Ratio (M_{max}/M_y)	48.9%	49.2%	43.3%	43.9%
Positivo				
Momento de fluencia (M_y)	28.3	21.5	37.4	25.3
Momento actuante máximo (M_{max})	9.1	9.1	4.0	4.0
Ratio (M_{max}/M_y)	32.2%	42.4%	10.7%	15.8%

6.2.2 Ductilidad a flexión de columnas

En el caso de columnas los diagramas se ven determinados por el nivel de carga axial, por ello en este acápite se presentan los diagramas por piso. Como se indicó antes, las cargas axiales determinantes correspondieron a la combinación de gravedad, por ello fue la misma para los cuatro casos de estudio. Por este motivo, como particularidad de los casos de estudio C1-SD, C1-SMC y C2, estos tuvieron el mismo diseño de columnas según la figura 5.9. Las columnas tipo 1, 1' y 2 tienen cuantía de 1.02% y las de tipo 2' de 0.81%.

La figura 6.9 muestra los diagramas por piso de las columnas tipo 1 y 2. En el capítulo 2 de ductilidad se mencionó que la carga axial reduce la ductilidad de curvatura, sin embargo esto solo se refleja en los diagramas de los pisos 1 y 2. El motivo es que solo la curva del primer piso llega a su capacidad máxima por deformación última del concreto confinado en compresión o rotura del estribo, los demás casos llegan a su capacidad máxima cuando el acero longitudinal en tracción llega a su elongación máxima uniforme. Este es un caso que no suele presentarse si se desestiman las propiedades del concreto confinado.

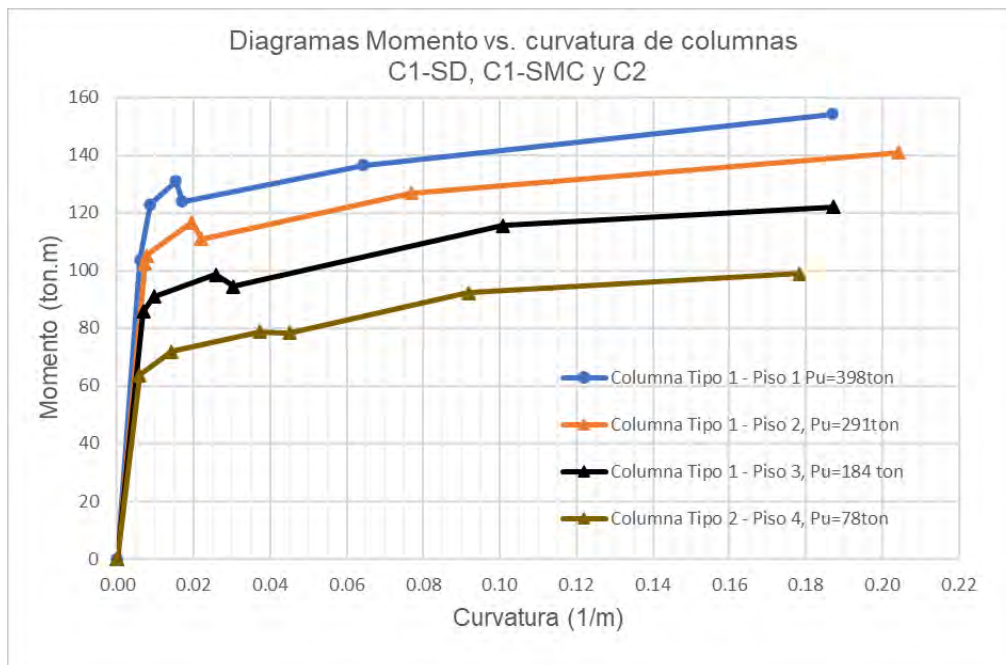


Figura 6.9. Diagramas Momento vs. Curvatura de columnas de C1-SD, C1-SMC y C2

Las columnas diseñadas en el caso C3 a diferencia de los dos otros diseños, separan el tipo de columna 1' para los pisos 1 y 2 del tipo 2' para los pisos 3 y 4. Los diagramas de la figura 6.10 pertenecen a las columnas tipo 1' y 2' por piso del diseño C3 mostrado en la figura 5.29. En estos casos las curvas de los tres primeros pisos llegan a su capacidad máxima por deformación última del concreto confinado o rotura del estribo mientras que la curva del cuarto piso llega al último punto por deformación uniforme del acero longitudinal en tracción. Es debido al mismo tipo de falla de los tres primeros pisos que se aprecia cómo la carga axial reduce la ductilidad e incrementa la resistencia.

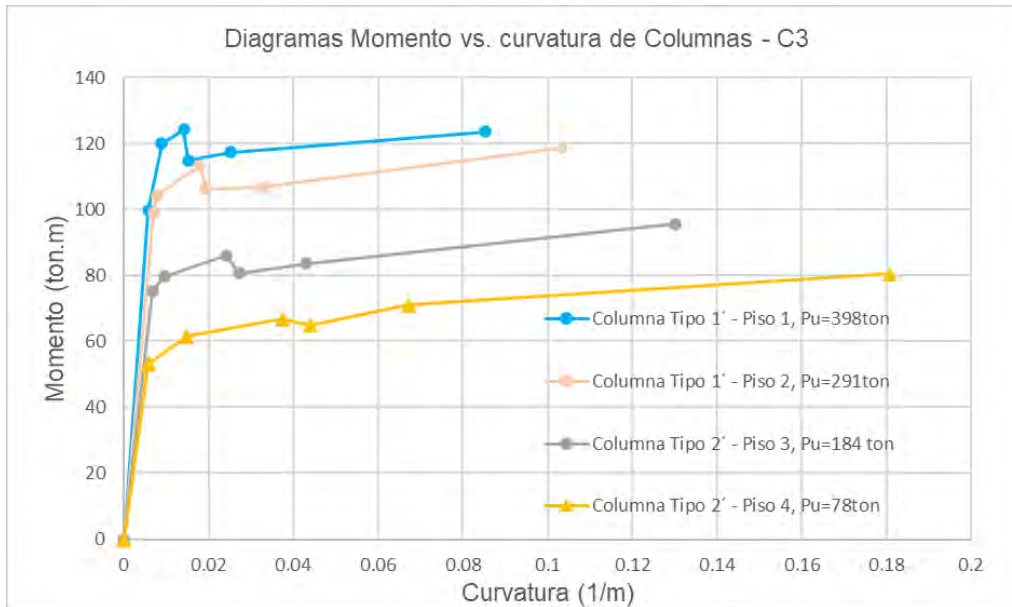


Figura 6.10. Diagramas Momento vs. Curvatura de columnas de C3

A continuación, se comparan los diagramas de los diseños C2 y C3 para identificar las diferencias que implica modificar lineamientos según la propuesta del presente trabajo de investigación. La figura 6.11 muestra diagramas de las columnas del primer piso según indica la leyenda. La diferencia entre los tipos de columna como se pudo notar en las figuras 5.9, 5.29 y tabla 6.14 es que el estribo cambia de $\frac{1}{2}$ " a $\frac{3}{8}$ " y el espaciamiento entre estos se incrementa de 10 cm a 15 cm. Ambas columnas llegan a su capacidad última por elongación máxima del concreto confinado solo que, debido a la cuantía transversal, el modelo de concreto de la columna tipo 1 tiene como deformación última 0.0365 mientras que la columna tipo 1' solo 0.0212. Esto significa una reducción de ductilidad de 52.8% desde 31.20 en C1-SMC a 14.73 en C3.

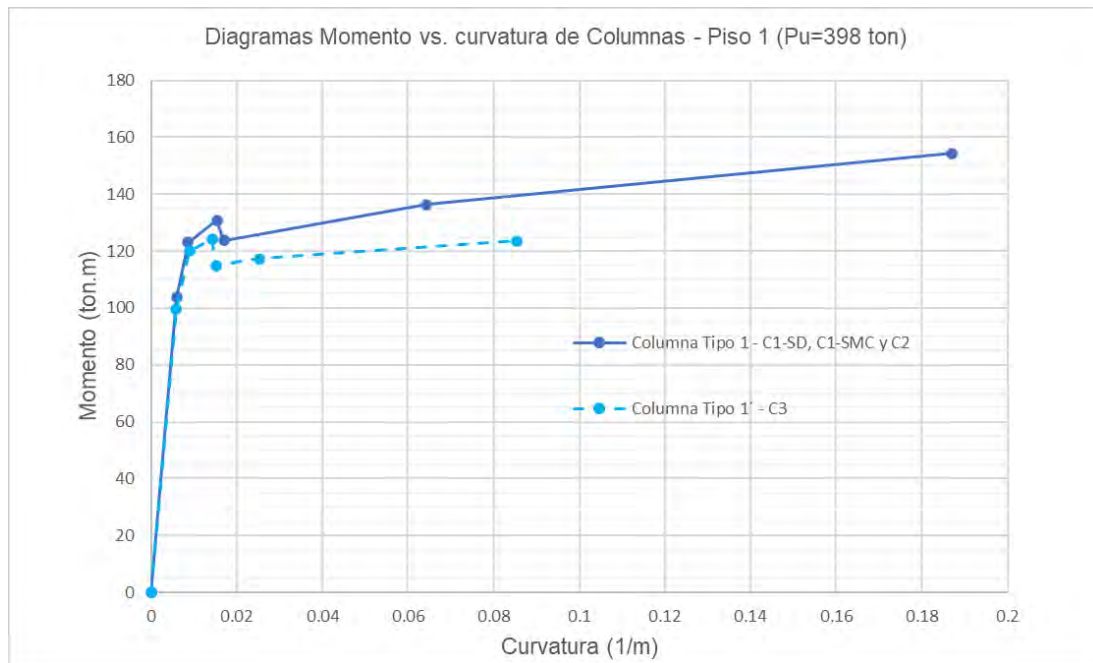


Figura 6.11. Diagramas Momento vs. Curvatura de columnas de Piso 1

Tabla 6.14. Resumen de diseño y ductilidad de columnas de piso 1

Columnas de piso 1		
Diseño	C1-SD, C1-SMC y C2	C3
Tipo	1	1'
Estribos en Lo	1/2"@0.10	3/8"@0.15
$\rho_{\text{longitudinal}}$	1.02%	1.02%
μ	31.20	14.73

La figura 6.12 muestra los diagramas de las columnas tipo 1 y 1' del segundo piso cuyos detalles se presentaron en las figuras 5.9 y 5.29. La diferencia entre estos diseños es el mismo que se mencionó en el párrafo anterior, sin embargo, debido a la reducción de carga axial las ductilidades cambian. En este caso la columna tipo 1 llega a su capacidad máxima por deformación uniforme del acero longitudinal en tracción mientras que el tipo 1' lo hace por deformación última del concreto confinado en compresión. La tabla 6.15 resume el diseño y la ductilidad para ambos diseños. La reducción de ductilidad en este caso es 47.9% como se muestra en la tabla 6.15 y de capacidad a momento flector último 15.8%. El ratio de carga $P_u/(f'_c \cdot A_g)$ de este piso es 0.33.

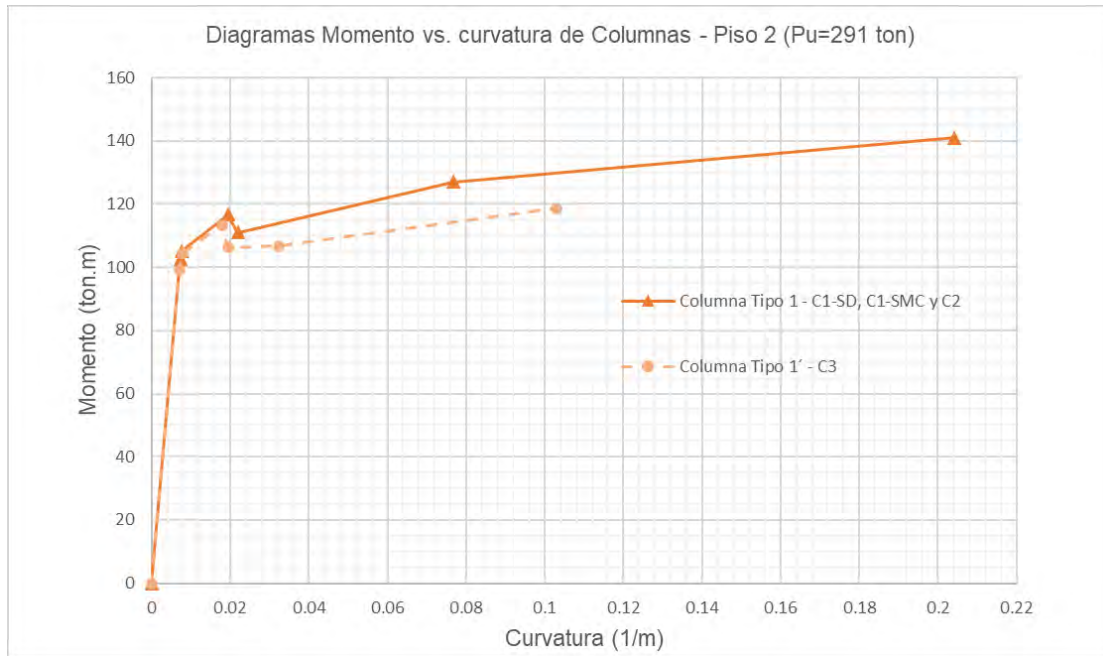


Figura 6.12. Diagramas Momento vs. Curvatura de columnas de Piso 2

Tabla 6.15. Resumen de diseño y ductilidad de columnas de piso 2

Columnas de piso 2		
Diseño	C1-SD, C1-SMC y C2	C3
Tipo	1	1'
Estribos en Lo	1/2"@0.10	3/8"@0.15
$\rho_{\text{longitudinal}}$	1.02%	1.02%
μ	27.99	14.57

En la figura 6.13 se muestran los diagramas de las columnas del piso 3 cuyo ratio de carga $P_u/(f'_c \cdot A_g)$ es 0.21, los diseños se mostraron en las figuras 5.9 y 5.29. La tabla 6.16 resume la ductilidad y refuerzo de cada diseño. En este caso además de reducir la cuantía transversal de 1.34% a 0.50%, se redujo la cuantía longitudinal de 1.02% a 0.81%. Estos cambios implicaron una reducción de ductilidad de 30.3% y de capacidad al momento flector último de 21.7%.

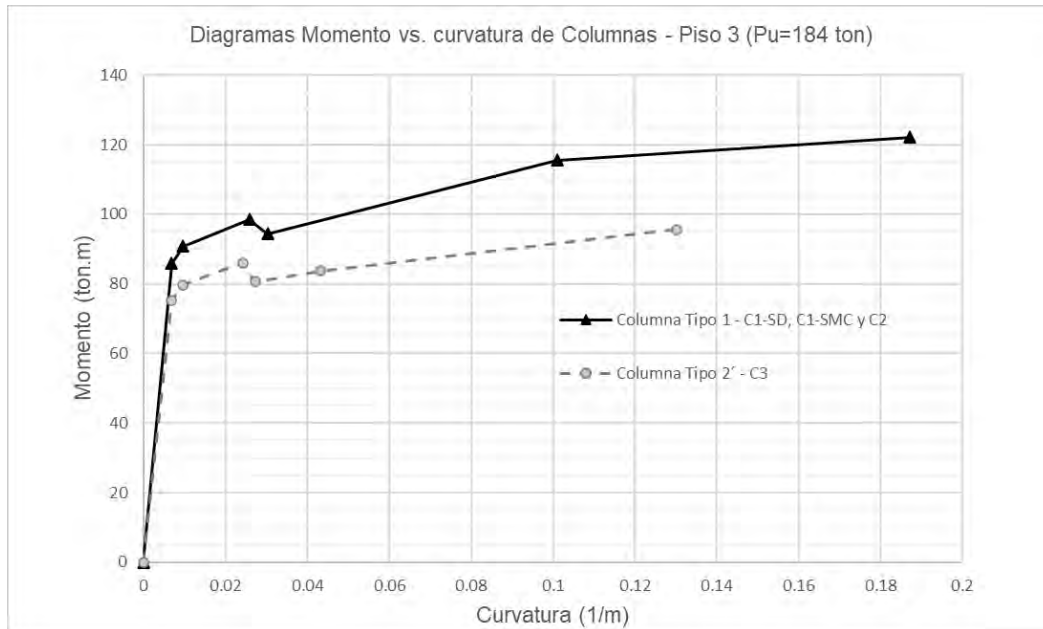


Figura 6.13. Diagramas Momento vs. Curvatura de columnas de Piso 3

Tabla 6.16. Resumen de diseño y ductilidad de columnas de piso 3

Columnas de piso 3		
Diseño	C1-SD, C1-SMC y C2	C3
Tipo	1	2'
Estribos en Lo	1/2"@0.10	3/8"@0.15
$\rho_{\text{longitudinal}}$	1.02%	0.81%
μ	27.52	19.18

Los diagramas para las columnas tipo 2 y tipo 2' del cuarto piso se muestran en la figura 6.14. La tabla 6.17 muestra el refuerzo, cuantía y ductilidad de cada diseño de columnas del piso 4. Como se puede ver en la tabla, la cuantía longitudinal de la columna 2' es 0.81% mientras que la de 2 es 1.02%; las cuantías transversales son 0.72% y 0.50% siendo 2' la menos conservadora. En este caso ambos diseños llegaron a su capacidad última por elongación del acero en tracción y la ductilidad se mantuvo casi constante de 30.11 en C1-SMC a 31.16 en C3.

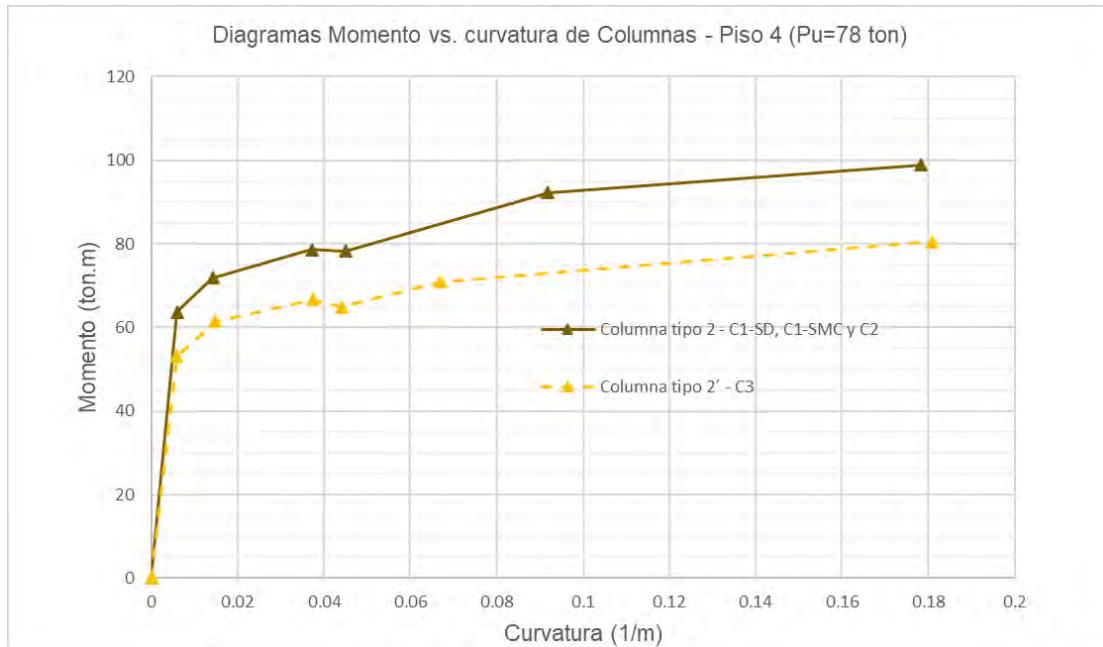


Figura 6.14. Diagramas Momento vs. Curvatura de columnas de Piso 4

Tabla 6.17. Resumen de diseño y ductilidad de columnas de piso 4

Columnas de piso 4		
Diseño	C1-SD, C1-SMC y C2	C3
Tipo	2	2'
Estribos en Lo	3/8"@0.10	3/8"@0.15
ρ longitudinal	1.02%	0.81%
μ	30.11	31.16

La tabla 6.18 resume las ductilidades de columnas por piso instaladas con cada diseño, así como el ratio de carga y comparación de ductilidades.

Tabla 6.18. Resumen de ductilidad de columnas

Piso	Ratio de carga $P_u/(f'_c \cdot A_g)$	Ductilidad μ		Reducción de μ
		C1-SD, C1-SMC y C2	C3	
1	0.45	31.20	14.73	52.8%
2	0.33	27.99	14.57	47.9%
3	0.21	27.52	19.18	30.3%
4	0.09	30.31	31.16	-2.8%

En cuanto a la ductilidad demandada en las columnas, las solicitaciones son las mismas para los casos C2 y C3, sin embargo, el diseño ocasiona menor ductilidad disponible para los elementos del caso C3. La tabla 6.19 presenta solicitaciones máximas de momento flector y momentos de fluencia para cada diseño según su carga axial. Las solicitaciones corresponden al registro C7401 por ser este el que produce resultados más exigentes respecto de los demás registros. En la tabla se puede verificar que las columnas de todos los pisos se encuentran en el rango elástico puesto que su momento actuante es considerablemente inferior al momento de fluencia asociado al nivel de carga axial en su instante más crítico. Es decir que la reducción de ductilidad no implica una desmejora puesto que no se hace uso de la misma.

Tabla 6.19. Solicitaciones de momento flector máximo para el registro C7401 y momentos de fluencia para cada caso

Ubicación	Solicitaciones			Caso C2			Caso C3		
	M _{actuante} (ton.m)	P _{actuante} (ton)	rotación (rad)	Tipo de Col	My (ton.m)	My/M _{act}	Tipo de Col	My (ton.m)	My/M _{act}
Esquina									
piso 1	43.9	96.6	6.8E-04	T1	67.8	1.54	T1'	67.8	1.54
piso 2	17.9	69.85	1.8E-04	T1	61.8	3.45	T1'	61.7	3.45
piso 3	10.8	43.16	1.0E-04	T1	55.9	5.18	T2'	45.9	4.25
piso 4	9.3	14.08	8.7E-05	T2	49.2	5.27	T2'	38.7	4.14
Perimetral									
piso 1	38.8	146.07	4.3E-04	T1	79.9	2.06	T1'	77.9	2.01
piso 2	25.3	106.31	2.5E-04	T1	69.9	2.77	T1'	69.6	2.75
piso 3	15.8	65.03	1.5E-04	T1	61.0	3.86	T2'	50.5	3.19
piso 4	15.0	26	1.4E-04	T2	52.0	3.47	T2'	41.6	2.78
Central									
piso 1	45.0	229.51	4.7E-04	T1	94.4	2.10	T1'	93.8	2.08
piso 2	22.9	169.07	2.3E-04	T1	82.8	3.62	T1'	82.4	3.60
piso 3	13.3	108.77	1.3E-04	T1	69.9	5.25	T2'	60.1	4.51
piso 4	4.7	48.45	4.5E-05	T2	57.2	12.19	T2'	45.9	9.78

6.2.3 Diagramas con variabilidad en las propiedades de los materiales

A fin de que el lector vea cómo influye la variabilidad de las propiedades de los materiales, en esta sección se elaboraron diagramas momento vs. curvatura considerando variación del módulo de elasticidad del concreto de 25%. En cuanto a la variabilidad en las propiedades del acero en tracción se tomaron los valores máximos y mínimos del acero peruano según la tabla A.1 del anexo 1. A partir de estos valores se calcularon las propiedades en compresión como se realizó para los diagramas anteriores.

En la figura 6.15 se puede ver que en el caso de la viga tipo 3, las propiedades máximas aportan resistencia inicial y ductilidad, sin embargo, la resistencia última decrece más rápidamente que con las propiedades promedio y mínimas. Con las propiedades máximas la ductilidad de C3 es 10.7 mientras que la de C2 con propiedades promedio 14.9, lo cual representa un 28.2% de diferencia.

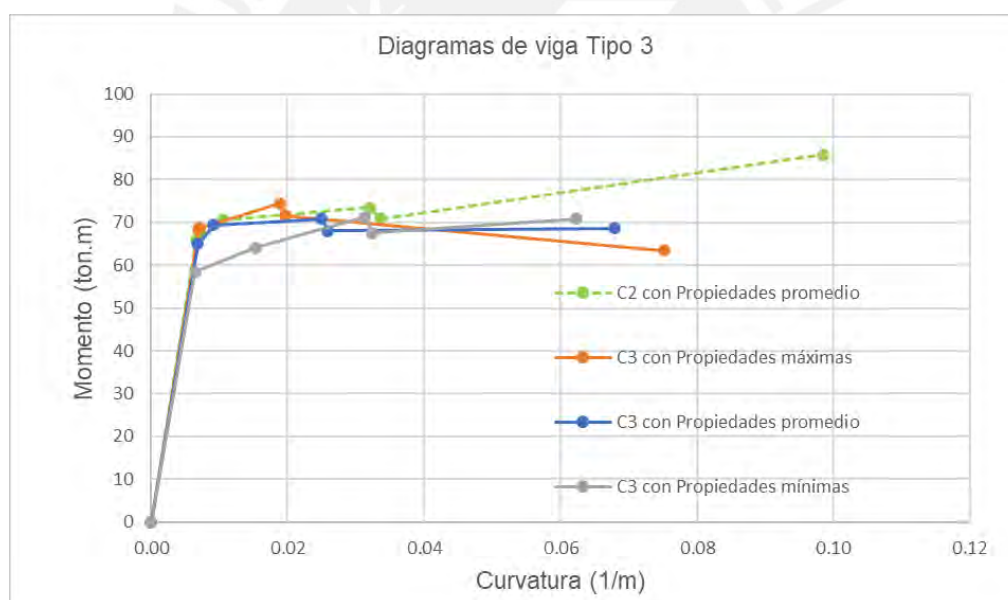


Figura 6.15. Diagramas Momento vs. Curvatura de vigas Tipo 3 con propiedades máximas y mínimas.

La figura 6.16 corresponde a las columnas del primer piso, se aprecia que las propiedades máximas incrementan la resistencia inicial y aportan ductilidad. Sin embargo, la ductilidad máxima de C3 es 21.5 con las propiedades máximas, es decir 31% menor a la ductilidad 31.2 obtenida para C2 con propiedades promedio.

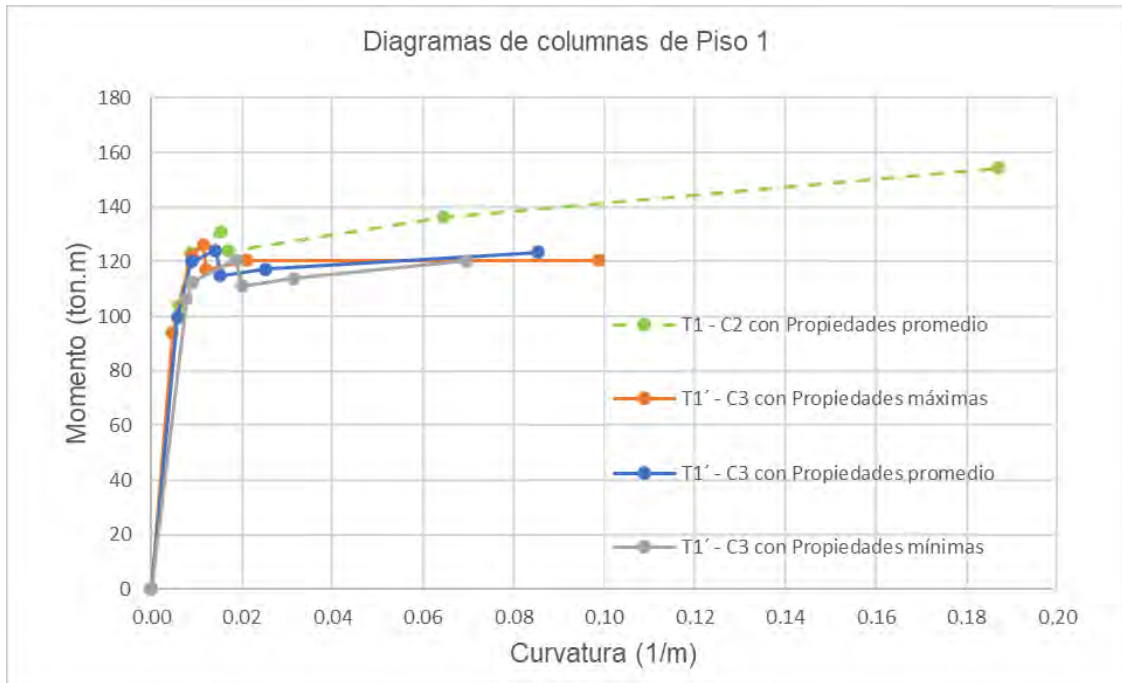


Figura 6.16. Diagramas Momento vs. Curvatura de columnas de piso 1 con propiedades máximas y mínimas.

6.3 Discusión de resultados

Sobre las vigas se concluye que los momentos positivos en los extremos por efecto del sismo decrecen considerablemente en una estructura aislada respecto de una de base fija o en la mayoría de los casos desaparece hacia los pisos altos, esto para el mismo nivel de sismo. Considerar en los extremos como acero positivo un mínimo de un tercio del acero negativo reduce la ductilidad a niveles similares a los de edificios de pórticos de base fija excepto cuando la cuantía en tracción es superior a 1.50%. Esto se pudo observar en las figuras 6.2 a 6.4.

En cuanto al diseño por corte de las vigas tipo 1 y 2 de C2, se vio que el espaciamiento obtenido por momentos probables de la tabla 5.33 es por lo menos 1.4 veces el momento último de las combinaciones. Este espaciamiento aun no fue determinante puesto que para la zona de confinamiento el espaciamiento se redujo hasta en un 70% para cumplir con las exigencias de la norma presentadas en la tabla 5.6. Se encontró que el uso de la tabla 5.38 y diseño a partir de momentos nominales no reduce la ductilidad de forma importante. El diseño propuesto está brindando un margen de seguridad al corte propio de una estructura de muros de base fija puesto que la demanda de ductilidad será inferior a la de un edificio de pórticos de base fija.

A continuación, se comenta sobre las solicitaciones de columnas de C1-SMC y C2 a partir del segundo piso ya que en las del primer piso los efectos del momento p-delta no permiten ver una reducción según se vio en las tablas 6.5 a 6.8. Las fuerzas cortantes en las columnas perimetrales del edificio aislado se redujeron en un mínimo de 15% para los pisos típicos sin contar el primero en donde influye el efecto P-delta ni la azotea en donde las fuerzas cortantes ya son bastante bajas. En el caso de las columnas interiores la reducción de las fuerzas de corte fue superior a 40%. Los momentos flectores se redujeron en un mínimo de 10% para las columnas perimetrales y 30% para las interiores.

Las figuras 6.11 a 6.14 corresponden a los diagramas momento vs. curvatura de columnas por piso y carga para todos los casos de estudio según los lineamientos de la norma E.060 [8] y según lo propuesto en el presente trabajo. De estas figuras y de la tabla 6.18 se concluye que para ratios de carga $Pu/(f'c \cdot Ag)$ superiores a 0.25, los cambios propuestos representan una reducción de ductilidad entre 40 y 50%. Sin embargo, cuando el ratio de carga es menor o igual a 0.25, la ductilidad se reduce menos de 30%, lo cual se considera apropiado para una estructura aislada.

Detallar el espaciamiento de estribos según la tabla 5.44 aún tiene un margen de seguridad respecto del espaciamiento que se obtendría a partir de los momentos nominales de la tabla 5.43. Además, como se mencionó en el párrafo anterior, no implica una reducción considerable de ductilidad para ratios de carga inferiores o iguales a 0.25. Se resalta que en estructuras aisladas el ratio de carga suele ser bajo ya que el dimensionamiento se realiza por requerimientos de rigidez lateral antes que por resistencia.

En general el espaciamiento de estribos lo detalla la norma E.060 [8] con la finalidad de que ocurra primero la flexión y se eviten las fallas frágiles, pero si la flexión no es del grado de una estructura de base fija, tampoco el diseño por corte tendría que serlo. En la actualidad, la norma chilena de diseño de edificios con aislamiento sísmico NCH2745 [55] indica diseñar la superestructura de edificios aislados con los requerimientos de uno de base fija. Sin embargo, permite el diseño de pórticos especiales resistentes a momento con los requisitos de los pórticos intermedios siempre que se cumpla con el factor 1.2 para flexión mínima de columnas como se vio en la tabla 5.42.

En una evaluación por desempeño de la estructura C1-SD que está fuera del alcance de este proyecto se encontró que la sobrerresistencia es superior a dos pese a que las derivas no cumplen con los límites de la norma E.030 [3]. Es común encontrar estos niveles de sobrerresistencia en estructuras fijas diseñadas de acuerdo a las normas E.030 [3] y E.060 [8] y es gracias a ello que las estructuras aisladas al usar un factor de reducción para diseño de 2, permanecen principalmente en el rango elástico. Sin embargo, como se vio en la tabla 3.5, la demanda en elementos estructurales es inferior a la capacidad asignada y difícilmente una rótula de edificio de mediana altura superará el nivel de prevención del colapso. Si así lo hiciera, estas se generan en vigas y columnas de los primeros pisos en los cuales la presente investigación no plantea modificación de lineamientos.

Se encontraron razonables las hipótesis y resultados de Ghasemi y Talaeitaba [10] presentados en el acápite 3.2. En estos se concluyó que el desempeño del edificio aislado con cualquiera de los sistemas estructurales ordinario, intermedio o especial es muy similar. Esto a pesar de que la formación de rótulas y sus curvaturas se incrementaron conforme se usaron lineamientos de diseño menos exigentes. En base a la evidencia [10], [13] y a los casos de estudio se considera que el diseño del primer piso de edificios bajos y dos primeros pisos para edificios de mediana altura, no consideren los lineamientos de esta investigación.

Los lineamientos propuestos en el capítulo 4 tendrán que ensayarse a escala real para ser comprobados.

La variabilidad en las propiedades de los materiales en algunos casos puede ser beneficiosa debido a que los proveedores buscan cumplir con los requisitos mínimos y se obtienen mayores resistencias. No obstante, lo encontrado en el acero de Perú podría ser perjudicial para estructuras que demanden altos niveles de ductilidad. Sanchez et. al. [37] mencionan que si bien las barras peruanas cumplen con los requisitos de la norma NTP 341.031 [61], incumple con los requisitos de elongación mínima requerida por el ACI318-14 [57] para acero ASTM A615. En esta norma el artículo 20.2.2.5 especifica que para refuerzo corrugado Gr.420 la deformación a la rotura ϵ_{su} debe ser por lo menos 0.14 para barras de $\Phi 3/8"$ a $3/4"$ y 0.12 para diámetros mayores. Sin embargo, como se pudo apreciar en la tabla A.1 del anexo 1, el promedio es 0.1047 [37].

6.4 Planteamiento de lineamientos metodológicos:

Finalmente se reafirman los lineamientos planteados en el capítulo 4 y se establecen restricciones para su aplicación.

6.4.1 Propuesta para sistemas estructurales de pórticos:

Usar P.1, P.2 y A.1 en vigas a partir del segundo techo para edificios bajos como el del caso de estudio y a partir del tercer techo de edificios de mediana o mayor altura. En su defecto en donde el efecto P-delta tenga influencia mínima y siempre que la cuantía de acero en tracción no exceda de 1.50%.

P.1 y A.1 El espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento de vigas se obtendrá como el mínimo entre (1) y (2). En donde (1) se obtiene a partir de la fuerza cortante de diseño calculada como la sumatoria de momentos nominales en los extremos dividida entre la luz libre, más la cortante isostática de la combinación 1.25(m+v). El espaciamiento (2) será el menor de 24 veces el diámetro del estribo, 10 veces el diámetro de la menor barra longitudinal, 30 cm y el máximo entre $d/3.5$ y 15 cm según se indicó en la tabla 5.38. La longitud de confinamiento se mantiene como dos veces el peralte de la viga. El espaciamiento de estribos fuera de la longitud de confinamiento será el menor valor entre $d/2$ y el obtenido en (1).

P.2 La resistencia a momento positivo en los extremos de vigas de sistemas estructurales de pórticos será mayor o igual a un tercio del momento negativo en el mismo extremo. Es decir que el acero positivo sea por lo menos $1/3$ del acero negativo en cada extremo de la viga.

P.3 Se deberá realizar la verificación del nudo según las ecuaciones 5.1 y 5.2 de la norma E.060 [8], pero considerando un factor de reducción ϕ de 0.9 dado que se desarrollarán momentos flectores considerablemente menores que en edificios de base fija.

Usar A.2 y A.3 en columnas cuyo ratio de carga $P_u/(f'_c \cdot A_g)$ sea menor o igual a 0.25 y a partir del segundo piso para edificios de baja altura; a partir del tercer piso para edificios de mayor altura.

A.2 El diseño por corte de columnas se realizará a partir de la sumatoria de momentos nominales dividido por la luz libre. Además, el espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento debe cumplir con ser la menor entre ocho veces el diámetro de la barra longitudinal, la mitad del menor lado de la columna y 15 cm. La zona de confinamiento será la mayor entre la luz entre seis, la mayor dimensión de la columna y 50 cm. Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento será el menor entre 14 veces el diámetro de la barra longitudinal, 30 cm o 48 veces el diámetro del estribo. El resumen de espaciamientos y longitudes se presentó en la tabla 5.44.

A.3 Se permite reducir la cuantía a 0.80% cuando el ratio de carga es inferior o igual a 0.25.

6.4.2 Restricciones y recomendaciones

A continuación, se presentan una serie de restricciones a los lineamientos propuestos, así como su fundamento teórico y/o experimental.

Al igual que el ACI318-19 [11], la norma E.060 [8] recomienda el uso de acero de refuerzo A706M cuyas propiedades a tracción tienen mayor control además de tener un contenido químico que mejora su soldabilidad. Sin embargo, la norma peruana también permite el uso de acero ASTM A 615M en los grados 280 y 420 cuyos requisitos de resistencia solo incluyen valores de esfuerzo de fluencia máximo y esfuerzo último mínimo. Se prevé que el hecho de no restringir el esfuerzo último máximo de la calidad ASTM A615M origina que los diseños puedan tener mayores resistencias a flexión que a su vez induzcan el desarrollo de mayores fuerzas de corte propiciando una falla frágil. Es por ello que se recomienda usar los lineamientos del presente documento con la calidad de acero A706M y/o hasta que se limite el esfuerzo último de la calidad ASTM A615M.

Calidades de concreto superiores a $f'c=650$ kg/cm² suelen ser muy frágiles, por ello el confinamiento debe ser exigente, no se recomienda aplicar los lineamientos para resistencias a compresión desde 650 kg/cm².

No aplican a elementos presforzados, muros, columnas ni vigas. De la misma forma tampoco aplican para prefabricados por falta de investigación.

Vigas:

No aplican para vigas sísmicas con flexión biaxial considerable puesto que la interacción de ambos ejes reduce la resistencia a flexión en la dirección principal.

No aplican vigas esbeltas sin apoyo lateral, es decir, aquellas que no cuenten con losa maciza o aligerada ninguno de sus lados. Este tipo de vigas tiende a fallar por pandeo lateral y torsión antes que por flexión [25]. El estribo ayuda a controlar la torsión y por tanto no se pretende reducir. Se consideran esbeltas las vigas cuya relación peralte espesor sea mayor a 2.5.

Tampoco aplican a vigas de acoplamiento pues el comportamiento es especial, se produce el fenómeno de arco y está sometido a fuerzas de tracción y compresión que hace necesario un detallado particular.

Columnas

Los lineamientos no aplican a columnas controladas por compresión en donde se cumpla la inequación $P_u > 0.25f'_c \cdot A_g$ y tampoco cuando la cuantía sea superior a 4%. Esto debido a que la presencia de un gran número de barras transversales crea un plano débil entre el núcleo y el recubrimiento, de este modo se precipita la pérdida de este último. Park y Paulay [25] indican que para deformaciones elevadas se debe ignorar la contribución del recubrimiento.

No aplican a columnas que clasifiquen como esbeltas según las condiciones del ACI 318-19 [11], es decir, cuando se cumplan las inequaciones 6.1 y 6.2. Esto debido a que el momento adicional producido por el incremento de excentricidad por flexión del elemento, reduce la carga admisible.

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 34 - 12 \cdot \frac{M_1}{M_2} \quad (6.1) \quad \text{o} \quad \frac{k \cdot l_u}{r} > 22 \quad (6.2)$$

Se mantienen los requerimientos de cantidad y espaciamiento entre estribos en zonas de empalme de columnas ya que la distribución de momentos suele ser variable dependiendo de la ubicación además de estar sometidos a inversión de momentos.

Muros

Se mantienen los requerimientos de muros de la norma E.060 [8] puesto que su presencia se limita principalmente a cajas de ascensores. Esto debido a que la presencia de placas induce tracción en los dispositivos ubicados debajo de estas lo cual dificulta el diseño de los dispositivos de aislamiento. El efecto se acentúa a medida que las placas se ubican más cerca del perímetro de la estructura.

Se podría profundizar en la reducción de requerimientos de ductilidad en placas con un análisis no lineal en donde pueda determinar el grado de incursión inelástica de los muros. Según Paulay y Priestley, en placas mientras las fisuras permanezcan pequeñas de acuerdo con el comportamiento elástico del refuerzo, la transferencia de la fuerza de corte, excede la capacidad de carga de la fuerza de tensión o compresión diagonal de un miembro. Por lo tanto, el cortante deslizante no es un factor de control en el diseño de muros estructurales que respondan elásticamente. Sin embargo, cuando comienza la fluencia por flexión durante un sismo, la transferencia de cortante se restringe principalmente a las zonas alternas de compresión por flexión de la sección del muro. Debido a la drástica reducción en el área de contacto entre las caras de las grietas durante las rotaciones de flexión, los esfuerzos cortantes en la interfase aumentarán rápidamente [38].

Se considera que, si los lineamientos P.1, P.3 y P.4 que son ligeramente menos exigentes que los propios de sistemas de muros, aplican para pórticos que por naturaleza tendrán mayor demanda de ductilidad, son aplicables también a edificios de muros. Se deduce además que es aplicable una reducción mayor de lineamientos para sistemas de muros como se sugiere en [10]. Sin embargo, no se cuenta con suficiente investigación para definir lineamientos precisos para sistemas estructurales de muros.

CAPÍTULO 7 : COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Los requerimientos de ductilidad a flexión o lineamientos necesarios para los elementos de CA de edificios aporticados aislados son menos conservadores que los vigentes y son similares a los lineamientos propios de sistemas de muros de la norma E.060 [8].

Como parte de la propuesta de lineamientos se puede mencionar que, el espaciamiento máximo de estribos de vigas y columnas puede ser mayor a lo estipulado actualmente por la norma para pórticos. Asimismo, las cuantías longitudinales y transversales de vigas y columnas se pueden reducir según determinados parámetros.

La propuesta de lineamientos proporciona una ductilidad disponible menor a la de la norma vigente, sin embargo, las solicitaciones en los casos de estudio C2 y C3 se mantienen en el rango elástico. Por ello se concluye que la propuesta no representa desmejora sino optimización.

Se comprobó que la ductilidad instalada con los lineamientos propuestos es apropiada para los casos de estudio puesto que la demanda a flexión para siete registros espectro compatibilizados a un SMC, no exige incursión en el rango inelástico para vigas o columnas.

De acuerdo a la evidencia presentada y al análisis no lineal de los casos de estudio C2 y C3, la demanda de ductilidad a flexión en las rótulas de un edificio aporticado con base aislada es considerablemente menor a la de edificios de base fija.

Las siguientes conclusiones aplican para elementos estructurales de sistemas de pórticos con aislamiento sísmico:

El diseño por flexión de vigas con baja cuantía en tracción se puede efectuar con las consideraciones de un sistema de muros.

El diseño por corte de vigas con baja cuantía en tracción se puede efectuar a partir de momentos nominales. Además, es factible modificar los espaciamientos mínimos en la zona de confinamiento.

La reducción de cuantías en las vigas induce el desarrollo de menores fuerzas de corte en los nudos, es decir que el nudo estará menos esforzado.

El diseño de los nudos puede realizarse con un factor de reducción ϕ de 0.90 en lugar del 0.85 que exige la norma E.060 [8].

Es posible reducir la cuantía mínima longitudinal hasta 0.8% en columnas con bajo ratio de carga. Esto debido a que, para cargas axiales bajas, la ductilidad asignada se reduce poco cuando se disminuye la cuantía longitudinal.

Se considera aceptable incrementar el espaciamiento máximo de estribos de columnas con bajo ratio de carga, además, el corte de diseño se podrá calcular a partir de momentos nominales como en los sistemas de muros.

En el caso de edificios con sistemas de estructurales de muros con aislamiento sísmico:

Es factible incrementar los espaciamientos máximos de estribos de vigas y columnas en las zonas de confinamiento por lo menos según la propuesta para pórticos. Esto dado que a los sistemas de muros se les exige menor incursión inelástica.

Se propone que el corte de diseño por capacidad se obtenga multiplicando el cortante actuante por el menor entre $0.7 \cdot Mn/Mua$ y R pero no menor a 1. Se sugiere mayor investigación en el cálculo del corte de diseño en muros. Se presume que la amplificación dinámica que considera el ACI318-19 [11] para estructuras de base fija con el factor ω_v no guarda relación con los muros presentes en sistemas con aislamiento sísmico.

Se tiene claro que no se puede aseverar que los lineamientos apliquen a una estructura considerablemente más alta, por ello se plantean parámetros de aplicabilidad como el ratio de carga para columnas y la cuantía en tracción de vigas.

Existen lineamientos como los planteados en el capítulo 4 que dependen del ratio de carga, sin embargo para ser evaluados deberían necesariamente ensayarse a escala.

REFERENCIAS:

- [1] H. Tavera, «Identificación del peligro y potencial sísmico en el área de silencio sísmico de Nazca,» de *Taller de silencio sísmico en Nazca*, Ica, 2019.
- [2] C. Condori y H. Tavera, «Análisis y localización de probables áreas de ruptura por sismos, en el borde occidental de Perú: distribución de valores de “b”,» de *XV Congreso Peruano de Geología*, Cusco, 2010.
- [3] SENCICO, «Norma E.030 Diseño Sismorresistente,» Lima, 2019.
- [4] SENCICO, «Norma E.031 Aislamiento Sísmico,» Lima, 2019.
- [5] ASCE/SEI, «ASCE 7-16: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures,» American Society of Civil Engineers, Virginia, 2016.
- [6] V. I. Fernández-Davila y A. R. Mendo, «Damping modification factors for the design of seismic isolation systems in Peru,» *Earthquake Spectra*, vol. 36, n° 4, pp. 2058-2085, 2020.
- [7] D. Villagomez, «Lineamientos para el análisis y diseño de edificaciones sísmicamente aisladas en el Perú,» Repositorio de Tesis PUCP, Lima, 2016.
- [8] SENCICO, «Norma E.060 Concreto Armado,» Lima, 2009.
- [9] Corporación de Desarrollo Tecnológico y Cámara Chilena de la Construcción, «Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía,» *Protección Sísmica de Estructuras*, n° 29, pp. 3-11, 2011.
- [10] M. Ghasemi y S. B. Talaeitaba, «On the effect of seismic base isolation on seismic design requirements of RC structures,» *In Structures*, vol. 28, pp. 2244-2259, 2020.
- [11] American Concrete Institute, «Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary ACI318-19,» 2019.
- [12] L. M. Megget, «Analysis and design of a base-isolated reinforced concrete frame building,» *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 11, n° 4, pp. 245-254, 1978.
- [13] M. Del Rosario, «Desempeño Sísmico de aisladores: Estudio de un hospital de concreto armado,» Repositorio PUCP, Lima, 2018.
- [14] Federal Emergency Management Agency, «Hazus-MH 2.1: Earthquake Loss Estimation Methodology,» Department of Homeland Security, FEMA, Washington, DC, 2006.
- [15] M. Komur, T. Karabork y I. Deneme, «Nonlinear dynamic analysis of isolated and fixed-base reinforced concrete structures,» *Gazi University Journal of Science*, vol. 24, n° 3, pp. 463-475, 2011.
- [16] M. A. Komur, «Soft-story effects on the behavior of fixed-base and LRB base-isolated reinforced concrete buildings,» *Arabian Journal for Science and Engineering*, vol. 41, pp. 381-391, 2016.
- [17] M. A. Komur, I. Deneme y R. Oruc, «Seismic response of fixed-base and LRB base-isolated RC frame systems under NF and FF excitations,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 2, n° 4, pp. 174-189, 2019.
- [18] H. R. Sharifi y S. B. Talaeitaba, «The effect of Stiffness on Behavior of Isolated Tall Buildings,» *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, vol. 51, n° 5, pp. 993-1016, 2019.
- [19] C. Christopoulos y C. Zhong, «Towards understanding, estimating and mitigating higher-mode effects for more resilient tall buildings,» *Resilient Cities and Structures*, vol. 1, n° 1, pp. 53-64, 2022.

- [20] E. Ozer, M. Inel y B. T. Cayci, «Seismic Performance Comparison of Fixed and Base-Isolated Models,» *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, pp. 1-17, 2022.
- [21] J. Rubenstone, «Full Extent of Damage From Turkey Quakes Takes Shape,» *ENR Engineering News Record*, 19 febrero 2023.
- [22] J. M. Kelly y D. Konstantinidis, *Mechanics of rubber bearings for seismic and vibration isolation*, John Wiley & Sons, 2011.
- [23] J. Almazán, «Comportamiento de estructuras antisísmicas durante el terremoto del Maule y su posible efecto en las normas de diseño sísmico en Chile,» *Revista Sul-americana de Engenharia Estrutural*, vol. 7, pp. 4-28, 2012.
- [24] M. Yamamoto, «Reduction in Seismic Response of Seismically Isolated Buildings-Analysis from Observed Records of 2011 Great East Japan Earthquake,» Takenaka Corporation, Chiba, Japan, 2013.
- [25] R. Park y T. Paulay, *Reinforced concrete structures*, John Wiley & Sons, 1991.
- [26] J. Moehle, *Seismic design of reinforced concrete buildings*, McGraw-Hill Education, 2015.
- [27] T. Kelly, R. Skinner y W. H. Robinson, *Seismic isolation for designers and structural engineers*, NICEE, 2010.
- [28] J. G. MacGregor, J. K. Wight, S. Teng y P. Irawan, *Reinforced concrete: Mechanics and design*, New Jersey: Prentice Hall, 1997.
- [29] J. K. Wight y J. G. MacGregor, *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, New Jersey: Pearson, 2012.
- [30] H. Méndez, «Efecto de las deformaciones por cortante en los diagramas momento-curvatura de secciones de concreto reforzado y sus implicaciones en la evaluación y diseño sísmico de estructuras,» Repositorio UNAM, México D.F, 2011.
- [31] J. B. Mander, M. J. Priestley y R. Park, «Theoretical stress-strain model for confined concrete,» *Journal of structural engineering*, 1988.
- [32] L. L. Dodd y J. I. Restrepo-Posada, «Model for predicting cyclic behavior of reinforcing steel,» *Journal of structural engineering*, vol. 121, n° 3, pp. 433-445, 1995.
- [33] R. L. Bonett Díaz, «Tesis doctoral, UPC. Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada,» Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 2003.
- [34] M. Rodríguez, «Curso Modelos no lineales del comportamiento de elementos de CA,» *PUCP*, 2020.
- [35] J. B. Mander, «Seismic design of bridge piers,» Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 1983.
- [36] A. F. Moncayo Tello y M. A. Vallejo Borjorque, «Estudio del comportamiento e inestabilidad del refuerzo longitudinal en estructuras de concreto reforzado sometidas a cargas cíclicas,» Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador, 2017.
- [37] R. A. Sánchez, C. Seminario y E. Barreto, «Propiedades mecánicas del acero de refuerzo fabricado en el Perú,» *Revista del Capítulo de Ingeniería Civil*, pp. 17-20, 2015.
- [38] T. Paulay y M. N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, New York: Wiley, 1992.
- [39] C. Guitierrez, M. Ordaz, E. Miranda, E. Del Valle y R. Meli, *Curso sobre Diseño y Construcción Sismorresistente de Estructuras*, México D.F: CENAPRED, 1999.
- [40] T. Paulay, «Ductility in Seismic Design,» *Structural Engineering International*, vol. 2, n° 1, pp. 19-22, 1992.

- [41] R. Park, «Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing,» *Bulletin of the new Zealand society for earthquake engineering*, vol. 22, n° 3, pp. 155-166, 1989.
- [42] X.-M. Zhao, Y.-F. Wu y A. Leung, «Analyses of plastic hinge regions in reinforced concrete beams under monotonic loading,» *Engineering Structures*, vol. 34, pp. 466-482, 2012.
- [43] L. J. Illacanchi, «Estudio de la relación entre el valor normativo y el valor efectivo del coeficiente de reducción de fuerza sísmica "R" para sistemas con predominancia de muros de corte, utilizando procedimientos de análisis estáticos No lineales,» Repositorio PUCP, Lima, 2019.
- [44] J. C. Freire Navas, «Cálculo del diagrama momento–curvatura por el método de fibras para secciones de hormigón armado y perfiles de acero empleando un software de programación especializado,» Repositorio de tesis, Universidad Técnica de Ambato, Ambato, 2017.
- [45] E. Miranda, «Strength reduction factors in performance-based design,» de *In Proceedings of EERC-CUREe Symposium*, Berkeley, CA, 1997.
- [46] B. Borzi y A. S. Elnashai, «Refined force reduction factors for seismic design,» *Engineering Structures*, vol. 22, n° 10, pp. 1244-1260, 2000.
- [47] A. K. Chopra, *Dinámica de Estructuras*, Mexico D.F: Pearson Education, 2014.
- [48] F. Naeim y J. M. Kelly, *Design of Seismic Isolated Structures*, New York: John Wiley & Sons, 1999.
- [49] M. Erdik, Ö. Ülker, B. Şadan y C. Tüzün, «Seismic isolation code developments and significant applications in Turkey,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 115, pp. 413-437, 2018.
- [50] CEN, «EUROCODE 8: Design of Structures for earthquake resistance,» European Committee for Standardization, Brussels, 2004.
- [51] E. Reinoso Angulo, «Algunos resultados recientes sobre el Peligro Sísmico en la Ciudad de México,» *Revista de Ingeniería Sísmica*, n° 53, pp. 1-24, 1996.
- [52] J. M. Kelly, «The role of damping in seismic isolation,» *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 28, n° 1, pp. 3-20, 1999.
- [53] «BSL-2015: Building Standard Law,» Building Center of Japan, Tokyo, 2015.
- [54] INN, «NCH433 Diseño Sísmico de edificios,» Instituto Nacional de Normalización, Santiago, 2009.
- [55] INN, «NCH2745: Análisis y Diseño de edificios con Aislación Sísmica,» Instituto Nacional de Normalización, Santiago, 2003.
- [56] S. Kim y E. D'Amore, «Push-over analysis procedure in earthquake engineering,» *Earthquake Spectra*, vol. 15, n° 3, pp. 417-434, 1999.
- [57] ACI Committee, «ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete,» American Concrete Institute, Michigan, 2014.
- [58] «Uniform Building Code,» de *Structural Engineering Provisions*, vol. 2, Whittier, CA, 1997.
- [59] Presidential of Earthquake Department, «TBEC-2018: Turkish Building Earthquake Code,» Republic of Turkey Prime Ministry Disaster and Emergency Management, Ankara.
- [60] Federal Emergency Management Agency, «FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings,» American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washing, DC, 2000.
- [61] INACAL, «Norma Técnica Peruana NTP 341.031,» INACAL, Lima, 2018.
- [62] J. C. McCormac y R. H. Brown, *Diseño de Concreto reforzado*, Mexico D.F: Alfaomega, 2011.

- [63] G. F. Ottazzi, *Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado*, Lima: Fondo Editorial PUCP, 2004.
- [64] SEAOC, «A Framework for Performance Based Design,» Vision 2000 Committee. Structural Engineers Association of California, California, 1995.
- [65] «UBC1994: Uniform Building Code.,» Internation Conference of Building Officials, California, 1994.
- [66] Applied Technology Council, «ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Strutures,» California Seismic Safety Commission, California, 1996.
- [67] S. M. Kalantari, H. Naderpour y S. r. Hoseini, «Investigation of base-isolator type selection on seismic behavior of structures including story drifts and plastic hinge formation,» de *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, 2008.



**ANEXO 1: TEORÍA Y NORMATIVIDAD EN CONCRETO
ARMADO**



TEORÍA Y NORMATIVIDAD EN CONCRETO ARMADO

El presente anexo proporciona al lector una revisión general del comportamiento del concreto y los modelos disponibles para representarlo. Se presentan también algunos modelos para el acero de refuerzo. Luego se exponen especificaciones de diseño en CA de las normativas vigentes relevantes para el desarrollo de la presente investigación.

Se implementaron aproximadamente hacia 1950, con sustento en ensayos de laboratorio, modelos que consideran las propiedades inelásticas del concreto con los cuales se realiza hoy en día el diseño por resistencia máxima. Con estos modelos es posible establecer compatibilidad de deformaciones aplicando la hipótesis de Navier, conocer las relaciones constitutivas desde el inicio de la carga hasta la rotura y finalmente plantear equilibrio de fuerzas. Con estos modelos es posible también incluir efectos de flujo plástico [25].

Si bien los modelos inelásticos permiten obtener secciones reducidas al considerar redistribución de esfuerzos entre pasta de cemento, agregados y zona interfacial, las cargas de servicio podrían inducir fisuras y deflexiones que generen sensación de inseguridad al usuario. Adicionalmente, las deflexiones excesivas y anchos de fisuras considerables podrían alterar las propiedades del refuerzo y originar falla prematura del elemento. Es por ello que los códigos actuales recomiendan determinados dimensionamientos y cuantías de acero mínimo según la función y sollicitaciones de cada elemento.

Con las asunciones de los modelos inelásticos como compatibilidad de desplazamientos, relaciones constitutivas y equilibrio de fuerzas, se obtienen diseños confiables como lo han podido comprobar investigadores experimentalmente. Para el desarrollo del presente trabajo la teoría inelástica y simulaciones representan las bases para conocer la ductilidad disponible en los elementos de concreto.

1.1 Teorías de concreto no confinado, confinado y confinamiento efectivo

El diseño en concreto armado puede y muchas veces se realiza considerando propiedades no confinadas del concreto como son módulo de elasticidad (E_c), resistencia nominal a compresión (f'_c) y deformación unitaria (ϵ_c). Como lo menciona Moehle [26], las propiedades varían según la calidad del concreto ya que para concretos de mayor resistencia aumenta también la resistencia de la pasta de cemento y las zonas de transición presentan menos microfisuras. En consecuencia, la curva esfuerzo versus deformación tiene una tendencia más lineal produciendo menos deformación lateral [26]. En otras palabras, como se observa en la figura A.1, entre mayor es la resistencia f'_c , menor será la microfisuración longitudinal y transversal, por lo tanto, el concreto presentará menor ductilidad.

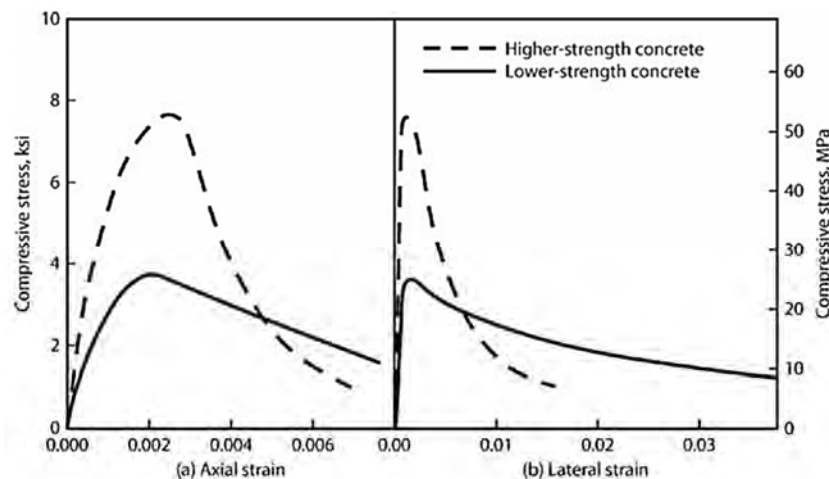


Figura A.1. Curva de carga axial versus deformación para concreto no confinado de peso normal [26]

Las curvas esfuerzo versus deformación unitaria dependen de múltiples factores como las condiciones de testeo, calidad del concreto, calidad de los agregados, resistencia de diseño, etc. Por ejemplo, el ensayo a carga axial falla explosivamente cuando la probeta llega a su esfuerzo máximo de compresión, aquí la curva esfuerzo vs. deformación llega a su carga máxima y termina. Si bien previamente la probeta pasa por fallas locales de tracción diagonal y corte, se asocia la resistencia máxima al punto en el cual pierde capacidad de carga. Por otro lado, si un elemento se carga a compresión por flexión o flexocompresión, la curva esfuerzo vs. deformación llega a la carga máxima y luego presenta un tramo descendente. Esto debido a que a medida que el esfuerzo cae en las fibras más esforzadas de la zona en compresión, las adyacentes menos deformadas son capaces de resistir la carga retardando la falla de las fibras más esforzadas [28].

En el transcurso del tiempo investigadores han planteado múltiples modelos constitutivos para el concreto, si bien ninguno se considera notablemente mejor que otro, la preferencia depende de la finalidad. Así, por ejemplo, para diseño se puede usar el modelo Whitney (1942) el cual simplifica cálculos. Consiste en un bloque equivalente de esfuerzo constante que representa el estado de esfuerzos de las fibras en compresión en el momento en que ocurre la rotura del concreto, por eso solo permite calcular momentos últimos. Cuando se requiere conocer el momento nominal para deformaciones diferentes de la deformación última (ϵ_u) se debe usar algún modelo de concreto que considere el comportamiento no lineal en cada estado de deformación. A continuación, se describen modelos de concreto no confinado y confinado.

Modelo de Hognestad modificado (1951)

La Figura A.2 muestra un modelo constitutivo de concreto no confinado válido para resistencias máximas de hasta 41 MPa en donde la curva esfuerzo vs. deformación está conformada por una parábola invertida de segundo grado cuyo valor máximo es $f_c'' = 0.9 \cdot f_c'$. Luego de que la semi parábola llega al valor de f_c'' en donde la deformación unitaria es $\epsilon_0 = 1.8 \cdot f_c'' / E_c$, la resistencia decrece siguiendo una línea de pendiente negativa hasta $0.85 \cdot f_c''$ [29].

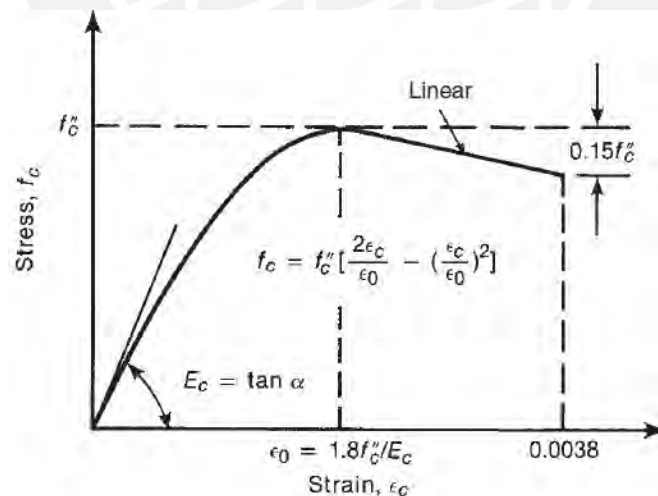


Figura A.2. Curva esfuerzo versus deformación de Hognestad modificado [29]

A partir de un modelo no confinado elegido existen varias formas de obtener el Módulo de elasticidad del concreto (E_c). Entre las más conocidas se puede mencionar: (a) la secante a la curva esfuerzo vs. deformación trazada desde el origen hasta un punto cercano a $f'c$. (b) la tangente a la curva inicial como se muestra en la Figura A.2. Para el desarrollo del presente trabajo se considera el módulo de elasticidad como la pendiente de la curva esfuerzo vs. deformación a $0.4f'c$ o, para pesos normales hasta 22.8 kN/m^3 , el asociado a la ecuación A.1 aceptada por el ACI318-19 [4]. La deformación correspondiente a la resistencia máxima a compresión es limitada al rango de 0.002 a 0.003 [26].

$$E_c = 4700\sqrt{f'c}, \text{ en MPa} \quad (\text{A.1})$$

En la realidad, un elemento estructural cualquiera no está sometido a fuerzas internas uniaxiales como en los ensayos estándar sino en varias direcciones según su función. Es por ello que se han realizado numerosas investigaciones en las cuales se sometieron probetas a diversos estados de carga como biaxiales, triaxiales y etc. Así, por ejemplo, la teoría de falla de Mohr muestra que la presencia de fuerza cortante produce decremento de la resistencia a compresión. Por otro lado, Richart, Brandtzaeg y Brown, encontraron que la presión lateral de aceite aplicada uniformemente en probetas incrementa la resistencia a compresión. En efecto, la ecuación A.2 fue deducida experimentalmente por Richart et al. (1928) al relacionar el confinamiento proporcionado por el aceite con el de estribos [25].

$$f'cc = f'c + 4.1f_l \quad (\text{A.2})$$

En donde:

$f'cc$ = Resistencia a compresión axial del espécimen confinado

$f'c$ = Resistencia a compresión uniaxial del espécimen no confinado

f_l = Presión de confinamiento lateral

Si bien el concreto por sí mismo es capaz de tolerar cargas cíclicas y mantener la curva esfuerzo versus deformación como la envolvente de los lazos cíclicos, presenta reducida capacidad de deformarse más allá de la carga máxima. La Figura A.3 muestra tres curvas de carga axial vs. deformación, la más baja corresponde a un prisma de concreto sin confinar y las dos siguientes a prismas de concreto con estribos cuadrados de $3/16'' @ 63.5 \text{ mm}$ y $3/16'' @ 38.1 \text{ mm}$ [25]. Se muestra que el confinamiento incrementa la resistencia a compresión y permite mayores deformaciones inelásticas. Es por esto que los códigos actuales con la finalidad de mejorar el comportamiento del concreto frente a cargas cíclicas y permitir mayor incursión en el rango inelástico, plantean exigentes lineamientos de confinamiento.

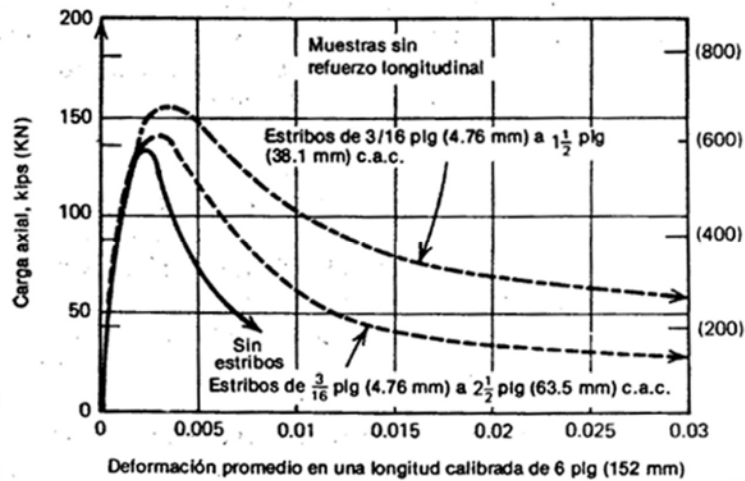


Figura A.3. Curvas de carga axial versus deformación [25]

Al igual que en el caso no confinado, existen varias propuestas que describen el comportamiento del concreto confinado, la Figura A.4 muestra el modelo desarrollado por Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares. El modelo no muestra un límite de deformación unitaria, pero se debe considerar como límite el punto en el cual ocurre la rotura del estribo.

Modelo de Kent y Park (1971):

El modelo solo aplica a secciones rectangulares o cuadradas, no considera sobrerresistencia a compresión pues estima que el incremento puede ser pequeño. Los parámetros necesarios para generar el modelo son: la pendiente $Z = 1/(2 \cdot (\varepsilon_{50} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_0))$; deformación unitaria del concreto sin confinar asociada al esfuerzo $0.5 \cdot f'_c$, $\varepsilon_{50u} = \varepsilon_0 \cdot (10.5 + f'_c)/(f'_c - 7)$ en MPa. La deformación unitaria adicional del concreto confinado asociada al $0.5 \cdot f'_c$, $\varepsilon_{50h} = 3/4 \cdot \rho_s \cdot \sqrt{b''/s}$. En donde ρ_s es la cuantía volumétrica, b'' es el ancho del núcleo confinado medido al exterior del estribo y s el espaciamiento del refuerzo transversal. Cabe resaltar que las fórmulas fueron deducidas a partir de especímenes cuyos valores de f'_c fluctuaban principalmente entre 20.7 y 27.6 MPa [25].

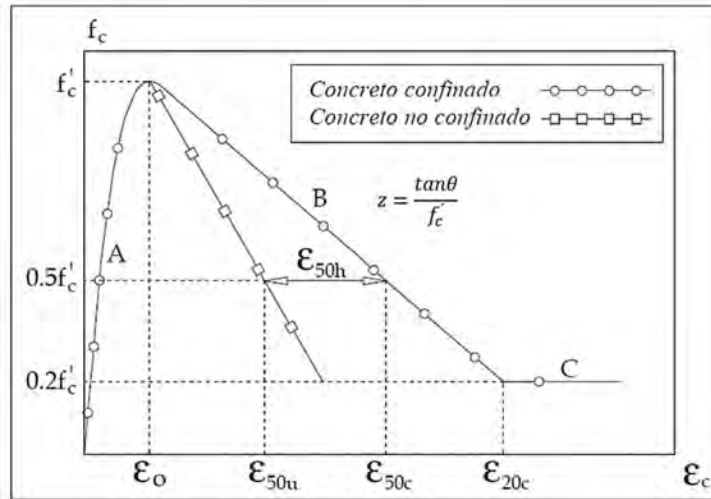


Figura A.4. Curvas Esfuerzo versus deformación de Kent y Park (1971) [30]

La Figura A.5 muestra curvas esfuerzo vs. deformación de ensayos efectuados por Moehle y Cavanagh (1985) para cuatro probetas de 305x305x914 mm los cuales consideran distinta distribución de estribos y cantidad de refuerzo longitudinal. El espaciamiento entre estribos se mantiene constante para los tres especímenes reforzados. En todos los casos se desestimó la carga axial tomada por el refuerzo y se efectuaron correcciones de área cuando el recubrimiento se desprendía [26].

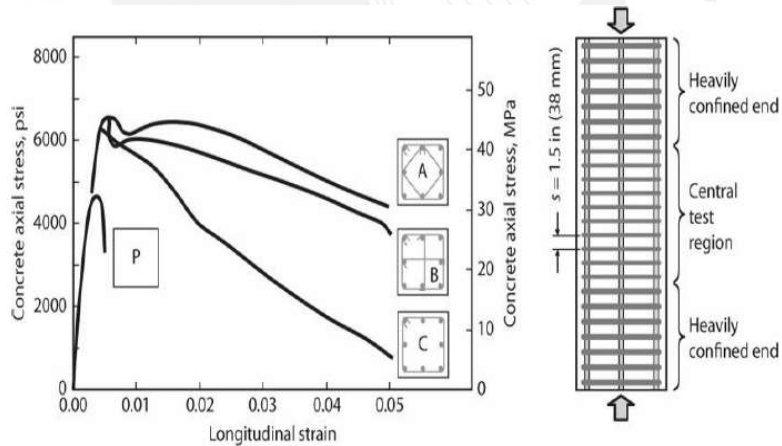


Figura A.5. Respuesta esfuerzo – deformación de una sección de concreto simple y tres confinadas [26]

Como muestra la Figura A.5, en los tres casos de especímenes confinados se produjo incremento de ductilidad y resistencia a compresión respecto del espécimen de concreto simple. Sin embargo, el confinamiento lateral cerrado de las barras conlleva menor pérdida de resistencia porque se retarda el pandeo lateral de las barras. Es en función a los resultados obtenidos para distintas configuraciones de estribos que surge el concepto de confinamiento efectivo.

Modelo de Mander et al. (1988)

Mander et al. (1988) aplican el principio de balance de energía para predecir la deformación longitudinal en compresión del concreto en el momento en que ocurre la primera fractura del refuerzo transversal. La publicación de los mismos resalta la importancia del confinamiento en los casos en los que el elemento deba desarrollar considerable rotación plástica. Se debe tener en cuenta que mientras más alta sea la carga axial en el caso de columnas, más exigente será el confinamiento necesario para desarrollar comportamiento dúctil. Esto se debe a que cargas axiales altas desarrollan gran altura del eje neutro y, en consecuencia, la capacidad a flexión es más dependiente de la distribución de esfuerzos del concreto en compresión [31].

El modelo desarrollado por Mander et al. (1988) es bastante versátil pues aplica a secciones circulares o rectangulares con estribos rectangulares, circulares, espirales o grapas suplementarias. El modelo de Mander funciona para cargas estáticas o dinámicas aplicadas monotónica o cíclicamente [31], por ello la presente tesis usa este modelo de concreto confinado y no confinado. Como indica la Figura A.6, este modelo limita la deformación del concreto confinado al momento en que ocurre la ruptura del estribo; las curvas están definidas por las ecuaciones A.3 a A.8. En el caso del concreto no confinado, para efectos del desarrollo de la presente investigación, se considera como deformación última a $2\varepsilon_{co}$.

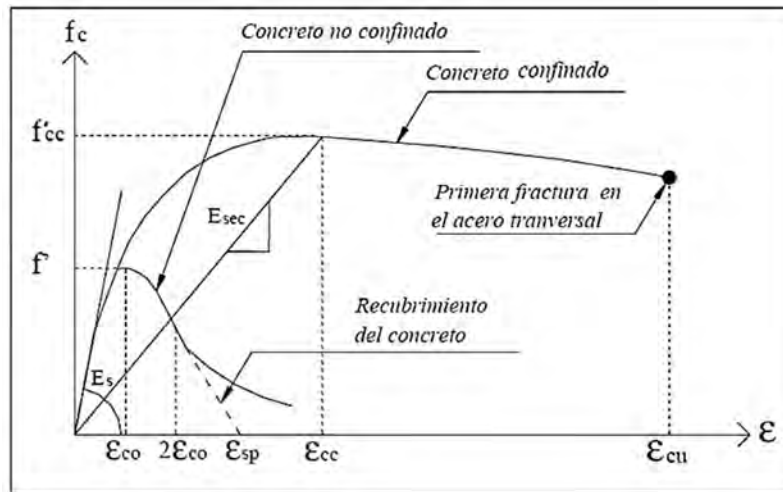


Figura A.6. Relación esfuerzo – deformación de concreto confinado y no confinado según el Modelo de Mander et al. (1988) [30]

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (A.3)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (A.4)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}} \quad (A.5)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_o \cdot \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (A.6)$$

$$f'_l = \frac{\rho_s \cdot f_{yt}}{2} \quad (A.7)$$

$$f'_{cc} = f'_c \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \times \frac{f'_l}{f'_c} - 2 \frac{f'_l}{f'_c}} \right) \quad (A.8)$$

En donde:

E_c : Módulo de elasticidad de concreto no confinado

f'_{cc} : Resistencia a compresión del concreto confinado

ε_{cc} : Deformación asociada a la resistencia del concreto confinado

ρ_s : Cuantía volumétrica del refuerzo de confinamiento obtenida como el volumen del refuerzo de confinamiento entre el volumen de concreto confinado

f_{yt} : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal

1.2 Teorías de acero de refuerzo

Actualmente en Perú la norma E.60 [8] y el proyecto de norma E.060 solo permiten el uso de acero grado 420 para sistemas con responsabilidad sísmica. La denominación de grado 420 hace referencia al esfuerzo de fluencia de 420 MPa o 4200 kg/cm². El ACI 318-19 [11] por su lado acepta, además del grado 420, aceros de grado 550 y 690 para sistemas de pórticos especiales y muros estructurales respectivamente. Es importante precisar que, si bien un grado mayor implica mayor resistencia a la fluencia y por tanto menor área de acero en el diseño de secciones, también puede inducir el desarrollo de mayores fuerzas de corte. En el presente trabajo se tratará solo sobre el acero de refuerzo grado 420 ya que es el predominante en proyectos en Perú.

Las designaciones ASTM más usadas para refuerzo del CA son A615 y A706, ambas pueden ser de grado 420. El acero A615 corresponde a las barras corrugadas de acero al carbón mientras que A706 a barras de acero corrugado de baja aleación, este último es soldable [26]. La Figura A.7 muestra ensayos a tracción de varios tipos de acero; cabe resaltar que los grados 60 y 100 están en klb/pulg² y corresponden a los grados 420 y 690 en MPa respectivamente.

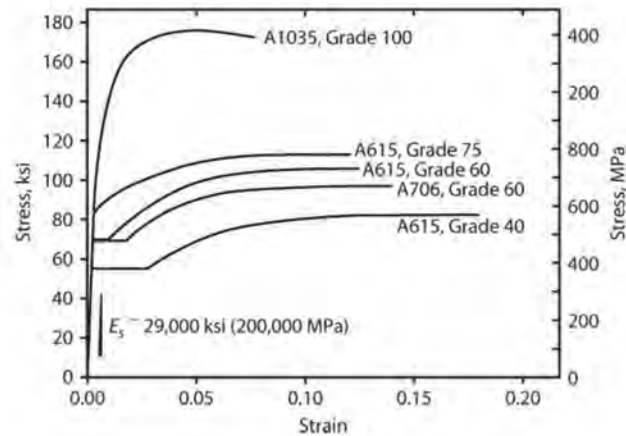


Figura A.7. Curvas esfuerzo vs. deformación ingenieriles en tracción [26]

El comportamiento del acero se representa mediante curvas esfuerzo vs. deformación generalmente en coordenadas de ingeniería. El esfuerzo de ingeniería usa un área constante a lo largo de todo el ensayo, es decir que no se toma en cuenta la reducción o incremento de área por el efecto Poisson [26]. De forma similar la deformación unitaria de ingeniería toma como referencia la longitud inicial, aunque esta vaya cambiando a lo largo del ensayo. Dood y Cooke (1992) y Restrepo-Posada et al. (1993) encontraron experimentalmente las ecuaciones A.9 a A.12. Estas relacionan la curva esfuerzo-deformación de ingeniería con la curva en coordenadas naturales, esta última respeta la variación del área y longitud [32]. Los valores ε' y σ' son deformación y esfuerzo respectivamente en tracción en coordenadas naturales; ε_{sc} y σ_{sc} son deformación y esfuerzo respectivamente en compresión en coordenadas naturales.

$$\varepsilon' = \ln(1 + \varepsilon) \quad (A.9)$$

$$\sigma' = \sigma (1 + \varepsilon) \quad (A.10)$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{-\varepsilon}{1 + \varepsilon} \quad (A.11)$$

$$\sigma_{sc} = -\sigma (1 + \varepsilon)^2 \quad (A.12)$$

La variabilidad de las curvas esfuerzo vs. deformación del acero depende principalmente de la composición del acero y del tipo de ensayo al que se le somete. En cuanto al tipo de ensayo este puede ser monotónico a tracción o compresión o cíclico con carga reversible. En ensayos con carga reversible se ha identificado que el módulo de elasticidad se mantiene siempre que la descarga o inversión de carga se da en deformaciones cercanas a la de fluencia. Cuando la descarga se da a deformaciones altas o cercanas a la del inicio del endurecimiento se produce el efecto Bauschinger el cual consiste en una reducción de la capacidad de carga. Con este efecto dependiendo del nivel de carga el comportamiento no lineal puede iniciar para un esfuerzo menor al de fluencia [33]. Se ha visto que la pérdida de rigidez o módulo de descarga se estabiliza para deformaciones altas [32].

Existen varias propuestas para representar el comportamiento del acero de refuerzo corrugado, entre los más sencillos se puede mencionar al modelo elastoplástico perfecto y al bilineal de la Figura A.8. Entre los modelos más sofisticados se tienen el de Menegotto y Pinto (1973) o Dodd y Restrepo (1995) que consideran el comportamiento cíclico reversible de las cargas. Ambos modelos incluyen el efecto Bauschinger mediante un parámetro P . Sin embargo, el modelo de Menegotto y Pinto (1973) requiere parámetros que necesariamente se deben obtener de ensayos. Dodd y Restrepo (1995), para calcular el parámetro P , dan una expresión y un valor aproximado de $P=0.35$ para cargas reversibles [32].

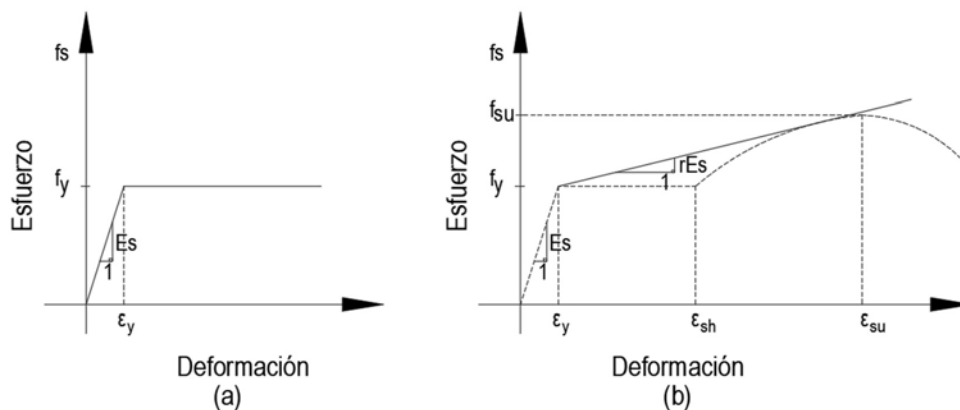


Figura A.8. Curvas esfuerzo-deformación (a) elastoplástica perfecta (b) bilineal [34]

Modelo de Mander (1983)

Se trata de un modelo para aceros A615 y A706 ya que estos presentan una marcada plataforma de fluencia [26] como se mostró en la Figura A.7. El modelo se muestra en la Figura A.9 y fue elaborado para cargas monotónicas. La zona curva o de endurecimiento se define según las ecuaciones A.13 y A.14. Debido a que el modelo de Mander [35] está basado en el comportamiento del acero a tracción, para generar la curva en compresión es necesario usar las ecuaciones A.11 y A.12. El parámetro P de compresión se obtiene con la ecuación A.15 en donde ε_{suc} y f_{suc} corresponden a la deformación y esfuerzo en compresión cuando este último es máximo [36].

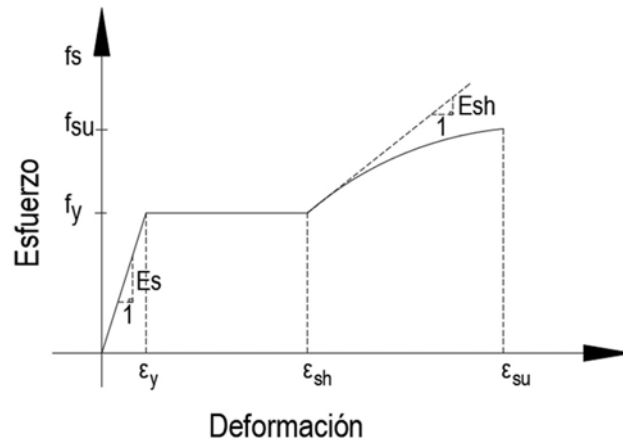


Figura A.9. Modelo de acero: Curva esfuerzo vs. deformación de Mander (1983) [35]

$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_y) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^P \quad (A.13)$$

$$P = E_{sh} \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right) \quad (A.14)$$

$$P_c = \frac{\ln \left(\frac{f_{suc} - f_{sc}}{f_{suc} - f_{yc}} \right)}{\ln \left(\frac{\varepsilon_{suc} - \varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{suc} - \varepsilon_{shc}} \right)} \quad (A.15)$$

La tabla A.1 se ha tomado de la investigación de Sánchez et al. [37] y muestra las estadísticas de barras fabricadas y ensayadas en Perú. El objetivo de la investigación fue contar con referencia sobre las propiedades mecánicas de las barras que se usan en el Perú. Los ensayos se realizaron para barras de diámetro 3/8" hasta 1", se encontró que todas las barras tienen una marcada plataforma de fluencia y se ajustan a la curva de Mander (1983). En el ensayo el módulo de elasticidad es $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ [37]. En la tabla, "X" corresponde al valor promedio, σ es la desviación estándar y CV, el coeficiente de variación.

Tabla A.1. Propiedades de acero en Perú

Prop. de acero	f_y (kg/cm ²)	ϵ_{sh}	f_{su} (kg/cm ²)	ϵ_{su}	f_{suu} (kg/cm ²)	ϵ_{suu}	P
X	4605	0.0139	7457	0.0809	5819	0.1047	2.99
σ	164	0.0037	286	0.0058	449	0.0103	0.23
CV	0.036	0.27	0.038	0.071	0.077	0.099	0.078
Mín.	4140	0.0065	6977	0.0687	5019	0.0870	2.09
Max.	4863	0.0229	8019	0.0950	7147	0.1373	3.57

El presente trabajo usa la curva monótonica de comportamiento de Mander (1983) para el acero ya que se emplea en la etapa de diseño y este se realiza para un momento crítico mas no en el tiempo. Adicionalmente según Paulay y Priestley el comportamiento del acero difiere de la curva monótonica cuando se somete el acero a deformaciones inelásticas altas como es el caso de columnas con responsabilidad sísmica y carga axial moderada a alta [38].

1.3 Consideraciones de las normativas de diseño en CA en países sísmicos

En este acápite se revisan algunas de las teorías y consideraciones de diseño de las normas E.060 [8] y ACI 318-19 [11] para elementos sismorresistentes como vigas, columnas y muros. La última publicación vigente de la norma peruana E.060 [8] se presentó en el 2009; usualmente esta norma presenta adaptaciones de la norma americana ACI de acuerdo a la sismicidad del Perú. Habiéndose actualizado el ACI en el 2019, es posible que próximas ediciones de la norma E.060 [8] incluyan algunas de las actualizaciones del ACI 318-19 [11]. Primero se presentan las exigencias para estribos de ambas normas y luego las de refuerzo longitudinal para las mismas.

La norma americana ACI 318-19 [11] recomienda determinados sistemas estructurales dependiendo de la clasificación o Categoría de Diseño Sísmico (CDS) del ASCE 7-16 [5]. En esta norma las categorías van de la A hasta la F y dependen principalmente del tipo de suelo y amenaza sísmica. Así para las CDS tipo A y B que corresponden a zonas de bajo riesgo sísmico, el ACI318-19 [11] permite usar sistemas estructurales de pórticos ordinarios. Para la CDS tipo C, asociada a zonas de moderado a intermedio riesgo sísmico, se recomienda una combinación de Muros ordinarios y pórticos intermedios. Finalmente, para las CDS tipo D, E y F, que corresponde a zonas de riesgo alto, se debe emplear Pórticos especiales, Muros especiales o una combinación de estos.

Entonces, es claro que la clasificación de los sistemas estructurales es más amplia en la norma ACI 318-19 [11] respecto de la E.060 [8], esto debido a que la primera se enfoca en otorgar un nivel de ductilidad para cada tipo de estructura según su sismicidad. Los sistemas estructurales Dual tipo I y II de la norma E.060 [8] presentan exigencias similares a las de los sistemas ACI318-19 [11] conformados por pórticos intermedios con muros especiales y pórticos especiales respectivamente.

1.3.1 Estribos

Según Paulay y Priestley [38], en elementos sometidos a compresión, el confinamiento ayuda a controlar microfisuras, pandeo de barras y deformación unitaria del concreto. Indican también que las zonas en donde se prevé concentración de daño o formación de rótulas plásticas son altamente susceptibles al pandeo de las barras de refuerzo. En consecuencia, se debe brindar suficiente capacidad de deformación a las zonas de confinamiento.

Ensayos a escala real de especímenes han demostrado que el confinamiento mejora si el espaciamiento entre estribos es pequeño y la longitud de dobleces de estribos es generosa. También contribuye positivamente que las barras longitudinales estén bien distribuidas en el perímetro de la sección y que el volumen de refuerzo transversal respecto del volumen de concreto confinado sea alto. Finalmente, aporta confinamiento que el esfuerzo de fluencia del acero transversal sea elevado y el uso de espirales o estribos circulares en lugar de rectangulares [31].

A. Exigencias de la norma E.060

A continuación, se muestran algunas de las disposiciones especiales para diseño sísmico del capítulo 21. En general, la longitud de ganchos de estribos o grapas suplementaria debe ser como mínimo 6 veces el diámetro del estribo; pero para elementos con responsabilidad sísmica, la longitud se incrementa a un mínimo de $8db$ y no inferior a 75 mm como se indica en la Figura A.10. La mayor longitud del gancho busca proporcionar confinamiento efectivo ante cargas cíclicas.

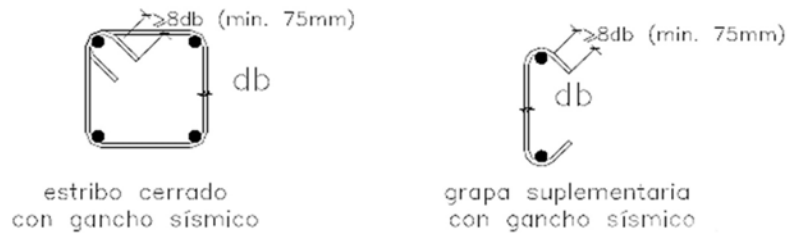


Figura A.10. Ganchos sísmicos en estribos y grapas suplementarias [8]

La norma diferencia lineamientos para vigas y columnas de los sistemas estructurales de Muros y DUALES Tipo I de los sistemas de Pórticos y DUALES Tipo II.

a) Exigencias para Sistemas estructurales de Muros y DUALES Tipo I

El diseño por capacidad de vigas y columnas consiste en usar la menor entre las fuerzas cortantes 1 y 2. En donde la fuerza cortante 1 es la obtenida como la suma de la fuerza cortante asociada con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y la cortante isostática de las cargas de gravedad tributarias amplificadas. En la Figura A.11 se muestra un esquema del cálculo para obtener la fuerza cortante 1 en cada extremo de una viga. En elementos a flexocompresión, la fuerza cortante 1 se obtiene a partir de los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento. En este caso, como muestra la Figura A.12, los M_n son los asociados a la fuerza axial P_u que den como resultado el mayor momento nominal posible en el diagrama de interacción. La fuerza cortante 2 tanto para vigas como para columnas será la mayor obtenida de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación sísmica de 2.5, es decir la mayor de $1.25 \cdot (CM + CV) \pm 2.5 \cdot CS$ y $0.9 \cdot CM \pm 2.5 \cdot CS$. [8]

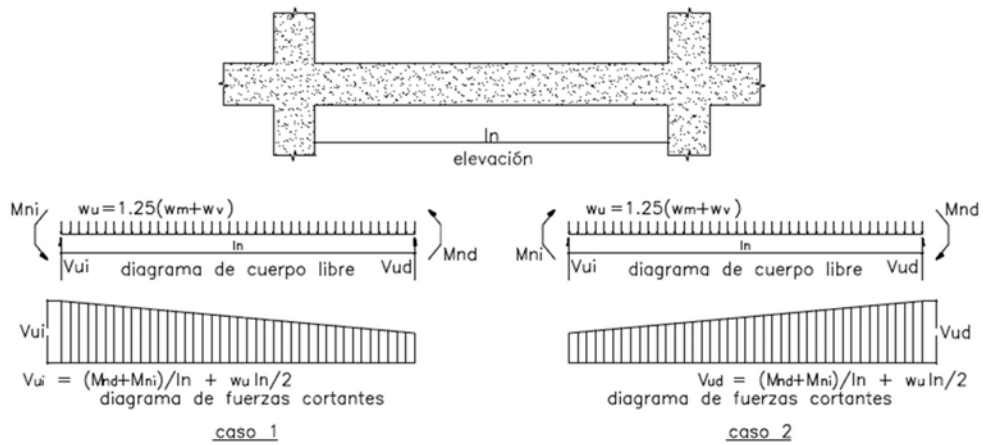


Figura A.11. Fuerza cortante de diseño en vigas para Sistemas de Muros y Duales Tipo I [8]

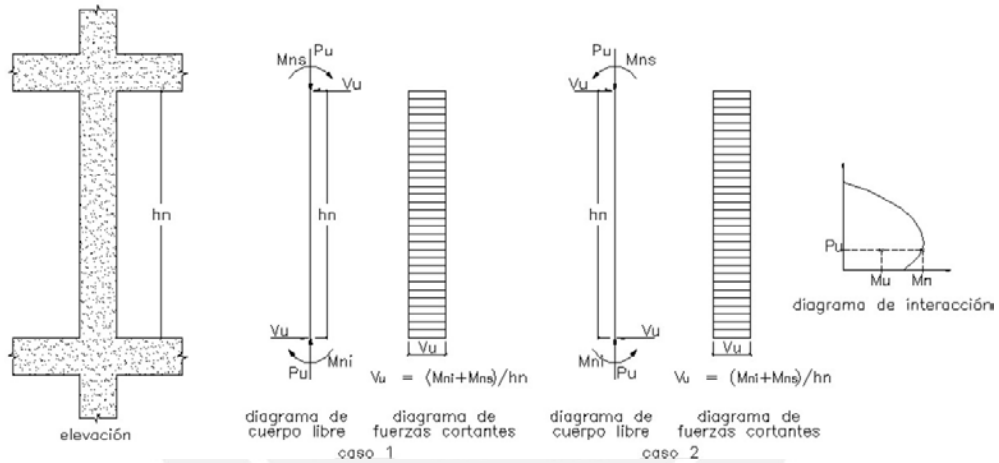


Figura A.12. Fuerza cortante de diseño en columnas para Sistemas de Muros y Duales Tipo I [8]

En cuanto a la distribución y diámetro de estribos de vigas, se tiene lo siguiente. La longitud de confinamiento o zona de potencial rótula plástica debe ser por lo menos dos veces el peralte de la viga, esta determinación surge porque las rótulas suelen presentarse a una distancia de $h/2$ o h y tener una longitud similar. En esta longitud el espaciamiento mínimo entre estribos debe ser como máximo el menor de los cuatro valores presentados en la Figura A.13, en donde “db” y “de” corresponden a diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro y diámetro de estribo respectivamente. Fuera de la longitud de confinamiento se especifica 0.5 veces la distancia entre la fibra más comprimida y el refuerzo en tracción más alejado (d). En este sistema estructural se permite usar como mínimo diámetro de estribo de 8 mm.



Figura A.13. Distribución de estribos en vigas para sistemas de Muros y DUALES Tipo I

En columnas el espaciamiento mínimo en la zona de confinamiento entre estribos es el menor entre 100 mm, 8db y la mitad de la menor dimensión de la sección. Además, la longitud de confinamiento debe ser como mínimo la mayor entre la luz libre entre 6, la mayor dimensión de la sección y 500 mm según la Figura A.14. Los valores “db” y “de” corresponden a diámetro de barra longitudinal de menor diámetro y diámetro de estribo respectivamente.

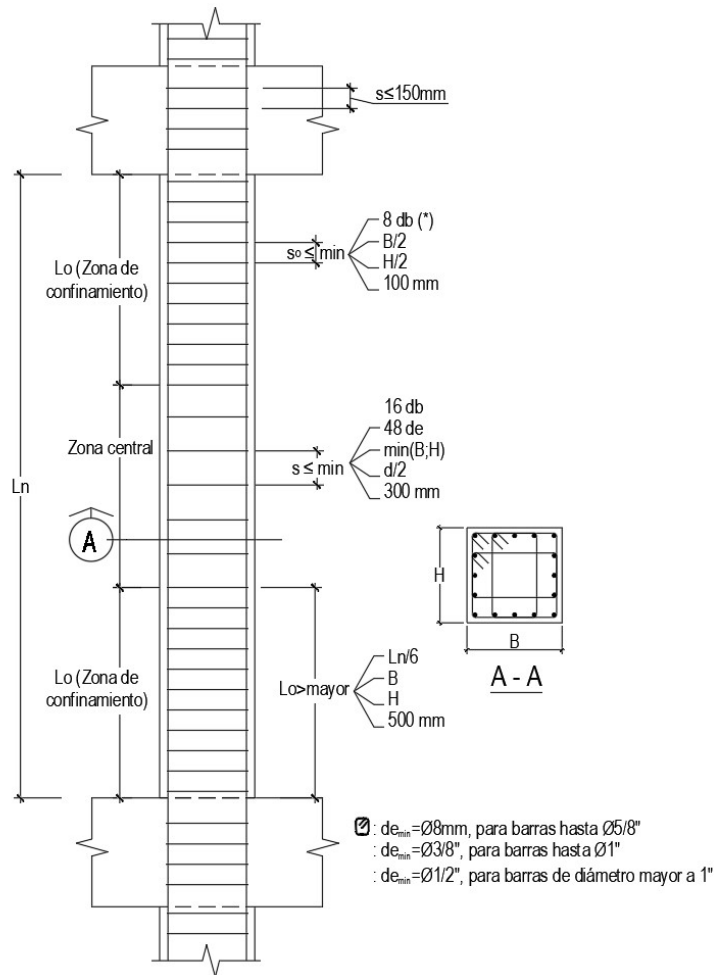


Figura A.14. Distribución de estribos en columnas para sistemas de Muros y Duales Tipo I

b) Exigencias para Sistemas estructurales de Pórticos y Duales Tipo II

En estos sistemas, las fuerzas cortantes de diseño se obtienen a partir de las resistencias probables en flexión como $M_{pr} = 1.25 \cdot Mn$. El factor de 1.25 pretende considerar la variabilidad del esfuerzo de fluencia ($f_{y_{experimental}}/f_{y_{nominal}}$) y el endurecimiento por deformación (f_{su}/f_y). Sin embargo, este factor según los valores promedio del ensayo de Sánchez et. al. para barras peruanas es 1.76 y resulta de multiplicar $\frac{f_{y_{experimental}}}{f_{y_{nominal}}} = 1.1$ por $\frac{f_{su}}{f_y} = 1.6$ [37]. Esto llevaría a diseños del lado de la inseguridad en el caso de que los elementos se exijan hasta su capacidad última.

En vigas, la fuerza cortante de diseño se calcula como la suma de momentos probables en cada extremo dividido por la luz libre, más la cortante isostática por cargas de gravedad amplificadas. En columnas, la fuerza de diseño se obtiene como la suma de momentos probables en los extremos divididos por la luz libre de elemento. Las figuras A.15 y A.16 esquematizan el procedimiento para obtener las fuerzas cortantes de diseño en cada extremo de vigas y columnas respectivamente. La Figura A.16 muestra además que el momento nominal se debe obtener para la carga axial última que esté asociada al mayor valor.[8]

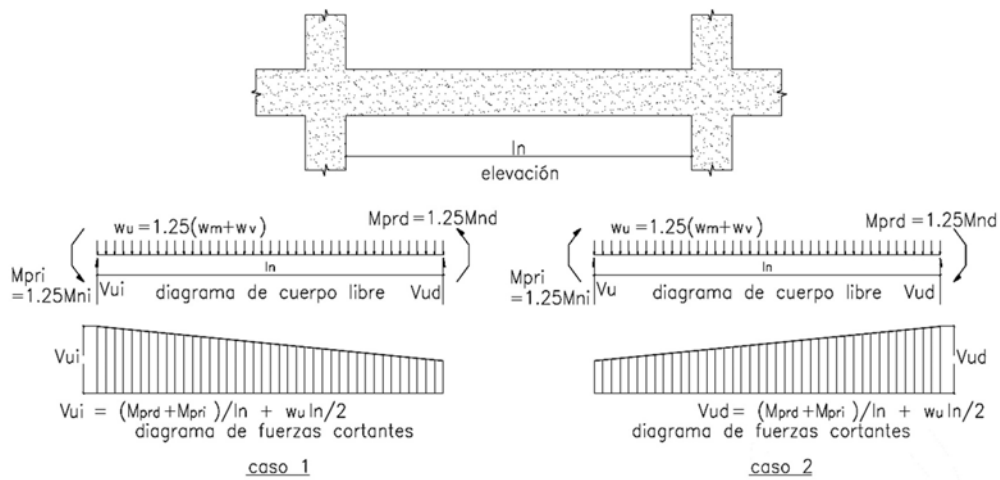


Figura A.15. Fuerza cortante de diseño en vigas para Sistemas de Pórticos y Duales Tipo II [8]

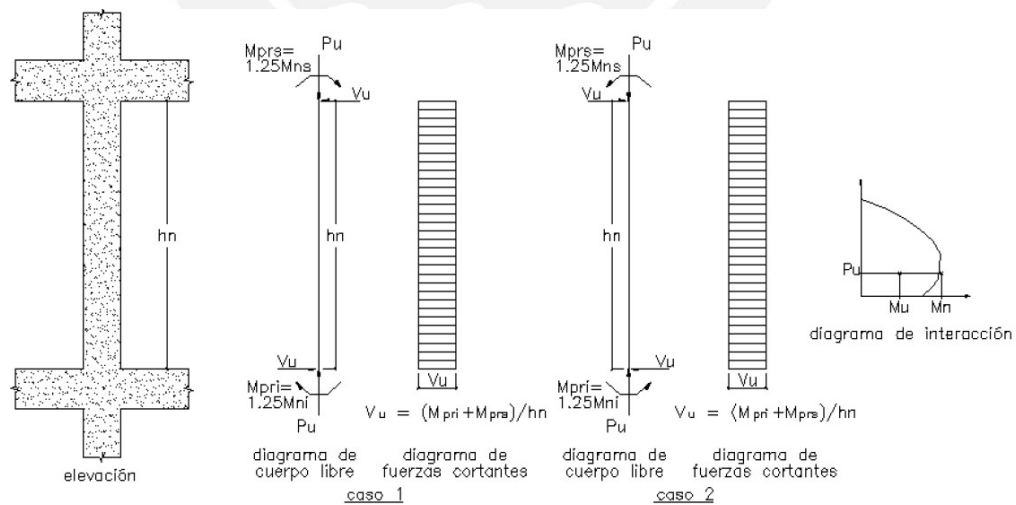


Figura A.16. Fuerza cortante de diseño en columnas para Sistemas de Pórticos y Duales Tipo II [8]

Para las vigas de estos sistemas estructurales, la longitud de confinamiento es dos veces el peralte de la viga. El espaciamiento mínimo entre estribos en la zona de confinamiento es la menor entre $d/4$, ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, 24 veces el diámetro del estribo o 300mm. Fuera de esta zona, como muestra la Figura A.17, el espaciamiento no debe ser mayor de $0.5d$. Cabe resaltar que a lo largo de toda la viga el espaciamiento y diámetro de estribos no deben ser menores a lo requerido por el cálculo de cortante de diseño. [8]

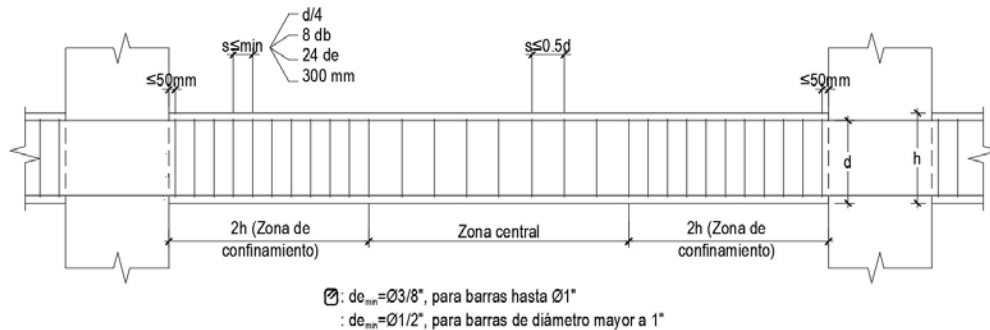


Figura A.17. Distribución de estribos en vigas para sistemas de Pórticos y DUALES Tipo II. Nota: El valor "db" corresponde al diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.

En columnas, el espaciamiento en la zona de confinamiento es la mínima entre 100 mm, seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal y la tercera parte de la mínima dimensión del elemento. La longitud de confinamiento, como muestra la Figura A.18, es la mayor entre: la dimensión mayor de la sección del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión, un sexto de la luz libre del elemento o 500 mm. [8]

Además, para columnas, se debe cumplir que la cuantía en la zona de confinamiento debe ser mayor que, para estribos circulares o espirales, el mayor valor de las ecuaciones A.16 y A.17. Para estribos rectangulares el área de acero deberá ser como mínimo el mayor de las ecuaciones A.18 y A.19, excepto cuando la resistencia del nudo se satisface y no es necesario cumplir con A.18. En donde b_c es la dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo de confinamiento y A_{ch} es el área del núcleo confinado.

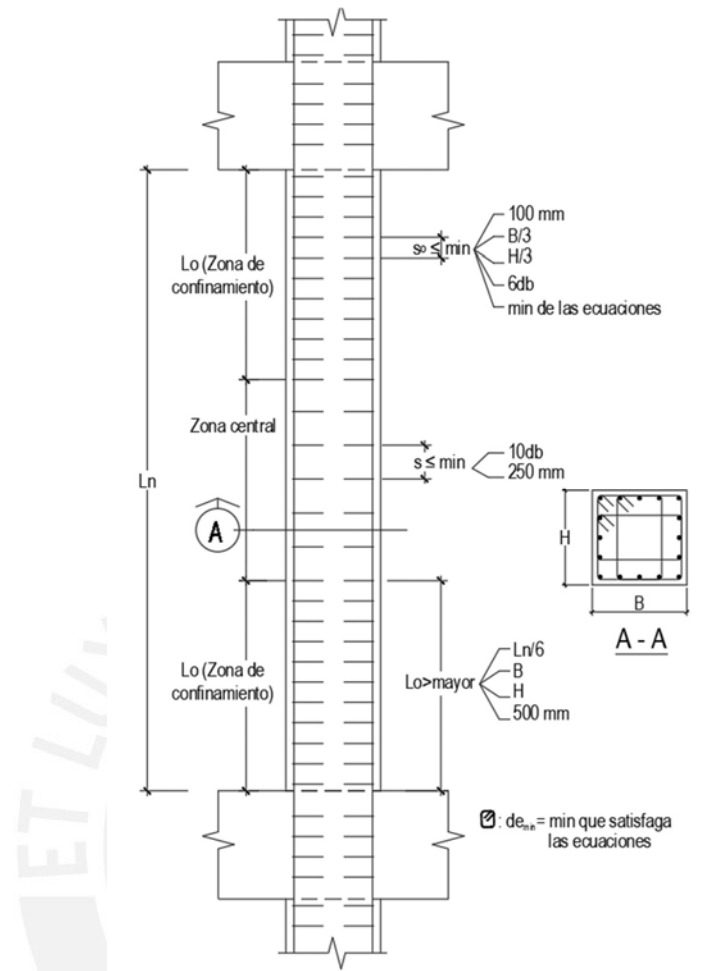


Figura A.18. Distribución de estribos en columnas para sistemas de Pórticos y Duales Tipo II. Nota: Las ecuaciones son A.16 a A.19 dependiendo del estribo.

$$\rho_s = 0.12 \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (A.16)$$

$$\rho_s = 0.45 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (A.17)$$

$$A_{sh} = 0.3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \quad (A.18)$$

$$A_{sh} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \quad (A.19)$$

Finalmente, en este tipo de sistemas estructurales y siempre que la carga P_u exceda de $0.1 \cdot f'c \cdot Ag$, se debe satisfacer la inequación A.20. En esta inequación la sumatoria de momentos nominales a flexión de las columnas debe ser mayor a 1.2 veces la sumatoria de momentos nominales de las vigas que confluyen al mismo nudo. Si la inequación no se cumple se deberá confinar la totalidad de la columna.

$$\sum Mn_c \geq 1.2 \cdot \sum Mn_v \quad (A.20)$$

c) Exigencias para Muros

Estas disposiciones aplican para todos los muros con responsabilidad sísmica independientemente del sistema estructural. El diseño por capacidad se realiza, como presenta la ecuación A.21, mediante el escalamiento según la capacidad a flexión del refuerzo longitudinal. El valor de M_n es obtenido considerando la carga axial última (P_u). El ratio de momentos flectores presentado en la ecuación es como máximo el valor del factor de reducción sísmica (R) de la norma E.030 [3]. Este diseño aplica para una altura calculada como la mayor entre la longitud horizontal del muro (l_m), los dos primeros pisos y $M_u/(4V_u)$. La cuantía horizontal tiene como límite inferior 0.002 o 0.0025 dependiendo del nivel de fuerza cortante. Además, el espaciamiento entre refuerzos debe ser como máximo el menor de 400 mm o tres veces el espesor del muro. [8]

$$V_{diseño} \geq V_{ua} \cdot \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) \quad (A.21)$$

B. Exigencias de la norma ACI318 -19

Se presentan las exigencias el ACI318-19 [11] a modo de revisión de bibliografía y con el objetivo de comprender la evidencia presentada en el siguiente capítulo, mas no se usa en el desarrollo de los casos de estudio.

a) Exigencias para vigas y columnas

La norma diferencia la fuerza cortante de diseño según el sistema estructural:

Así para columnas de pórticos ordinarios resistentes a momentos la cortante de diseño se calcula como la mínima entre dos valores. El primero se obtiene como la suma de momentos nominales dividido por la luz libre como se mostró en la Figura A.12. El segundo valor es el máximo de las combinaciones de diseño, pero con el sismo amplificado por el factor de sobrerresistencia Ω_0 . Dicho factor es 2.5 para pórticos ordinarios resistentes a momento según el ASCE/SEI 7-16 [5] [11].

En el caso de pórticos intermedios la fuerza cortante de diseño para columnas se obtiene de la misma forma que para pórticos ordinarios con la diferencia de que el factor de sobrerresistencia es 3.0. Las vigas de pórticos intermedios se diseñan con la fuerza mínima entre la obtenida a partir de los momentos nominales según se mostró en la Figura A.11 y la mayor de las combinaciones de diseño con el sismo amplificado por 2.0 [11].

Luego, en pórticos especiales a momento el diseño de vigas por corte se realiza considerando nulo el aporte de concreto en zonas de confinamiento o donde pueda ocurrir fluencia más allá del límite elástico. La fuerza cortante de diseño se obtiene a partir de los momentos probables considerando $1.25f_y$ y la carga isostática última según se mostró en las figuras A.15 y A.16 para vigas y columnas respectivamente. Además, debe cumplirse con la inecuación A.22 [11].

$$\sum Mn_{columnas} \geq 6/5 \cdot \sum Mn_{vigas} \quad (A.22)$$

Las figuras A.19 y A.20 muestran los requerimientos de espaciamiento máximo entre estribos y longitud mínima de la zona de confinamiento para refuerzo transversal de vigas y columnas respectivamente. Estas exigencias están separadas según el tipo de sistema estructural y se usan en los casos en los que los cálculos exijan un refuerzo menos conservador.

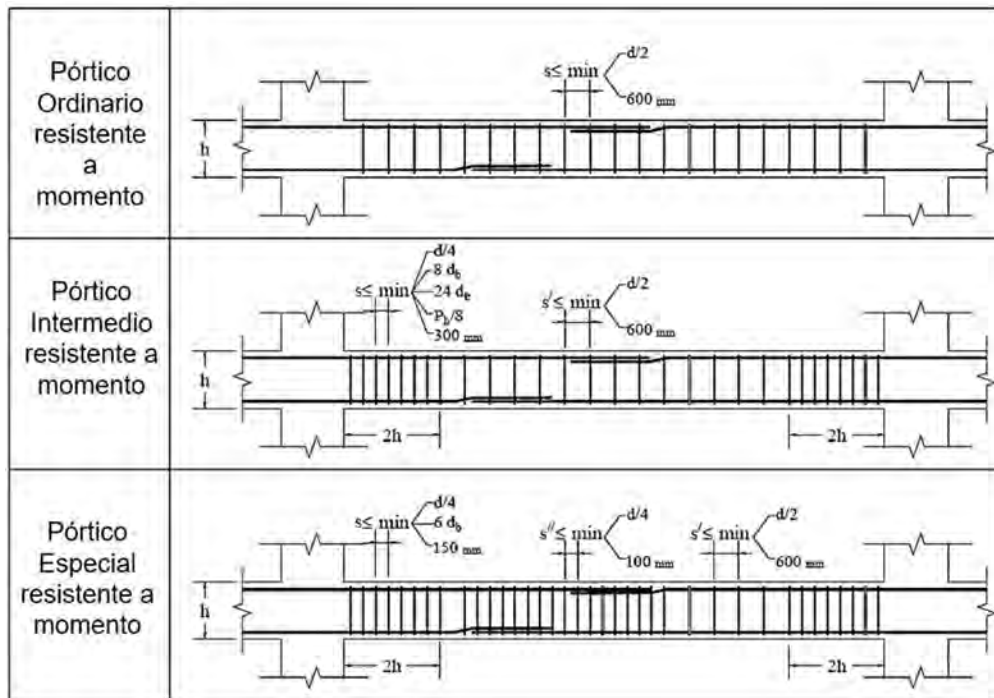


Figura A.19. Criterio de refuerzo transversal de vigas para tres sistemas estructurales de acuerdo con el ACI 318-19 [11] [10]

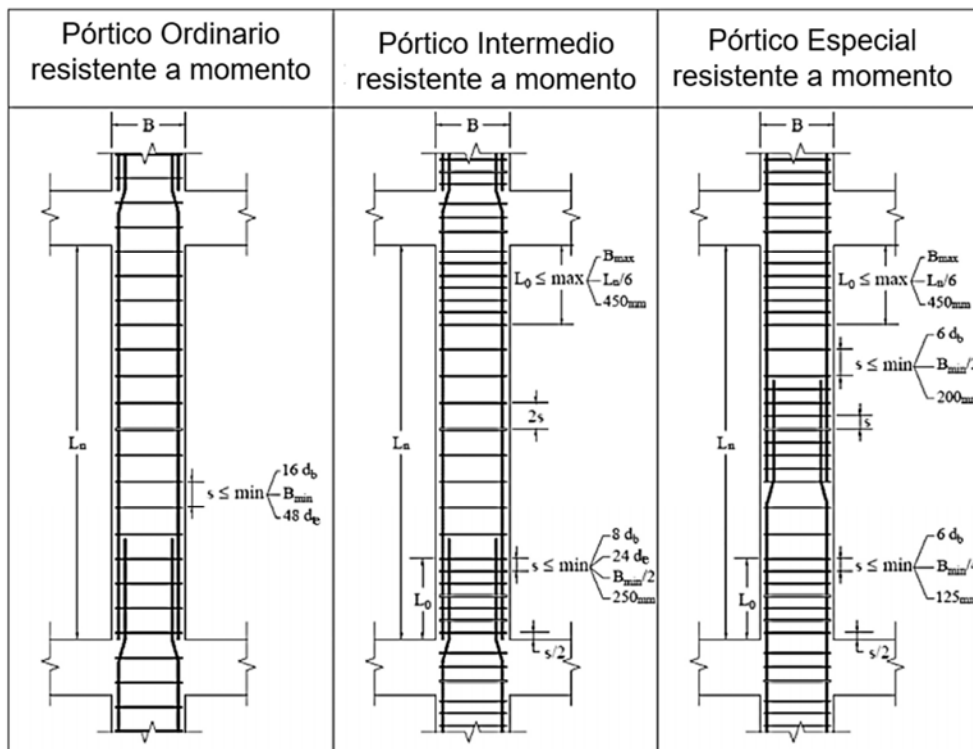


Figura A.20. Criterio de refuerzo transversal de columnas para tres sistemas estructurales de acuerdo con el ACI 318-19 [11] [10]

b) Exigencias para muros especiales

A diferencia de la norma peruana, se establecen dimensiones mínimas para que un elemento sea considerado muro. Por ejemplo, debe cumplirse que $\frac{hw}{lw} < 2$, de lo contrario $\frac{lw}{bw} > 6$, en donde hw es la altura libre, lw es la longitud horizontal y bw , el espesor. Si no se cumple ninguna de las condiciones, el elemento deberá ser diseñado con requerimientos de columna. La resistencia al corte se obtiene a partir de la esbeltez del muro como en la norma E.060 [8] y la cuantía mínima puede ser 0.002 o 0.0025 dependiendo del nivel de fuerza cortante. El espaciamiento entre barras transversales debe ser como máximo el menor de 450 mm, tres veces el espesor del muro ($3h$) ó la longitud del muro entre cinco ($lw/5$).

El diseño por cortante se debe realizar con la siguiente fuerza: $V_e = \Omega_v \cdot \omega_v \cdot Vu \leq 3Vu$. En donde el factor de sobrerresistencia Ω_v y el valor de amplificación dinámica por corte ω_v dependen de la altura total del muro sobre la sección crítica para flexión y carga axial y la cantidad de pisos por encima de la sección crítica. Esta forma de calcular la fuerza cortante de diseño busca prever el efecto de la sobrerresistencia a flexión y el efecto de amplificación dinámica debido a los modos de vibración altos [19].

1.3.2 Refuerzo longitudinal

Al igual que en la sección previa, se revisan las especificaciones por norma.

A. Exigencias de la norma E.060

Se mencionan a continuación algunas disposiciones del capítulo 21 de la norma E.060 [8] para el refuerzo longitudinal.

a) Exigencias para Sistemas estructurales de Muros y DUALES Tipo I

La resistencia a momento positivo en cada extremo de viga no debe ser menor a un tercio de la resistencia a momento negativo del mismo extremo. Adicionalmente, la resistencia a momento positivo o negativo de cualquier sección no deberá ser menor a un cuarto de la resistencia en cualquiera de los extremos. En cuanto a columnas, la cuantía debe encontrarse entre 1 y 6% [8]. Asimismo, diferencia columnas de vigas porque la carga axial última de la primera excede de $0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$.

b) Exigencias para Sistemas estructurales de Pórticos y Duales Tipo II

La cuantía de refuerzo en tracción para vigas debe ser como máximo 2.5% puesto que se ha demostrado que cuantías superiores reducen la capacidad de rotación inelástica. La resistencia a momento positivo en la cara del nudo tiene que ser por lo menos igual a la mitad de la resistencia a momento negativo en la misma cara. Al igual que en el sistema de muros, en cualquier sección a lo largo del tramo de la viga, el momento negativo o positivo debe ser por lo menos un cuarto de la resistencia en los extremos. En cuanto a columnas, la cuantía debe encontrarse entre 1 y 6% [8].

c) Exigencias para Muros

Se indica que el refuerzo longitudinal debe ser tal que se asegure el desarrollo del momento de agrietamiento de la sección siempre y cuando el esfuerzo máximo en tracción exceda de $0.63\sqrt{f'c}$. Cuando se requieran núcleos confinados de borde, estos deberán extenderse en una altura igual a la mayor entre la longitud horizontal del muro (lm) y $Mu/(4Vu)$. La cuantía longitudinal se obtiene en función al nivel de fuerza cortante y dependiendo de esto puede ser como mínimo 0.0015 o 0.0025. Además, el espaciamiento entre refuerzos debe ser como máximo el menor de 400 mm o tres veces el espesor del muro.

B. Exigencias de la norma ACI318 -19

a) Exigencias para vigas y columnas

Las exigencias se diferencian según el sistema estructural:

Para vigas de sistemas de pórticos ordinarios e intermedios a momento las barras inferiores continuas deben tener un área mínima de un cuarto el área máxima inferior a lo largo de la viga [11].

Adicionalmente en el caso de vigas de pórticos intermedios a momento la resistencia a momento positivo en la cara del nudo debe ser por lo menos un tercio de la resistencia a momento negativo en la misma cara. Por último, la resistencia a momento positivo o negativo en cualquier sección debe ser mínimo un quinto de la resistencia máxima a momento en la cara de cualquiera de los nudos [11].

En vigas de pórticos especiales resistentes a momento la cuantía máxima inferior y superior debe ser como máximo 0.025 para acero grado 420. En cada cara de nudos la resistencia a momento positivo debe ser mayor o igual a la mitad del momento negativo. Finalmente, la resistencia a momento negativo o positivo en cualquier punto del vano de la viga debe ser como mínimo un cuarto de la resistencia máxima en la cara de cualquiera de los nudos. En este sistema estructural la cuantía de columnas debe estar entre 1% y 6% del área bruta independientemente de la carga axial [11].

b) Exigencias para Muros

La cuantía vertical puede ser como mínimo 0.0025, 0.0012 o 0.0015 dependiendo de la calidad y diámetro de la barra. Si $\frac{hw}{lw} \leq 2$, la cuantía vertical debe ser por lo menos igual a la horizontal. El espaciamiento entre barras longitudinales debe ser como máximo el menor de 450 mm, tres veces el espesor del muro ($3h$) ó la longitud del muro entre tres ($lw/3$) [11]. Cuando se cumpla que $\frac{hw}{lw} \geq 2$, los núcleos de confinamiento deben tener una longitud mínima de 0.15 veces la longitud en la dirección de análisis; además la cuantía en esta longitud debe ser como mínimo $0.50 \cdot \sqrt{f'c}/fy$. Este refuerzo debe extenderse por lo menos en una longitud calculada como la mayor entre lw y $\frac{Mu}{3 \cdot Vu}$ tanto por encima como por debajo de la sección crítica [11].

1.3.3 Verificación de nudos

A. Exigencias de la norma E.060

Aplica para sistemas estructurales de pórticos o duales tipo II. Se debe cumplir que la cortante V_u obtenida a partir del equilibrio de fuerzas mostrado en la Figura A.21 y según la ecuación A.23 sea menor a la resistencia del mismo nudo calculado a partir de las ecuaciones 2.22 a 2.24 con un factor de reducción $\phi=0.85$. La ecuación A.22 corresponde a nudos confinados en las cuatro caras; la ecuación A.23, a nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas y la ecuación A.24 para los demás casos. Solo se considera que una viga proporciona confinamiento cuando ocupa por lo menos tres cuartas partes de la cara lateral del nudo. [8]

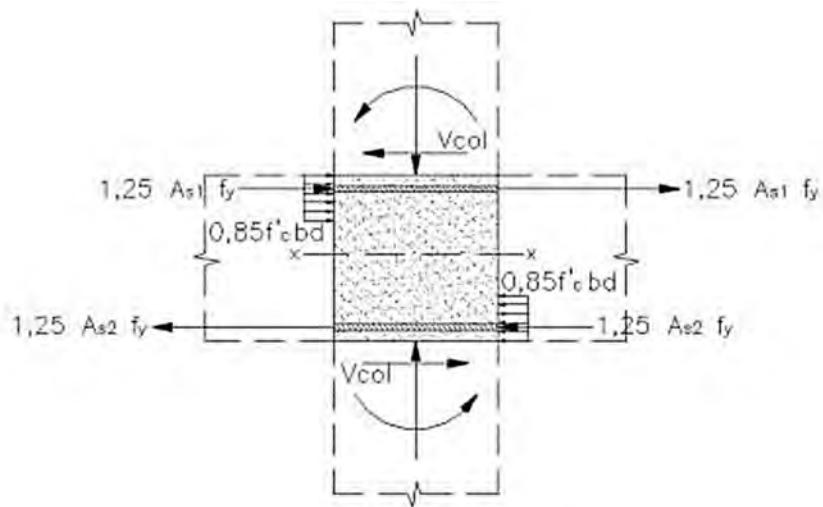


Figura A.21. Cortante en el nudo [8]

$$V_u = 1.25 \cdot f_y \cdot (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col} \quad (A.23)$$

$$V_n = 5.3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j \quad (A.24)$$

$$V_n = 4.0 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j \quad (A.25)$$

$$V_n = 3.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j \quad (A.26)$$

B. Exigencias de la norma ACI318 -19

Esta norma considera que existe confinamiento del nudo cuando las dos vigas transversales tienen un ancho mínimo de tres cuartos el ancho de la cara de la columna. De acuerdo al confinamiento y continuidad de columna y vigas se calcula la cortante resistente del nudo según las ecuaciones A.27 a A.29. La ecuación A.27 aplica cuando el nudo es confinado y la viga continua; la ecuación A.28, cuando el nudo no es confinado pero la viga es continua; en los demás casos aplica A.29. [11]. En el caso de pórticos especiales resistentes a momento las ecuaciones A.27 a A.29 cambian a A.24 y A.26 respectivamente según el nivel de continuidad y confinamiento. El valor del factor λ es 1.0 para concreto de peso normal.

$$V_n = 6.4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j \quad (A.27)$$

$$V_n = 5.3 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j \quad (A.28)$$

$$V_n = 4.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j \quad (A.29)$$

ANEXO 2: EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN



EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

Los efectos de segundo orden se deben tomar en cuenta cuando el momento $P\Delta$ es considerable y reduce la capacidad de carga axial de la columna. Según McCormac [62] a este tipo de columnas se les denomina esbeltas. Para determinar el efecto de la esbeltez se evalúa primero si el marco es arriostrado o no según el siguiente procedimiento de la norma E.060[8]:

$l_u =$ 2.35 m, distancia libre entre losas de piso u otro que proporcione apoyo lateral a las columnas
 $b =$ 0.65 m, dimensión del elemento de la columna

Los entrepisos de las estructuras deben ser diseñados con desplazamiento lateral (no arriostrados) o sin desplazamiento lateral (arriostrados). Un pórtico será arriostrado o sin desplazamiento lateral si se cumple (1) o (2):

(1) $M_{2do.orden} \leq 5\%M_{1er.orden}$

(2) $Q \leq 0.06$, en donde Q es el índice de estabilidad

Piso 1	P (ton)	V (ton)
Muerta	4587	0
Viva	1088	0
Sismo	0	346

$$Q = \frac{(\sum P_u) \cdot \Delta_o}{V_{us} \cdot h_e} \quad (\text{ecuación 1})$$

$\sum P_u =$ 6074 ton, de la combinación 1.25m+1.25(0.25v)+S
 $\Delta_o =$ 0.0259 m, deformación inelástica relativa del entrepiso
 $V_{us} =$ 346 ton, fuerza cortante amplificada debida a cargas laterales
 $h_e =$ 3 m, Altura del entrepiso medida piso a piso
 $Q =$ 0.152 > 0.06, NO ARRIOSTRADO

Según la norma E.060 [8], se pueden ignorar los efectos de esbeltez de elementos no arriostrados contra desplazamientos laterales si se cumple que:

$$\frac{k \cdot l_u}{r} < 22$$

Columna central

$r = 0.3b =$ 0.195 m
 $E =$ 2000000 ton/m²
 $b_{viga} =$ 0.30 m
 $h_{viga} =$ 0.65 m
 $l_{viga} =$ 8 m
 $\#vigas =$ 4

 $b_{columna} =$ 0.65
 $h_{columna} =$ 0.65
 $l_{columna} =$ 3 m
 $\#columnas =$ 2

$$\begin{aligned} \sum EI_{\text{vigas}} / l_{\text{viga}} &= 6865.63 \text{ ton.m} \\ \sum EI_{\text{column}} / l_{\text{column}} &= 19834.03 \text{ ton.m} \\ \psi A &= 2.89 \\ \psi B &= 1 \text{ para empotramientos} \\ k &= 1.55 > 1 \text{ siempre, valor de } k \text{ extraido de nomogramas} \\ &\text{para marcos no arriostrados segun } \psi A \text{ y } \psi B \text{ [62]} \\ k \cdot lu/r &= 18.68 < 22, \text{ es decir no se considera la influencia de la esbeltez} \end{aligned}$$

Columna de esquina

$$r = 0.3b = 0.195 \text{ m}$$

$$E = 2000000 \text{ ton/m}^2$$

$$b_{\text{viga}} = 0.30 \text{ m}$$

$$h_{\text{viga}} = 0.65 \text{ m}$$

$$l_{\text{viga}} = 8 \text{ m}$$

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

$$b_{\text{columna}} = 0.65$$

$$h_{\text{columna}} = 0.65$$

$$l_{\text{columna}} = 3 \text{ m}$$

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

$$\sum EI_{\text{vigas}} / l_{\text{viga}} = 3432.81 \text{ ton.m}$$

$$\sum EI_{\text{column}} / l_{\text{column}} = 19834.03 \text{ ton.m}$$

$$\psi A = 5.78$$

$$\psi B = 1 \text{ para empotramientos}$$

$$k = 1.75 > 1 \text{ siempre, valor de } k \text{ extraido de nomogramas}$$

para marcos no arriostrados segun ψA y ψB [62]

$$k \cdot lu/r = 21.09 < 22, \text{ es decir no se considera la influencia de la esbeltez}$$

ANEXO 3: Diagramas momento curvatura



SECCIÓN RECTANGULAR - VT1 DE C1-SD
CURVA DE CONCRETO CONFINADO - MODELO DE MANDER (1988)

Propiedades:

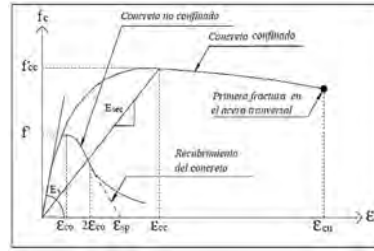
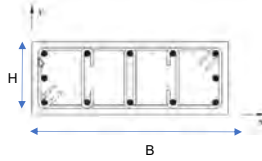
Concreto:
 $f'_c = 21$ Mpa
 $E_c = 21,538$ Mpa
 $\epsilon'_c = 0.0021$ Deformación del concreto no confinado en el esfuerzo f'_c .
 $\epsilon'_c = \left(1 + \frac{25}{f'_c}\right) \frac{f'_c}{E_c}$ (Rodelo et al., 2019)

Acero:

Estribos:
 $f_y = 451.57$ Mpa, Esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento
 $\epsilon_{su} = 0.081$ Deformación última del refuerzo transversal

Sección:

B = 300 mm, Dimensión de la columna en la dirección X
 H = 650 mm, Dimensión de la columna en la dirección Y



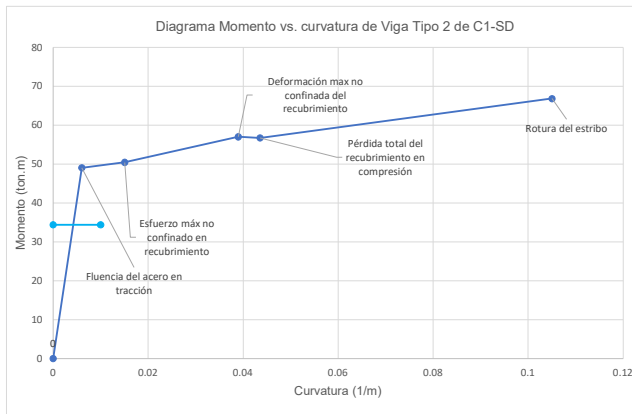
N_{long}	Cantidad de barras long =	6
db	Diámetro de la barra longitudinal db =	19.05 mm
dbt	Diámetro del estribo dbt =	9.525 mm
Sh	Espaciamiento entre estribos en la dirección vertical Z =	125 mm,
Cc	Recubrimiento fuera del estribo Cc =	35 mm
$h_{y,dc}$	Ancho del núcleo confinado medido al eje de estribos =	220.475 mm
$h_{x,dc}$	Alto del núcleo confinado medido al eje de estribos =	570.475 mm
w'x	Distancia interior entre varillas restringidas en X =	172.85 mm
w'y	Distancia interior entre varillas restringidas en Y =	522.85 mm
n	Número de áreas no confinadas =	4
s'	Dist en Z interior entre estribos =	115.5 mm
Ast	Área total de refuerzo longitudinal =	1710 mm ²
A_{cc}	Área de concreto confinado =	125,775 mm ²
ρ_{cc}	Rel entre area de acero y nucleo confin $Ast/(A_{cc}) =$	0.014
A_{col}	Área de la columna =	195,000 mm ²
ρ_l	Cuantía longitudinal $Ast/(B \cdot H) =$	0.009
$\sum (w'_i)^2$	Sumatoria de áreas no confinadas =	6.1E+05 mm ²
k_e	Coefficiente de confinamiento efectivo =	0.132
Asx	Área total de refuerzo transversal en la dirección X =	142.51
Asy	Área total de refuerzo transversal en la dirección Y =	142.51
ρ_x	Cuantía transversal en la dirección X = $Asx/(sh \cdot dc) =$	0.0020
ρ_y	Cuantía transversal en la dirección Y = $Asy/(sh \cdot tx) =$	0.0052
f'lx	Presión de confinamiento lateral efectivo en X =	0.12 Mpa
f'ly	Presión de confinamiento lateral efectivo en Y =	0.31 Mpa
ρ_s	Cuantía volumétrica del refuerzo de confinamiento =	0.007

$$k_e = \frac{A_g}{A_{cc}} = \frac{1}{(1 - \rho_{cc})} \cdot \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n (w'_i)^2}{6 \cdot h_x \cdot h_y}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_x}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_y}\right)$$

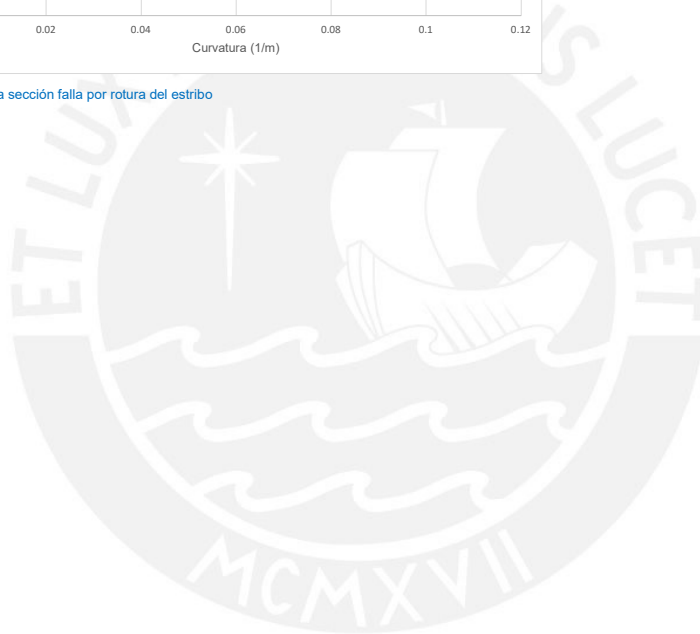
RESUMEN:

		P = 0 ton					
VT2	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c	
0	Inicio		0	0			
1	Fluencia del acero	212.14	49.05	6.05E-03	0.0023	0.00128	
2	Esfuerzo máximo no confinado	141.8	50.43	1.51E-02	0.0068	0.00214	
3	Deformación máxima del recubrimiento	109.6	57.02	3.90E-02	0.0188	0.00427	
4	Pérdida total del recubrimiento en compresión	133.1	56.75	4.36E-02	0.0200	0.00580	
6	Esfuerzo último del concreto confinado	227.4	66.87	1.05E-01	0.0384	0.02389	
				Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	17.36		

DIAGRAMA M vs ϕ



CONCLUSIÓN: La sección falla por rotura del estribo



SECCIÓN RECTANGULAR - VT3 DE C1-SD
CURVA DE CONCRETO CONFINADO - MODELO DE MANDER (1988)

Propiedades:

Concreto:

$f'_c = 21$ Mpa
 $E_c = 21.538$ Mpa
 $\varepsilon'_c = 0.0021$ Deformación del concreto no confinado en el esfuerzo f'_c .
 $\varepsilon'_c = \left(1 + \frac{25}{f'_c}\right) \frac{f'_c}{E_c}$ (Rodelo et al., 2019)

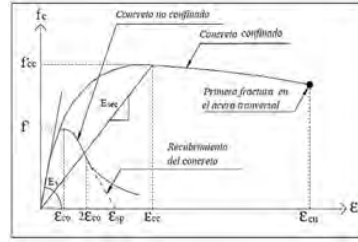
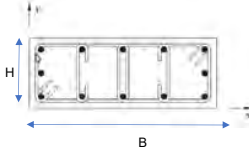
Acero:

Estribos:

$f_{yh} = 451.57$ Mpa, Esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento
 $\varepsilon_{su} = 0.081$ Deformación última del refuerzo transversal ACI 318-19

Sección:

$B = 300$ mm, Dimensión de la columna en la dirección X
 $H = 650$ mm, Dimensión de la columna en la dirección Y

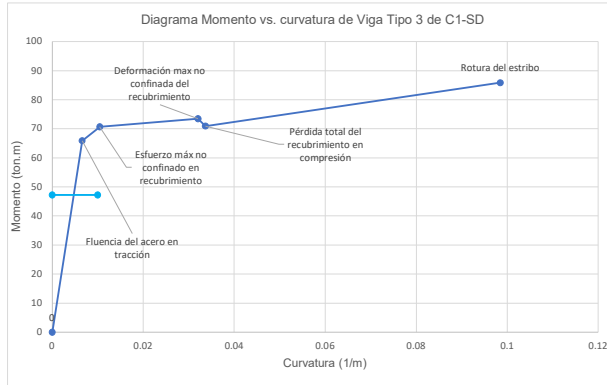


N_{long}	Cantidad de barras long =	9	
db	Diámetro de la barra longitudinal db =	25.4 mm	$Ab = 507$ mm ²
dbt	Diámetro del estribo dbt =	9.525 mm	$Abt = 71$ mm ²
Sh	Espaciamiento entre estribos en la dirección vertical Z =	100 mm,	
Cc	Recubrimiento fuera del estribo Cc =	35 mm	
$h_{n,lc}$	Ancho del núcleo confinado medido al eje de estribos =	220.475 mm	
$h_{n,dc}$	Alto del núcleo confinado medido al eje de estribos =	570.475 mm	
w'x	Distancia interior entre varillas restringidas en X =	160.15 mm	
w'y	Distancia interior entre varillas restringidas en Y =	510.15 mm	
n	Número de áreas no confinadas =	4	
s'	Dist en Z interior entre estribos =	90.5 mm	
Ast	Área total de refuerzo longitudinal =	4560 mm ²	
A_{cc}	Área de concreto confinado	125.775 mm ²	
ρ_{cc}	Rel entre area de acero y nucleo confin Ast/(Acc) =	0.036	
A_{col}	Área de la columna =	195.000 mm ²	
ρ_l	Cuantía longitudinal Ast/(B*H) =	0.023	
$\sum(W_i)^2$	Sumatoria de áreas no confinadas =	5.7E+05 mm ²	
ke	Coefficiente de confinamiento efectivo =	0.184	
Asx	Área total de refuerzo transversal en la dirección X	142.51	
Asy	Área total de refuerzo transversal en la dirección Y	142.51	
ρ_x	Cuantía transversal en la dirección X = Asx/(sh*dc) =	0.0025	
ρ_y	Cuantía transversal en la dirección Y = Asy/(sh*dc) =	0.0065	
f'lx	Presión de confinamiento lateral efectivo en X =	0.21 Mpa	
f'ly	Presión de confinamiento lateral efectivo en Y =	0.54 Mpa	
ρ_s	Cuantía volumétrica del refuerzo de confinamiento =	0.009	

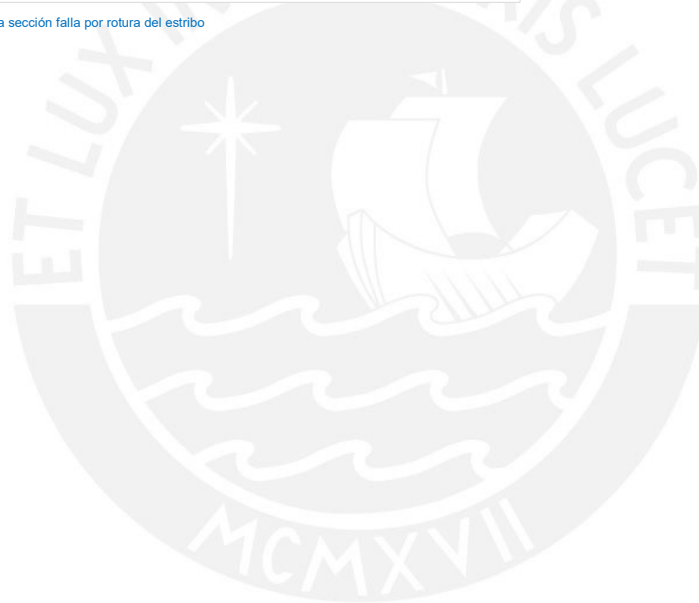
$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{1}{(1 - \rho_{cc})} \cdot \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n (W_i^2)}{6 \cdot h_x \cdot h_y}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_x}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_y}\right)$$

RESUMEN:

		P = 0 ton				
VT3	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
0	Inicio		0	0		
1	Fluencia del acero	243.55	65.89	6.59E-03	0.0023	0.00161
2	Esfuerzo máximo no confinado	204.6	70.68	1.04E-02	0.0041	0.00214
3	Deformación máxima del recubrimiento	133.3	73.46	3.20E-02	0.0147	0.00427
4	Pérdida total del recubrimiento en compresión	161.9	70.92	3.37E-02	0.0145	0.00545
5	Esfuerzo último del concreto confinado	276.0	85.86	9.85E-02	0.0312	0.02718
			Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	14.94		

DIAGRAMA M vs ϕ 

CONCLUSIÓN: La sección falla por rotura del estribo



SECCIÓN RECTANGULAR - VT3 DE C1-SD
CURVA DE CONCRETO CONFINADO - MODELO DE MANDER (1988)

Propiedades:

Concreto:

$f'_c = 21$ Mpa
 $E_c = 21.538$ Mpa
 $\varepsilon'_c = 0.0021$ Deformación del concreto no confinado en el esfuerzo f'_c .
 $\varepsilon'_c = \left(1 + \frac{23}{f'_c}\right) \frac{f'_c}{E_c}$ (Rodelo et al., 2019)

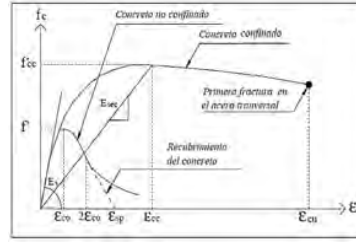
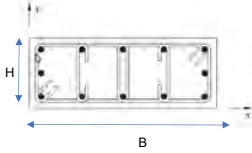
Acero:

Estribos:

$f_{yh} = 451.57$ Mpa, Esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento
 $\varepsilon_{su} = 0.081$ Deformación última del refuerzo transversal ACI 318-19

Sección:

$B = 300$ mm, Dimensión de la columna en la dirección X
 $H = 650$ mm, Dimensión de la columna en la dirección Y

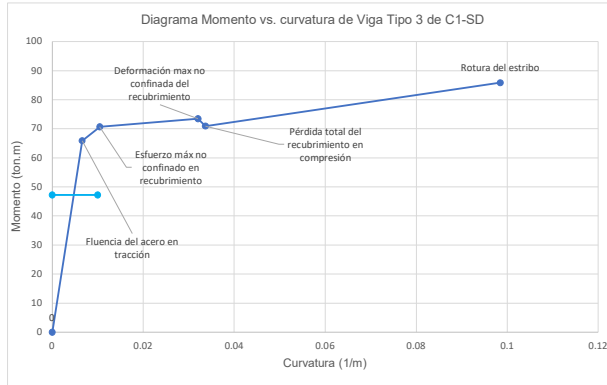


N_{long}	Cantidad de barras long =	9	
db	Diámetro de la barra longitudinal db =	25.4 mm	$Ab = 507$ mm ²
dbt	Diámetro del estribo dbt =	9.525 mm	$Abt = 71$ mm ²
Sh	Espaciamiento entre estribos en la dirección vertical Z =	100 mm,	
Cc	Recubrimiento fuera del estribo Cc =	35 mm	
$h_{n,lc}$	Ancho del núcleo confinado medido al eje de estribos =	220.475 mm	
$h_{n,dc}$	Alto del núcleo confinado medido al eje de estribos =	570.475 mm	
w'x	Distancia interior entre varillas restringidas en X =	160.15 mm	
w'y	Distancia interior entre varillas restringidas en Y =	510.15 mm	
n	Número de áreas no confinadas =	4	
s'	Dist en Z interior entre estribos =	90.5 mm	
Ast	Área total de refuerzo longitudinal =	4560 mm ²	
A_{cc}	Área de concreto confinado	125.775 mm ²	
ρ_{cc}	Rel entre area de acero y nucleo confin Ast/(Acc) =	0.036	
A_{col}	Área de la columna =	195.000 mm ²	
pl	Cuantía longitudinal Ast/(B*H) =	0.023	
$\sum(W_i)^2$	Sumatoria de áreas no confinadas =	5.7E+05 mm ²	
ke	Coefficiente de confinamiento efectivo =	0.184	
Asx	Área total de refuerzo transversal en la dirección X	142.51	
Asy	Área total de refuerzo transversal en la dirección Y	142.51	
ρ_x	Cuantía transversal en la dirección X = Asx/(sh*dc) =	0.0025	
ρ_y	Cuantía transversal en la dirección Y = Asy/(sh*dc) =	0.0065	
f'lx	Presión de confinamiento lateral efectivo en X =	0.21 Mpa	
f'ly	Presión de confinamiento lateral efectivo en Y =	0.54 Mpa	
ρ_s	Cuantía volumétrica del refuerzo de confinamiento =	0.009	

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{1}{(1 - \rho_{cc})} \cdot \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n (W_i^2)}{6 \cdot h_x \cdot h_y}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_x}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_y}\right)$$

RESUMEN:

		P = 0 ton				
VT3	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
0	Inicio		0	0		
1	Fluencia del acero	243.55	65.89	6.59E-03	0.0023	0.00161
2	Esfuerzo máximo no confinado	204.6	70.68	1.04E-02	0.0041	0.00214
3	Deformación máxima del recubrimiento	133.3	73.46	3.20E-02	0.0147	0.00427
4	Pérdida total del recubrimiento en compresión	161.9	70.92	3.37E-02	0.0145	0.00545
5	Esfuerzo último del concreto confinado	276.0	85.86	9.85E-02	0.0312	0.02718
			Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	14.94		

DIAGRAMA M vs ϕ 

CONCLUSIÓN: La sección falla por rotura del estribo



VIGA TIPO 1 DE C1-SMC

CURVA DE CONCRETO CONFINADO - MODELO DE MANDER (1988)

Propiedades:

Concreto:

$f'_c = 21$ Mpa
 $E_c = 21,538$ Mpa
 $\epsilon'_c = 0.0021$ Deformación del concreto no confinado en el esfuerzo f'_c .
 $\epsilon'_c = \left(1 + \frac{25}{f'_c}\right) \frac{f'_c}{E_c}$ (Rodelo et al., 2019)

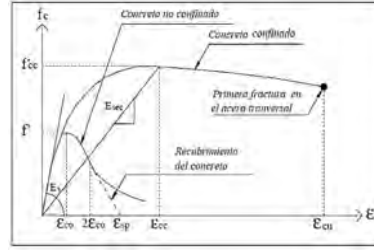
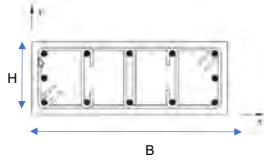
Acero:

Estribos:

$f_{yh} = 451.57$ Mpa, Esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento
 $\epsilon_{su} = 0.081$ Deformación última del refuerzo transversal

Sección:

B = 300 mm, Dimensión de la columna en la dirección X
 H = 650 mm, Dimensión de la columna en la dirección Y



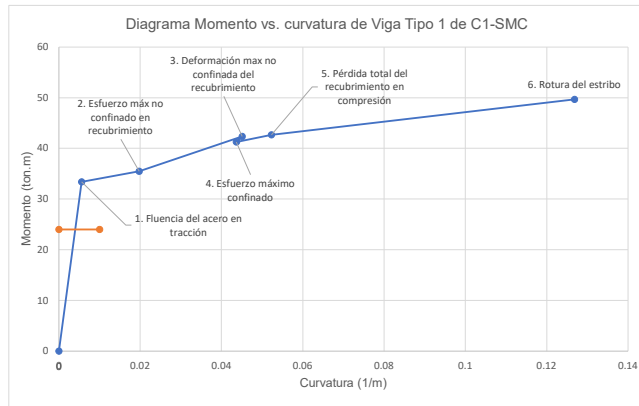
N_{long}	Cantidad de barras long =	8	
db	Diámetro de la barra longitudinal db =	19.05 mm	
dbt	Diámetro del estribo dbt =	9.525 mm	
Sh	Espaciamiento entre estribos en la dirección vertical Z=	125 mm,	
Cc	Recubrimiento fuera del estribo Cc =	35 mm	
$h_{y,bc}$	Ancho del núcleo confinado medido al eje de estribos =	220.475 mm	
$h_{y,dc}$	Alto del núcleo confinado medido al eje de estribos =	570.475 mm	
w'x	Distancia interior entre varillas restringidas en X =	172.85 mm	
w'y	Distancia interior entre varillas restringidas en Y =	522.85 mm	
n	Número de áreas no confinadas =	4	
s'	Dist en Z interior entre estribos =	115.5 mm	
Ast	Area total de refuerzo longitudinal =	2280 mm ²	
A_{cc}	Area de concreto confinado	125,775 mm ²	
ρ_{cc}	Rel entre area de acero y nucleo confin Ast/(Acc) =	0.018	
A_{col}	Area de la columna =	195,000 mm ²	
ρ_l	Cuantia longitudinal Ast/(B*H) =	0.012	
$\sum (w'_i)^2$	Sumatoria de áreas no confinadas =	6.1E+05 mm ²	
k_e	Coefficiente de confinamiento efectivo =	0.133	
Asx	Área total de refuerzo transversal en la dirección X	142.51	
Asy	Área total de refuerzo transversal en la dirección Y	142.51	
ρ_x	Cuantia transversal en la dirección X = Asx/(sh*dc) =	0.0020	
ρ_y	Cuantia transversal en la dirección Y = Asy/(sh*dc) =	0.0052	
f'lx	Presión de confinamiento lateral efectivo en X =	0.12 Mpa	
f'ly	Presión de confinamiento lateral efectivo en Y =	0.31 Mpa	
ρ_s	Cuantia volumétrica del refuerzo de confinamiento =	0.0072	

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{1}{(1 - \rho_{cc})} \cdot \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n (w'_i)^2}{6 \cdot h_x \cdot h_y}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_x}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_y}\right)$$

RESUMEN:

		P = 0 ton				
VT1	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
0	Inicio		0	0		
1	Fluencia del acero	182.53	33.39	5.57E-03	0.0023	0.00102
2	Esfuerzo máximo no confinado	108.2	35.47	1.97E-02	0.0096	0.00214
3	Deformación máxima del recubrimiento	94.7	42.34	4.51E-02	0.0226	0.00427
4	Esfuerzo máximo confinado	99.2	41.27	4.37E-02	0.0217	0.00433
5	Pérdida total del recubrimiento en compresión	116.7	42.68	5.23E-02	0.0251	0.00610
6	Esfuerzo último del concreto confinado	196.1	49.65	1.27E-01	0.0507	0.02488
			Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	22.77		

DIAGRAMA M vs ϕ



CONCLUSIÓN:

La sección falla por rotura del estribo



VIGA TIPO 2 DE C1-SMC

CURVA DE CONCRETO CONFINADO - MODELO DE MANDER (1988)

Propiedades:

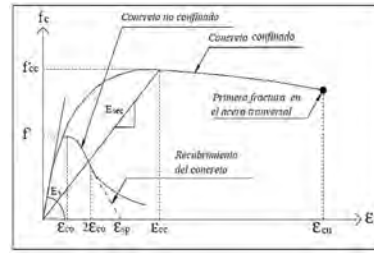
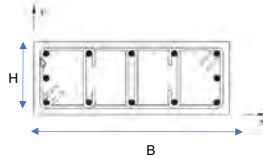
Concreto:
 $f'_c = 21$ Mpa
 $E_c = 21,538$ Mpa
 $\epsilon'_c = 0.0021$ Deformación del concreto no confinado en el esfuerzo f'_c .
 $\epsilon'_c = \left(1 + \frac{25}{f'_c}\right) \frac{f'_c}{E_c}$ (Rodelo et al., 2019)

Acero:

Estribos:
 $f_{yh} = 451.57$ Mpa, Esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento
 $\epsilon_{su} = 0.081$ Deformación última del refuerzo transversal

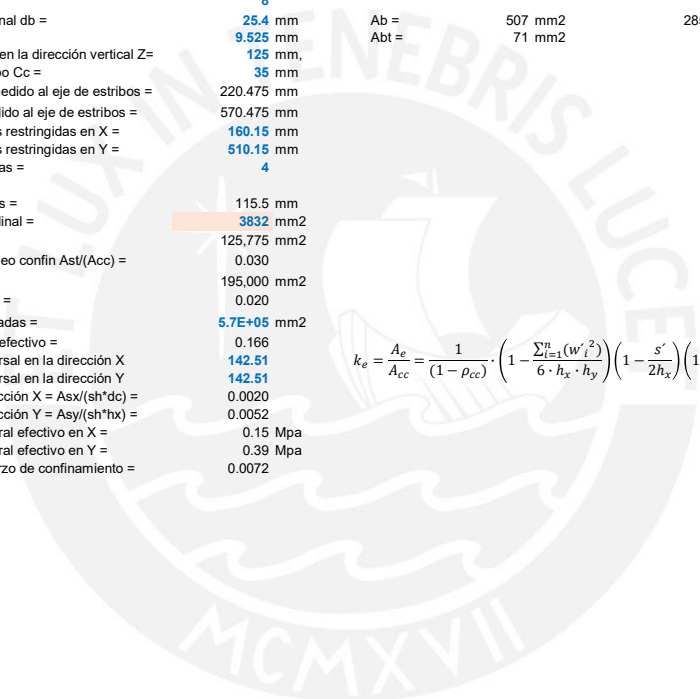
Sección:

B = 300 mm, Dimensión de la columna en la dirección X
 H = 650 mm, Dimensión de la columna en la dirección Y



N_{long}	Cantidad de barras long =	8		
db	Diámetro de la barra longitudinal db =	25.4 mm		
dbt	Diámetro del estribo dbt =	9.525 mm		
Sh	Espaciamiento entre estribos en la dirección vertical Z=	125 mm,		
Cc	Recubrimiento fuera del estribo Cc =	35 mm		
$h_{y,dc}$	Ancho del núcleo confinado medido al eje de estribos =	220.475 mm		
$h_{x,dc}$	Alto del núcleo confinado medido al eje de estribos =	570.475 mm		
w'x	Distancia interior entre varillas restringidas en X =	160.15 mm		
w'y	Distancia interior entre varillas restringidas en Y =	510.15 mm		
n	Número de áreas no confinadas =	4		
s'	Dist en Z interior entre estribos =	115.5 mm		
Ast	Área total de refuerzo longitudinal =	3832 mm ²		
A_{cc}	Área de concreto confinado	125,775 mm ²		
ρ_{cc}	Rel entre area de acero y nucleo confin Ast/(Acc) =	0.030		
A_{col}	Área de la columna =	195,000 mm ²		
ρ_l	Cuantía longitudinal Ast/(B*H) =	0.020		
$\sum(W'_i)^2$	Sumatoria de áreas no confinadas =	5.7E+05 mm ²		
ke	Coefficiente de confinamiento efectivo =	0.166		
Asx	Área total de refuerzo transversal en la dirección X	142.51		
Asy	Área total de refuerzo transversal en la dirección Y	142.51		
ρ_x	Cuantía transversal en la dirección X = Asx/(sh*dc) =	0.0020		
ρ_y	Cuantía transversal en la dirección Y = Asy/(sh*dc) =	0.0052		
f'lx	Presión de confinamiento lateral efectivo en X =	0.15 Mpa		
f'ly	Presión de confinamiento lateral efectivo en Y =	0.39 Mpa		
ρ_s	Cuantía volumétrica del refuerzo de confinamiento =	0.0072		

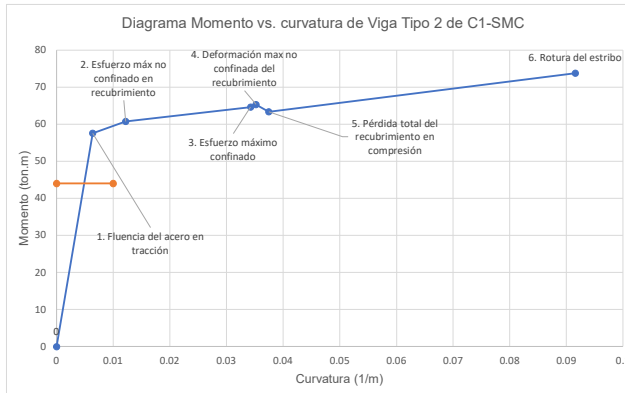
$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{1}{(1 - \rho_{cc})} \cdot \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n (W'_i)^2}{6 \cdot h_x \cdot h_y}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_x}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_y}\right)$$



RESUMEN:

		P = 0 ton				
VT2	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
0	Inicio		0	0		
1	Fluencia del acero	230.08	57.56	6.35E-03	0.0023	0.00146
2	Esfuerzo máximo no confinado	174.8	60.71	1.22E-02	0.0051	0.00214
3	Esfuerzo máximo confinado	121.5	64.63	3.42E-02	0.0161	0.00416
4	Deformación máxima del recubrimiento	121.4	65.32	3.52E-02	0.0166	0.00427
5	Pérdida total del recubrimiento en compresión	149.0	63.32	3.75E-02	0.0166	0.00558
6	Esfuerzo último del concreto confinado	255.7	73.74	9.16E-02	0.0309	0.02341
			Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	14.42		

DIAGRAMA M vs ϕ



CONCLUSIÓN: La sección falla por rotura del estribo



VIGA TIPO 3 DE C1-SMC

CURVA DE CONCRETO CONFINADO - MODELO DE MANDER (1988)

Propiedades:

Concreto:

$f'c = 21$ Mpa
 $Ec = 21,538$ Mpa
 $\epsilon'c = 0,0021$ Deformación del concreto no confinado en el esfuerzo $f'c$.
 $\epsilon'c = \left(1 + \frac{2s}{f'c}\right) \frac{f'c}{Ec}$ (Rodelo et al., 2019)

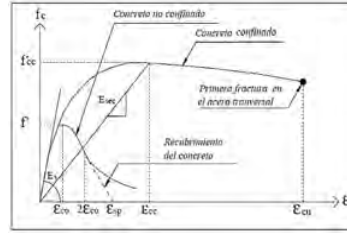
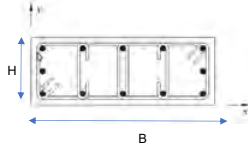
Acero:

Estribos:

$fyh = 451,57$ Mpa, Esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento
 $\epsilon su = 0,081$ Deformación última del refuerzo transversal

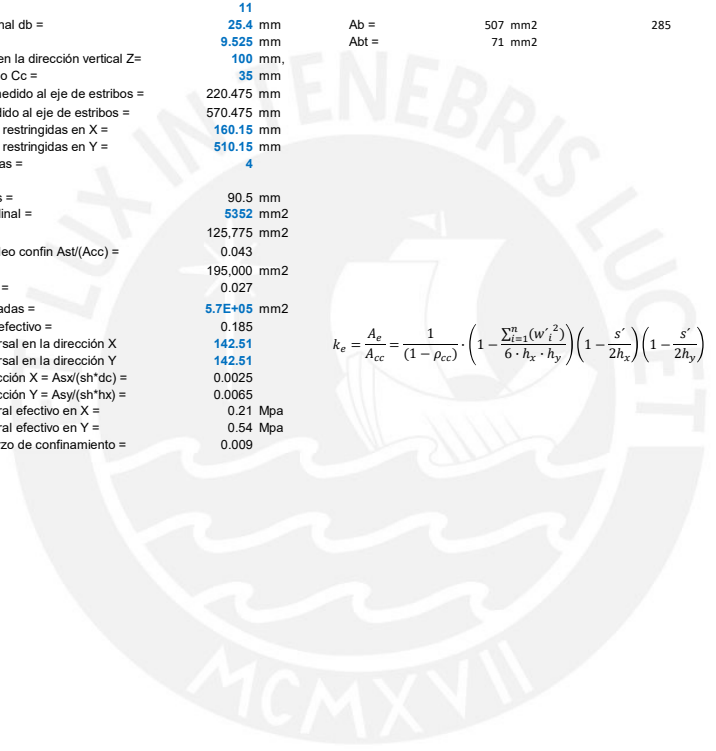
Sección:

$B = 300$ mm, Dimensión de la columna en la dirección X
 $H = 650$ mm, Dimensión de la columna en la dirección Y



N_{long}	Cantidad de barras long =	11
db	Diámetro de la barra longitudinal db =	25.4 mm
dbt	Diámetro del estribo dbt =	9.525 mm
Sh	Espaciamento entre estribos en la dirección vertical Z =	100 mm,
Cc	Recubrimiento fuera del estribo Cc =	35 mm
$h_{n,dc}$	Ancho del núcleo confinado medido al eje de estribos =	220.475 mm
$h_{y,dc}$	Alto del núcleo confinado medido al eje de estribos =	570.475 mm
w'x	Distancia interior entre varillas restringidas en X =	160.15 mm
w'y	Distancia interior entre varillas restringidas en Y =	510.15 mm
n	Número de áreas no confinadas =	4
s'	Dist en Z interior entre estribos =	90.5 mm
Ast	Área total de refuerzo longitudinal =	5352 mm ²
A_{cc}	Área de concreto confinado	125,775 mm ²
ρ_{cc}	Rel entre área de acero y núcleo confin Ast/(Acc) =	0.043
A_{col}	Área de la columna =	195,000 mm ²
ρ_l	Cuántia longitudinal Ast/(B*H) =	0.027
$\sum(W_i)^2$	Sumatoria de áreas no confinadas =	5.7E+05 mm ²
ke	Coefficiente de confinamiento efectivo =	0.185
Asx	Área total de refuerzo transversal en la dirección X	142.51
Asy	Área total de refuerzo transversal en la dirección Y	142.51
ρ_x	Cuántia transversal en la dirección X = Asx/(sh*dc) =	0.0025
ρ_y	Cuántia transversal en la dirección Y = Asy/(sh*dc) =	0.0065
f'lx	Presión de confinamiento lateral efectivo en X =	0.21 Mpa
f'ly	Presión de confinamiento lateral efectivo en Y =	0.54 Mpa
ρ_s	Cuántia volumétrica del refuerzo de confinamiento =	0.009

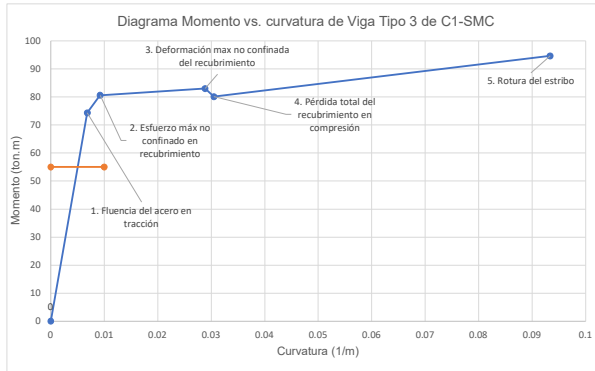
$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{1}{(1 - \rho_{cc})} \cdot \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n (W_i^2)}{6 \cdot h_x \cdot h_y}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_x}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_y}\right)$$



RESUMEN:

		P = 0 ton					
VT3	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c	
0	Inicio		0	0			
1	Fluencia del acero	254.89	74.32	6.82E-03	0.0023	0.00174	
2	Esfuerzo máximo no confinado	231.6	80.59	9.22E-03	0.0033	0.00214	
3	Deformación máxima del recubrimiento	148.0	82.99	2.89E-02	0.0128	0.00427	
4	Pérdida total del recubrimiento en compresión	175.0	80.10	3.05E-02	0.0127	0.00534	
5	Esfuerzo último del concreto confinado	289.0	94.65	9.34E-02	0.0284	0.02699	
			Ductilidad ϕ_u/ϕ_y		13.70		

DIAGRAMA M vs ϕ



CONCLUSIÓN: [La sección falla por rotura del estribo](#)



COLUMNA TIPO 1 DE PISO 1 DE C1-SMC
CURVA DE CONCRETO CONFINADO - MODELO DE MANDER (1988)

Propiedades:

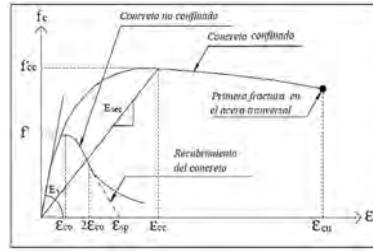
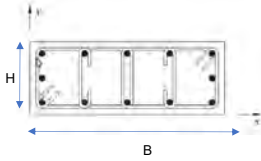
Concreto:
 $f_c = 21$ Mpa
 $E_c = 21,538$ Mpa
 $\epsilon_c' = 0.0021$ Deformación del concreto no confinado en el esfuerzo f_c .
 $\epsilon_c = \left(1 + \frac{25}{f_c}\right) \frac{f_c}{E_c}$ (Rodelo et al., 2019)

Acero:

Estribos:
 $f_{yh} = 451.57$ Mpa, Esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento
 $\epsilon_{su} = 0.081$ Deformación última del refuerzo transversal

Sección:

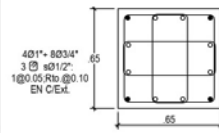
B = 650 mm, Dimensión de la columna en la dirección X
 H = 650 mm, Dimensión de la columna en la dirección Y



N_{long}	Cantidad de barras long =	12
db	Diámetro de la barra longitudinal db =	19.05 mm
dbt	Diámetro del estribo dbt =	12.7 mm
Sh	Espaciamiento entre estribos en la dirección vertical	100 mm,
Cc	Recubrimiento fuera del estribo Cc =	35 mm
$h_{y,dc}$	Ancho del núcleo confinado medido al eje de estribos:	567.3 mm
$h_{x,dc}$	Alto del núcleo confinado medido al eje de estribos =	567.3 mm
w'x	Distancia interior entre varillas restringidas en X =	159.47 mm
w'y	Distancia interior entre varillas restringidas en Y =	159.47 mm
n	Número de áreas no confinadas =	12
s'	Dist en Z interior entre estribos =	87.3 mm
Ast	Área total de refuerzo longitudinal =	4307 mm ²
A_{cc}	Área de concreto confinado	321,829 mm ²
ρ_{cc}	Rel entre area de acero y nucleo confin Ast/(Acc) =	0.013
A_{col}	Área de la columna =	422,500 mm ²
ρ_l	Cuantía longitudinal Ast/(B*H) =	0.010
$\sum(W_i)^2$	Sumatoria de áreas no confinadas =	3.1E+05 mm ²
ke	Coefficiente de confinamiento efectivo =	0.727
Asx	Área total de refuerzo transversal en la dirección X	760.06
Asy	Área total de refuerzo transversal en la dirección Y	760.06
ρ_x	Cuantía transversal en la dirección X = Asx/(sh*dc) =	0.0134
ρ_y	Cuantía transversal en la dirección Y = Asy/(sh*dc) =	0.0134
f'lx	Presión de confinamiento lateral efectivo en X =	4.40 Mpa
f'ly	Presión de confinamiento lateral efectivo en Y =	4.40 Mpa
ρ_s	Cuantía volumétrica del refuerzo de confinamiento =	0.027

Ab = 285 mm²
 Abt = 127 mm²

507 mm²

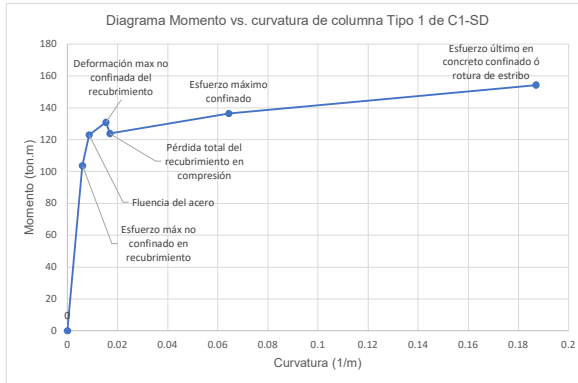


TIPO 1
(PISO 1 AL 3)

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{1}{(1 - \rho_{cc})} \cdot \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n (w_i^2)}{6 \cdot h_x \cdot h_y}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_x}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_y}\right)$$

RESUMEN:

		P = 398 ton				
C1F	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
0	Inicio		0	0		
1	Esfuerzo máximo no confinado	356.3	103.67	5.99E-03	0.0014	0.00214
2	Fluencia del acero	323.7	122.97	8.65E-03	0.0023	0.00280
3	Deformación máxima del recubrimiento	277.3	130.89	1.54E-02	0.0048	0.00427
4	Pérdida total del recubrimiento en compresión	286.7	123.81	1.70E-02	0.0051	0.00487
5	Esfuerzo máximo confinado	234.9	136.41	6.44E-02	0.0229	0.01513
6	Esfuerzo último en concreto confinado	230.4	154.30	1.87E-01	0.0673	0.04309
				Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	31.20	

DIAGRAMA M vs ϕ 

CONCLUSIÓN:

La sección falla por rotura del acero en tracción antes que por rotura del estribo



COLUMNA TIPO 1 DE PISO 2 DE C1-SMC
CURVA DE CONCRETO CONFINADO - MODELO DE MANDER (1988)

Propiedades:

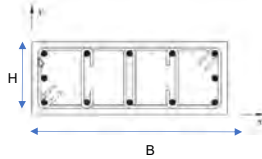
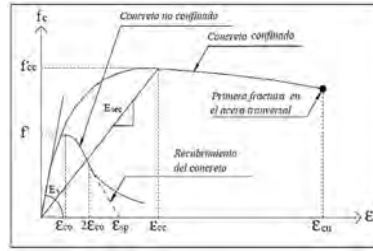
Concreto:
 $f'_c = 21$ Mpa
 $E_c = 21,538$ Mpa
 $\epsilon'_c = 0.0021$ Deformación del concreto no confinado en el esfuerzo f'_c .
 $\epsilon'_c = \left(1 + \frac{2s}{f'_c}\right) \frac{f'_c}{E_c}$ (Rodelo et al., 2019)

Acero:

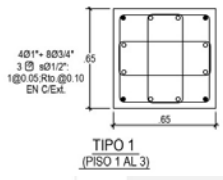
Estribos:
 $f_{yh} = 451.57$ Mpa, Esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento
 $\epsilon_{su} = 0.081$ Deformación última del refuerzo transversal

Sección:

B = 650 mm, Dimensión de la columna en la dirección X
 H = 650 mm, Dimensión de la columna en la dirección Y



N_{long}	Cantidad de barras long =	12		
db	Diámetro de la barra longitudinal db =	19.05 mm	$A_b = 285$ mm ²	507 mm ²
dbt	Diámetro del estribo dbt =	12.7 mm	$A_{bt} = 127$ mm ²	
Sh	Espaciamiento entre estribos en la dirección vertical	100 mm		
Cc	Recubrimiento fuera del estribo Cc =	35 mm		
$h_{y,nc}$	Ancho del núcleo confinado medido al eje de estribo:	567.3 mm		
$h_{y,dc}$	Alto del núcleo confinado medido al eje de estribos =	567.3 mm		
w'x	Distancia interior entre varillas restringidas en X =	159.47 mm		
w'y	Distancia interior entre varillas restringidas en Y =	159.47 mm		
n	Número de áreas no confinadas =	12		
s'	Dist en Z interior entre estribos =	87.3 mm		
A_{st}	Área total de refuerzo longitudinal =	4307 mm ²		
A_{cc}	Área de concreto confinado	321,829 mm ²		
ρ_{cc}	Rel entre area de acero y nucleo confin $A_{st}/(A_{cc}) =$	0.013		
A_{col}	Área de la columna =	422,500 mm ²		
ρ_l	Cuantía longitudinal $A_{st}/(B \cdot H) =$	0.010		
$\sum (w'_i)^2$	Sumatoria de áreas no confinadas =	3.1E+05 mm ²		
k_e	Coefficiente de confinamiento efectivo =	0.727		
A_{sx}	Área total de refuerzo transversal en la dirección X	760.06		
A_{sy}	Área total de refuerzo transversal en la dirección Y	760.06		
ρ_x	Cuantía transversal en la dirección X = $A_{sx}/(sh \cdot dc) =$	0.0134		
ρ_y	Cuantía transversal en la dirección Y = $A_{sy}/(sh \cdot hc) =$	0.0134		
f'_{lx}	Presión de confinamiento lateral efectivo en X =	4.40 Mpa		
f'_{ly}	Presión de confinamiento lateral efectivo en Y =	4.40 Mpa		
ρ_s	Cuantía volumétrica del refuerzo de confinamiento =	0.027		

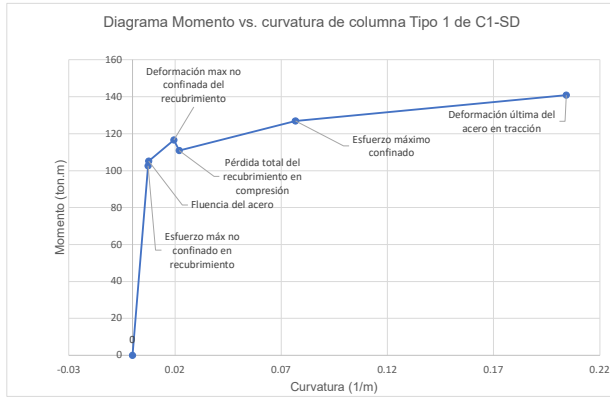


$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{1}{(1 - \rho_{cc})} \cdot \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n (w'_i)^2}{6 \cdot h_x \cdot h_y}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_x}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_y}\right)$$

RESUMEN:

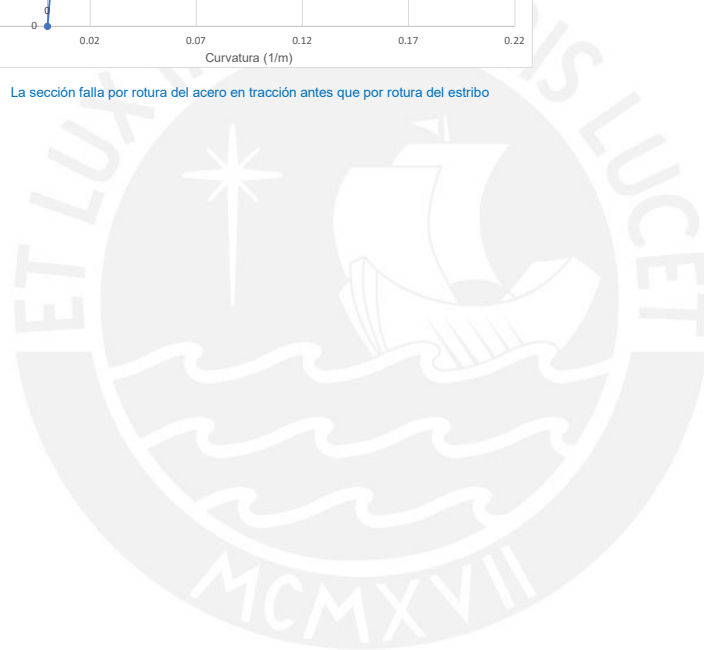
		P = 291 ton				
C1F	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
0	Inicio		0	0		
1	Esfuerzo máximo no confinado	292.7	102.58	7.30E-03	0.0022	0.00214
2	Fluencia del acero	289.0	105.16	7.65E-03	0.0023	0.00221
3	Deformación máxima del recubrimiento	219.3	116.60	1.95E-02	0.0072	0.00427
4	Pérdida total del recubrimiento en compresión	229.3	110.91	2.20E-02	0.0079	0.00504
5	Esfuerzo máximo confinado	202.8	126.91	7.67E-02	0.0297	0.01556
6	Deformación última del acero en tracción	193.9	140.92	2.04E-01	0.0809	0.03961
			Ductilidad ϕ_u/ϕ_y	27.99		

DIAGRAMA M vs ϕ



CONCLUSIÓN:

La sección falla por rotura del acero en tracción antes que por rotura del estribo



COLUMNA TIPO 1 DE PISO 3 DE C1-SMC
CURVA DE CONCRETO CONFINADO - MODELO DE MANDER (1988)

Propiedades:

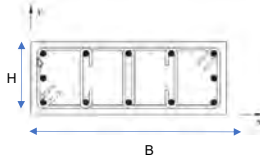
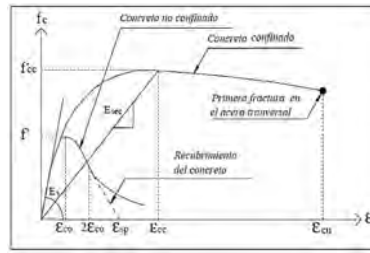
Concreto:
 $f'_c = 21$ Mpa
 $E_c = 21,538$ Mpa
 $\epsilon'_c = 0.0021$ Deformación del concreto no confinado en el esfuerzo f'_c .
 $\epsilon'_c = \left(1 + \frac{25}{f'_c}\right) \frac{f'_c}{E_c}$ (Rodelo et al., 2019)

Acero:

Estribos:
 $f_{yh} = 451.57$ Mpa, Esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento
 $\epsilon_{su} = 0.081$ Deformación última del refuerzo transversal

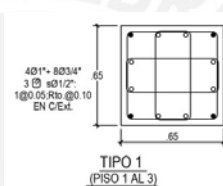
Sección:

B = 650 mm, Dimensión de la columna en la dirección X
 H = 650 mm, Dimensión de la columna en la dirección Y



N_{long}	Cantidad de barras long =	12		
db	Diámetro de la barra longitudinal db =	19.05 mm		
dbt	Diámetro del estribo dbt =	12.7 mm		
Sh	Espaciamiento entre estribos en la dirección vertical	100 mm,		
Cc	Recubrimiento fuera del estribo Cc =	35 mm		
$h_{y,dc}$	Ancho del núcleo confinado medido al eje de estribo =	567.3 mm		
$h_{y,dc}$	Alto del núcleo confinado medido al eje de estribos =	567.3 mm		
w'x	Distancia interior entre varillas restringidas en X =	159.47 mm		
w'y	Distancia interior entre varillas restringidas en Y =	159.47 mm		
n	Número de áreas no confinadas =	12		
s'	Dist en Z interior entre estribos =	87.3 mm		
Ast	Area total de refuerzo longitudinal =	4307 mm ²		
A_{cc}	Area de concreto confinado	321,829 mm ²		
ρ_{cc}	Rel entre area de acero y nucleo confin Ast/(Acc) =	0.013		
A_{col}	Area de la columna =	422,500 mm ²		
ρ_l	Cuantía longitudinal Ast/(B*H) =	0.010		
$\sum(W_i)^2$	Sumatoria de áreas no confinadas =	3.1E+05 mm ²		
k_e	Coefficiente de confinamiento efectivo =	0.727		
Asx	Área total de refuerzo transversal en la dirección X	760.06		
Asy	Área total de refuerzo transversal en la dirección Y	760.06		
ρ_x	Cuantía transversal en la dirección X = Asx/(sh*dc) =	0.0134		
ρ_y	Cuantía transversal en la dirección Y = Asy/(sh*dc) =	0.0134		
f'lx	Presión de confinamiento lateral efectivo en X =	4.40 Mpa		
f'ly	Presión de confinamiento lateral efectivo en Y =	4.40 Mpa		
ρ_s	Cuantía volumétrica del refuerzo de confinamiento =	0.027		

Ab = 285 mm²
 Abt = 127 mm² 507 mm²



$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{1}{(1 - \rho_{cc})} \cdot \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n (W_i^2)}{6 \cdot h_x \cdot h_y}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_x}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_y}\right)$$

Resumen

$\sum F = 1,804,304 \text{ N}$ $R = 0$

$\sum ME = 1,197,345 \text{ N.m} \leftarrow$

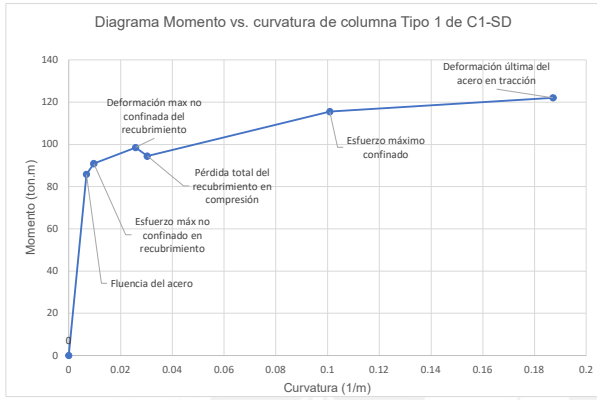
M5 = 122.10 ton.m $\phi_s = 1.87E-01 \text{ 1/m}$

P = 184 ton

RESUMEN:

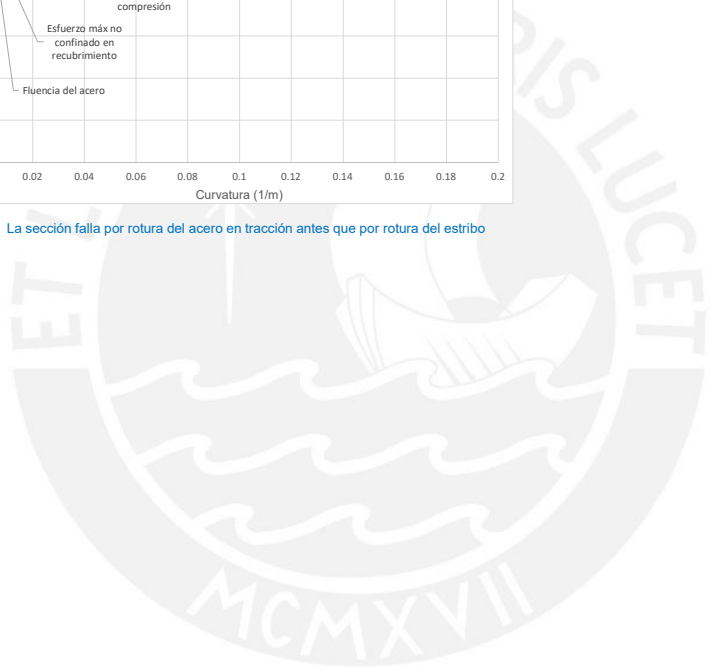
		P = 184 ton				
C1F	Punto	c (mm)	M (ton.m)	ϕ (1/m)	ϵ_s	ϵ_c
0	Inicio		0	0		
1	Fluencia del acero	251.4	85.86	6.80E-03	0.0023	0.0017
2	Esfuerzo máximo no confinado	220.8	90.88	9.67E-03	0.0036	0.00214
3	Deformación máxima del recubrimiento	165.6	98.57	2.58E-02	0.0110	0.00427
4	Pérdida total del recubrimiento en compresión	175.8	94.45	3.03E-02	0.0126	0.00533
5	Esfuerzo máximo confinado	162.5	115.50	1.01E-01	0.0431	0.01641
6	Deformación última del acero en tracción	157.8	122.10	1.87E-01	0.0809	0.02953
		Ductilidad ϕ_u/ϕ_y		27.52		

DIAGRAMA M vs ϕ



CONCLUSIÓN:

La sección falla por rotura del acero en tracción antes que por rotura del estribo



ANEXO 4: DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO



ANEXO 4: DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

1. Análisis Modal Espectral

La rigidez efectiva total del sistema obtenida del análisis de 1GDL se repartió según el tipo y carga de los dispositivos. Cada aislador tiene 93.35 ton/m. En el caso de los deslizadores de las esquinas la rigidez ingresada al programa es 8.66 ton/m que corresponde a un coeficiente de fricción asumido de 0.03, el desplazamiento 0.328 m del prediseño y la carga que recibe 94.69 ton. El amortiguamiento objetivo del sistema es 12% y se ingresó como factor para los tres primeros modos.

1.1 Periodo y amortiguamiento sin excentricidad:

Tx=3.250 s

Ty=3.252 s

Tabla 1. Periodos y masas participantes

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	1	3.252	0	0.9996	0	0	0.9996	0	0.0002	0	0.0155
Modal	2	3.25	0.9996	0	0	0.9996	0.9996	0	0	0.0001	0
Modal	3	3.14	0	0	0	0.9996	0.9996	0	0	0	0.9942
Modal	4	0.403	0	0.0004	0	0.9996	1	0	0.1548	0	6.382E-06
Modal	5	0.397	0.0004	0	0	1	1	0	0	0.109	0
Modal	6	0.356	0	0	0	1	1	0	0	0	0.0003
Modal	7	0.168	0	9.975E-06	0	1	1	0	0.0001	0	0
Modal	8	0.167	9.421E-06	0	0	1	1	0	0	3.019E-05	0
Modal	9	0.149	0	0	0	1	1	0	0	0	6.592E-06
Modal	10	0.106	0	0	0.5044	1	1	0.5044	0	0	0
Modal	11	0.105	0	0	0	1	1	0.5044	0	0.2532	0
Modal	12	0.105	0	0	0	1	1	0.5044	0.203	0	0

Tabla 2. Amortiguamiento de los modos

SpecCase	ModalCase	Mode	Period sec	DampRatio	U1Acc m/sec ²	U2Acc m/sec ²	U3Acc m/sec ²	U1Amp m	U2Amp m
SespecY+ sin...	ModaIX+	1	3.408	0.12	0.3337	1.1123	0	-2.063E-11	-21.119421
SespecY+ sin...	ModaIX+	2	3.25	0.12	0.3679	1.2262	0	7.787098	-8.445E-11
SespecY+ sin...	ModaIX+	3	2.996	0.12	0.4332	1.4439	0	-1.462E-11	-15.020968
SespecY+ sin...	ModaIX+	4	0.413	0.05	4.8134	16.0448	0	2.254E-12	0.104384
SespecY+ sin...	ModaIX+	5	0.397	0.05	4.9663	16.5544	0	-0.030754	0
SespecY+ sin...	ModaIX+	6	0.348	0.05	4.9663	16.5544	0	-3.309E-12	-0.027971
SespecY+ sin...	ModaIX+	7	0.173	0.05	4.9663	16.5544	0	-2.135E-11	0.002926
SespecY+ sin...	ModaIX+	8	0.167	0.05	4.9663	16.5544	0	-0.000848	1.638E-11
SespecY+ sin...	ModaIX+	9	0.146	0.05	4.9663	16.5544	0	1.32E-11	0.000779
SespecY+ sin...	ModaIX+	10	0.106	0.05	4.9663	16.5544	0	-2.741E-11	2.876E-10
SespecY+ sin...	ModaIX+	11	0.105	0.05	4.9663	16.5544	0	2E-06	-2.906E-10
SespecY+ sin...	ModaIX+	12	0.105	0.05	4.9663	16.5544	0	3.036E-12	-1.3E-05
SespecY+ sin...	ModaIX+	13	0.104	0.05	4.9663	16.5544	0	1.196E-12	-1E-06
SespecY+ sin...	ModaIX+	14	0.104	0.05	4.9663	16.5544	0	9.179E-11	-1.614E-09
SespecY+ sin...	ModaIX+	15	0.103	0.05	4.9663	16.5544	0	-1.271E-11	0

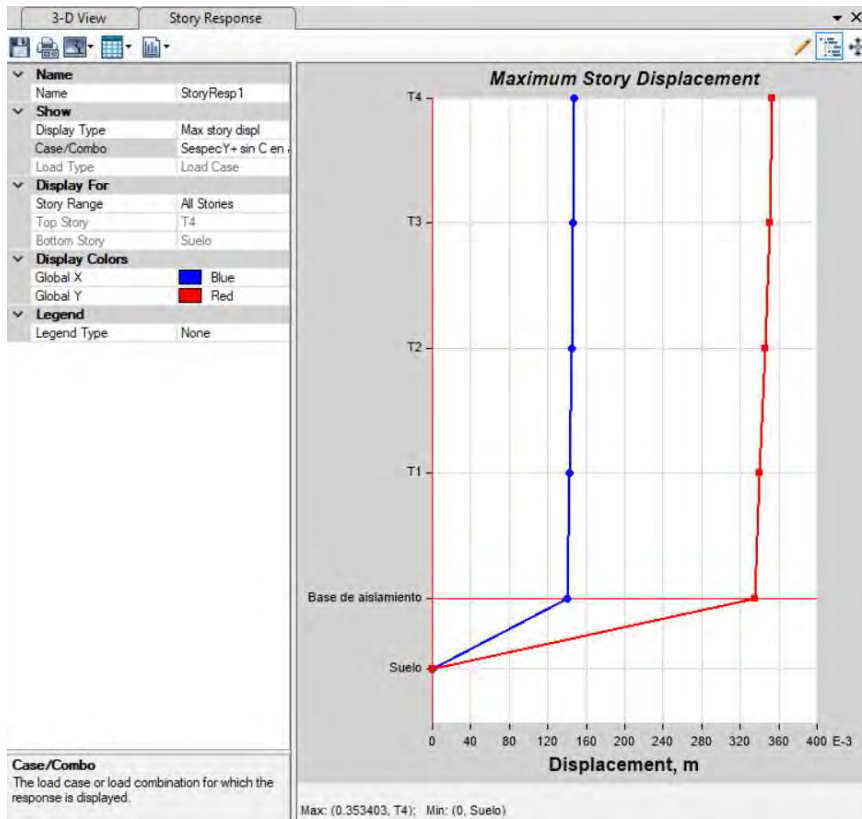


Figura 1. Desplazamientos máximos del análisis espectral en Y

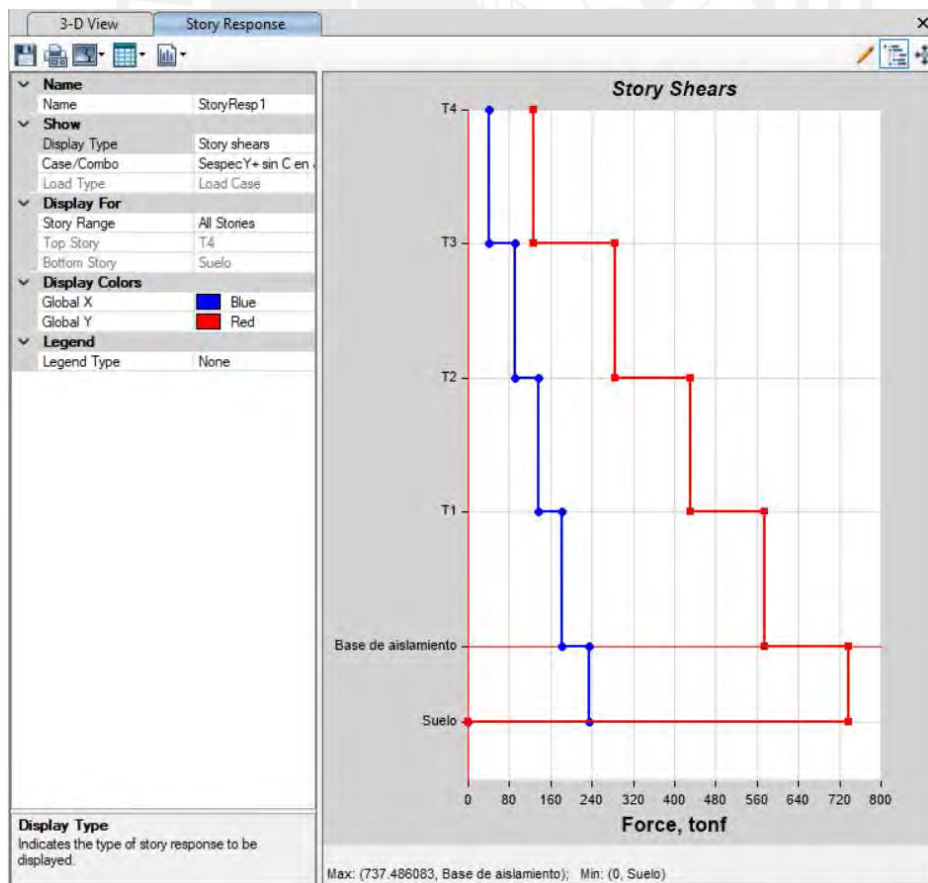


Figura 2. Fuerzas cortantes del análisis espectral en Y

2. Método de 2 GDL

A continuación, se muestran los cálculos de este método. El método permite estimar desplazamientos y derivas de la superestructura a diferencia del método estático de 1gdl.

$$\begin{aligned}K_s &= (2\pi/T_s)^2 * m_s &= & 45034.5 \text{ Rigidez de la superestructura (ton/m)} \\ \omega_s &= \sqrt{K_s/m_s} &= & 9.58 \text{ Frecuencia angular del edificio de base fija (rad/s)} \\ T_b &= T_M &= & 3.20 \text{ Periodo del edificio aislado (s)} \\ \varepsilon &= (t_s/t_b)^2 &= & 0.042 \text{ Cociente de periodos al cuadrado} \\ \gamma &= m_s/(m_s+m_b) &= & 0.77 \text{ Relación de pesos} \\ K_b &= K_M &= & 2461.7 \text{ Rigidez de la interfaz de aislamiento (ton/m)} \\ \omega_b & &= & 1.96 \text{ Frecuencia angular del sistema de aislamiento (rad/s)}\end{aligned}$$

2.1. Periodos y frecuencias de los modos 1 y 2:

Para ε pequeños:

$$\begin{aligned}\omega_1 &= \omega_b^2 - (1 - \varepsilon\gamma) &= & 1.93 \text{ rad/s} & \text{Será poco menos de } \omega_b \\ \omega_2 &= (1 + \varepsilon\gamma)/(1 - \gamma) * \omega_s^2 &= & 20.24 \text{ rad/s} & \text{Será como 3 a 4 veces el } \omega_s\end{aligned}$$

Periodo de los modos traslacionales 1 y 2 en la dirección de análisis:

$$\begin{aligned}T_1 &= 3.25 \text{ s} = 1.02 * T_b \\ T_2 &= 0.31 \text{ s} = 0.47 * T_s\end{aligned}$$

2.2. Relación de Desplazamientos de modos:

r = desplazamiento de la azotea/ desplazamiento del sistema de aislamiento

$$\begin{aligned}r_{\text{modo1}} &= 0.04 \\ r_{\text{modo2}} &= 1.29\end{aligned}$$

2.3. Amortiguamiento

$$\begin{aligned}\xi_1 &= 0.11 = 0.95 * \xi_b \\ \xi_2 &= 0.14 \approx 2.08 * \xi_s\end{aligned}$$

2.4. Respuesta Espectral

Modo 1:

C	=	0.24 amplificación sísmica
$Sa_{E.031}$	=	0.16 g
$Sd_{E.031} = Sa/\omega^2$	=	0.42 m
B_M	=	1.26 Factor de reducción por amortiguamiento
$Sd1 = Sd_{E.031}/B$	=	0.333 m, desplazamiento del modo 1 para 2GDL
$X1_{aisl}$	=	0.323 m, desplazamiento en el sistema de aislamiento del modo 1
$X1_{azotea}$	=	0.014 m es desplazamiento en la azotea del modo 1 para 2GDL

Modo 2:

C	=	2.50 amplificación sísmica
$Sa_{E.031}$	=	1.69 g
$Sd_{E.031} = Sa/\omega^2$	=	0.04 m
B_M	=	1.35 Factor de reducción por amortiguamiento
$Sd2 = Sd_{E.031}/B$	=	0.030 m, desplazamiento del modo 2 para 2GDL
$X2_{aisl}$	=	0.0010 m, desplazamiento en el sistema de aislamiento del modo 2
$X2_{azotea}$	=	0.0012 m, desplazamiento en la azotea del modo 1 para 2GDL

Simplificación: $T1 \approx T_b$ y ε muy pequeño

C	=	0.24 amplificación sísmica
$Sa_{E.031}$	=	0.16 g
$Sd_{E.031} = Sa/\omega^2$	=	0.419 m
B_M	=	1.278 Factor de reducción por amortiguamiento
$Sd_b = Sd_{E.031}/B$	=	0.328 m desplazamiento aprox. para el modelo de 2GDL
$D_M = v_{b_{max}} \approx (1-\gamma\varepsilon)^*$	=	0.318 m, desplazamiento máximo de la plataforma de aislamiento
$v_{s_{max}} \approx$	=	0.014 m, desplazamiento de la azotea respecto de la plataforma de aislamiento
$\Delta_{prom} =$	=	0.0011 Deriva promedio del edificio
$\Delta_{máxima} =$	=	0.0017 Deriva máxima del edificio ($1.5 \cdot \Delta_{prom}$)

La tabla muestra el comparativo entre el método de 2gdl y el análisis espectral modelado en ETABS.

Tabla 3. Resumen de 2gdl y modal espectral

Comparación		2GDL	ETABS
Periodos (s)	MODO 1	3.25	3.25
	MODO 2	0.31	0.40
Amortiguamiento	ξ_1	11.4%	12.0%
	ξ_2	14.1%	12.0%
Desplazamientos espectrales	DM (desp. De la plataforma de aisl.)	0.318	0.335
	$v_{s_{max}}$ (desp. De la azotea)	0.014	0.018

3. Análisis tiempo historia

Se usaron siete registros espectro compatibles, la figura 3 muestra el espectro SRSS de cada uno. Los factores para obtener el espectro SRSS se encuentran detallados en el anexo 4. El espectro considerado es de 475 años y se amplificó por 1.50 en el modelo para llegar al espectro de 2500 años de periodo de retorno. La figura 4 muestra el espectro promedio SRSS de los siete registros.

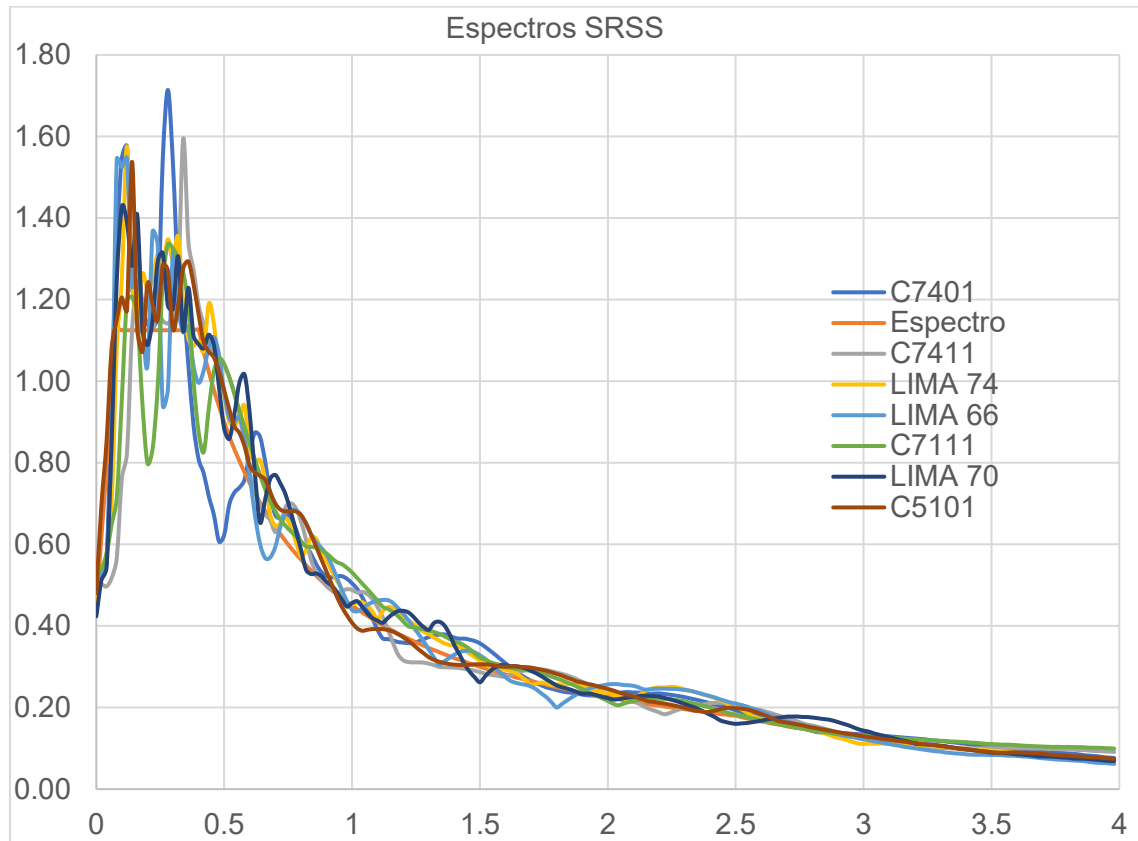


Figura 3. Espectro SRSS de los 7 registros



Figura 4. Espectro promedio SRSS

3.1 Tiempo Historia con propiedades nominales

Considerando que la rigidez de la superestructura es considerablemente mayor a la del sistema de aislamiento se realiza el análisis modal no lineal de tipo FNA el cual considera solo la no linealidad del sistema de aislamiento.

Para los 4 deslizadores se consideró una rigidez inicial de 1000 ton/m, parámetro α de 50 s/m y radio de péndulo de 0 m. A continuación, se muestran los cálculos para obtener las propiedades no lineales de los 26 aisladores.

Tabla 4. Propiedades nominales no lineales

	LRB 1
$N_{\text{AISLADORES}}$	26
DM (m)	0.328
C (ton*s/m)	254.34
K_{eff} (ton/m)	2,427.11
Masa sísmica (ton.s ² /m)	599.92
ξ_{eq} =	10.54%
α : Relación K1/K2	8.00
Cálculos:	
A =	28.0
B =	-7.6669
C =	0.0713
Dy1 (m)	0.2642
Dy2 (m)	0.0096

Dy (m)	0.0096
K2 (ton/m)	2,013.15
K_1 (ton/m) = $\alpha \cdot K_2$	16,105.16
F_y (ton) = $K_1 \cdot Dy$	155.24

Q (ton) = $Dy \cdot (K_1 - K_2)$	135.84
$A_h = 4 \cdot Q \cdot (D - Dy) =$	173.06

Comprobando:	
$K_{\text{eff}_{\text{verif}}}$ (ton/m)	2,427.11
$\xi_{\text{eq}_{\text{verif}}}$ =	10.54%

PROP.POR AISLADOR:

Q_{disp} (ton)	5.22
$K_d = K_{2_{\text{disp}}}$ (ton/m)	77.43
$K_{1_{\text{disp}}}$ (ton/m) =	619.43
$F_{y_{\text{disp}}}$ (ton) =	5.97
$1/\alpha$: Post yield stiffness ratio	0.125

Se verificó que la aceleración promedio no supere los 0.25 g asociados al nivel de daño leve según la metodología Hazus [9]. Se verificó además que la fuerza restitutiva supere el 2.5% del peso. Las tablas 5 y 6 muestran aceleraciones y fuerza restitutiva para cada registro respectivamente.

Tabla 5. Aceleraciones para propiedades Nominales

Aceleraciones _{Nominal} (g)	Registros							Promedio
	C5101	LIMA70	C7111N08	LIMA66	LIMA74	C7411	C7401	
T4	0.19	0.20	0.16	0.17	0.19	0.13	0.17	0.17
T3	0.12	0.13	0.11	0.10	0.15	0.12	0.14	0.12
T2	0.09	0.09	0.11	0.10	0.10	0.12	0.11	0.10
T1	0.10	0.11	0.10	0.09	0.13	0.11	0.13	0.11
Base de aislamiento	0.16	0.18	0.14	0.10	0.14	0.11	0.15	0.14

Tabla 6. Fuerza restitutiva para propiedades Nominales

Fuerzas _{nominal} (ton)	Registros							Promedio
	C5101	LIMA70	C7111N08	LIMA66	LIMA74	C7411	C7401	
F_{Dmax}	540	552	614	536	574	597	672	583
$F_{0.5D}$	361	344	383	357	360	354	413	367
$F_{dmax}-F_{0.5D}$	180	208	231	180	214	243	259	216
$(F_{dmax}-F_{0.5D})/W$	2.87%	3.31%	3.69%	2.87%	3.42%	3.87%	4.13%	3.45%

El amortiguamiento se calculó para las curvas de histéresis de cada registro; las fuerzas y desplazamientos máximos se obtuvieron como el promedio del máximo positivo y el máximo negativo.

Tabla 7. Amortiguamiento para propiedades Nominales

Propiedades Nominales	Registros							Promedio
	C5101	LIMA70	C7111N08	LIMA66	LIMA74	C7411	C7401	
F_{dmax} (ton)	540	552	614	536	574	597	672	583
Q (ton)	135	133	133	138	140	128	124	133
Dmax (m)	0.224	0.213	0.252	0.220	0.230	0.230	0.300	0.238
Keff (ton/m)	2,416	2,589	2,442	2,436	2,496	2,593	2,242	2,459
$\xi_{logrado}$	15%	15%	13%	16%	15%	13%	11%	14%

Luego para obtener las propiedades máximas y mínimas que cubren la varianza de las propiedades producto de la fabricación, envejecimiento, entre otros, se aplican los factores de la norma E.031 [2] indicados en la tabla 8.

Tabla 8. Factores Lambda para Clase I

Para dispositivos Clase I	Tipo de dispositivo		
	Friccional	Aislador de caucho con núcleo de plomo	
		Qd o μ	Kd
λ_{max}	1.6	1.3	1.5
λ_{min}	0.8	0.8	0.8

Las propiedades inelásticas de cada dispositivo para cada caso se muestran en la tabla 9.

Tabla 9. Propiedades inelásticas Upper y Lower

Propiedades del Aislador	LOWER	UPPER
N_{aisl}	26	26
$Q_{d\text{aisl}}$ (ton)	4.18	7.84
$K_d = K_2$ (ton/m)	61.94	100.66
Asumo $Dy' = Dy$ (m)	0.0096	0.0096
$F_y = Dy' * K_2 + Q_{d\text{aisl}}$ (ton)	4.78	8.81
K_1 (ton/m)	495.54	913.66
$1/\alpha$	0.125	0.110
Propiedades del Deslizador		
N_{desliz}	4	4
μ	0.024	0.048
$Q_{d\text{desliz}} = \mu * W$ (ton)	2.27	4.55

3.2 Tiempo Historia con propiedades Lower

Este análisis considera que los dispositivos son más flexibles en comparación con el caso nominal, es por ello que la superestructura se encuentra con menores solicitaciones de deriva, fuerza cortante y aceleraciones. El caso Lower definirá el desplazamiento total máximo DTM de la estructura como se puede ver en la tabla 11.

Tabla 10. Desplazamientos del caso Lower

Desplazamiento máximo en Y_{Lower} (m)	Registros							Promedio
	C5101	LIMA70	C7111N08	LIMA66	LIMA74	C7411	C7401	
T4	0.261	0.243	0.407	0.254	0.354	0.392	0.366	0.325
T3	0.259	0.242	0.404	0.252	0.351	0.389	0.364	0.323
T2	0.257	0.239	0.401	0.250	0.349	0.387	0.361	0.321
T1	0.253	0.236	0.396	0.248	0.345	0.382	0.357	0.317
Base de aislamiento	0.250	0.233	0.391	0.245	0.341	0.377	0.353	0.313

Tabla 11. Desplazamiento DTM del caso Lower

DTM_{Lower} (m)	Registros							Promedio
	C5101	LIMA70	C7111N08	LIMA66	LIMA74	C7411	C7401	
Desp X	0.067	0.038	0.202	0.051	0.114	0.028	0.064	0.081
Desp Y	0.250	0.233	0.328	0.245	0.296	0.306	0.329	0.284
$DTM = \sqrt{x^2 + y^2}$	0.259	0.236	0.385	0.250	0.317	0.307	0.335	0.299

En la tabla 12 se comprueba que las derivas son menores a 0.005.

Tabla 12. Derivas del caso Lower

Derivas _{lower}	Registros							Promedio
	C5101	LIMA70	C7111N08	LIMA66	LIMA74	C7411	C7401	
T4	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0010	0.0009	0.0010	0.0009
T3	0.0013	0.0013	0.0013	0.0011	0.0016	0.0014	0.0015	0.0014
T2	0.0014	0.0015	0.0017	0.0012	0.0019	0.0018	0.0019	0.0016
T1	0.0009	0.0011	0.0016	0.0011	0.0016	0.0017	0.0016	0.0014

La tabla 13 muestra la aceleración máxima de 0.14g en el último techo.

Tabla 13. Aceleraciones del caso Lower

Aceleraciones en Y Lower (g)	Registros							Promedio
	C5101	LIMA70	C7111N08	LIMA66	LIMA74	C7411	C7401	
T4	0.16	0.17	0.13	0.14	0.14	0.11	0.14	0.14
T3	0.10	0.10	0.10	0.08	0.12	0.10	0.11	0.10
T2	0.06	0.07	0.09	0.07	0.09	0.10	0.09	0.08
T1	0.08	0.10	0.09	0.07	0.09	0.10	0.10	0.09
Base de aislamiento	0.13	0.16	0.11	0.08	0.12	0.10	0.12	0.12

Tabla 14. Fuerzas del caso Lower

Fuerzas en Y _{Lower} (ton)	Registros							Promedio
	C5101	LIMA70	C7111N08	LIMA66	LIMA74	C7411	C7401	
T4	129	134	126	116	152	136	157	136
T3	226	252	212	189	268	231	264	235
T2	261	295	307	255	358	328	346	307
T1	333	356	482	354	484	514	520	435
Base de aislamiento	413	448	579	432	543	625	598	520

Este caso con propiedades mínimas origina la menor fuerza restitutiva de 2.98 % del peso y aun cumple con ser mayor al 2.5% especificado en la norma E.031 [2].

Tabla 15. Fuerza restitutiva del caso Lower

Fuerza restitutiva en Y _{Lower} (ton)	Registros							Promedio
	C5101	LIMA70	C7111N08	LIMA66	LIMA74	C7411	C7401	
F _{Dmax}	403	435	578	429	530	505	523	486
F _{0.5D}	276	275	342	282	326	277	315	299
F _{dmax} ·F _{0.5D}	127	160	236	147	204	228	208	187
(F _{dmax} ·F _{0.5D})/W	2.03%	2.55%	3.77%	2.34%	3.25%	3.64%	3.31%	2.98%

El amortiguamiento con el análisis tiempo historia tiende a ser mayor que el 12% asumido en el predimensionamiento, en este caso es 13%.

Tabla 16. Amortiguamiento del caso Lower

Propiedades Lower	Registros							Promedio
	C5101	LIMA70	C7111N08	LIMA66	LIMA74	C7411	C7401	
F _{dmax} (ton)	403	435	578	429	530	505	523	486
Q (ton)	103	107	101	107	109	104	99	104
D _{max} (m)	0.212	0.210	0.319	0.228	0.280	0.250	0.289	0.255
K _{eff} (ton/m)	1,899	2,071	1,810	1,884	1,893	2,020	1,811	1,913
ξ _{logrado}	16%	15%	11%	15%	13%	13%	12%	13%

3.3 Tiempo Historia con propiedades Upper

Este caso usa una rigidez de dispositivos mayor a la del caso nominal, en consecuencia, las solicitaciones en la superestructura son mayores.

Tabla 17. Desplazamientos de la superestructura del caso Upper

Desplazamiento máximo en Y_{Upper} (m)	Registros							Promedio
	C5101	LIMA70	C7111N08	LIMA66	LIMA74	C7411	C7401	
T4	0.213	0.202	0.243	0.279	0.222	0.227	0.308	0.242
T3	0.211	0.200	0.241	0.277	0.220	0.224	0.305	0.240
T2	0.206	0.198	0.236	0.272	0.217	0.220	0.300	0.236
T1	0.200	0.193	0.230	0.265	0.214	0.214	0.294	0.230
Base de aislamiento	0.195	0.189	0.225	0.260	0.211	0.209	0.289	0.225

La máxima deriva del caso Upper es 0.0025 en el segundo techo, ver tabla 18.

Tabla 18. Derivas del caso Upper

Derivas en Y_{Upper}	Registros							Promedio
	C5101	LIMA70	C7111N08	LIMA66	LIMA74	C7411	C7401	
T4	0.0016	0.0014	0.0014	0.0014	0.0016	0.0013	0.0013	0.0014
T3	0.0024	0.0020	0.0023	0.0021	0.0025	0.0020	0.0022	0.0022
T2	0.0024	0.0023	0.0027	0.0024	0.0028	0.0023	0.0028	0.0025
T1	0.0017	0.0017	0.0020	0.0020	0.0019	0.0018	0.0022	0.0019

La aceleración máxima promedio es 0.24 g como lo indica la tabla 19.

Tabla 19. Aceleraciones del caso Upper

Aceleraciones en Y_{Upper} (g)	Registros							Promedio
	C5101	LIMA70	C7111N08	LIMA66	LIMA74	C7411	C7401	
T4	0.29	0.26	0.23	0.26	0.26	0.22	0.19	0.24
T3	0.18	0.16	0.18	0.15	0.18	0.15	0.17	0.17
T2	0.11	0.12	0.12	0.15	0.12	0.13	0.13	0.13
T1	0.16	0.14	0.16	0.13	0.18	0.13	0.16	0.15
Base de aislamiento	0.24	0.22	0.20	0.16	0.19	0.17	0.18	0.19

Las fuerzas en X e Y de la estructura se detallan en las tablas 20 y 21.

Tabla 20. Fuerzas en Y del caso Upper

Fuerzas en Y_{Upper} (ton)	Registros							Promedio
	C5101	LIMA70	C7111N08	LIMA66	LIMA74	C7411	C7401	
T4	233	192	190	198	222	163	184	197
T3	400	371	361	350	440	300	385	372
T2	438	439	496	482	537	440	544	482
T1	504	485	590	672	643	599	699	599
Base de aislamiento	592	589	696	806	695	685	804	695

Tabla 21. Fuerzas en X del caso Upper

Fuerzas en X_{Upper} (ton)	Registros							Promedio
	C5101	LIMA70	C7111N08	LIMA66	LIMA74	C7411	C7401	
T4	238	217	210	181	192	155	190	198
T3	437	365	397	380	407	341	377	386
T2	481	485	561	545	523	474	581	521
T1	516	490	556	640	554	530	630	559
Base de aislamiento	693	611	760	837	684	715	837	734

La fuerza restitutiva se incrementa en este caso a 3.56%.

Tabla 22. Fuerza restitutiva del caso Upper

Fuerza Restitutiva en Y_{Upper} (ton)	Registros							Promedio
	C5101	LIMA70	C7111N08	LIMA66	LIMA74	C7411	C7401	
F_{Dmax}	591	573	642	736	665	671	785	666
$F_{0.5D}$	411	403	440	473	440	431	507	443
$F_{Dmax}-F_{0.5D}$	181	171	203	264	226	241	278	223
$(F_{Dmax}-F_{0.5D})/W$	2.88%	2.72%	3.23%	4.21%	3.60%	3.84%	4.44%	3.56%

El amortiguamiento de este caso será el mayor de todos y es el responsable de que los desplazamientos se reduzcan a su valor mínimo.

Tabla 23. Amortiguamiento del caso Upper

Propiedades Upper	Registros							Promedio
	C5101	LIMA70	C7111N08	LIMA66	LIMA74	C7411	C7401	
F_{Dmax} (ton)	591	573	642	736	665	671	785	666
Q (ton)	217	220	213	219	220	212	211	216
Dmax (m)	0.154	0.135	0.170	0.210	0.170	0.170	0.240	0.178
Keff (ton/m)	3,838	4,244	3,776	3,505	3,912	3,947	3,271	3,785
$\xi_{logrado}$	22%	23%	20%	18%	20%	19%	16%	20%

4. Verificaciones

A continuación, las tablas 24 y 25 verifican las fuerzas mínimas de diseño para el sistema de aislamiento y superestructura respectivamente.

Tabla 24. Cortante de diseño mínima para el sistema de aislamiento

VERIFICACIONES		
Cortante mínima de diseño para el sist. De aislamiento (V_b)	Y	X
	695 ton	734 ton
Mayor de (1) y (2):		
1) Cortante en el sist de aislamiento TH :	695 ton	734 ton
2) 80% de la cortante mínima de diseño del método estático:	646 ton	646 ton

Tabla 25. Cortante mínima de diseño para la superestructura

Corte mínima de diseño para la superestructura (V_s)	Y	X
	358 ton	358 ton
Mayor de:		
1) La cortante en la superestructura del TH	299 ton	280 ton
2) Cortante V_s del método estático	336 ton	336 ton
3) Fuerza de corte si la estructura fuera fija con periodo TM ($V_{E.030}$)	358 ton	358 ton
4) 1.5 veces la fuerza de activación del sistema de aislamiento	333 ton	333 ton

Las fuerzas cortantes del sistema de aislamiento del caso upper en el análisis modal espectral son 984 y 963 ton para las direcciones X e Y respectivamente. Para el mismo caso, las fuerzas cortantes en la base de la superestructura con factor de reducción de 2 son 383 y 375 ton en X e Y respectivamente, es decir que no es necesario aplicar un factor adicional de amplificación. Se considera R=1 para el diseño del sistema de aislamiento y R=2 para la superestructura. Del mismo modo la junta sísmica de 35 cm se obtuvo cumpliendo con los mínimos de la norma E.031 [2] indicados en la tabla 26.

Tabla 26. Desplazamiento mínimo de diseño

Desplazamiento mínimo del sistema de aislamiento =	0.309 m
mayor de:	
1) El desplazamiento obtenido por el TH como la suma vectorial de los desplazamientos ortogonales en cada instante de tiempo	0.299 m
2) El 80% del desplazamiento mínimo del método estático $0.8 \cdot DTM$	0.309 m

El análisis tiempo historia con propiedades *upper* es el que podría exigir más tracción en los dispositivos y dado que los deslizadores solo pueden trabajar a compresión, se verificó que no hubiera tracciones en estos. La tabla 27 muestra que en la combinación más crítica aun hay compresión en los deslizadores correspondientes a los links K17, K20, K34 y K35; adicionalmente se verificó que ningún aislador estará solicitado a tracción.

Tabla 27. Carga mínima en dispositivos

Link	Combinación	P (ton)
K35	A33:0.563M-CSH-CSV	-8.82
K20	A34:0.563M-CSH-CSV	-6.95
K20	A34:0.563M-CSH-CSV	-6.95
K34	A35:0.563M-CSH-CSV	-4.01
K34	A35:0.563M-CSH-CSV	-4.01
K17	A37:0.563M-CSH-CSV	-3.98
K17	A37:0.563M-CSH-CSV	-3.98
K17	A31:0.563M-CSH-CSV	-0.41
K17	A31:0.563M-CSH-CSV	-0.41

Finalmente se asignaron los momentos P- delta en cada aislador, estos consideran el momento adicional que se genera cuando el edificio se desplaza. En el anexo 5 se pueden encontrar los momentos de cada dispositivo.

ANEXO 5: FACTORES SRSS



FACTORES SRSS

Se aplicaron factores SRSS para hacer que los espectros de los 7 registros elegidos cumplan con los requerimientos de la norma E.031. La tabla 1.1 muestra los factores para cada registro en ambas direcciones. La figura 1.1 muestra los espectros de cada registro.

Tabla 1.1. Factores SRSS para cada registro

	factor srss	Factor para el modelo
C5101N08	0.950	13.97925
C5101N82	0.500	7.3575
LIMA 70EW	0.960	14.1264
LIMA 70NS	0.520	7.6518
C7111N08	0.950	13.97925
C7111N82	0.520	7.6518
LIMA 66EW	0.930	13.68495
LIMA 66NS	0.500	7.3575
LIMA 74EW	0.950	13.97925
LIMA 74NS	0.550	8.09325
C7411N08	0.950	13.97925
C7411N82	0.500	7.3575
C7401N08	0.950	13.97925
C7401N82	0.500	7.3575

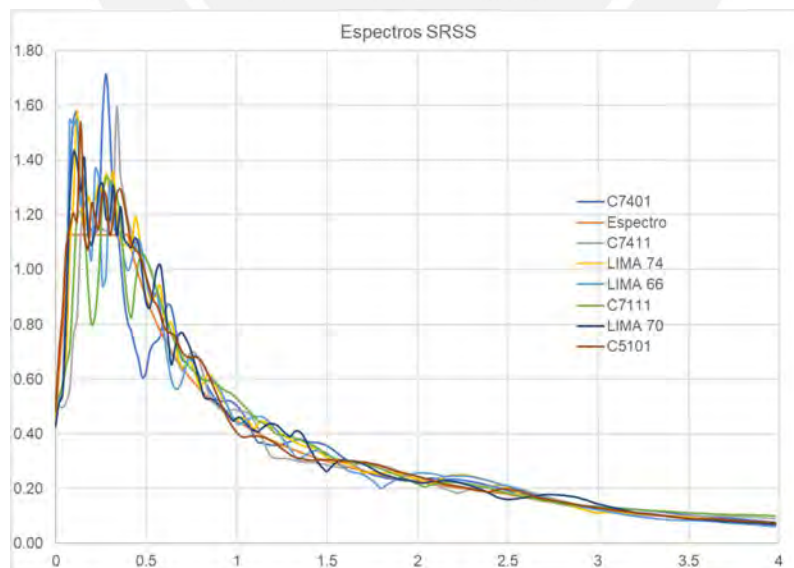
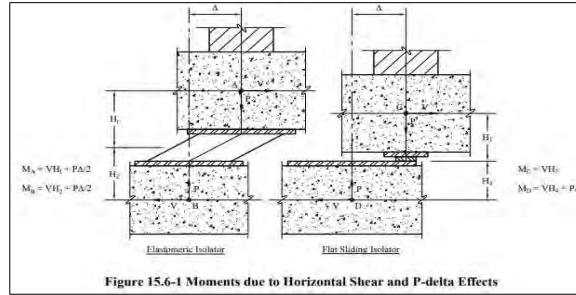


Figura 1.1. Espectros SRSS

ANEXO 6: MOMENTOS P-DELTA



ANEXO 6: MOMENTOS P-DELTA



* Se está tomando DTM para todos por igual
 DTM = 0.309
 KeffUB = 125.15 ton/m

LINK	DTM_Upperbound (m)	Keff UB (ton/m)	V_UB (ton)	Pmax_MCE UB (ton)	H_aislador (m)	H_capitel (m)	H_pedestal (m)	H1 (m)	H2 (m)	MA (ton.m)	MB (ton.m)
K2	0.31	125.15	39.24	258.16	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	73.37	73.37
K3	0.31	125.15	39.25	256.70	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	73.15	73.15
K4	0.31	125.15	39.24	257.21	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	73.23	73.23
K5	0.31	125.15	39.25	259.75	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	73.62	73.62
K7	0.31	125.15	38.18	258.65	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	72.55	72.55
K8	0.31	125.15	37.94	401.81	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	94.53	94.53
K9	0.31	125.15	37.93	399.66	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	94.19	94.19
K10	0.31	125.15	37.93	399.74	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	94.20	94.20
K11	0.31	125.15	38.16	401.81	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	94.71	94.71
K12	0.31	125.15	40.29	258.65	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	74.34	74.34
K13	0.31	125.15	38.19	256.37	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	72.20	72.20
K15	0.31	125.15	37.21	393.24	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	92.58	92.58
K16	0.31	125.15	37.20	393.24	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	92.57	92.57
K17	0.31	125.15	4.57	161.94	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	54.09	3.89
K18	0.31	125.15	40.29	256.37	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	73.98	73.98
K19	0.31	125.15	38.19	257.64	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	72.40	72.40
K20	0.31	125.15	4.46	161.48	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	53.85	3.79
K21	0.31	125.15	37.10	399.66	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	93.48	93.48
K22	0.31	125.15	37.10	399.74	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	93.49	93.49
K23	0.31	125.15	38.14	399.52	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	94.34	94.34
K24	0.31	125.15	40.30	257.64	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	74.19	74.19
K26	0.31	125.15	37.62	258.16	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	71.99	71.99
K27	0.31	125.15	37.62	256.70	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	71.77	71.77
K28	0.31	125.15	37.62	257.21	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	71.85	71.85
K29	0.31	125.15	37.97	259.75	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	72.54	72.54
K31	0.31	125.15	37.22	399.52	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	93.56	93.56
K32	0.31	125.15	37.11	401.86	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	93.83	93.83
K33	0.31	125.15	38.17	401.86	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	94.73	94.73
K34	0.31	125.15	4.56	161.94	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	54.08	3.88
K35	0.31	125.15	4.32	161.61	0.50	1.20	1.20	0.85	0.85	53.77	3.68

