

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL PERÚ**

Escuela de Posgrado



**EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE
ESTRUCTURAS APORTICADAS PARAMÉTRICAS DE
CONCRETO ARMADO CON IRREGULARIDAD VERTICAL
DE PISO BLANDO**

Tesis para obtener el grado académico de Maestro en Ingeniería Civil
con mención en Estructuras Sismorresistentes que presenta:

Ed Renzo Castillo Leon

Asesor:

Dr. Victor Ivan Fernandez-Davila Gonzales

Lima, 2024

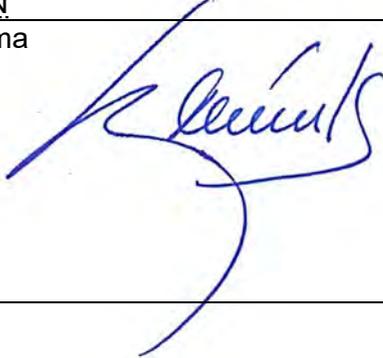
Informe de Similitud

Yo, Víctor Iván Fernández Dávila Gonzales, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada **EVALUACION DE LA RESPUESTA SISMICA NO LINEAL DE ESTRUCTURAS APORTICADAS PARAMETRICAS DE CONCRETO ARMADO CON IRREGULARIDAD VERTICAL DE PISO BLANDO**, de el autor Ed Renzo Castillo León, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 10%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 25/03/2024.
- El mencionado documento señala que no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:

Lima, 8 de Abril de 2024.

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: FERNANDEZ DAVILA GONZALES, VICTOR IVAN	
DNI: 06303702	Firma 
ORCID: 0000-0002-1333-8989	

DEDICATORIA



*A mis padres, por la motivación constante
por hacer de mi persona cada día mejor*

*A Yesenia Lupaca, por haber estado a mi lado
durante toda mi etapa de posgrado sin dudar que lograría mi meta.*

AGRADECIMIENTOS



A mi asesor Victor Fernández-Dávila, por el tiempo que brindó para apoyar el desarrollo de este trabajo de tesis.

A Aymar Portillo, por su apoyo constante durante mi estancia en la escuela de posgrado donde compartió sus experiencias y conocimientos.

RESUMEN

La irregularidad estructural de piso blando o de rigidez representa un riesgo para la integridad de las estructuras debido a que puede ocasionar el colapso parcial o total de las edificaciones. La presencia de este fenómeno en las construcciones se ha vuelto cada vez más común debido a la demanda arquitectónica como estacionamientos y halls en el primer nivel, inclusión de ambientes de doble altura, entre otros. En consecuencia, el estudio del comportamiento de estructuras con piso blando es relevante para la evaluación, rehabilitación, diseño de edificaciones, de manera que se logre estimar la respuesta de la edificación ante eventos sísmicos severos.

La presente investigación tiene por finalidad analizar la respuesta sísmica no lineal de un conjunto de edificaciones de cinco y diez niveles que presenten la irregularidad de piso blando en distintos grados. Los casos de estudio se han generado a partir de la definición de un grupo de parámetros que caracterizan a cada modelotales como la frecuencia de vibración desacoplada de la estructura, la relación de rigideces traslacionales, el grado de acoplamiento torsional, la excentricidad de rigidez normalizada y la razón de rigideces torsionales. Además, se incluye la relación de altura entre el primer nivel y el típico, como parámetro que genera la irregularidad de piso blando en los modelos. Este método de análisis permite determinar la respuesta sísmica de un conjunto de edificaciones con características únicas a fin de evaluar la influencia de cada parámetro en la respuesta de interés global y local. En los modelos estructurales se idealizó la losa de entrepiso como diafragma rígido en su plano y se consideró en el centro de masa (CM) de cada nivel junto a tres grados de libertad: dos desplazamientos traslacionales y una rotación en planta. Principalmente, se investiga el efecto de la torsión en planta en combinación con la irregularidad vertical de piso blando, debido a que es una situación frecuente y real en el diseño de edificaciones.

La respuesta sísmica de los modelos estructurales se obtuvieron mediante un análisis no-lineal tiempo historia. Este método de análisis dinámico permite estudiar el comportamiento de la estructura en el régimen inelástico y considera la pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales que la componen. Se emplearon siete pares de registros peruanos de aceleraciones sísmicos para el análisis. Las respuestas de locales máximas de interés que se elegieron son la demanda de ductilidad de rotación y la fuerza cortante en columnas del primer nivel, mientras que las respuestas globales máximas elegidas fueron los desplazamientos traslacionales y rotacionales por nivel y las derivas de entrepiso. Este estudio concluye que el incremento de altura en el primer nivel en combinación con la excentricidad produce un aumento significativo en la demanda de ductilidad de rotación en las columnas del primer nivel mientras que en las derivas el efecto de la excentricidad de rigidez es atenuado por el efecto de piso blando donde este último concentra el desplazamiento lateral en el entrepiso de menor rigidez y la excentricidad de rigidez en los niveles intermedios y superiores.

ABSTRACT

The structural irregularity stemming from soft or stiffness poses a formidable threat to the structural integrity of buildings, potentially resulting in partial or complete collapse. The growing prevalence of this phenomenon in contemporary constructions can be attributed to architectural demands, such as the integration of ground-level parking, expansive halls, and the incorporation of double-height spaces. Consequently, an in-depth examination of structures featuring soft floors is imperative for the comprehensive assessment, rehabilitation, and design of buildings, facilitating a nuanced understanding of their responses to seismic events of substantial magnitude.

This research endeavors to undertake a meticulous analysis of the nonlinear seismic response exhibited by a series of five- and ten-story buildings characterized by varying degrees of soft floor irregularity. The selection of case studies has been methodically determined through the definition of key parameters, including the decoupled vibration frequency of the structure, translational stiffness ratio, degree of torsional coupling, normalized stiffness eccentricity, and torsional stiffness ratio. Notably, the height ratio between the first and typical levels is incorporated as a parameter inducing soft floor irregularity in the models. This analytical approach enables a nuanced exploration of the seismic response of a cohort of buildings, each distinguished by unique characteristics, thereby facilitating an assessment of the individual influence of these parameters on both global and local responses of interest.

In the structural models, the floor slab is conceptualized as a rigid diaphragm within its plane, with the center of mass (CM) of each level considered, encompassing two translational displacements and a planar rotation. The primary focus of this study lies in the investigation of the impact of planar torsion, particularly in conjunction with vertical soft floor irregularity, a prevalent and realistic consideration in contemporary building design.

The seismic response of the structural models is extracted through a rigorous nonlinear time-history analysis, a dynamic method that illuminates the structure's behavior within the inelastic range. This approach accounts for the consequential loss of both stiffness and strength in the structural elements over the course of seismic events. The analysis draws upon seven pairs of Peruvian seismic acceleration records to ensure a robust examination. The designated maximum local responses of interest encompass the rotation ductility demand and shear force in first-story columns, while the chosen maximum global responses encompass translational and rotational displacements per level and inter-story drifts.

This comprehensive study concludes that the augmentation of height at the first level, coupled with eccentricity, precipitates a noteworthy escalation in the rotation ductility demand within first-story columns. Simultaneously, in the context of drifts, the influence of stiffness eccentricity is mitigated by the soft floor effect, wherein the latter concentrates lateral displacement in the less rigid intermediate floor and stiffness eccentricity in the intermediate and upper levels.

Índice General

Dedicatoria	i
Agradecimientos	ii
Resumen	iii
Abstract	iv
Índice General	v
Índice de Figuras	viii
Índice de Tablas	xiii
1 Introducción	1
1.1 Justificación	1
1.2 Objetivos	2
1.2.1 Obejtivo general	2
1.2.2 Obejtivos específicos	2
1.3 Alcance	2
1.4 Limitaciones	3
2 Estado del arte	4
2.1 Irregularidad en planta	4
2.2 Fenómeno de piso blando en edificaciones	6
2.3 Análisis paramétrico en estructuras	9
2.4 Análisis matricial de estructuras	10
2.5 Análisis no lineal de estructuras	11
3 Aspectos normativos de la irregularidad de piso blando	13
3.1 Descripción de la irregularidad de piso blando en códigos sísmicos	13
3.2 Comparativa entre códigos de diseño sísmico	14
4 Metodología	17
4.1 Modelo paramétrico	18
4.1.1 Parámetros objetivo del estudio	19
4.1.2 Planta estructural y constantes en los modelos	22
4.1.3 Ecuaciones de relación entre parámetros y variables	25
4.1.4 Valores objetivo e influencia de los parámetros en la planta estructural . .	29
4.2 Modelos tridimensionales	33
4.2.1 Nomenclatura de los casos de estudio	33
4.2.2 Construcción de los modelos estructurales	34
4.2.3 Validación de los modelos en Opensees	39
4.2.4 Resultados del análisis modal	41

4.3	Diseño y análisis de los casos de estudio	44
4.3.1	Diseño de elementos de concreto armado	44
a	Análisis dinámico	44
b	Análisis de irregularidades	52
c	Diseño del refuerzo en vigas y columnas	55
c.1	Procedimiento para el diseño de vigas	55
c.2	Procedimiento para el diseño de columnas	56
4.3.2	Propiedades no lineales de los materiales	62
a	Modelo constitutivo del acero	62
b	Modelo constitutivo del concreto	62
c	Elementos no lineales	63
4.3.3	Análisis no lineal tiempo-historia	64
a	Registros sísmicos	65
b	Análisis dinámico	70
5	Discusión de resultados	74
5.1	Resultados de derivas de entrepiso	75
5.1.1	Modelos de cinco niveles	75
5.1.2	Modelos de diez niveles	80
5.2	Relación de derivas respecto al modelo regular en altura	85
5.2.1	Modelos de cinco niveles	85
5.2.2	Modelos de diez niveles	90
5.3	Desplazamiento máximo en los modelos	95
5.3.1	Modelos de cinco niveles	95
5.3.2	Modelos de diez niveles	96
5.4	Relación del desplazamiento por nivel respecto al modelo de altura constante	97
5.4.1	Modelos de cinco niveles	97
5.4.2	Modelos de diez niveles	100
5.5	Porcentaje de desplazamiento en el primer nivel	102
5.5.1	Modelos de cinco niveles	102
5.5.2	Modelos de diez niveles	103
5.6	Porcentaje de desplazamiento relativo por nivel en las edificaciones	104
5.6.1	Modelos de cinco niveles	104
5.6.2	Modelos de diez niveles	105
5.7	Efecto de la excentricidad estática normalizada	106
5.7.1	Modelos de cinco niveles	106
5.7.2	Modelos de diez niveles	109
5.8	Fuerza cortante en columnas del primer nivel	112
5.8.1	Modelo de cinco niveles	112
5.8.2	Modelo de diez niveles	112
5.9	Ductilidad de rotación demandada en columnas del primer nivel	117
5.9.1	Modelo de cinco niveles	117
5.9.2	Modelo de diez niveles	117

5.10	Influencia de la excentricidad en la ductilidad de rotación demandada	122
6	Conclusiones y recomendaciones finales	124
6.1	Conclusiones	124
6.2	Recomendaciones	125
7	Referencias	126
A	APENDICES	132
A.1	Rigidez lateral del pórtico patrón	132
A.2	Modelo pseudotridimensional de la clase especial de edificios	135
A.3	Excentricidad estática	137
A.4	Transformación de coordenadas al centro de rigidez	139
A.5	Restricción de valores en parámetros objetivo	141
A.6	Efecto de piso blando a nivel de marcos	143
A.7	Ejemplo de resultados del análisis NLTHA	147
B	ANEXOS	156
B.1	Resultados del análisis paramétrico en modelos de 5 niveles	156
B.2	Resultados de dimensiones en modelos de 10 niveles	160
B.3	Resultados de fuerza cortante en columnas del primer nivel para cinco niveles . . .	164
B.4	Resultados de ductilidad demandada en columnas del primer nivel para cinco niveles	176
B.5	Resultados de fuerza cortante en columnas del primer nivel para diez niveles . . .	188
B.6	Resultados de ductilidad demandada en columnas del primer nivel para diez niveles	200

Índice de Figuras

Figura 2.1	Irregularidad debido a la forma de la planta estructural. Adaptado de Kumar et al. (2021)	4
Figura 2.2	Modelos empleados en el estudio del efecto de la relación de aspecto en edificaciones desarrollado por Manoukas y Athanatopoulou (2022)	5
Figura 2.3	Efecto de vibración torsional en edificaciones. Adaptado de Sherif Mehana et al. (2019)	5
Figura 2.4	Definición de rigidez estructural. Adaptado de Riddel y Vasquez (1983)	6
Figura 2.5	Efecto de piso blando en edificaciones. Adaptado de Singh y Rawat (2023)	7
Figura 2.6	Tipos de irregularidad comunes de piso blando en edificaciones.	8
Figura 2.7	Planta estructural del análisis paramétrico realizado por Lopez y Fernandez-Davila (2018)	9
Figura 2.8	Tipos de elementos estructurales y sus grados de libertad asociados. Adaptado de Hejal y Chopra (1989)	10
Figura 2.9	Curvas de esfuerzo deformación del concreto y el acero.	11
Figura 2.10	Esquema del punto de desempeño en un análisis pushover. Adaptado de Ahiwale y R Khartode (2020)	11
Figura 2.11	Análisis no lineal tiempo historia. Adaptado de Liu et al. (2020)	12
Figura 3.1	Irregularidad de piso blando. Adaptado de Muñoz Peláez (2020)	13
Figura 3.2	Esquema del cálculo de rigidez lateral de entrepiso. Adaptado de Muñoz Peláez (2020)	14
Figura 3.3	Respuesta elástica e inelástica en edificaciones	14
Figura 4.1	Esquema de la planta estructural de estudio	23
Figura 4.2	Pórtico patron de "n" niveles	24
Figura 4.3	Esquema de relación entre parámetros y resultados de dimensiones	28
Figura 4.4	Efecto del grado de acoplamiento torsional	29
Figura 4.5	Efecto de la razón de rigideces torsionales	30
Figura 4.6	Efecto de la excentricidad estática normalizada	30
Figura 4.7	Efecto de la razón de altura del primer nivel respecto al típico	31
Figura 4.8	Definición de la nomenclatura para los modelos estructurales.	33
Figura 4.9	Ejemplo de sentencias de código en Opensees.	34
Figura 4.10	Diagrama de flujo de los modelos en Opensees.	35
Figura 4.11	Diagrama de flujo para el análisis estructural y el post-proceso.	35
Figura 4.12	Esquema de la planta estructural para el modelo 5-221113.	35
Figura 4.13	Esquema en planta de las dimensiones de vigas y columnas para el modelo 5-221113.	36
Figura 4.14	Esquema de la variación del parámetro η en los modelos estructurales.	36
Figura 4.15	Vista de las seis geometrías de los modelos estructurales para cinco niveles.	37
Figura 4.16	Isometrías de los modelos tridimensionales.	38
Figura 4.17	Planta de modelo 5-111111 elaborado en <i>ETABS</i>	39
Figura 4.18	Comparación de resultados entre programas de cálculo estructural	41
Figura 4.19	Zonificación sísmica del Perú. Adaptado de MVCS (2018)	45

Figura 4.20 Mapa de tipos de suelo en la ciudad de Lima. Adaptado de CISMID (2016)	46
Figura 4.21 Derivas de los modelos de cinco niveles $T_y = 0.2$.	48
Figura 4.22 Derivas de los modelos de cinco niveles $T_y = 0.3$.	49
Figura 4.23 Derivas de los modelos de diez niveles $T_y = 0.3$.	50
Figura 4.24 Derivas de los modelos de diez niveles $T_y = 0.4$.	51
Figura 4.25 Distribución de irregularidades en los modelos de 5 niveles	52
Figura 4.26 Estadística de irregularidad en los modelos de 5 niveles	53
Figura 4.27 Distribución de irregularidades en los modelos de 10 niveles	53
Figura 4.28 Estadística de irregularidad en los modelos de 10 niveles	53
Figura 4.29 Análisis de fuerzas y deformaciones para construir el diagrama de interacción de una columna.	57
Figura 4.30 Diagrama de flujo del diseño de vigas.	58
Figura 4.31 Diagrama de flujo del diseño de columnas.	59
Figura 4.32 Diagrama de momento suministrado y combinaciones de carga en viga.	60
Figura 4.33 Sección resultante del diseño para vigas de concreto armado.	60
Figura 4.34 Diagrama de interacción y combinaciones de carga en columna.	61
Figura 4.35 Sección resultante del diseño para columnas de concreto armado.	61
Figura 4.36 Curvas de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.	62
Figura 4.37 Modelo constitutivo del concreto propuesto por B. D. Scott et al. (1982)	63
Figura 4.38 Curvas de esfuerzo-deformación del concreto.	63
Figura 4.39 Esquema del elemento con rótulas plásticas en los extremos (M. H. Scott y Fenves, 2006)	64
Figura 4.40 Distribución de materiales para las secciones tipo fibra de concreto armado	64
Figura 4.41 Acelerograma de Lima 1966	66
Figura 4.42 Acelerograma de Huaraz 1970	66
Figura 4.43 Acelerograma de Lima 1974	66
Figura 4.44 Acelerograma de Arequipa 2001	67
Figura 4.45 Acelerograma de Ica 2007	67
Figura 4.46 Acelerograma de Cañete 2007	67
Figura 4.47 Acelerograma de Sullana 2021	68
Figura 4.48 Espectros de respuesta en escala aritmética	69
Figura 4.49 Estadísticas de los espectros de respuesta	69
Figura 4.50 Amortiguamiento clásico para los modos de vibración en edificaciones de cinco niveles	71
Figura 4.51 Numeración del algoritmo propuesto por Cuthill y McKee (1969)	72
Figura 4.52 Metodo de integración de Newmark. Adaptado de Chopra (2012)	72
Figura 5.1 Derivas de entrepiso de modelos de cinco niveles $T_y = 0.2$ y $\Omega_\theta = 0.75$.	76
Figura 5.2 Derivas de entrepiso de modelos de cinco niveles $T_y = 0.2$ y $\Omega_\theta = 1.00$.	77
Figura 5.3 Derivas de entrepiso de modelos de cinco niveles $T_y = 0.3$ y $\Omega_\theta = 0.75$.	78
Figura 5.4 Derivas de entrepiso de modelos de cinco niveles $T_y = 0.3$ y $\Omega_\theta = 1.00$.	79
Figura 5.5 Derivas de entrepiso de modelos de diez niveles $T_y = 0.3$ y $\Omega_\theta = 0.75$.	81
Figura 5.6 Derivas de entrepiso de modelos de diez niveles $T_y = 0.3$ y $\Omega_\theta = 1.00$.	82

Figura 5.7	Derivas de entrepiso de modelos de diez niveles $T_y = 0.4$ y $\Omega_\theta = 0.75$. .	83
Figura 5.8	Derivas de entrepiso de modelos de diez niveles $T_y = 0.4$ y $\Omega_\theta = 1.00$. .	84
Figura 5.9	Relación de derivas máximas para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para cinco niveles ($T_y = 0.2$)	86
Figura 5.10	Relación de derivas mínimas para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para cinco niveles ($T_y = 0.3$)	87
Figura 5.11	Relación de derivas mínimas para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para cinco niveles ($T_y = 0.2$)	88
Figura 5.12	Relación de derivas mínimas para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para cinco niveles ($T_y = 0.3$)	89
Figura 5.13	Relación de derivas máximas para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para diez niveles ($T_y = 0.3$)	91
Figura 5.14	Relación de derivas máximas para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para diez niveles ($T_y = 0.4$)	92
Figura 5.15	Relación de derivas mínimas para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para diez niveles ($T_y = 0.3$)	93
Figura 5.16	Relación de derivas mínimas para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para diez niveles ($T_y = 0.4$)	94
Figura 5.17	Desplazamiento máximo en los modelos para cinco niveles	95
Figura 5.18	Desplazamiento máximo en los modelos para diez niveles	96
Figura 5.19	Relación del desplazamiento para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para cinco niveles ($T_y = 0.2$)	98
Figura 5.20	Relación del desplazamiento para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para cinco niveles ($T_y = 0.3$)	99
Figura 5.21	Relación del desplazamiento para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para diez niveles ($T_y = 0.3$)	100
Figura 5.22	Relación del desplazamiento para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para diez niveles ($T_y = 0.4$)	101
Figura 5.23	Porcentaje de desplazamiento en el primer nivel para cinco niveles	102
Figura 5.24	Porcentaje de desplazamiento en el primer nivel para diez niveles	103
Figura 5.25	Distribución de desplazamiento relativo por nivel para cinco niveles	104
Figura 5.26	Distribución de desplazamiento por nivel para diez niveles	105
Figura 5.27	Relación de derivas respecto al modelo excentricidad $e/r = 0.25$ para $\eta = var.$ en modelos de cinco niveles $T_y = 0.2$	107
Figura 5.28	Relación de derivas respecto al modelo excentricidad $e/r = 0.25$ para $\eta = var.$ en modelos de cinco niveles $T_y = 0.3$	108
Figura 5.29	Relación de derivas respecto al modelo excentricidad $e/r = 0.25$ para $\eta = var.$ en modelos de diez niveles $T_y = 0.3$	110
Figura 5.30	Relación de derivas respecto al modelo excentricidad $e/r = 0.25$ para $\eta = var.$ en modelos de diez niveles $T_y = 0.4$	111
Figura 5.31	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.2$, $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 0.75$	113
Figura 5.32	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 0.75$	114

Figura 5.33 Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.75, \Omega_\theta = 0.75$	115
Figura 5.34 Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.4, e/r = 0.75, \Omega_\theta = 0.75$	116
Figura 5.35 Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.2, e/r = 0.75, \Omega_\theta = 0.75$	118
Figura 5.36 Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.75, \Omega_\theta = 0.75$	119
Figura 5.37 Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.75, \Omega_\theta = 0.75$	120
Figura 5.38 Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.4, e/r = 0.75, \Omega_\theta = 0.75$	121
Figura 5.39 Influencia de la excentricidad en la ductilidad de rotación máxima en columnas del primer nivel (5 niveles)	122
Figura 5.40 Influencia de la excentricidad en la ductilidad de rotación máxima en columnas del primer nivel (10 niveles)	123
Figura A.1 Elevación del pórtico patrón de dos ejes y un vano de n niveles	132
Figura A.2 Sistema de grados de libertad local de los elementos frame	132
Figura A.3 Grados de libertad del pórtico patrón de n niveles	133
Figura A.4 Planta de análisis para la clase especial de edificaciones	135
Figura A.5 Transformación coordenadas del centro de masa al centro de rigidez	139
Figura A.6 Pórtico de cinco niveles sometido a cargas laterales	143
Figura A.7 Derivas para $\rho = 0.01$	144
Figura A.8 Derivas para $\rho = 0.125$	145
Figura A.9 Derivas para $\rho = 0.5$	145
Figura A.10 Derivas para $\rho = 2.0$	145
Figura A.11 Derivas para $\rho = 10.0$	146
Figura A.12 Modelos seleccionados para la presentación de resultados	147
Figura A.13 Gráfico Desplazamiento vs Fuerza cortante basal	148
Figura A.14 Historia de desplazamientos de azotea máximos	148
Figura A.15 Historia de derivas por nivel	149
Figura A.16 Diagrama Momento Curvatura columnas 1 a 4	149
Figura A.17 Diagrama Momento Curvatura columnas 5 a 8	150
Figura A.18 Diagrama Momento Curvatura columnas 9 a 12	150
Figura A.19 Diagrama Momento Curvatura columnas 13 a 16	151
Figura A.20 Gráfico Desplazamiento vs Fuerza cortante basal	152
Figura A.21 Historia de desplazamientos de azotea máximos	152
Figura A.22 Historia de derivas por nivel	153
Figura A.23 Diagrama Momento Curvatura columnas 1 a 4	153
Figura A.24 Diagrama Momento Curvatura columnas 5 a 8	154
Figura A.25 Diagrama Momento Curvatura columnas 9 a 12	154
Figura A.26 Diagrama Momento Curvatura columnas 13 a 16	155
Figura B.1 Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.2, e/r = 0.25, \Omega_\theta = 0.75$	164
Figura B.2 Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.2, e/r = 0.25, \Omega_\theta = 1.00$	165

Figura B.3	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.2, e/r = 0.50, \Omega_\theta = 0.75$	166
Figura B.4	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.2, e/r = 0.50, \Omega_\theta = 1.00$	167
Figura B.5	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.2, e/r = 0.75, \Omega_\theta = 0.75$	168
Figura B.6	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.2, e/r = 0.75, \Omega_\theta = 1.00$	169
Figura B.7	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.25, \Omega_\theta = 0.75$	170
Figura B.8	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.25, \Omega_\theta = 1.00$	171
Figura B.9	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.50, \Omega_\theta = 0.75$	172
Figura B.10	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.50, \Omega_\theta = 1.00$	173
Figura B.11	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.75, \Omega_\theta = 0.75$	174
Figura B.12	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.75, \Omega_\theta = 1.00$	175
Figura B.13	Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.2, e/r = 0.25,$ $\Omega_\theta = 0.75$	176
Figura B.14	Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.2, e/r = 0.25,$ $\Omega_\theta = 1.00$	177
Figura B.15	Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.2, e/r = 0.50,$ $\Omega_\theta = 0.75$	178
Figura B.16	Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.2, e/r = 0.50,$ $\Omega_\theta = 1.00$	179
Figura B.17	Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.2, e/r = 0.75,$ $\Omega_\theta = 0.75$	180
Figura B.18	Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.2, e/r = 0.75,$ $\Omega_\theta = 1.00$	181
Figura B.19	Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.25,$ $\Omega_\theta = 0.75$	182
Figura B.20	Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.25,$ $\Omega_\theta = 1.00$	183
Figura B.21	Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.50,$ $\Omega_\theta = 0.75$	184
Figura B.22	Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.50,$ $\Omega_\theta = 1.00$	185
Figura B.23	Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.75,$ $\Omega_\theta = 0.75$	186
Figura B.24	Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.75,$ $\Omega_\theta = 1.00$	187
Figura B.25	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.25, \Omega_\theta = 0.75$	188
Figura B.26	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.25, \Omega_\theta = 1.00$	189
Figura B.27	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.50, \Omega_\theta = 0.75$	190
Figura B.28	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.50, \Omega_\theta = 1.00$	191
Figura B.29	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.75, \Omega_\theta = 0.75$	192
Figura B.30	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.75, \Omega_\theta = 1.00$	193
Figura B.31	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.4, e/r = 0.25, \Omega_\theta = 0.75$	194
Figura B.32	Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.4, e/r = 0.25, \Omega_\theta = 1.00$	195

Figura B.33 Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.4, e/r = 0.50, \Omega_\theta = 0.75$	196
Figura B.34 Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.4, e/r = 0.50, \Omega_\theta = 1.00$	197
Figura B.35 Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.4, e/r = 0.75, \Omega_\theta = 0.75$	198
Figura B.36 Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.4, e/r = 0.75, \Omega_\theta = 1.00$	199
Figura B.37 Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.25,$ $\Omega_\theta = 0.75$	200
Figura B.38 Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.25,$ $\Omega_\theta = 1.00$	201
Figura B.39 Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.50,$ $\Omega_\theta = 0.75$	202
Figura B.40 Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.50,$ $\Omega_\theta = 1.00$	203
Figura B.41 Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.75,$ $\Omega_\theta = 0.75$	204
Figura B.42 Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3, e/r = 0.75,$ $\Omega_\theta = 1.00$	205
Figura B.43 Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.4, e/r = 0.25,$ $\Omega_\theta = 0.75$	206
Figura B.44 Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.4, e/r = 0.25,$ $\Omega_\theta = 1.00$	207
Figura B.45 Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.4, e/r = 0.50,$ $\Omega_\theta = 0.75$	208
Figura B.46 Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.4, e/r = 0.50,$ $\Omega_\theta = 1.00$	209
Figura B.47 Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.4, e/r = 0.75,$ $\Omega_\theta = 0.75$	210
Figura B.48 Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.4, e/r = 0.75,$ $\Omega_\theta = 1.00$	211

Índice de Tablas

Tabla 3.1 Recopilación de irregularidad de rigidez en códigos sísmicos	15
Tabla 4.2 Parámetros objetivo para modelos de cinco niveles	32
Tabla 4.3 Parámetros objetivo para modelos de diez niveles	33
Tabla 4.4 Comparativa entre desplazamientos laterales del centro de masa	39
Tabla 4.5 Comparativa entre derivas del centro de masa	40
Tabla 4.6 Comparativa entre primeros modos de vibración	40
Tabla 4.7 Comparativa fuerzas internas de viga del primer nivel	40
Tabla 4.8 Comparativa fuerzas internas de columna del primer nivel	40
Tabla 4.9 Periodo fundamental de vibración acoplado en la dirección Y-Y para 5 niveles	42
Tabla 4.10 Periodo de vibración acoplado promedio en la dirección Y-Y para 5 niveles	42
Tabla 4.11 Periodo de vibración acoplado en la dirección Y-Y para 10 niveles	43
Tabla 4.12 Periodo de vibración acoplado promedio en la dirección Y-Y para 10 niveles	43

Tabla 4.13	Factores de Reducción según irregularidad	54
Tabla 4.14	Factor de Reducción R para cada modelo de 5 niveles	54
Tabla 4.15	Factor de Reducción R para cada modelo de 10 niveles	55
Tabla 4.16	Datos de los registros sísmicos seleccionados	65
Tabla 4.17	Aceleración máxima en la base y factor de escala de los registros	68
Tabla 5.18	Escala de colores	112
Tabla B.1	Datos de las variables y dimensiones en los modelos de 5 niveles	156
Tabla B.2	Resultados de secciones para columnas y vigas de las líneas resistentes en 5 niveles	158
Tabla B.3	Datos de las variables y dimensiones en los modelos de 10 niveles	160
Tabla B.4	Resultados de secciones para columnas y vigas de las líneas resistentes en 10 niveles	162



1 Introducción

La irregularidad en edificaciones genera complejidad en el diseño estructural, afectando la respuesta de la estructura (Bhatta y Singh, 2020). La respuesta sísmica de edificaciones irregulares se ve afectada por efectos torsionales, distribución de masa, deficiencia de rigidez o ductilidad en la estructura (Ghimire y Chaulagain, 2021). Un tipo de irregularidad en altura es la denominada piso blando, en la cual se presenta un entrepiso de menor rigidez respecto al resto de niveles. Este déficit de rigidez es usualmente generado al incrementar la altura de un entrepiso respecto al típico o la exclusión de muros de relleno en un nivel. Durante el proceso de estructuración no es posible evitar este tipo de irregularidad debido a la intención de utilizar el primer nivel como estacionamientos. Otros motivos son los denominados pisos de doble altura utilizados en niveles intermedios y edificaciones donde los muros a partir del primer nivel se encuentran adosados a las columnas lo que incrementa su rigidez (Setia y Sharma, 2012). El problema estructural de este tipo de edificios es la gran deformación que absorben los elementos estructurales del entrepiso blando, lo que consecuentemente excede la capacidad de diseño generando fallas frágiles. Estudios previos han analizado este fenómeno en edificios de concreto aperticados de múltiples niveles y con muros de relleno (Seng Goh y Pan, 2014). Estos antecedentes muestran que la respuesta general de la estructura no solo depende de esta irregularidad en altura, sino también de las características en planta o el tipo de sistema estructural. Esta investigación plantea estudiar la respuesta combinada del efecto de piso blando y la torsión debido a la irregularidad en planta.

Los modelos estructurales presentan un sistema aperticado de concreto armado de cinco y diez niveles. Estos son generados mediante un análisis paramétrico que consiste en establecer la geometría de la edificación a fin de obtener parámetros objetivo. De esta manera, se obtiene una familia de modelos con características únicas. La irregularidad de piso blando se ha incluido en los modelos mediante el incremento de la altura del primer nivel respecto al típico, y la torsión se incluye al establecer diferentes grados de excentricidad. La ventaja de este método es estudiar un mayor conjunto de modelos, de los cuales se puede establecer tendencias en función de los parámetros establecidos para cada modelo.

Se estudia los aspectos normativos de la irregularidad de piso blando en diversos códigos de diseño sísmico en comparación con la normativa peruana. El análisis no lineal tiempo historia se emplea en los modelos estructurales considerando registros sísmicos escalados, a partir del cual se obtienen las respuestas de interés globales y locales de las estructuras. Se estudia la influencia de la excentricidad, razón de rigidez torsional y el incremento de altura del primer nivel en las respuestas de las edificaciones, las cuales comprenden los desplazamientos, derivas, ductilidad y fuerzas en los elementos verticales.

1.1 Justificación

En el desarrollo de proyectos inmobiliarios, la irregularidad en altura de piso blando se presenta con frecuencia en edificaciones modernas debido a factores como: requerimiento de estacionamientos, demanda arquitectónica, uso comercial, entre otros (Apostolska et al., 2016). Las edificaciones con irregularidad de piso blando han demostrado ser susceptibles a fallas frágiles durante eventos sísmicos. Esto se ha evidenciado recientes eventos sísmicos, donde edificios

con irregularidad de piso blando han colapsado mostrando el riesgo y potencial peligro de este fenómeno estructural (Nirkhe et al., 2016). El fenómeno de piso blando genera una concentración de deformación inelástica en el entrepiso con menor rigidez, lo que aumenta la demanda de ductilidad y excede la capacidad de diseño de los elementos estructurales hasta el colapso. El análisis sísmico establecido por los reglamentos en su mayoría corresponde a un análisis lineal espectral, el cual no considera la pérdida de resistencia y rigidez de los elementos estructurales, por lo tanto se propone realizar un análisis no lineal tiempo historia que considere las propiedades no lineales de los materiales (Fernandez-Davila y Cruz, 2006). Se requiere determinar los efectos de la irregularidad de piso blando en distintos grados en edificaciones de concreto armado y estimar el comportamiento de las edificaciones para establecer límites de la irregularidad de rigidez durante la etapa de estructuración. En esta investigación se propone estudiar un conjunto de modelos tridimensionales de edificios aporticados de múltiples niveles definidos paramétricamente y que presentan la irregularidad de piso blando. Esta propuesta se justifica en la necesidad de conocer la respuesta torsional de estructuras con la irregularidad de piso blando en combinación con efectos de torsión en planta. Esto debido a que estudios previos de irregularidad en altura de piso blando, en su mayoría, consideran estructuras aporticadas con plantas regulares y sin excentricidad que no son representativos a las configuraciones estructurales actuales (Seng Goh y Pan, 2014).

1.2 Objetivos

1.2.1 Obejtivo general

El objetivo general de este trabajo es evaluar de la respuesta sísmica no lineal de un conjunto de edificios de concreto armado con irregularidad de piso blando y torsión en planta generados mediante un análisis paramétrico.

1.2.2 Obejtivos específicos

Los objetivos específicos son los siguientes:

- a) Demostrar la efectividad del estudio paramétrico para obtener una familia de estructuras con características únicas y representativas de concreto armado con irregularidad de piso blando
- b) Realizar un análisis de sensibilidad del efecto de un conjunto de parámetros en la respuesta sísmica de edificaciones con irregularidad de piso blando.
- c) Estudiar la respuesta de edificios de concreto armado con distintos grados de irregularidad de piso blando mediante un análisis no lineal tiempo historia.
- d) Estimar la respuesta torsional de edificaciones de múltiples niveles con irregularidad de piso blando.

1.3 Alcance

La investigación estudia la respuesta de múltiples edificaciones de cinco y diez niveles con irregularidad de piso blando mediante un análisis no lineal tiempo historia. Las edificaciones son de concreto armado y presentan un sistema estructural del tipo aporticado.

1.4 Limitaciones

En esta sección se mencionan las limitaciones de la investigación que pueden influir en la validez y aplicabilidad de los resultados.

- a) En el modelo paramétrico se limitó la cantidad de datos para cada parámetro. La mayor cantidad de datos se presenta para el parámetro del incremento de altura η y la excentricidad estática normalizada e/r . Las frecuencias desacoplada T_y , el grado de acoplamiento torsional Ω_θ y la razón de rigideces torsionales Υ_x se limitaron a un máximo de dos datos. Un mayor número de parámetros incrementa la cantidad de modelos por lo que se priorizó el parámetro η y la excentricidad estática normalizada e/r debido a que generan las irregularidades de piso blando y torsión en planta respectivamente.
- b) Los resultados del análisis de los modelos estructurales corresponden a estructuras aporticadas, por tanto los resultados y conclusiones pueden ser insuficientes para establecer tendencias o describir el comportamiento de estructuras con otro sistema estructural.
- c) En la definición de la planta matriz se estableció una relación de aspecto $\tau = 2.0$, lo cual limita el rango de valores que se puede aplicar a parámetros que influyen en la distribución de los marcos en planta como Ω_θ , Υ_x y e/r .
- d) Los valores para η se establecieron para un rango desde $1.0 \sim 3.0$ con intervalos de 0.5 que representan un aumento de altura de hasta tres veces en el primer nivel. Se evitó el uso de $\eta > 3.0$ debido que para el rango establecido ya se obtiene el efecto de piso blando extremo y porque resulta inusual la concepción de estructuras con un mayor aumento de la altura del primer nivel. Sin embargo, se reconoce que aportaría a la investigación emplear menores intervalos para cada valor de η , por ejemplo datos espaciados cada 0.25 .
- e) Se empleó un conjunto de siete pares de registros de aceleraciones sísmicas medidos en la costa peruana con una magnitud igual o superior a 6.0 Mw que se han escalado hacia la aceleración máxima en la base que establece el reglamento peruano para la ciudad de Lima.
- f) Se utilizó el modelo de Kent-Scott-Park para caracterizar la curva esfuerzo-deformación del concreto mientras que para el acero se empleó el modelo Giuffre-Menegotto-Pinto que considera el endurecimiento posterior a la fluencia.

2 Estado del arte

2.1 Irregularidad en planta

El comportamiento estructural por factores como la configuración estructural, región sísmica, sistema estructural o tipo de suelo (Herrera y Soberón, 2008). Respecto a la configuración estructural, se denomina irregular a una estructura que no posee simetría y continuidad en su configuración o en sus elementos resistentes. Ghimire y Chaulagain (2021) investigaron la influencia de la irregularidad estructural en el desempeño sísmico de edificios de concreto armado donde establecen una clasificación de irregularidades conformada por la irregularidad de masa, irregularidad de rigidez e irregularidad de geometría vertical y excentricidad en planta. Asimismo, Kumar et al. (2021) clasifican la irregularidad estructural en dos grupos: irregularidad en planta e irregularidad vertical. El primer grupo, se presenta en edificaciones con alta excentricidad o formas en planta de letras como *T*, *C*, *L* u otros, en los cuales ante eventos sísmicos se genera una concentración de esfuerzos en las esquinas como se observa en la Figura 2.1. El segundo grupo, se engloba las estructuras que presenten una distribución no uniforme de masa, altura de entrepiso, rigidez o resistencia en los niveles. Estos tipos de irregularidad se encuentran incluidas en los códigos de diseño sismorresistente, los cuales establecen definiciones y límites para categorizar e identificar una estructura irregular. Ílerisoy (2019) realizó una recopilación de las definiciones de irregularidad torsional, rigidez, resistencia, geometría vertical y masa en los códigos de países como China, Nueva Zelanda, Turquía, México, y estándares como Eurocode-8 y ASCE 7-10. Se observó que los códigos presentan distintos ratios en los criterios para clasificar una estructura irregular. Por otro lado, Naveen E et al. (2019) desarrollaron el análisis sísmico de edificaciones de nueve niveles que presentan tipos de irregularidad simple o combinada. Los resultados indican que todas las estructuras irregulares amplifican la respuesta sísmica respecto a la configuración regular, donde los máximos valores se presentaron en los modelos que presentaban irregularidad de rigidez y torsional.

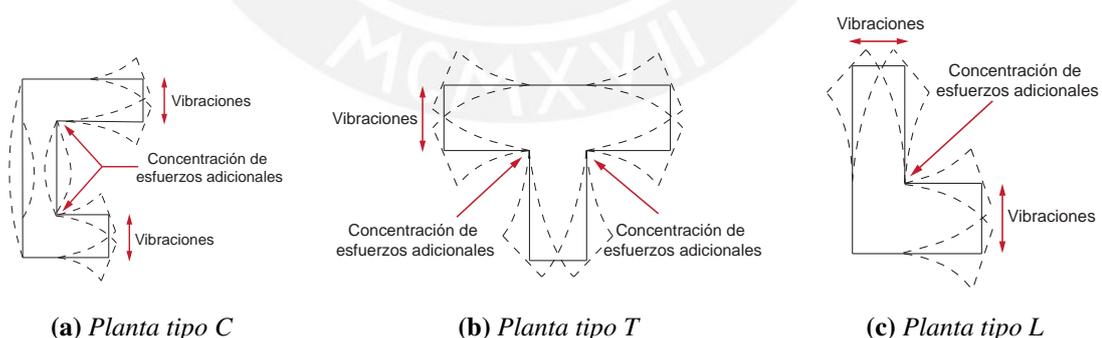


Figure 2.1: Irregularidad debido a la forma de la planta estructural. Adaptado de Kumar et al. (2021)

La irregularidad en planta se estudió por Ahirwal et al. (2019), al realizar una comparativa entre una edificación con esquinas entrantes, aberturas en el diafragma y una edificación regular. Entre sus resultados se menciona que los modelos con irregularidad en el diafragma presentan desplazamientos mayores en 15% en relación a los modelos regulares. Además, Herrera y Soberón (2008) realizaron un análisis paramétrico de plantas irregulares de forma *T*, *L*, *U*, donde los resultados

de deriva sobrepasaron los límites de desplazamientos del código sísmico de México. Luego, Manoukas y Athanatopoulou (2022) estudiaron la influencia de la relación de aspecto de la planta estructural en la respuesta de desplazamientos y se establecieron comparaciones respecto a los límites de esbeltez en planta expuestos en la norma Eurocode 8. La Figura 2.2 muestra la planta empleada para analizar los efectos de la relación de aspecto. Asimismo, Sajed y Mukhlis (2021) realizaron estudios en los efectos de la relación de aspecto en la respuesta sísmica de edificios de concreto armado. Los casos de estudio correspondían a modelos con relación de aspecto de 1, 1,5 y 2, y se empleó un análisis no lineal tiempo historia para determinar las derivas y máximos desplazamientos. Se presentaron incrementos de hasta 100% en la deriva máxima en modelos con relación de aspecto igual a 2.

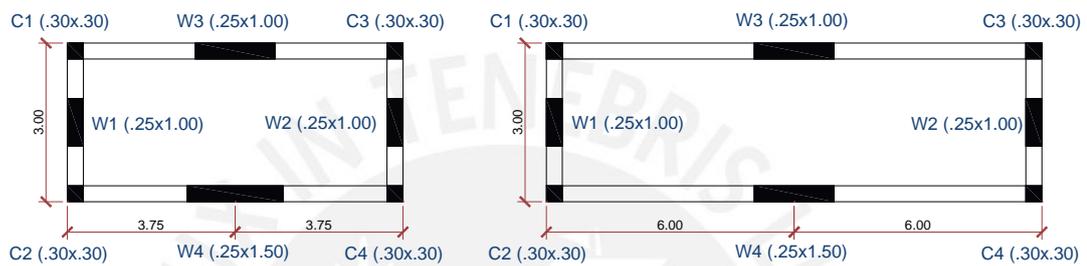


Figure 2.2: Modelos empleados en el estudio del efecto de la relación de aspecto en edificaciones desarrollado por Manoukas y Athanatopoulou (2022)

Otra investigación relevante fue realizada por Haque (2016), la cual consistió en analizar modelos que presentan esquinas entrantes, donde se determinó que la diferencia de deformaciones en los niveles inferiores es mínima, mientras que en los niveles superiores se alcanzan los picos máximos de desplazamientos. El análisis permitió concluir que el desempeño de edificaciones irregulares en planta es más susceptible a cargas sísmicas. Por otro lado, Sherif Mehana et al. (2019) realizó un estudio paramétrico para evaluar los efectos de distintos grados de excentricidad en planta en función de la rigidez torsional que poseen los casos de estudio. Se observó que para una relación de rigidez torsional respecto a la traslacional que sea menor a la unidad, la edificación posee un comportamiento torsional irregular.

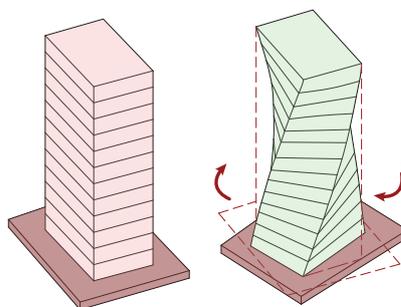


Figure 2.3: Efecto de vibración torsional en edificaciones. Adaptado de Sherif Mehana et al. (2019)

2.2 Fenómeno de piso blando en edificaciones

En el diseño de edificaciones de concreto armado con frecuencia se proyecta niveles abiertos por disposición arquitectónica debido a la necesidad de estacionamientos, tiendas, salas de reuniones entre otros (Halde y Deshmukh, 2015). Estudios previos han observado un comportamiento inadecuado en este tipo de estructuras en zonas de alta sismicidad (Sinhgad y Of, 2023). En consecuencia, se produce una discontinuidad o reducción de los elementos resistentes a fin de obtener espacios más amplios, lo que resulta en la irregularidad denominada de rigidez o de piso blando asociada a un déficit de rigidez en un entrepiso. La rigidez estructural es definida por Elnashi y Di Sarno (2008) como la relación entre las fuerzas y los desplazamientos de una estructura y sus componentes. Donde la rigidez de un elemento es una función de las propiedades de sus secciones, longitud y condiciones de borde.

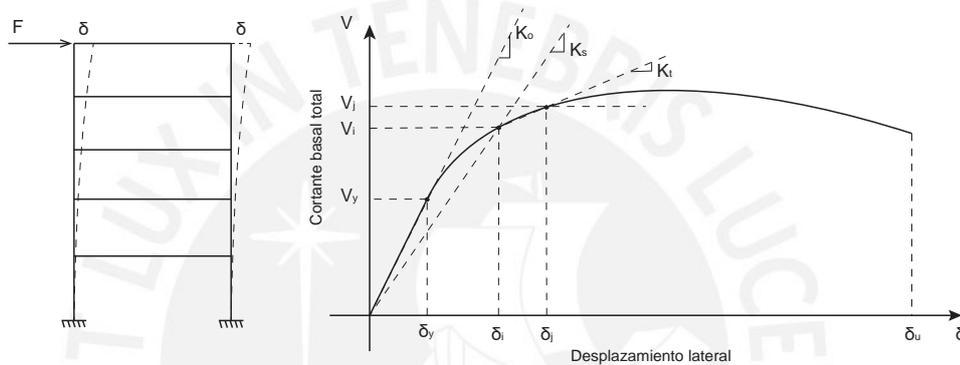


Figure 2.4: Definición de rigidez estructural. Adaptado de Riddel y Vasquez (1983)

Nirkhe et al. (2016) describieron los daños y colapsos identificados en edificios sin muros de relleno de la India en el primer nivel durante eventos sísmicos. Asimismo, Apostolska et al. (2016) detallaron las características de los edificios de piso blando y su comportamiento inadecuado debido a la concretación de desplazamiento en el nivel de menor rigidez, se presentaron fotografías de edificaciones en diversos países que colapsaron debido a esta irregularidad. Además, Jara et al. (2020) describieron los daños en edificaciones con piso blando durante el sismo de setiembre de 2017 en México. Se destacó que más del 50% de las edificaciones colapsadas presentaban irregularidad de piso blando debido a muros de relleno en los pisos superiores. Hasibuan et al. (2023) concluye en su investigación que existe un aumento el porcentaje de formación de rótulas plásticas en edificaciones de concreto armado con presencia de irregularidad vertical. La Figura 2.5 muestra el efecto de piso blando donde existe una concentración de desplazamiento en el entrepiso de menor rigidez en comparación con el resto de niveles.

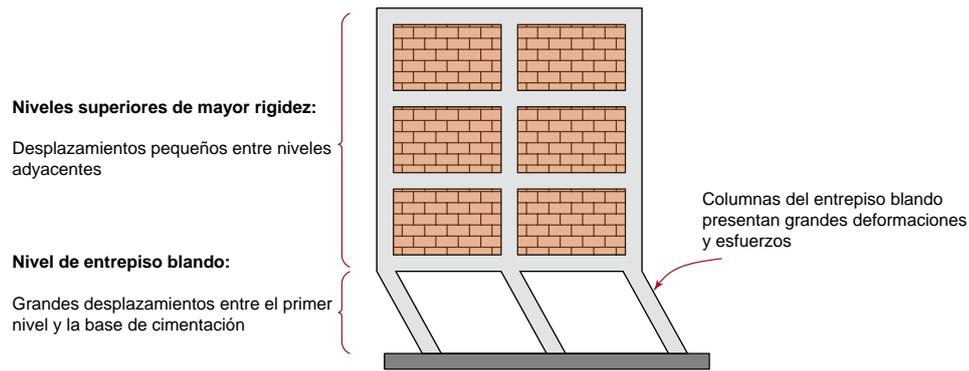
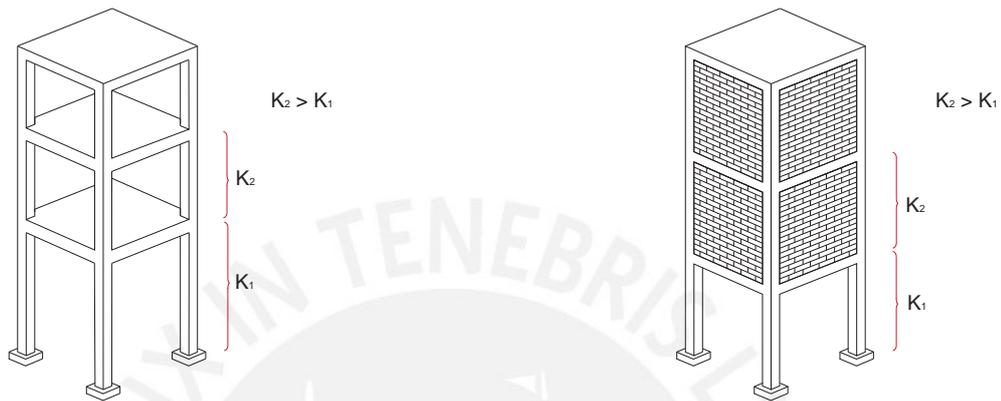


Figure 2.5: *Efecto de piso blando en edificaciones. Adaptado de Singh y Rawat (2023)*

A continuación, se describen las metodologías empleadas en diversas investigaciones para estudiar el efecto de la irregularidad de piso blando. Satyanarayana y Kumar (2016) analizaron modelos de edificaciones de concreto armado de diez niveles, para generar la irregularidad de piso blando incluyeron muros de relleno en los niveles superiores al primer nivel. Se empleó un análisis lineal elástico para obtener la respuesta sísmica de los modelos variando el entrepiso blando en el segundo y tercer nivel. Por otro lado, Tena-Colunga y Hernández (2019) desarrollaron un estudio paramétrico de edificaciones con muros de relleno en niveles superiores utilizando un análisis dinámico no lineal. Entre sus conclusiones establece que la amplificación de la respuesta sísmica depende en mayor medida a la relación de rigideces que la relación de resistencia entre dos niveles. Joshi et al. (2013) estudia el efecto de piso blando al incrementar la altura de un entrepiso en edificaciones aporticada, y la respuesta al ubicar este entrepiso de menor rigidez en diferentes niveles. Asimismo, Dya y Oretaa (2015) realizaron análisis pushover en modelos aporticados con piso blando debido al incremento de altura en el primer nivel, de los cuales se observó la formación de rótulas en comparación con un modelo regular. Divya y Murali (2023) estudió el comportamiento de edificaciones con muros de corte y sin muros donde solo existen pórticos, adicionando irregularidad de piso blando en el primer donde concluye que las derivas de entrepiso presentan mayor intensidad en estructuras aporticadas en el caso de estructuras irregulares en altura.

Luego, Janampa y Fernández-Dávila (2018) investigaron el efecto en edificios aporticados de tres, cinco, nueve y quince niveles en los cuales se incrementa la altura del primer nivel y generar distintos grados de irregularidad de piso blando. Los análisis sísmico corresponden a uno de tipo pushover, entre los resultados se establecen límites para la altura del primer nivel respecto al típico. En cambio, Seng Goh y Pan (2014) investigaron la respuesta torsional de estructuras con sistema dual e irregularidad de piso blando. Se emplean modelos de dos niveles, donde el efecto de piso blando se genera al disminuir la rigidez del primer nivel, y se establece diferentes grados de excentricidad en planta para evaluar la torsión. Los resultados indican que la amplificación de desplazamientos incrementa al aumentar la excentricidad en edificios de piso blando. Ozmen et al. (2020) evaluaron diferentes casos de piso blando en edificaciones de concreto armado. Las fuentes de irregularidad en los modelos se deben al incremento de altura en el primer nivel, la inclusión de placas en niveles superiores y la ausencia de muros de relleno en el primer nivel. Se implementó un

análisis pushover para determinar el desempeño de cada modelo, entre las conclusiones se indica que el modelo mas desfavorable corresponde a la ausencia de placas en el primer nivel. Por último, Krishna et al. (2023) analizó el comportamiento de estructuras con piso blando por la inclusión de muros de relleno y adición de amortiguadores en los niveles superiores, y el aumento de la altura del primer nivel. A partir de curvas de fragilidad se concluye que la mayor probabilidad de colapso se presenta en la dirección más corta de la planta para edificaciones con presencia de piso blando.



(a) Incremento de altura en el primer nivel.

(b) Primer nivel sin muros de relleno.

Figure 2.6: Tipos de irregularidad comunes de piso blando en edificaciones.

2.3 Análisis paramétrico en estructuras

El análisis paramétrico consiste en generar un conjunto de casos de estudio a partir de un grupo de parámetros. La ventaja de este análisis es obtener resultados de una muestra de mayor tamaño, de la cual se puedan obtener resultados estadísticos y establecer conclusiones generalizadas. La aplicación de este análisis en modelos estructurales se detalló en la investigación de Fernandez-Davila y Cruz (2006), donde se estudió la influencia de las líneas resistentes en la respuesta sísmica no lineal de las edificaciones. Los parámetros empleados corresponden al periodo de la edificación, excentricidad, grado de acoplamiento y relación de rigideces traslacionales. Luego, Lopez y Fernandez-Davila (2018) investigaron el efecto del ángulo de incidencia en la respuesta no lineal de edificaciones de concreto armado. La metodología consistió en establecer una planta estructural de dimensiones variables que responden a parámetros como el periodo, excentricidad normalizada y ratio de rigidez lateral. Se estudiaron 81 casos empleando el análisis no lineal tiempo historia, las conclusiones indican que el ratio de rigidez lateral es el parámetro crítico en la respuesta no lineal aumentando los desplazamientos y derivas. Dawood et al. (2018) realizaron un estudio paramétrico en la resistencia de ménsulas de concreto armado, donde los parámetros seleccionados son la resistencia a la compresión, peralte, esfuerzo de fluencia y cuantía de refuerzo. Las ménsulas se analizaron mediante el método de puntal - tirante y fricción - cortante, los resultados muestran la influencia de los parámetros en la capacidad de carga y fuerza cortante. Por otro lado, Da Cunha et al. (2021) realizaron un estudio paramétrico en edificaciones de concreto armado de sistema dual y aporticados de cinco, diez y veinte niveles. Los modelos estructurales se sometieron a distintas magnitudes sísmicas, a partir de los cuales se obtuvieron mapas de daño en los elementos estructurales. Entre las conclusiones de este estudio se menciona que para ambos sistemas estructurales se presenta daño severo ante magnitudes sísmicas mayores a cinco en la escala de Richter. Respecto al análisis de irregularidades, Hernández y Tena-Colunga (2016) realizaron un estudio paramétrico en estructuras con piso blando. Los parámetros más relevantes del estudio corresponden a la relación de rigideces y resistencia entre el primer y segundo nivel.

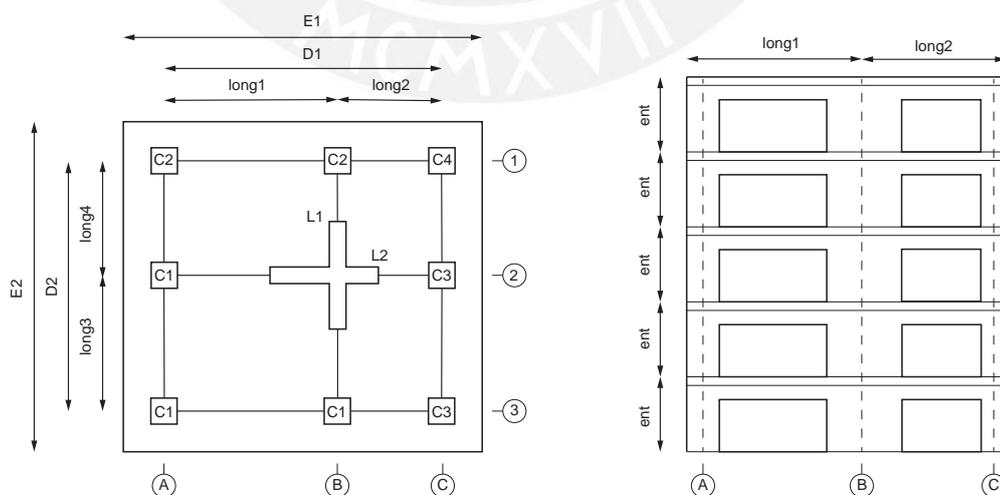


Figure 2.7: Planta estructural del análisis paramétrico realizado por Lopez y Fernandez-Davila (2018)

2.4 Análisis matricial de estructuras

En el análisis estructural se utilizan modelos matemáticos para representar el comportamiento de una estructura. Uno de los métodos aproximados para el análisis de edificaciones es el denominado modelo pseudotridimensional, en el cual se establecen hipótesis que simplifican las variables requeridas para analizar una edificación lo que disminuye el cálculo numérico. Los programas modernos de análisis estructural y las herramientas computacionales permiten resolver estructuras complejas en intervalos de tiempo cada vez menores. Sin embargo, los métodos de análisis estructural básicos resultan en buenas aproximaciones y han permitido desarrollar estudios del comportamiento de estructuras de múltiples niveles. En ese sentido, Riddel y Vasquez (1983) empleó el método pseudotridimensional para estudiar la existencia de los centros de resistencia en edificios de varios niveles. Se estableció que los centros de resistencia son aquellos que ante excentricidad nula en todos los niveles en modos de traslación puros y modos torsionales puros. El análisis matricial permitió determinar que los centros de resistencia en general no existen, y su existencia se puede obtener en estructuras en las cuales las matrices de rigidez traslaciones son proporcionales a las matrices de rigidez torsional, y en este caso particular los centros se ubican en una línea vertical. Por otro lado, Roehl (1972) estudió la respuesta dinámica de edificios aporticados donde se empleó un parámetro denominado el ratio de rigidez o índice de rotación de nudos. Este parámetro se define como la suma de las rigideces relativas de las vigas en un nivel respecto a la rigidez relativa de las columnas en el mismo nivel. El cálculo de las matrices de rigidez lateral de los marcos que componen los edificios en análisis incluyen diferentes valores de dicho parámetro para estudiar su efecto en los modos de vibración de la estructura y su respuesta de desplazamientos. Luego, Hejal y Chopra (1989) realizaron estudios de la respuesta sísmica de edificios aporticados torsionalmente acoplados. En su investigación se detalla una clase de edificación especial en la cual la rigidez de los marcos es proporcional. Empleando este concepto, se definieron parámetros elásticos que componen la matriz de rigidez de la edificación. Se determinó que la respuesta torsional acoplada depende principalmente del ratio de la excentricidad estática normalizada y la razón de frecuencias laterales torsionales.

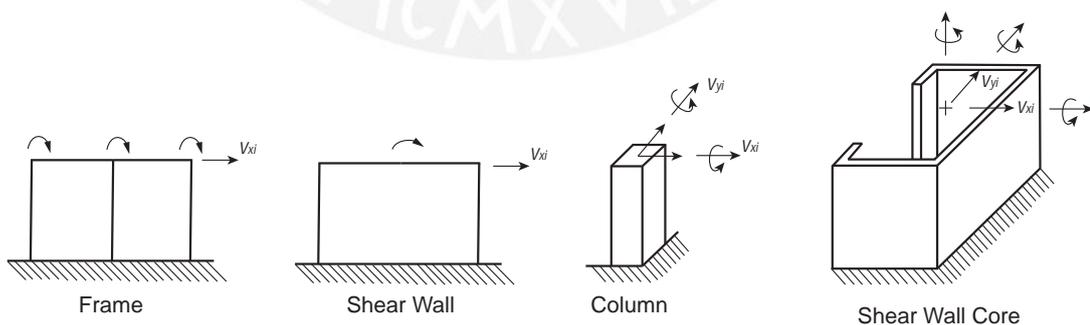


Figure 2.8: Tipos de elementos estructurales y sus grados de libertad asociados. Adaptado de Hejal y Chopra (1989)

2.5 Análisis no lineal de estructuras

El análisis no lineal de estructuras es aquel donde se considera el comportamiento de los materiales posterior al régimen elástico y configuración deformada de la estructura. La no linealidad del material se presenta en las relaciones constitutivas entre esfuerzos y deformaciones propias del material. Un ejemplo de este comportamiento es observado en el acero, donde a partir del esfuerzo de fluencia las deformaciones incrementan sin un aumento de carga considerable por lo que se pierde la proporcionalidad del rango elástico. Por otro lado, la no linealidad geométrica se produce ante grandes desplazamientos donde la aplicación de las cargas sobre la configuración deformada amplifica la respuesta. Estas fuentes de no linealidad en los elementos estructurales y las condiciones dinámicas generan degradación de rigidez y resistencia en la estructura. En la figura 2.9 se presentan las curvas típicas de esfuerzo deformación del concreto y el acero.

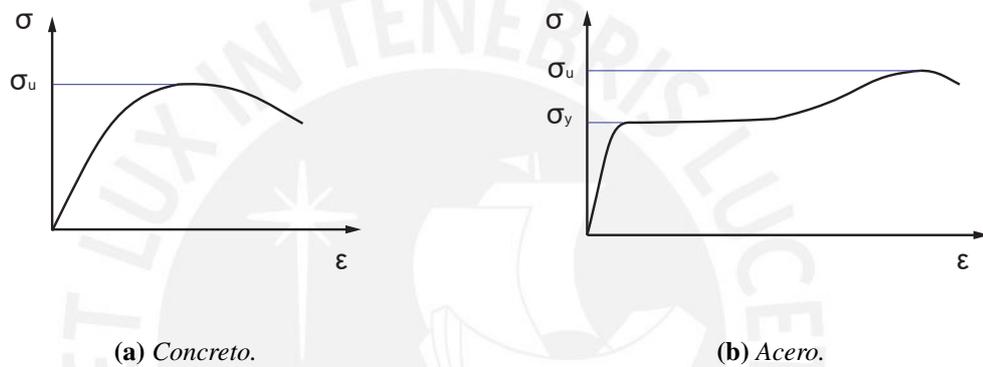


Figure 2.9: Curvas de esfuerzo deformación del concreto y el acero.

Existen distintos métodos de análisis sísmicos no lineales, entre los más usados se encuentran el análisis pushover y el análisis no lineal tiempo historia (NLTHA). El primer método consiste en aplicar una carga incremental, donde para cada incremento de fuerza se resuelve la estructura y se obtienen los desplazamientos. Debido a las propiedades no lineales de los elementos estructurales, se generan rótulas y pérdida de rigidez. De esta manera, se construye la curva de capacidad de la estructura a partir de la cual puede determinar el desempeño y la ductilidad global.

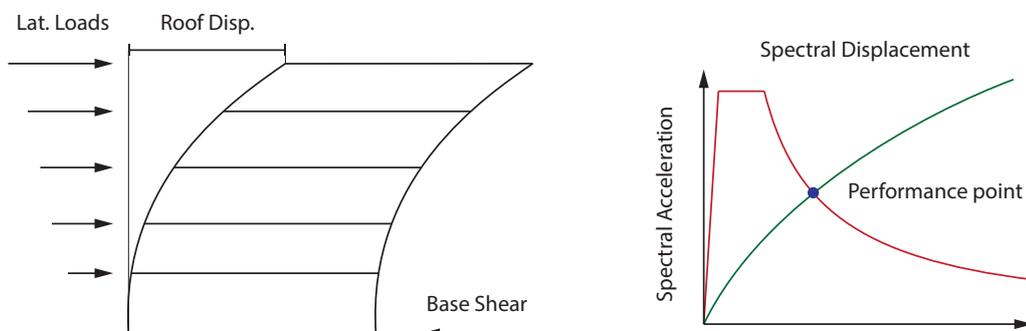


Figure 2.10: Esquema del punto de desempeño en un análisis pushover. Adaptado de Ahiwale y R Khartode (2020)

Por otro lado, el análisis no lineal tiempo historia es un método de mayor complejidad numérica. En este se somete a la estructura a un acelerograma, a partir del cual se obtienen curvas de histéresis que muestran la pérdida de rigidez y resistencia. Este método fue empleado por Tso y Sadek (1985) para estudiar la respuesta inelástica de estructuras de un nivel con excentricidad en planta, donde se emplearon modelos bilineales de carga y desplazamientos en los marcos y registros de aceleraciones sísmicas. La estructura se resolvió mediante el método numérico de integración paso a paso, a partir del cual se obtuvieron resultados de ductilidad demandada y desplazamientos máximos.

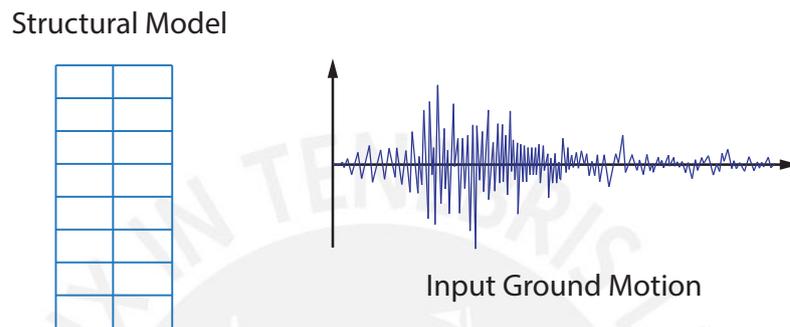


Figure 2.11: *Análisis no lineal tiempo historia. Adaptado de Liu et al. (2020)*

Asimismo, Bamanikar y Khurd (2021) estudió el comportamiento de edificios aporricados y de muros estructurales de diez niveles mediante el análisis tiempo historia. Los modelos incluyeron la no linealidad geométrica debido a efectos $P - \Delta$ y no linealidad del material mediante modelos de plasticidad concentrada. Se emplearon programas de análisis estructural como ETABS para realizar en análisis sísmico, demostrando el avance de las herramientas computacionales para analizar estructuras de mayor complejidad. Los principales resultados corresponden a los desplazamientos y derivas de cada nivel en comparación con el análisis lineal espectral, donde el análisis tiempo historia presenta desplazamientos de azotea mayores en 1.6%. Por otro lado, Ahiwale y R Khartode (2020) empleó el método pushover para analizar la respuesta sísmica de edificios aporricados, donde menciona que este método es aplicable para estructuras sin partición significate de modos superiores. La no linalidad de los elementos se define mediante rótulas plásticas en los extremos de vigas y columnas, donde se define un gráfico de momento curvatura. Como resultado de este análisis se presentó la curva de capacidad de la estructura a partir del cual se determinó el punto de desempeño empleando espectros de ductilidad.

3 Aspectos normativos de la irregularidad de piso blando

En los códigos de diseño se describen condiciones para identificar y límites para estimar el desempeño estructural en edificaciones irregulares, sin embargo estos límites no son necesariamente obtenidos a partir de investigaciones profundas y los efectos de las irregularidades en códigos solo son descritas cualitativamente (Herrera y Soberón, 2008). En las siguientes secciones, se ha dispuesto estudiar la normativa peruana y otros códigos internacionales respecto a sus lineamientos para la irregularidad de rigidez o de piso blando.

3.1 Descripción de la irregularidad de piso blando en códigos sísmicos

En el código ASCE 7-16 (ASCE, 2016) se clasifican las irregularidades estructurales en dos grupos: irregularidad horizontal e irregularidad vertical, en esta última se describe la irregularidad de piso blando como disminución de rigidez de un entrepiso en relación a los niveles adjuntos lo cual genera cargas en los niveles que difieren significativamente de la distribución de fuerzas asumidas. Para identificar la existencia de piso blando en una edificación se analiza la rigidez de cada nivel como la relación entre la fuerza resultante del entrepiso en la dirección de análisis y la distorsión de entrepiso correspondiente. la rigidez lateral de un entrepiso es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Además, se define la irregularidad extrema de rigidez donde los límites establecidos para la irregularidad de piso blando se modifican, existiendo irregularidad extrema de rigidez si un entrepiso presenta rigidez lateral menor que el 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las ecuaciones Ec. (3.1) y Ec. (3.2) presentan las condiciones para evaluar la existencia de piso blando donde K_i representa la rigidez del nivel en análisis.

$$K_i < 0.7 K_{i+1} \quad (3.1)$$

$$K_i < 0.8 \left(\frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3} \right) \quad (3.2)$$

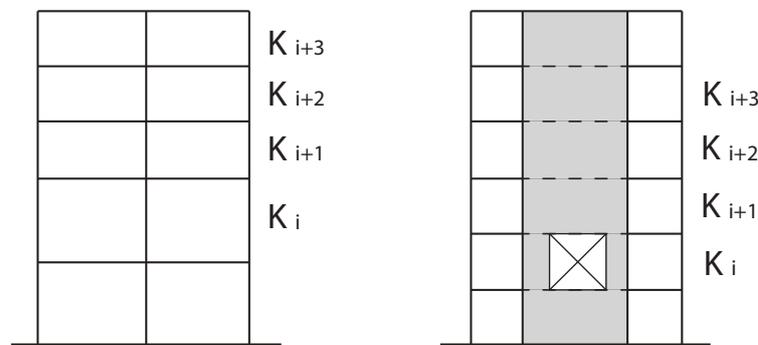


Figure 3.1: Irregularidad de piso blando. Adaptado de Muñoz Peláez (2020)

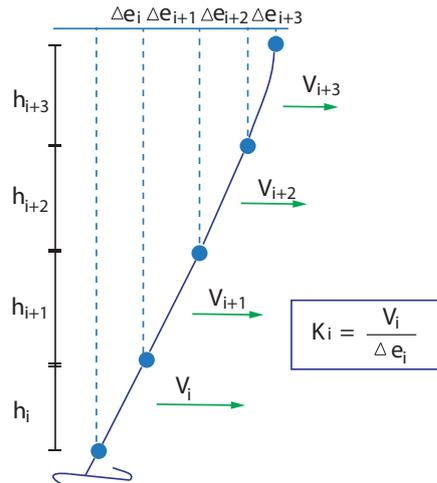


Figure 3.2: Esquema del cálculo de rigidez lateral de entrespacio. Adaptado de Muñoz Peláez (2020)

En el código ASCE 7-16 (ASCE, 2016), el cálculo de las fuerzas por nivel y los desplazamientos relativos se obtienen a partir de un análisis lineal elástico donde se incluye un coeficiente de modificación de las fuerzas para modificar la respuesta elástica y estimar el comportamiento inelástico. Además, debido a las irregularidades existentes las fuerzas de diseño se incrementan ya sea por un factor o un porcentaje para estimar la diferencia en la distribución de fuerzas que se asume en el análisis elástico.

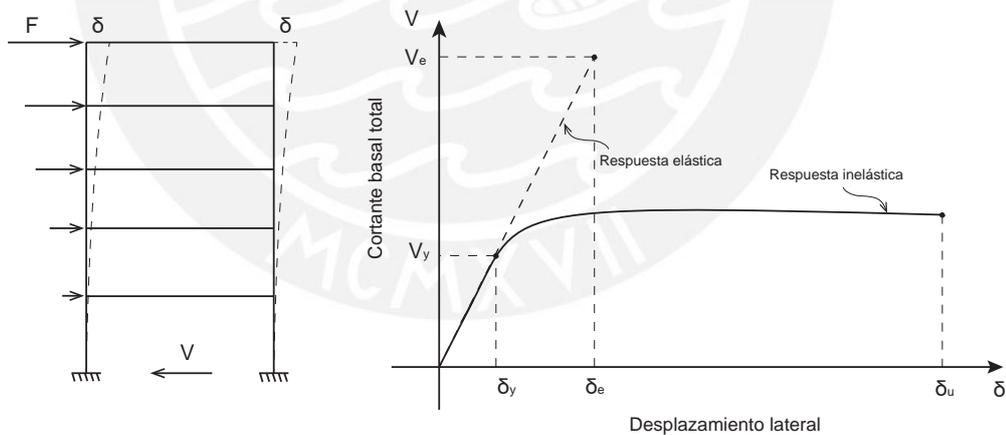


Figure 3.3: Respuesta elástica e inelástica en edificaciones

3.2 Comparativa entre códigos de diseño sísmico

Se realizó el estudio de las condiciones para identificar la irregularidad de piso blando en distintos códigos de diseño sísmico. La Tabla 3.1 se presenta la descripción y las condiciones de piso blando recopiladas de distintos países. Se observa que en su mayoría las condiciones de piso blando son similares a la presentada en el código del ASCE 7-16 (ASCE, 2016) donde se realiza el análisis de la rigidez de un nivel en relación a los niveles adyacentes. Asimismo, se observa que en otros códigos se emplean condiciones basadas en los desplazamientos relativos resultantes del análisis,

lo cual es una medida indirecta de la rigidez de cada nivel como se puede observar en la norma de Turquía y Japón. Respecto a la normativa peruana las condiciones estan basadas en el cálculo de rigidez de entrepiso y también se incluyen las condiciones para categorizar una edificación con piso blando extremo. Estas condiciones se emplearan para identificar la irregularidad de piso blando en todos los casos de estudio de la presente investigación.

Tabla 3.1: Recopilación de irregularidad de rigidez en códigos sísmicos

Norma	Descripción de la irregularidad	Condición de irregularidad
Perú MVCS (2018)	Existe irregularidad de rigidez en cualquiera de las direcciones de análisis cuando la rigidez lateral de entrepiso es menor que el 70 % de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80 % de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. La rigidez lateral puede calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el desplazamiento relativo del centro de masas de respecto nivel.	$K_i < 0.7 K_{i+1}$ $K_i < 0.8 \left(\frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3} \right)$
IBC - USA ICC (2018)	Un piso blando es aquel en el que la rigidez lateral es menor del 70 % del nivel superior o menos del 80% de la rigidez promedio de los tres niveles superiores.	$K_i < 0.7 K_{i+1}$ $K_i < 0.8 \left(\frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3} \right)$
Colombia MAVDT (2010)	La irregularidad de piso flexible se presenta cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un nivel es menor del 70 % pero superior o igual al 60 % de la rigidez del nivel superior o menor del 80 % pero superior del 70 % del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores.	$0.6 K_{i+1} < K_i < 0.7 K_{i+1}$ $K_i < 0.8 \left(\frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3} \right)$
México GDF (2004)	Una estructura es categorizada como irregular si la rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso difiere en más de 50 % de la del entrepiso inmediatamente inferior.	$1.5 K_i < K_{i+1}$ $1.5 K_i < 0.67 K_{i+1}$

Tabla 3.1 – Continúa de página anterior

Norma	Descripción de la irregularidad	Condición de irregularidad
Nueva Zelanda NZSA (2004)	La irregularidad de rigidez - resistencia existen cuando la rigidez lateral de un nivel es menor que 70 % de la rigidez de cualquier nivel adyacente o menor que 80 % de la rigidez promedio de los tres niveles superiores o inferiores en la estructura.	$K_i < 0.7 K_{i+1}$ $K_i < 0.8 \left(\frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3} \right)$
Turquía MPWS (2007)	La irregularidad de piso blando se presenta cuando en cualquiera de las dos direcciones sísmicas ortogonales el factor de irregularidad η_{ki} que se define como el ratio entre la deriva promedio del nivel y la deriva promedio del nivel superior es mayor a 1.5. La deriva entrepiso se calculará con el método de carga sísmica equivalente teniendo en cuenta los efectos de excentricidad accidental.	$\eta_{ki} = \frac{\Delta_i}{\Delta_{i+1}} > 1.5$
India BIS (2002)	Un piso blando es uno donde la rigidez lateral es menor que 70 % de la rigidez en el nivel adyacente o menor que 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres niveles adyacentes.	$K_i < 0.7 K_{i+1}$ $K_i < 0.8 \left(\frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3} \right)$
Japón JSCE (2014)	La irregularidad de rigidez se presenta cuando el factor de rigidez R_{si} que se define como la relación entre la deformación angular de entrepiso r_{si} y el valor promedio para todo el edificio r_{sa} , es menor que 0.6.	$R_{si} = \frac{r_{si}}{r_{sa}} \geq 0.6$

4 Metodología

En este capítulo se desarrolla la metodología empleada a fin de evaluar la respuesta no lineal de edificaciones de concreto armado que presenten irregularidad de piso blando. Los objetos de estudio corresponden a modelos de edificaciones aporticadas de cinco y diez niveles. Se opta por realizar el análisis de un conjunto de edificaciones con características distintas únicas. Estos casos de estudio se obtienen a través de un modelo paramétrico en el cual se definen parámetros cuya combinación caracterizan cada modelo evitando resultados de casos similares. Los modelos generados responden a la selección de parámetros y corresponden a *estructuras aporticadas ideales* a fin de estudiar principalmente los efectos de los parámetros en la respuesta sísmica. Los parámetros que se emplearan corresponden a propiedades de la edificación resultantes de su configuración en planta y dimensiones de secciones. El parámetro que genera el fenómeno de piso blando en los modelos es la relación de altura del entrepiso blando y el entrepiso típico. Donde se ha establecido un rango de datos para este parámetro a modo de incrementar la altura del primer nivel, de esta manera se estudia el efecto del piso blando en distintos grados. Además, se incluyen datos de excentricidad en una dirección con la finalidad de adicionar efectos de torsión en los modelos. Se establece una planta estructural matriz donde las dimensiones son variables como la distancia entre ejes y secciones de los elementos estructurales. Los parámetros se relacionan con las dimensiones de la planta mediante ecuaciones que se formulan empleando el análisis pseudotridimensional. La implementación de estas ecuaciones y formulación del modelo pseudotridimensional se desarrolla en Matlab (MathWorks,2020). La selección de este programa es debido a que es una consistente herramienta de cálculo ideal para el análisis matricial de estructuras.

Posterior al cálculo de las dimensiones de cada modelo, se desarrollan modelos tridimensionales para cada caso de estudio en el programa *Opensees* incluyendo los resultados de dimensiones en planta y secciones de elementos. Luego, se definen los modelos constitutivos para el concreto y el acero de refuerzo. Estos modelos se asignan a los elementos como columnas y vigas, de manera que se definen las propiedades no lineales correspondientes. El refuerzo de las columnas y vigas se diseña a partir de un análisis espectral elástico, donde el diseño en concreto armado considera los lineamientos del reglamento peruano.

El método de análisis sísmico empleado para estudiar la respuesta no lineal de los modelos es el análisis no lineal tiempo historia (*NLTHA*, por sus siglas en inglés). Para ello, se utiliza han seleccionado una serie de registros de aceleraciones sísmicas que se compatibilizan con el espectro de diseño de la normativa peruana. Los resultados del análisis brindan respuestas globales y locales. Entre las respuestas globales se encuentran los desplazamientos y derivas de entrepiso, mientras que las respuestas de interés locales son los desplazamientos, derivas, fuerzas cortantes y ductilidad de rotación en columnas.

4.1 Modelo paramétrico

El estudio paramétrico es una herramienta que permite analizar resultados que provienen de modelos determinados por un conjunto de parámetros. De esta manera, se obtienen resultados que indican tendencias en función de la variación de cada parámetro y su influencia en la respuesta de los modelos. Para implementar el estudio paramétrico se seleccionaron parámetros que definan completamente una edificación. Además, se establece una planta estructural matriz y constantes que simplifiquen las variables que componen los modelo estructurales.

El análisis de una edificación de múltiples niveles presenta un alto grado de complejidad numérica, y en consecuencia, se emplean programas de análisis estructural para resolver modelos tridimensionales. Un método simplificado de análisis estructural es el modelo pseudotridimensional (*P3D*), donde se establecen las siguientes hipótesis: existencia de diafragmas rígidos en cada planta, las líneas resistentes solo aportan rigidez en su plano y comportamiento lineal elástico. Este método se empleará para analizar la matriz de rigidez de una edificación y estudiar sus componentes.

Los modelos estructurales se definen con dos grados de libertad traslacionales y uno rotacional por nivel. En ese sentido, se establece que en el modelo pseudotridimensional la matriz de rigidez esta compuesta por las siguientes submatrices.

$$\mathbf{K}_T = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{xx} & \mathbf{K}_{xy} & \mathbf{K}_{x\theta} \\ \mathbf{K}_{yx} & \mathbf{K}_{yy} & \mathbf{K}_{y\theta} \\ \mathbf{K}_{\theta x} & \mathbf{K}_{\theta y} & \mathbf{K}_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

Donde los términos \mathbf{K}_{xy} y \mathbf{K}_{yx} son submatrices nulas debido a que los pórticos son paralelos a las direcciones “x” e “y”, y por tanto solo aportan rigidez en su plano. Luego, se establece que los modelos estructurales cumplan con las características de la clase especial de edificios definida por Hejal y Chopra (1989). Esto implica que la edificación presenta pórticos de rigidez lateral proporcional en ambas direcciones y en consecuencia, debe presentar un sistema estructural aporticado (Ver Apéndice A.2). La decisión de emplear esta clase especial de edificios se debe a la particularidad que presentan respecto a la excentricidad estática, la cual es única en todos los niveles y además recae en una línea vertical (Ver Apéndice A.3). Entonces, la matriz de rigidez para la clase especial de edificios se expresa de la siguiente manera:

$$\mathbf{K}_T = \begin{bmatrix} \sum \beta \mathbf{K}_L & 0 & \sum -y\beta \mathbf{K}_L \\ 0 & \sum \alpha \mathbf{K}_L & \sum x\alpha \mathbf{K}_L \\ \sum -y\beta \mathbf{K}_L & \sum x\alpha \mathbf{K}_L & \sum x^2 \alpha \mathbf{K}_L + y^2 \beta \mathbf{K}_L \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_x \mathbf{K}_L & 0 & C_{x\theta} \mathbf{K}_L \\ 0 & C_y \mathbf{K}_L & C_{y\theta} \mathbf{K}_L \\ C_{\theta x} \mathbf{K}_L & C_{\theta y} \mathbf{K}_L & C_{\theta\theta} \mathbf{K}_L \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

Se observa que cada submatriz está compuesta por una constante de proporcionalidad y una matriz de rigidez lateral \mathbf{K}_L . Las constantes de proporcionalidad dependen de la posición de cada línea resistente respecto al centro de masa (coordenadas x e y) y de la proporcionalidad respecto a la rigidez lateral \mathbf{K}_L (constantes de proporcionalidad α y β). Por ejemplo, las líneas resistentes en la dirección “y” tienen una rigidez lateral $\alpha \mathbf{K}_L$, donde α es un escalar que amplifica o disminuye los valores de la rigidez lateral patrón \mathbf{K}_L , entonces la constante C_y es el resultado de la sumatoria de los valores α en cada pórtico.

Además, se demuestra que la excentricidad estática en cada dirección se define con las siguientes expresiones (Ver Apéndice A.3):

$$\mathbf{e}_x = \frac{C_{y\theta}}{C_{yy}} \cdot \mathbf{I} \quad (4.3)$$

$$\mathbf{e}_y = -\frac{C_{x\theta}}{C_{xx}} \cdot \mathbf{I} \quad (4.4)$$

Donde las excentricidades \mathbf{e}_x y \mathbf{e}_y son matrices diagonales con valores únicos.

4.1.1 Parámetros objetivo del estudio

Se establece la ecuación diferencial del movimiento desacoplada de la edificación, la cual se compone de la matriz de rigidez, matriz de masa y la aceleración sísmica. Con fines de generar una matriz de masa diagonal solo con valores de masa traslacional se realiza una transformación de coordenadas de los grados de libertad por nivel. Los grados de libertad que se emplearan son los siguientes: $\langle x \text{ y } r\theta \rangle^T$. La matriz de rigidez para este sistema de grados de libertad es la siguiente:

$$\mathbf{K}_T = \begin{bmatrix} C_x \mathbf{K}_L & 0 & \frac{C_{x\theta}}{r} \mathbf{K}_L \\ 0 & C_y \mathbf{K}_L & \frac{C_{y\theta}}{r} \mathbf{K}_L \\ \frac{C_{\theta x}}{r} \mathbf{K}_L & \frac{C_{\theta y}}{r} \mathbf{K}_L & \frac{C_{\theta\theta}}{r^2} \mathbf{K}_L \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

Por tanto, la ecuación de movimiento de la edificación esta dada por:

$$\begin{bmatrix} C_x \mathbf{K}_L & 0 & \frac{C_{x\theta}}{r} \mathbf{K}_L \\ 0 & C_y \mathbf{K}_L & \frac{C_{y\theta}}{r} \mathbf{K}_L \\ \frac{C_{\theta x}}{r} \mathbf{K}_L & \frac{C_{\theta y}}{r} \mathbf{K}_L & \frac{C_{\theta\theta}}{r^2} \mathbf{K}_L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ y \\ r\theta \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{M} & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{M} & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{M} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{y} \\ r\ddot{\theta} \end{bmatrix} = \mathbf{M} \ddot{u}_{g(t)} \quad (4.6)$$

Al reemplazar las equivalencias de excentricidad dados en las ecuaciones (4.3) y (4.4), se replantea la ecuación de movimiento de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} \frac{C_x}{C_y} \mathbf{K}_{yy} & 0 & -\frac{e_y C_x}{r C_y} \mathbf{K}_{yy} \\ 0 & \mathbf{K}_{yy} & \frac{e_x}{r} \mathbf{K}_{yy} \\ -\frac{e_y C_x}{r C_y} \mathbf{K}_{yy} & \frac{e_x}{r} \mathbf{K}_{yy} & \frac{C_{\theta\theta}}{C_y r^2} \mathbf{K}_{yy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ y \\ r\theta \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{M} & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{M} & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{M} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{y} \\ r\ddot{\theta} \end{bmatrix} = \mathbf{M} \ddot{u}_{g(t)} \quad (4.7)$$

A partir la última ecuación se observa que para el caso donde las excentricidades en ambas direcciones son nulas ($e_x = e_y = 0$), se obtienen ecuaciones de movimiento desacopladas.

$$\begin{bmatrix} \frac{C_x}{C_y} \mathbf{K}_{yy} & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{K}_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{C_{\theta R}}{C_y r^2} \mathbf{K}_{yy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ y \\ r\theta \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{M} & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{M} & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{M} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{y} \\ r\ddot{\theta} \end{bmatrix} = 0 \quad (4.8)$$

Donde $C_{\theta R}$ es la constante que se obtiene al calcular la rigidez rotacional desde el centro de rigidez y se relaciona con $C_{\theta\theta}$ con la siguiente expresión (Ver Apéndice A.4):

$$\frac{C_{\theta\theta}}{C_y} = \frac{C_{\theta R}}{C_y} + e_y^2 \frac{C_x}{C_y} + e_x^2 \quad (4.9)$$

Las ecuaciones desacopladas están compuestas por matrices cuadradas de dimensiones iguales al número de niveles. Para cada grado de libertad se establecen las ecuaciones diferenciales presentadas desde (4.10) a (4.12).

$$\frac{C_x}{C_y} \mathbf{K}_{yy} - \omega_x^2 \mathbf{M} = 0 \quad (4.10)$$

$$\mathbf{K}_{yy} - \omega_y^2 \mathbf{M} = 0 \quad (4.11)$$

$$\frac{C_{\theta R}}{C_y r^2} \mathbf{K}_{yy} - \omega_\theta^2 \mathbf{M} = 0 \quad (4.12)$$

Estas ecuaciones diferenciales tienen como términos comunes la matriz de rigidez traslacional \mathbf{K}_{yy} y la matriz de masa \mathbf{M} y resultan proporcionales. En la Ec. (4.11) la solución resulta en el vector de frecuencias de vibración ω_y . Mientras que para la Ec. (4.10), la solución es la siguiente:

$$\frac{\omega_x}{\omega_y} = \sqrt{\frac{C_x}{C_y}} \quad (4.13)$$

La expresión en la Ec. (4.13) representa la relación entre las frecuencias traslacionales desacopladas de la edificación. De manera análoga, de la Ec. (4.12), se obtiene:

$$\frac{\omega_\theta}{\omega_y} = \sqrt{\frac{C_{\theta R}}{C_y r^2}} \quad (4.14)$$

El resultado en la Ec. (4.14) se denota por el símbolo Ω_θ y representa la relación entre la frecuencia de vibración rotacional y traslacional en la dirección y . En ambos resultados, los parámetros ω_x/ω_y y Ω_θ dependen de la geometría de las líneas resistentes.

La rigidez rotacional respecto al centro de rigidez $\mathbf{K}_{\theta R}$ es la única submatriz que recibe aportes de los pórticos en ambas direcciones. Se analiza la expresión que define la rigidez rotacional en mención:

$$\mathbf{K}_{\theta R} = \sum (x - e_x)^2 \alpha \mathbf{K}_L + (y - e_y)^2 \beta \mathbf{K}_L \quad (4.15)$$

Se define un parámetro adicional para cuantificar el aporte de los marcos orientados en la dirección “x” en la submatriz de rigidez rotacional respecto al centro de rigidez. Entonces, el nuevo parámetro denominado razón de rigideces torsionales Υ_x se obtiene al analizar el siguiente cociente:

$$\frac{\mathbf{K}_{xi}}{\mathbf{K}_{\theta R}} = \frac{\sum (y - e_y)^2 \beta \mathbf{K}_L}{\mathbf{K}_{\theta R}} \quad (4.16)$$

Luego, el parámetro buscado Υ_x se determina para un movimiento desacoplado donde las excentricidades son nulas. Por tanto, se plantean las siguientes equivalencias:

$$\Upsilon_x = \frac{\sum y^2 \beta \mathbf{K}_L}{\mathbf{K}_{\theta R}} = \frac{\sum y^2 \beta \mathbf{K}_L}{\Omega_\theta^2 \mathbf{K}_L r^2 C_y} \quad (4.17)$$

$$\Upsilon_x = \frac{\sum \beta y^2}{\Omega_\theta^2 r^2 C_y} \quad (4.18)$$

Como resultado, se establece que una edificación se caracteriza por los siguientes parámetros : T_y , e_x/r , e_y/r , ω_x/ω_y , Ω_θ y Υ_x . Cabe resaltar que solo se requiere la frecuencia de vibración traslacional desacoplada en una dirección debido a que el parámetro de relación entre frecuencias traslacionales permite obtener el valor de la dirección faltante. Para reducir la cantidad de variables, en esta investigación se establece simetría de las líneas resistentes en la dirección “x”, por lo cual la excentricidad e_y/r resulta nula. No obstante, la existencia de excentricidad e_x/r es suficiente para generar los efectos de torsión en planta. Adicionalmente, se agregó un parámetro adicional η el cual evalúa el efecto de piso blando en los modelos al incrementar la altura del primer nivel.

A continuación, se explican cada uno de los parámetros seleccionados para caracterizar los modelos estructurales:

Frecuencia de vibración traslacional desacoplado, T_y

Se obtiene a partir del resultado de frecuencia de vibración con mayor masa participativa derivada del cálculo de valores propios de la ecuación diferencial desacoplada entre la matriz de rigidez traslacional \mathbf{K}_y y la matriz de masa \mathbf{M} resultante del modelo P3D.

Excentricidad estática normalizada, e_x/r

Este parámetro relaciona la excentricidad en la dirección “x” y el radio de giro de la planta estructural resultante en un parámetro adimensional. La magnitud de la excentricidad es constante en todos los niveles de la edificación.

Razón de frecuencias traslacionales desacopladas, ω_x/ω_y

Establece la relación entre las frecuencias traslacionales en las direcciones “x” e “y”.

Grado de acoplamiento torsional, Ω_θ

Se define como la razón de las frecuencias de vibración desacopladas rotacionales y traslacionales

en una dirección del edificio. El modelo desacoplado se obtiene cuando el centro de masa y el centro de rigidez son coincidentes.

Razón de rigideces torsionales, Υ_x

Este parámetro se define como la razón entre el aporte de la rigidez torsional de los pórticos en la dirección “ x ” respecto a la rigidez torsional total de la edificación calculada respecto al centro de rigidez. Es decir el porcentaje de aporte de los elementos resistentes en dirección a la matriz de rigidez torsional $\mathbf{K}_{\theta\theta}$.

Razón de altura del primer nivel respecto al típico, η

Expresa el incremento de la altura del primer nivel respecto a la altura típica en el resto de los niveles.

Estos parámetros son resultantes del análisis *P3D* de una edificación aporticada con líneas resistentes de rigidez lateral proporcional. En la sección 4.1.4 se presentará el análisis de estos parámetros y los valores asignados para generar los casos de estudio.

4.1.2 Planta estructural y constantes en los modelos

La planta estructural de los modelos se compone de pórticos orientados en las direcciones ortogonales principales y una losa rectangular. La Figura 4.1 muestra la planta estructural típica, en la cual se han definido variables como las dimensiones de la losa, posiciones de los marcos desde el centro de masa y las constantes de proporcionalidad de cada pórtico. Las dimensiones de la planta estructural están determinadas por las variables A y B , mientras que la separación entre los marcos se encuentran distanciados en función de variables denominadas a y d . Los marcos orientados en la dirección “ x ” presentan una única constante de proporcionalidad β , en cambio los pórticos en la dirección “ y ” presentan distintas constantes de proporcionalidad α_i .

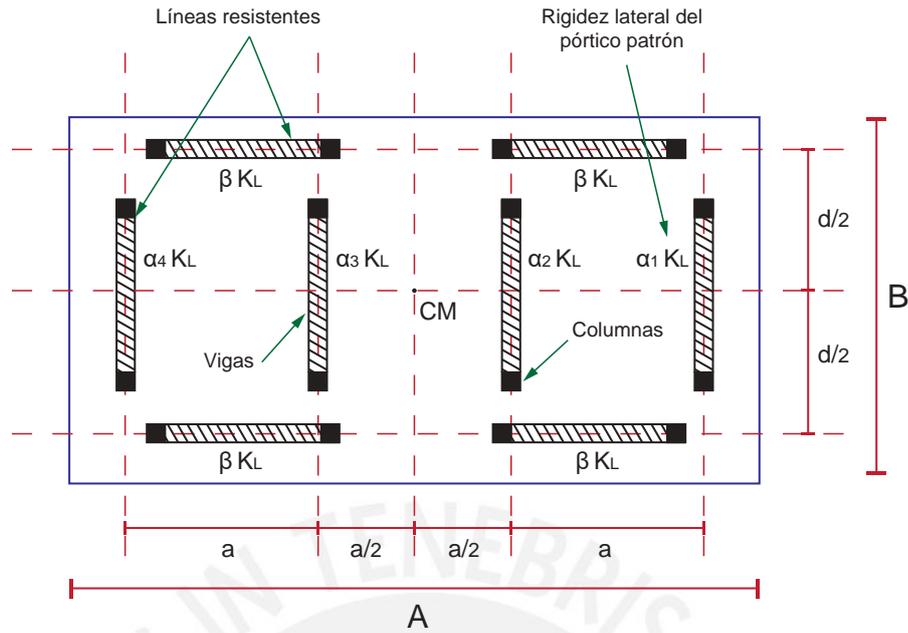


Figure 4.1: Esquema de la planta estructural de estudio

Debido a que los pórticos en la dirección “ x ” son simétricos tanto en rigidez como en ubicación, no se presenta una excentricidad e_y . Por otro lado, los pórticos en la dirección “ y ” también ubicaciones simétricas, sin embargo, las constantes de proporcionalidad al ser distintas generan la excentricidad e_x establecida como uno de los parámetros objetivo. Se establecieron relaciones y constantes para reducir la cantidad de variables involucradas en el modelo. Por ejemplo, se proyectó que la relación de aspecto de la planta es constante e igual a dos, es decir una relación entre dimensiones de planta $A/B = 2.0$.

Respecto a la distribución en altura y la estructura de los marcos, se ha establecido un pórtico patrón de n niveles de rigidez \mathbf{K}_L compuesto por vigas y columnas. Donde \mathbf{K}_L es una matriz cuadrada de dimensión n y por tanto varía en función de la cantidad de niveles, secciones empleadas y dimensiones de elementos. Entonces se estableció un pórtico patrón compuesto por dos ejes de columnas y un vano, el cual se muestra en la Figura 4.2. En este pórtico se presentan variables adicionales como la altura de entrepiso y la luz de las vigas, la cual tiene una magnitud igual al doble de la altura de entrepiso.

El pórtico patrón esta compuesto por vigas y columnas de inercia constante en todos los niveles. En el primer nivel, la altura de entrepiso se ve afectada por el parámetro η a fin de generar el efecto de entrepiso blando. En consecuencia, la matriz de rigidez lateral de este pórtico \mathbf{K}_L varia para cada valor del número de niveles y de la relación de altura del primer nivel respecto al típico. El modelo estructural del pórtico patrón se compone de elementos de tipo frame, considerando un grado de libertad traslacional por nivel y grados de libertad rotacionales en cada nudo (Ver Apéndice A.1).

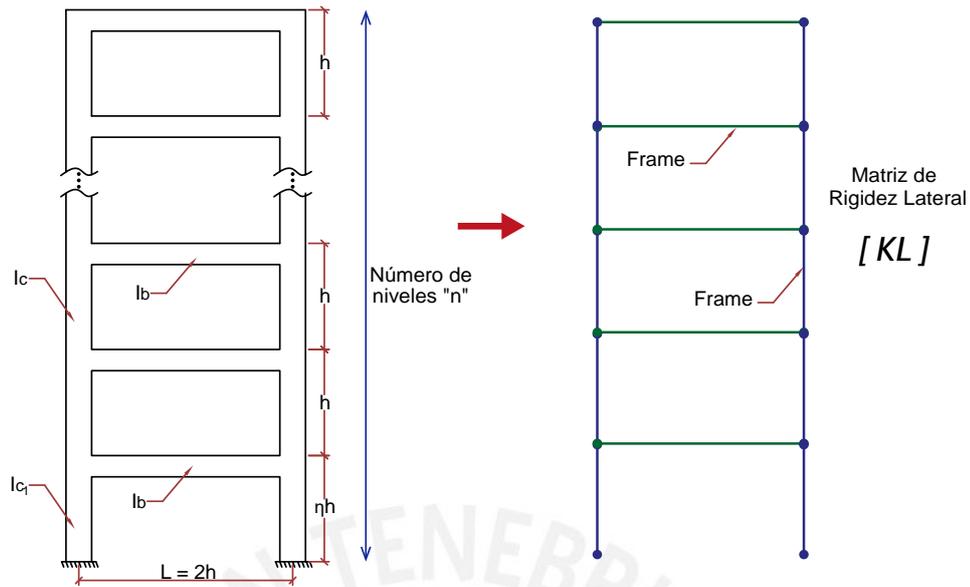


Figure 4.2: Pórtico patron de "n" niveles

Adicionalmente, la matriz de rigidez lateral se encuentra en función del módulo de elasticidad del concreto y la inercia de columnas y vigas. Para establecer una relación entre la inercia de vigas y columnas se emplea el parámetro ρ denominado índice de rigidez de entrepiso que se define como la relación entre la rigidez relativa de vigas y la rigidez relativa de las columnas en un nivel. Roehl (1972) realizó diversos análisis del parámetro ρ , donde se establece que para $\rho = 0.125$ los elementos se deforman en curvatura doble. En base a estos resultados se adopta este parámetro para relacionar la inercia de vigas y columnas, lo cual reduce las variables del modelo.

$$\rho = \frac{\sum E I_v / L}{\sum E I_c / h} \quad (4.19)$$

En ese sentido, para el pórtico de dos ejes de columnas y un vano, la relación de inercia de columnas y vigas está expresado por:

$$\rho = 0.125 = \frac{EI_b / L}{2EI_c / h} = \frac{EI_b}{4EI_c} \quad (4.20)$$

La masa de cada nivel se define por la densidad de planta γ y las dimensiones de la planta A y B . Estos últimos se han fijado de acuerdo a un análisis de su interacción con los parámetros objetivo (Ver Apéndice A.5). A continuación se describen las constantes seleccionadas para complementar la definición de los modelos estructurales.

Mayor dimensión de la planta, A

Se define como la mayor dimensión de la planta estructural medida en metros. Esta medida es paralela a la dirección "x" y en conjunto con la relación de aspecto permite definir la menor dimensión denotada por B . En el presente estudio se adoptó un valor igual a $12 m$ para la constante A .

Densidad de masa por nivel, γ

Se define como la masa distribuida por área en cada nivel, el cual corresponde a un metrodo de cargas considerando losas macizas de espesor $e = 0.15 \text{ m}$, cargas de acabados, tabiquería y sobrecarga. En el presente estudio se adoptó un valor igual a $\gamma = 0.8 \text{ ton/m}^2$.

Razón de rigideces relativas entre vigas y columnas, ρ

Este parámetro establece la relación entre la rigidez al giro entre vigas y columnas presentes en un entrepiso. En el presente estudio se adoptó un valor de $\rho = 0.125$.

Constante de proporcionalidad de marco en “x”, β

Esta constante establece la proporcionalidad de los marcos orientados en “x” respecto a la rigidez lateral del pórtico patrón. Se consideró que todos los marcos paralelos a “x” presenten una rigidez igual a la del pórtico patrón, por lo cual se estableció un valor igual a $\beta = 1.0$.

Suma total de las constantes de proporcionalidad en “x”, C_x

Esta constante corresponde a la suma de todas las constantes de proporcionalidad de los marcos orientados en dirección “x”. La planta estructural matriz se ha fijado con cuatro pórticos en dirección “x” que a su vez presentan una constante de proporcionalidad igual a $\beta = 1.0$. Por tanto, el valor adoptado para C_x es igual a 4.0.

Altura de entrepiso típica, h

Se define como la altura de entrepiso de los modelos estructurales que es constante en todos los niveles excepto por el primer nivel. Se adoptó un valor para esta altura igual a $h = 2.5 \text{ m}$.

Módulo de elasticidad del concreto, E

Esta constante corresponde a la propiedad mecánica del módulo de elasticidad del concreto con una resistencia a la compresión de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$. En el presente estudio se adoptó un valor de $E = 2.5 \cdot 10^6 \text{ ton/m}^2$.

Relación de aspecto, τ

Se define a la relación de aspecto como el cociente entre la mayor y menor dimensión de la planta estructural. En el presente estudio se adoptó un valor de $\tau = 2.0$.

4.1.3 Ecuaciones de relación entre parámetros y variables

Los parámetros seleccionados y las variables en la planta estructural se relacionan mediante funciones que depende de la configuración en planta, relación de aspecto y número de líneas resistentes. Como se describió anteriormente, los parámetros se obtienen de analizar las componentes de la matriz de rigidez de la edificación, las cuales se calculan en función de la rigidez de cada marco y su ubicación respecto al centro de masa. En esta sección se desarrollan funciones que reciban como datos de entrada los parámetros y brinden resultados de valores en planta como las secciones de los elementos, la proporcionalidad de cada marco y su posición.

La primera ecuación es la relación entre el periodo de vibración desacoplado en “y” y la frecuencia natural de vibración.

$$\omega_y = \frac{2 \pi}{T_y} \quad (4.21)$$

Luego, se calculan las constantes de proporcionalidad de cada línea resistente en la dirección “y”. Para simplificar los cálculos y reducir el número de variables se considera que los marcos ubicados a la derecha del centro de masa tienen la misma constante de proporcionalidad ($\alpha_3 = \alpha_4$), lo mismo para los marcos hacia la izquierda ($\alpha_2 = \alpha_1$). Al existir una excentricidad en planta, si se plantea el cálculo de excentricidad respecto al centro de rigidez el resultado debe ser nulo.

$$\alpha_1 \mathbf{K} (3/2a - e_x) + \alpha_2 \mathbf{K} (a/2 - e_x) + \alpha_3 \mathbf{K} (-a/2 - e_x) + \alpha_4 \mathbf{K} (-3/2a - e_x) = 0 \quad (4.22)$$

De donde se obtiene una relación entre las constantes de proporcionalidad:

$$\frac{\alpha_1}{\alpha_3} = \left(\frac{2a + 2e_x}{2a - 2e_x} \right) \quad (4.23)$$

La constante de la rigidez lateral de la edificación C_y se expresa como la sumatoria de las constantes de proporcionalidad.

$$C_y = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4 = \frac{4 a \alpha_1}{a + e_x} \quad (4.24)$$

Además, las constantes de rigidez lateral en cada dirección se relacionan con la razón de frecuencias traslacionales desacopladas mediante la siguiente expresión:

$$C_y = \left(\frac{\omega_x}{\omega_y} \right)^{-2} C_x \quad (4.25)$$

La combinación de estas ecuaciones permiten determinar ecuaciones para el cálculo de las constantes de proporcionalidad de los marcos.

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \frac{C_x}{4} \left(\frac{a/r + e_x/r}{a/r} \right) \left(\frac{\omega_x}{\omega_y} \right)^{-2} \quad (4.26)$$

$$\alpha_3 = \alpha_4 = \frac{C_x}{4} \left(\frac{a/r - e_x/r}{a/r} \right) \left(\frac{\omega_x}{\omega_y} \right)^{-2} \quad (4.27)$$

Para determinar la dimensión a de la planta estructural, se recurre a la ecuación para calcular la rigidez torsional.

$$\mathbf{K}_{\theta\theta} = \sum \alpha x^2 \mathbf{K}_L + \sum \beta y^2 \mathbf{K}_L \quad (4.28)$$

A partir de la ecuación anterior, se obtiene la siguiente equivalencia:

$$\frac{C_{\theta R}}{C_y} + e_x^2 = \frac{\sum \alpha x^2}{C_y} + \Upsilon_x \Omega^2 r^2 \quad (4.29)$$

La sumatoria se calcula empleando las posiciones de cada marco y las constantes de proporcional-

idad, las cuales se encuentran en función de la dimensión a . Finalmente, se despeja esta variable y si obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{a}{r} = \sqrt{\frac{5}{4}} \sqrt{\left(\frac{e_x}{r}\right)^2 + \Omega_\theta^2 (1 - \Upsilon_x)} \quad (4.30)$$

Luego, para determinar la dimensión d se recurre a la definición del parámetro Υ_x y la término que representa en el cálculo de la rigidez torsional.

$$\Upsilon_x = \frac{\sum \beta y^2}{\Omega_\theta^2 r^2 C_y} \quad (4.31)$$

Donde la posición de los marcos orientados en x es la variable d . Además, se considera que estos marcos presentan constantes de proporcionalidad igual a la unidad $\beta = 1$ y su sumatoria corresponde a C_x . Por tanto se obtiene lo siguiente:

$$\Upsilon_x \Omega_\theta^2 r^2 C_y = C_x d^2 \quad (4.32)$$

Se observa que se presenta la relación de constantes de rigidez lateral de la edificación, los cuales son equivalente a la razón de frecuencias traslacionales desacopladas. Finalmente, se despeja la dimensión d .

$$\frac{d}{r} = \frac{\sqrt{\Upsilon_x} \Omega_\theta}{\omega_x / \omega_y} \quad (4.33)$$

Por otro lado, en la Ec. (4.11) se presenta una ecuación diferencial que resulta en un conjunto de valores y vectores propios que determinan las frecuencias de vibración desacopladas y modos de vibración en la dirección “y”. Las Ecs. (4.10) y (4.12) son proporcionales a la Ec. (4.11) y representan las frecuencias traslaciones en “x” y torsionales respectivamente. Debido a que las secciones de cada modelo presentaran distintas dimensiones de acuerdo a los parámetros asignados, el análisis de las frecuencias se realiza con variables adimensionales. En ese sentido se define la matriz de rigidez lateral adimensional κ° , la matriz de masa adimensional \mathbf{m}° y la frecuencia de vibración adimensional λ_y^2 .

$$\mathbf{K}_L = \frac{E I_c}{h^3} \kappa^\circ \quad (4.34)$$

Donde κ° es una matriz cuadrada de dimensión n y se ve modificada por la relación de rigidez de entrepiso ρ y el parámetro η .

$$\mathbf{M} = \frac{\gamma A B}{g} \mathbf{m}^\circ \quad (4.35)$$

Por tanto, la Ec. 4.36 permite obtener las frecuencias de vibración adimensionales λ_y^2 .

$$(\kappa^\circ - m^\circ \lambda_y^2) \phi_j = 0 \quad (4.36)$$

Entonces, la ecuación (4.11) se puede expresar en función de estas variables adimensionales.

$$K_{yy} - \omega_y^2 M = 0 \rightarrow C_y \frac{E I_c}{h^3} \kappa^\circ - \omega_y^2 \frac{\gamma A B}{g} m^\circ = 0 \quad (4.37)$$

Se establece la siguiente equivalencia respecto a la frecuencia de vibración adimensional:

$$\lambda_y^2 = \frac{\gamma A B h^3}{g E I_c C_y} \omega_y^2 \quad (4.38)$$

Por último, se busca despejar la inercia de las columnas.

$$I_c = \frac{1}{C_x} \left(\frac{\omega_x}{\omega_y} \right)^2 \left(\frac{\omega_y}{\lambda_y} \right)^2 \frac{\gamma A B h^3}{g E} \quad (4.39)$$

Las ecuaciones desarrolladas utilizan los parámetros y constantes definidas como datos de entrada para obtener los resultados de ubicación de los pórticos y dimensiones de elementos estructurales. La Figura 4.3 muestra un esquema de la relación entre los parámetros de entrada que a través de las ecuaciones descritas brindan valores numéricos para variables en planta como separación entre pórticos, constantes de proporcionalidad e inercia de columnas. De esta manera, la geometría de la planta y secciones de elementos para cada modelo se encuentran totalmente definidas, los cuales se emplearán para la construcción de los modelos tridimensionales.

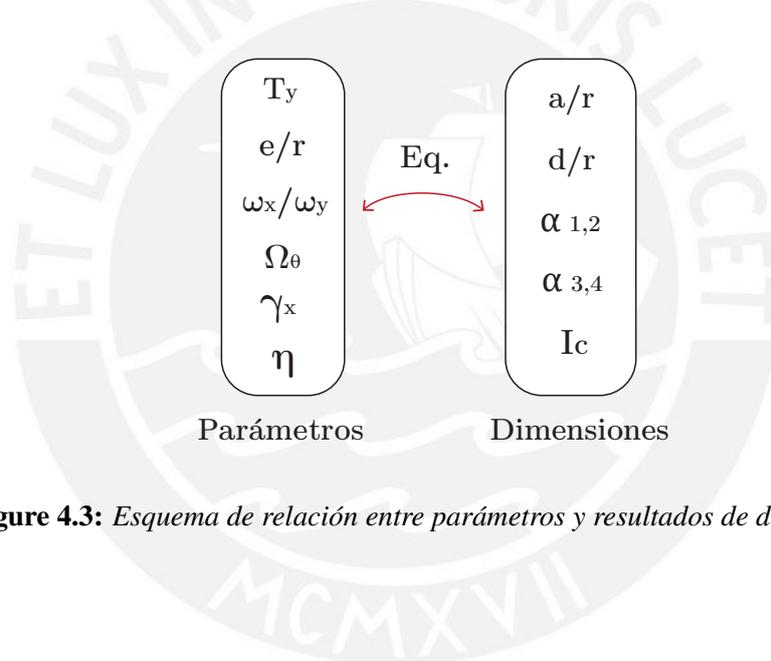


Figure 4.3: Esquema de relación entre parámetros y resultados de dimensiones

4.1.4 Valores objetivo e influencia de los parámetros en la planta estructural

Los parámetros definidos en secciones anteriores caracterizan a la edificación. Para comprender el efecto de estos parámetros sobre la edificación se realizó un análisis de sensibilidad sobre los valores que se les puede asignar.

El grado de acoplamiento torsional Ω_θ , mide la razón entre las frecuencias rotaciones y traslacionales de la edificación, por tanto a mayor valor de Ω_θ los marcos en ambas direcciones se alejan del centro de masa. Esto se debe a que la rigidez rotacional depende no solo de la rigidez de los marcos sino también del cuadrado de la distancia respecto al centro de masa. La Figura 4.4 ejemplifica lo mencionado donde los marcos para $\Omega_\theta = 0.75$ se encuentran más cerca al centro de masa en comparación con lo representado para $\Omega_\theta = 1.00$.

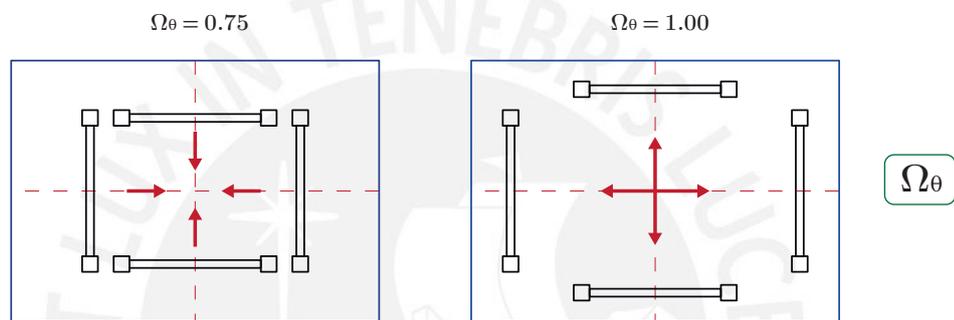


Figure 4.4: Efecto del grado de acoplamiento torsional

Para este parámetro se asignó el valor de $\Omega_\theta = 1.00$ para representar una edificación que posea la misma frecuencia de vibración desacoplada rotacional y traslacional. Además, se adicionó un valor de $\Omega_\theta = 0.75$ el cual representa una estructura flexible a la torsión lo que podría resultar en una respuesta más desfavorable durante el análisis de los modelos. La selección de estos valores se basa en un análisis de las ecuaciones que las relacionan con las dimensiones en planta (Ver Apéndice A.5).

La razón de rigideces torsionales Υ_x se definió como el cociente del aporte a la rigidez torsional de los pórticos en dirección “x” y la rigidez torsional total. Por tanto, el parámetro influye en la separación de los pórticos orientados en “x” respecto al centro de masa. La figura 4.5 muestra la influencia en los marcos horizontales y su mayor distancia respecto al centro de masa al aumentar el valor de Υ_x desde 0.3 hasta 0.5 y los marcos verticales son invariantes en su geometría ante la variación de este parámetro. El valor de Υ_x se limitó a un solo valor $\Upsilon_x = 0.5$ debido a que al realizar un análisis de sensibilidad para este parámetro se observa que valores superiores en combinación con el resto de parámetros generaban marcos fuera de la planta y menores valores concentraban demasiado los marcos hacia el centro de masa.

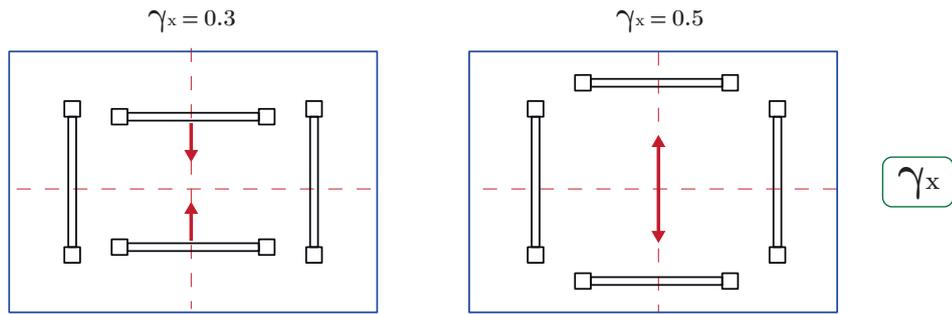


Figure 4.5: Efecto de la razón de rigideces torsionales

La excentricidad estática normalizada e_x/r influye en la separación entre los marcos orientados en la dirección “y”, de manera que a mayor valores se presenta una mayor distancia entre los marcos. Además, este parámetro también influye en la constante de proporcionalidad de los marcos en la dirección “y”, de modo que los marcos del lado derecho presenten mayor rigidez respecto a los marcos del lado izquierdo. La Figura 4.6 muestra el efecto de la excentricidad para $e/r = 0.25$ y $e/r = 0.75$ donde se observa que para $e/r = 0.75$ se presenta una mayor distancia de los marcos verticales respecto al centro de masa y para ambos casos los marcos de la derecha presentan mayores secciones en columnas y vigas debido al aumento en la constantes de proporcionalidad de estos marcos.

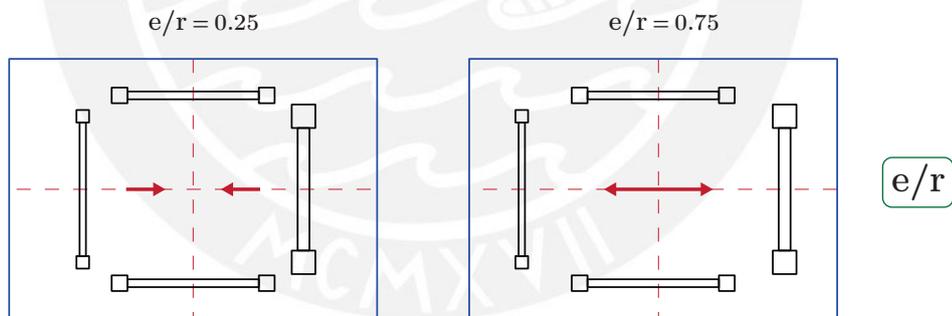


Figure 4.6: Efecto de la excentricidad estática normalizada

Al analizar una planta rectangular el radio de giro se puede expresar de la siguiente manera:

$$r = \sqrt{\frac{1}{12} (A^2 + B^2)} = \sqrt{\frac{1}{12} \left(1 + \frac{1}{\tau^2}\right) A^2} \quad (4.40)$$

Considerando que la relación de aspecto es constante $\tau = 2$. Entonces el radio de giro se expresa como una fracción de la longitud mayor de la planta.

$$r = \sqrt{\frac{1}{12} \left(1 + \frac{1}{2^2}\right)} A = 0.323 A \quad (4.41)$$

Luego, para los valores asignados $e/r = 0.25$, 0.50 , y 0.75 al despejar la excentricidad en planta se obtienen los siguientes valores:

$$\frac{e}{r} = 0.25 \rightarrow e = 8.0\% A \quad (4.42)$$

$$\frac{e}{r} = 0.50 \rightarrow e = 16.1\% A \quad (4.43)$$

$$\frac{e}{r} = 0.75 \rightarrow e = 24.2\% A \quad (4.44)$$

Se observa que los porcentajes de la excentricidad respecto a la mayor longitud de la planta resultan mayores al 5% establecido de excentricidad accidental como se indica en la norma peruana, y a su vez un máximo de 24% que es cercano a un cuarto de la longitud de la planta. Estos resultados de excentricidad no distan de los que se podrían presentar en la estructuración y análisis de nuevas edificaciones y estructuras existentes.

La relación de altura entre el primer nivel y el típico no influye en la configuración en planta, en cambio genera modelos con alturas diferentes en el primer nivel para cada planta estructural. Un valor de η mayor a la unidad representa la cantidad de veces que se ha incrementado la altura típica de la edificación para el primer nivel.

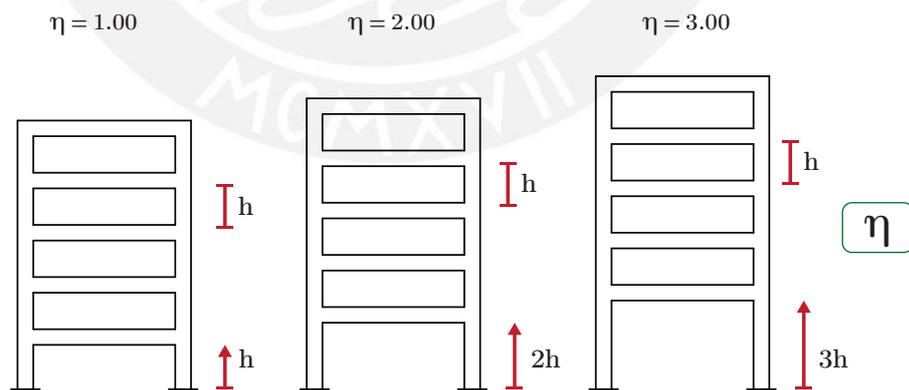


Figure 4.7: Efecto de la razón de altura del primer nivel respecto al típico

Para la investigación se ha propuesto estudiar un rango de valores desde 1.00 hasta 3.00, lo que representa un incremento máximo de tres veces la altura del primer nivel. Se limitó este parámetro a dicho rango ya que valores mayores de η resultarían poco representativos para edificaciones de concreto armado.

Las Tablas 4.2 a 4.3 presentan el resumen de los parámetros objetivo y sus valores asignados. La excentricidad estática normalizada e_x/r y el grado de acoplamiento torsional Ω_θ son los principales parámetros para generar la respuesta torsional en los modelos. Por otro lado, el parámetro η es aquel que genera la irregularidad de piso blando y a fin de estudiar este fenómeno a detalle se le asignaron un mayor número de valores. El resto de parámetros se limitaron a uno o dos valores debido a la limitación del alcance de la investigación y restricciones debido a la relación de aspecto y la geometría genérica de la planta estructural.

Se observa que solo los datos para el periodo de vibración desacoplado cambian para las edificaciones de diferentes niveles. En cambio, el resto de parámetros se mantienen en sus valores independientemente de la cantidad de niveles debido a que influyen de la posición de los pórticos y la geometría de la planta estructural, lo cual es invariable. Los datos para cada parámetro se ha visto limitado por las características de la planta estructural matriz y el tiempo para analizar un mayor número de casos de estudio, siendo prioritario considerar mínimo tres o más valores para e/r y η debido a ser claves para generar las irregularidades en planta y altura. La combinación de la cantidad de datos asignados a cada parámetro resultan en 60 modelos cada uno (producto de la cantidad de datos para cada parámetro) con un grupo de valores objetivo distintos entre sí para las edificaciones de 5 y 10 niveles.

Los parámetros que modifican la posición de los pórticos en planta son: e_x/r y Ω_θ con una cantidad de datos de tres y dos respectivamente. Entonces la combinación de los parámetros independientes resulta en el producto de las cantidades generando un total de seis plantas distintas. Además, se presentan cinco datos para el incremento de altura del primer nivel (η) por lo que se obtienen 30 modelos distintos. Luego, estos treinta modelos presentaran resultados de secciones distintas debido a los dos valores para la frecuencia de vibración desacoplada (T_y) resultando en un total de 60 modelos. Finalmente, el análisis se realizará para edificaciones con tres niveles diferentes. Por lo tanto se estudiarán un total de 180 casos de estudio.

Tabla 4.2: *Parámetros objetivo para modelos de cinco niveles*

Parámetro	Valores asignados				
T_y	0.20	0.30	-	-	-
e_x/r	0.25	0.50	0.75	-	-
ω_x/ω_y	1.00	-	-	-	-
Ω_θ	0.75	1.00	-	-	-
Υ_x	0.50	-	-	-	-
η	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00

(-) No hay dato

Tabla 4.3: Parámetros objetivo para modelos de diez niveles

Parámetro	Valores asignados				
T_y	0.30	0.40	-	-	-
e_x/r	0.25	0.50	0.75	-	-
ω_x/ω_y	1.00	-	-	-	-
Ω_θ	0.75	1.00	-	-	-
Υ_x	0.50	-	-	-	-
η	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00

(-) No hay dato

4.2 Modelos tridimensionales

Las dimensiones en planta y las secciones de los elementos resultantes del análisis paramétrico ahora serán empleados como datos de ingreso para el programa de cálculo estructural *Opensees*. La geometría de la planta estructural depende de la combinación de parámetros e_x/r , Ω_θ y Υ_x , mientras que las dimensiones de las columnas y vigas varían en función de la combinación de T_y , ω_x/ω_y , η .

4.2.1 Nomenclatura de los casos de estudio

Los casos de estudio reciben una nomenclatura (ID) para identificarse e indicar el conjunto de parámetros que se asignaron al modelo. Para establecer estas etiquetas a los modelos se estableció un orden de los parámetros según las tablas presentadas anteriormente con los valores objetivo. La Figura 4.8 se presenta la estructura de la nomenclatura para los modelos donde el primer dígito corresponde al número de niveles de la edificación y los dígitos posteriores al guión representan el grado de los parámetros. Con esto se hace referencia al parámetro con mayor valor en orden creciente iniciando desde uno, de manera que si el parámetro tiene tres valores estos se asociaran a un conteo de menor a mayor desde uno hasta la cantidad de datos. Por ejemplo, la excentricidad estática ocupa el segundo dígito posterior al guión y el menor valor objetivo es de 0.25 al cual le corresponde el grado 1 mientras que al mayor valor de 0.75 un grado de 3 al ser el tercer dato para este parámetro.

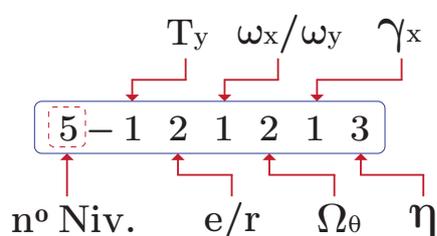


Figure 4.8: Definición de la nomenclatura para los modelos estructurales.

4.2.2 Construcción de los modelos estructurales

Los resultados del modelo paramétrico para todos los modelos se presentan en los anexos B.1 y B.2, donde se observan los valores de dimensiones en planta y la inercia requerida para columnas y vigas. Con estos resultados se pueden generar las coordenadas para todos los nudos del modelo y posteriormente generar los elementos viga-columna indicando los nudos de inicio y fin correspondientes considerando como origen el centro de masa. En el programa *Opensees* la información se ingresa a través de sentencias de código cuya estructura inicia con la función del programa para definir nudos, elementos, secciones, etc. Luego, se ingresan los argumentos que componen a dicha función, los cuales pueden ser datos de dimensiones de elementos o secciones, coordenadas entre otros. Además, estos argumentos pueden ser ingresados como variables lo que permite modificar los datos de entrada sin necesidad de reescribir las sentencias de código. La Figura 4.9 muestra, a modo de ejemplo, las sentencias de código para las funciones de nudos y elementos frame, donde se observa que los argumentos para los nudos corresponde a las coordenadas en función de las variables a , L y h , mientras que en los elementos se definieron las propiedades mecánicas de una viga como area, inercia entre otros.

```
Node $NodeID $CoordX $CoordY $CoordZ → Node 1 $a/2 $L/2 $h
element ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A $Jx $ly $lz $Avy $Avz $Column
```

Figure 4.9: Ejemplo de sentencias de código en *Opensees*.

La secuencia para construir los modelos tridimensionales en *Opensees* se muestra en el diagrama de flujo de la Figura 4.10. Donde los nudos se definen con coordenadas de posición en planta y en altura. Los elementos requieren definir un nodo inicial y final, además se asignan las propiedades mecánicas correspondientes. Luego, se asignan las restricciones en los nudos de la base considerando un modelo empotrado. Por último, se definen diafragmas rígidos donde se compatibilizan los desplazamientos traslacionales y la rotación alrededor de la planta para cada nivel. Además, el análisis de múltiples modelos emplea el procedimiento mostrado en el diagrama de flujo de la Figura 4.11, donde se muestra el uso del programa *MATLAB* para ingresar los datos y post-proceso del análisis, mientras que *Opensees* es empleado para el análisis y obtener la data resultante.

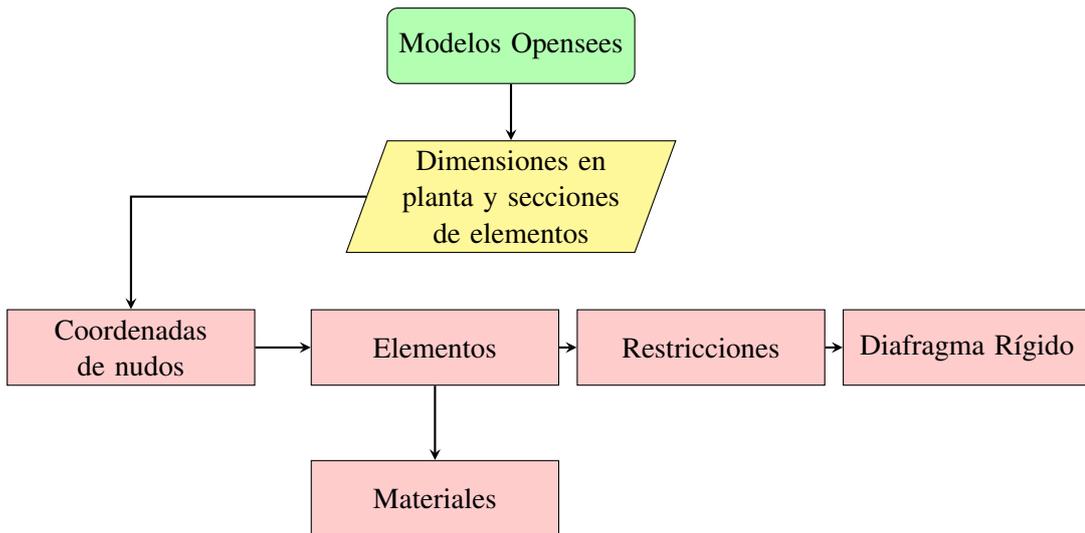


Figure 4.10: Diagrama de flujo de los modelos en Opensees.

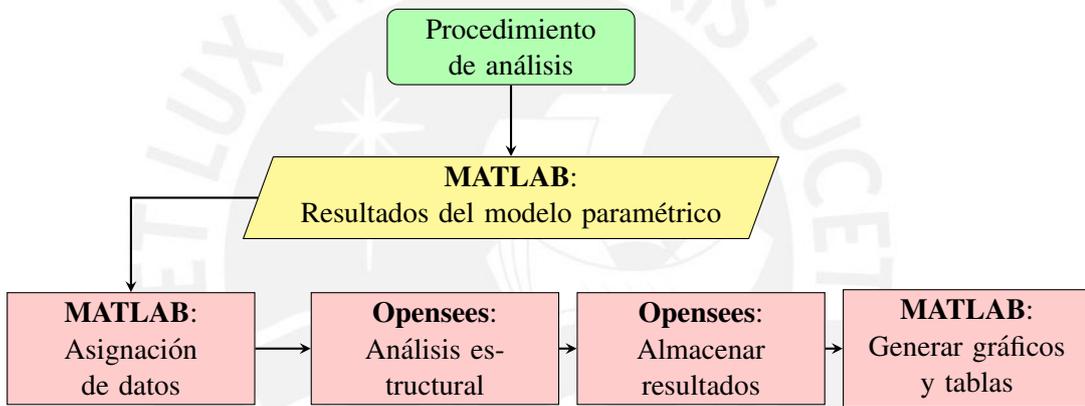


Figure 4.11: Diagrama de flujo para el análisis estructural y el post-proceso.

La Figura 4.12 presenta un esquema de la distribución de los pórticos resultantes de la combinación de parámetros en el modelo *Modelo 5-221113*. La forma de la planta y la cantidad de pórticos en cada dirección se basan en la planta estructural (Ver Figura 4.1).

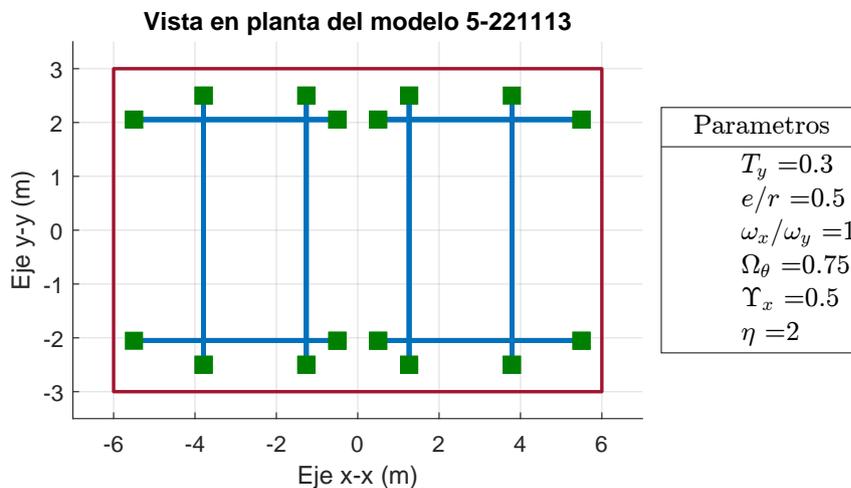


Figure 4.12: Esquema de la planta estructural para el modelo 5-221113.

Luego, los resultados de inercia columnas obtenidos con la ecuación (4.39) se transforman a secciones cuadradas. Además, para un pórtico patrón la inercia entre las vigas y las columnas se encuentran relacionadas mediante el parámetro constante ρ . De esta manera se calculan la inercia requerida para las vigas de cada pórtico patrón y se transforma en secciones rectangulares. A modo de ejemplo, la Figura 4.13 se muestran las dimensiones para vigas (l_b) y columnas (l_c) obtenidas para el modelo *Modelo 5-221113*. Se observa que todos los marcos orientados en “x” tienen las mismas secciones. En cambio, los marcos orientados en “y” ubicados a la izquierda y derecha del centro de masa presentan distintas secciones. Esta diferencia entre secciones de porticos en “y” genera la excentricidad en planta y responde principalmente al valor del parámetro e_x/r .

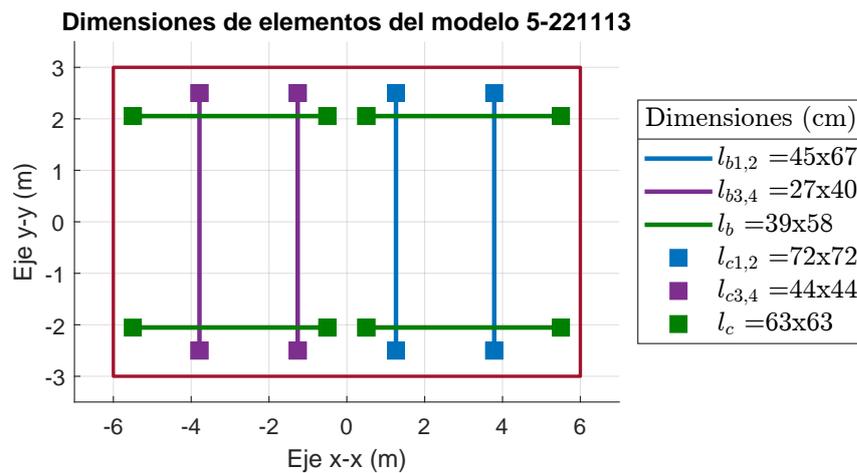


Figure 4.13: Esquema en planta de las dimensiones de vigas y columnas para el modelo 5-221113.

La Figura 4.14 muestra un esquema a escala de la variación de altura generada por el parámetro η para el rango de valores establecidos, se observa que los modelos no presentaran la misma altura pero si comparten los mismos resultados de secciones para vigas y columnas.

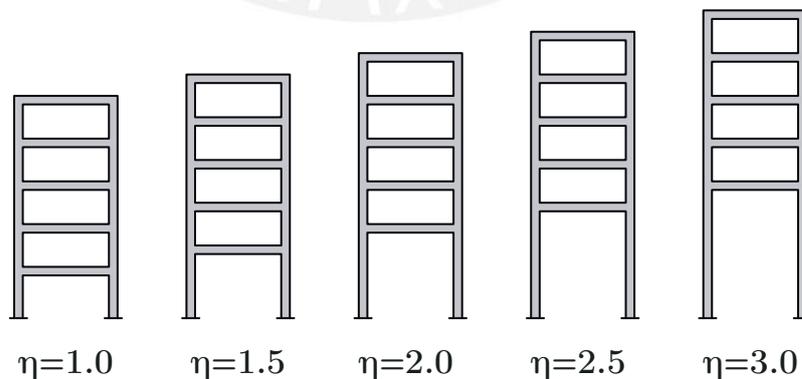


Figure 4.14: Esquema de la variación del parámetro η en los modelos estructurales.

Según los valores asignados en la Tabla 4.2, la combinación de los parámetros e_x/r , Ω_θ y Υ_x , resultan en seis geometrías en planta (distribución de los marcos en la planta estructural). Es-

tas geometrías son invariables ante la modificación del resto de parámetros. A continuación se muestran esquemas de las seis planta en función de cada caso combinatorio.

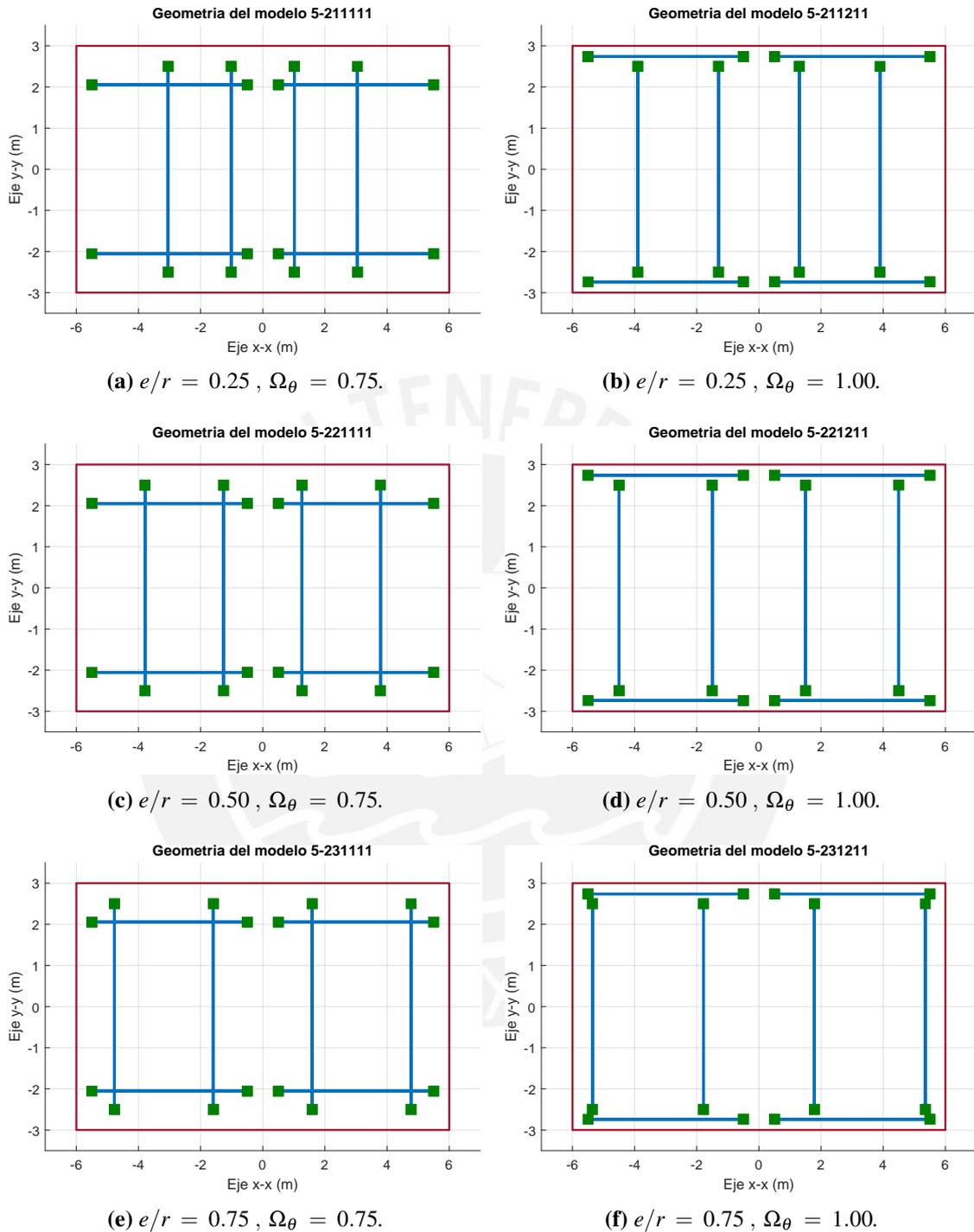


Figure 4.15: Vista de las seis geometrías de los modelos estructurales para cinco niveles.

Se observa que las plantas (a), (c) y (e) presentan el valor de $\Omega_\theta = 0.75$ y los marcos en la dirección "y" se separan a medida que se incrementa el valor de la excentricidad estática normalizada e/r . Las plantas (b), (d) y (f) presentan el segundo dato de $\Omega_\theta = 1.00$ donde los marcos se encuentran más alejados del centro de masa y se observa el mismo efecto en los marcos en la dirección "y" debido al parámetro e/r . Además, se observa que para este segundo caso los mar-

cos en la dirección "x" se encuentran muy cerca del límite de la planta esto debido al único valor seleccionado para Υ_x .

El programa *Opensees* no posee una interfaz gráfica a diferencia de otros programas comerciales. Para brindar una representación gráfica de los modelos que se están analizando se ha realizado vistas en *Matlab*. A modo de ejemplo, la Figura 4.16 presenta vistas isométricas de los modelos 5 – 221113 y 10 – 221113, que se generaron a partir de los resultados del análisis paramétrico. Se ha representado a los elementos vigas y columnas con líneas azules, donde existe un empostramiento perfecto en el primer nivel. Además, para cada nivel se representa el perímetro de la losa con una línea roja donde se verifica que los marcos se encuentran dentro de la planta estructural. Se resalta que estos modelos son casos de estudio ideales que responden a los valores numéricos asignados a los parámetros que a su vez representan las propiedades de una edificación. Por tanto, la geometría de los modelos es una representación resultante de la combinación de los parámetros objetivo que permite al lector tener una idea de las edificaciones que se han generado en el modelo paramétrico.

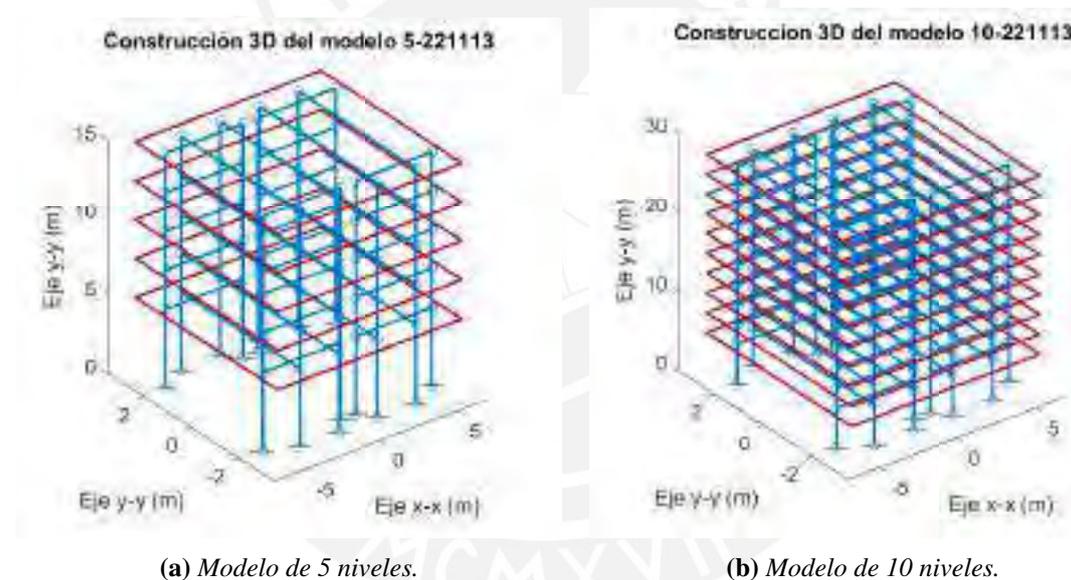


Figure 4.16: Isometrías de los modelos tridimensionales.

4.2.3 Validación de los modelos en Opensees

Los modelos en *Opensees* se generaron a través de archivos de extensión *.tcl* donde se definieron las coordenadas y secciones en forma de variables. Luego, se asignan los datos de cada modelo mediante un script en *Matlab*. De esta manera se agiliza la modificación de datos entre modelos. Para verificar que la geometría y los elementos se encuentren correctamente definidos se realizó un modelo en el programa *ETABS* (CSI,2021), el cual posee una interfaz gráfica y cuyos resultados de un análisis elástico serán comparados con los modelos de *Opensees*. La Figura 4.17 muestra el modelo 5 – 111111 elaborado en *ETABS* donde utilizó las distancias entre pórticos y secciones de vigas y columnas que resultan del modelo paramétrico. Se observa que los pórticos

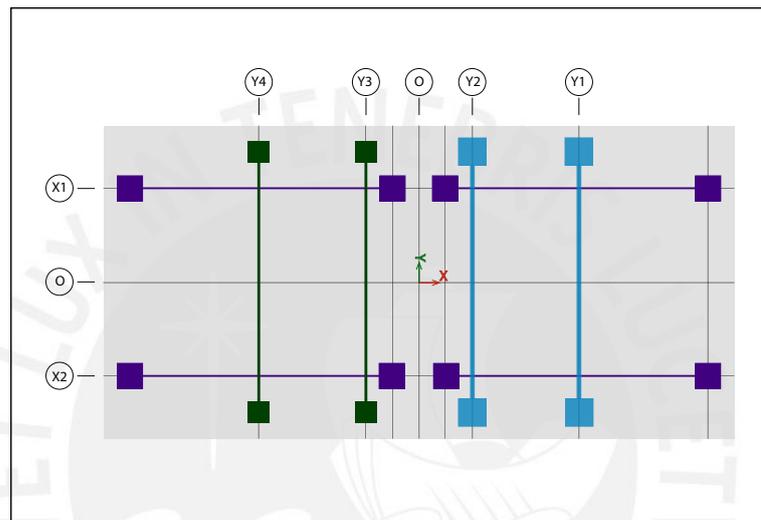


Figure 4.17: Planta de modelo 5-111111 elaborado en ETABS.

La comparativa se realiza para un análisis elástico estático con fuerzas aplicadas en el centro de masa y se evalúa la diferencia porcentual en resultados globales de desplazamientos laterales y fuerzas en columnas y vigas. Además, se presentan para ambos casos los resultados de frecuencias para los primeros modos de vibración resultantes de un análisis modal. Las Tablas 4.4 y 4.5 muestra que las diferencias porcentales en desplazamientos laterales y en derivas son mínimas.

Tabla 4.4: Comparativa entre desplazamientos laterales del centro de masa

Nivel	ETABS (m)	OpenSees (m)	Dif. %
1	0.000272	0.0002722	0.074
2	0.000823	0.0008238	0.097
3	0.00143	0.00143167	0.117
4	0.001975	0.00197816	0.160
5	0.002417	0.00242167	0.193

Tabla 4.5: *Comparativa entre derivas del centro de masa*

Nivel	ETABS	OpenSees	Dif. %
1	0.0001088	0.00010888	0.076
2	0.0002204	0.00022066	0.116
3	0.0002428	0.00024313	0.135
4	0.000218	0.0002186	0.274
5	0.0001768	0.0001774	0.342

La Tabla 4.6 muestra los primeros cuatro modos de vibración para las edificaciones en ambos programas. Se observa que existe una diferencia porcentual máxima de 1.85% por lo que los valores son cercanos pero con un mayor error respecto a lo presentado para desplazamientos laterales y derivas.

Tabla 4.6: *Comparativa entre primeros modos de vibración*

Modo	ETABS	OpenSees	Dif. %
1	0.21299	0.21694	1.855
2	0.19836	0.19791	-0.227
3	0.1734	0.176236	1.636
4	0.0576	0.0586	1.736

Respecto a fuerzas internas en elementos, las Tablas 4.7 y 4.8 muestran las diferencias porcentuales entre ambos programas para cada una de las fuerzas internas de una viga y columna. Estas fuerzas resultan de aplicar las cargas en la dirección “y”. En el caso de las vigas se observa que la diferencia porcentual en fuerza cortante y momento flector es de 2.1%, mientras que para torsión existe una diferencia porcentual considerable de 9.41% aunque los valores son mucho menores respecto V_y y M_x . En las columnas las diferencias en las fuerzas internas de la dirección de análisis presentan diferencias porcentuales de 1.1%, mientras que le resto presentan mayores porcentajes pero las magnitudes de estas fuerzas son muchos menores respecto a las de la dirección de análisis.

Tabla 4.7: *Comparativa fuerzas internas de viga del primer nivel*

Fuerza	ETABS	OpenSees	Dif. %
V_y (ton)	3.0709	3.00491	-2.149
T (ton.m)	0.1706	0.18615	9.41
M_x (ton.m)	7.6772	7.51228	-2.148

Tabla 4.8: *Comparativa fuerzas internas de columna del primer nivel*

Fuerza	ETABS	OpenSees	Dif. %
P (ton)	15.9887	15.8225	-1.039
V_y (ton)	4.228	4.18066	-1.120
V_x (ton)	0.2629	0.285	8.406
T (ton.m)	0.329	0.352	6.991
M_y (ton.m)	1.0801	1.1714	8.453
M_x (ton.m)	11.1292	11.009	-1.080

Para ilustrar las diferencias en las magnitudes de fuerzas internas para vigas y columnas, se presenta la Figura 4.18. Se observa que los mayores magnitudes pertenecen a las correspondiente a la dirección de análisis, mientras que el resto de fuerzas que presentaban mayores porcentajes son pequeños en comparación con la magnitud de las otras fuerzas. Se atribuyen las diferencias entre modelos al tipo de formulación en los elementos. En Opensees el análisis lineal elástico se realizó empleando la formulación de Timoshenko para elementos de tipo frame. En síntesis, se aceptan los resultados para los modelos de Opensees dado que se obtienen resultados similares a ETABS.

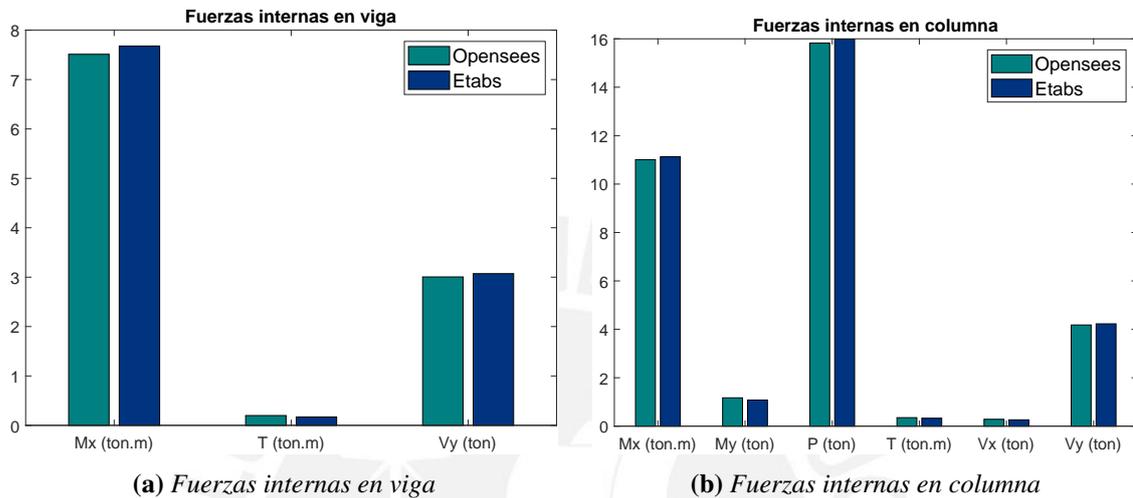


Figure 4.18: Comparación de resultados entre programas de cálculo estructural

4.2.4 Resultados del análisis modal

Se realizó el análisis modal de las estructuras generadas para múltiples niveles en los modelos tridimensionales. Las Tablas 4.2 a 4.3 muestran dos valores de frecuencia de vibración desacoplada (T_y) para las estructuras de determinado número de niveles, el cual resulta de considerar nulo el aporte de rigidez entre los marcos ortogonales y una nula excentricidad para generar una ecuación de movimiento desacoplada. Estas consideraciones dejan de ser aplicables en el modelo tridimensional por lo que los resultados de periodos son diferentes al parámetro objetivo T_y y distintos entre sí para cada modelo. En el análisis paramétrico se ha considerado que la frecuencia de vibración desacoplada T_y resulte del cálculo para la estructura con altura constante es decir $\eta = 1.0$ siendo esta una frecuencia base, de manera que al incrementar la altura del primer nivel se flexibiliza estructura generando diferentes valores de periodo de vibración. Además, se obtienen diferentes resultados de periodo para las distintas combinaciones de parámetros que establecen las configuraciones en planta (e/r , Ω_θ). Las Tablas 4.9 al 4.12 presentan los resultados de periodo de vibración en dirección “y” los cuales fueron extraídos del modo con mayor masa participativa en la dirección correspondiente. Asimismo, se han generado resultados promedio del periodo de vibración en función de la variación del parámetro η . Se observa que los periodos de vibración acoplados de las edificaciones no coinciden con el valor de frecuencia de vibración desacoplada. Esto se debe al aporte de rigidez que proveen los marcos ortogonales y la existencia de cierto grado de excentricidad. En la dirección “y”, se observa que el periodo aumenta directamente con el incremento de la excentricidad estática normalizada (e/r) y se disminuye el grado de acoplamiento torsional (Ω_θ).

Tabla 4.9: *Periodo fundamental de vibración acoplado en la dirección Y-Y para 5 niveles*

Periodo acoplado en la dirección Y-Y (seg)						
Parámetros objetivo		$\eta = 1.0$	$\eta = 1.5$	$\eta = 2.0$	$\eta = 2.5$	$\eta = 3.0$
$T_y = 0.2$ $\eta = 1.0$	$e/r = 0.25, \Omega_\theta = 0.75$	0.217	0.239	0.274	0.315	0.361
	$e/r = 0.25, \Omega_\theta = 1.00$	0.207	0.237	0.272	0.313	0.359
	$e/r = 0.50, \Omega_\theta = 0.75$	0.235	0.267	0.304	0.345	0.391
	$e/r = 0.50, \Omega_\theta = 1.00$	0.228	0.260	0.297	0.339	0.386
	$e/r = 0.75, \Omega_\theta = 0.75$	0.265	0.301	0.340	0.384	0.432
	$e/r = 0.75, \Omega_\theta = 1.00$	0.253	0.287	0.326	0.370	0.418
$T_y = 0.3$ $\eta = 1.0$	$e/r = 0.25, \Omega_\theta = 0.75$	0.309	0.353	0.404	0.464	0.531
	$e/r = 0.25, \Omega_\theta = 1.00$	0.305	0.349	0.400	0.460	0.528
	$e/r = 0.50, \Omega_\theta = 0.75$	0.348	0.395	0.450	0.511	0.578
	$e/r = 0.50, \Omega_\theta = 1.00$	0.338	0.384	0.439	0.501	0.570
	$e/r = 0.75, \Omega_\theta = 0.75$	0.393	0.445	0.504	0.569	0.640
	$e/r = 0.75, \Omega_\theta = 1.00$	0.374	0.425	0.483	0.548	0.619

Tabla 4.10: *Periodo de vibración acoplado promedio en la dirección Y-Y para 5 niveles*

Periodo acoplado en la dirección Y-Y ($\bar{x} \pm \sigma$)					
Frec. Desacoplada	$\eta = 1.0$	$\eta = 1.5$	$\eta = 2.0$	$\eta = 2.5$	$\eta = 3.0$
$T_y = 0.2$	0.23 ± 0.02	0.27 ± 0.03	0.3 ± 0.03	0.34 ± 0.03	0.39 ± 0.03
$T_y = 0.3$	0.34 ± 0.04	0.39 ± 0.04	0.45 ± 0.04	0.51 ± 0.04	0.58 ± 0.04

Tabla 4.11: *Periodo de vibración acoplado en la dirección Y-Y para 10 niveles*

Periodo acoplado en la dirección Y-Y (seg)						
Parámetros objetivo		$\eta = 1.0$	$\eta = 1.5$	$\eta = 2.0$	$\eta = 2.5$	$\eta = 3.0$
$T_y = 0.3$ $\eta = 1.0$	$e/r = 0.25, \Omega_\theta = 0.75$	0.363	0.389	0.420	0.456	0.497
	$e/r = 0.25, \Omega_\theta = 1.00$	0.359	0.386	0.417	0.453	0.494
	$e/r = 0.50, \Omega_\theta = 0.75$	0.401	0.429	0.461	0.498	0.539
	$e/r = 0.50, \Omega_\theta = 1.00$	0.389	0.417	0.449	0.486	0.528
	$e/r = 0.75, \Omega_\theta = 0.75$	0.450	0.481	0.516	0.554	0.597
	$e/r = 0.75, \Omega_\theta = 1.00$	0.430	0.460	0.494	0.532	0.575
$T_y = 0.4$ $\eta = 1.0$	$e/r = 0.25, \Omega_\theta = 0.75$	0.467	0.501	0.540	0.586	0.639
	$e/r = 0.25, \Omega_\theta = 1.00$	0.462	0.496	0.535	0.581	0.635
	$e/r = 0.50, \Omega_\theta = 0.75$	0.520	0.556	0.597	0.644	0.697
	$e/r = 0.50, \Omega_\theta = 1.00$	0.504	0.540	0.581	0.628	0.682
	$e/r = 0.75, \Omega_\theta = 0.75$	0.587	0.626	0.671	0.720	0.775
	$e/r = 0.75, \Omega_\theta = 1.00$	0.559	0.598	0.642	0.691	0.746

Tabla 4.12: *Periodo de vibración acoplado promedio en la dirección Y-Y para 10 niveles*

Periodo acoplado en la dirección Y-Y ($\bar{x} \pm \sigma$)					
Frec. Desacoplada	$\eta = 1.0$	$\eta = 1.5$	$\eta = 2.0$	$\eta = 2.5$	$\eta = 3.0$
$T_y = 0.3$	0.4 ± 0.04	0.43 ± 0.04	0.46 ± 0.04	0.5 ± 0.04	0.54 ± 0.04
$T_y = 0.4$	0.52 ± 0.05	0.55 ± 0.05	0.59 ± 0.05	0.64 ± 0.06	0.7 ± 0.06

4.3 Diseño y análisis de los casos de estudio

El método de análisis no lineal tiempo-historia requiere definir principalmente las propiedades no lineales de los materiales, refuerzo en los elementos y los registros sísmicos. En esta sección se presenta el procedimiento que se utilizó para el diseño del refuerzo en vigas y columnas en los modelos. Para obtener las solicitaciones de diseño se empleó la normativa peruana y sus lineamientos para el comportamiento dinámico de edificaciones mediante un análisis modal espectral. Además, se detalla el procesamiento de las señales sísmicas y los parámetros del análisis no lineal a fin de obtener las respuestas de interés.

4.3.1 Diseño de elementos de concreto armado

Los modelos estructurales se analizan ante carga de gravedad y fuerzas laterales. El diseño de refuerzo sigue los lineamientos de la norma técnica peruana E.060 el cual emplea el diseño por resistencia y establece restricciones de cuantías mínimas.

a. Análisis dinámico

Las solicitaciones sísmicas en los modelos estructurales se obtienen al emplear el método de fuerzas estáticas equivalentes. Este método se encuentra implementado en la norma peruana E.030 donde las fuerzas laterales se calculan mediante parámetros sísmicos y el peso total de la edificación.

La cortante basal se calcula como una fracción del peso total de la edificación y las fuerzas laterales se aplican en el centro de masa de cada nivel.

$$V_{basal} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot P}{R} \quad (4.45)$$

Donde Z es el factor de zona que representa la máxima aceleración en la base en función de la ubicación de la edificación. En la normativa peruana se establecen cuatro zonas (Ver Figura 4.19). Se ha dispuesto que las edificaciones se ubiquen en la ciudad de Lima ubicada en la zona cuatro donde se asigna el máximo valor para el factor de zona $Z = 0.45$.



Figure 4.19: Zonificación sísmica del Perú. Adaptado de MVCS (2018)

El factor de uso U se emplea para incrementar la demanda sísmica en estructuras importantes. Los modelos se han categorizado como edificaciones de uso de oficinas (Edificaciones comunes) para el cual se tiene que $U = 1.0$.

El factor de amplificación sísmica C depende del periodo fundamental de vibración de la estructura, por lo que se utilizó los resultados del análisis modal de las edificaciones para obtener los periodos correspondientes a cada modelo. Para tipos de suelo S1 se tienen los valores de $T_p = 0.4 s$ y $T_L = 2.0 s$ con los cuales se modifica el factor C de la siguiente manera:

$$C = 2.5 \cdot \frac{T_p}{T} \rightarrow T_p < T < T_L \quad (4.46)$$

$$C = 2.5 \cdot \frac{T_p \cdot T_L}{T} \rightarrow T_L < T \quad (4.47)$$

El factor de suelo S modifica la fuerza en la base de la edificación de acuerdo al tipo de suelo. La Figura 4.20 presenta un mapa de la ciudad de Lima y los tipos de suelos según su ubicación. Se ha asignado un factor de suelo $S = 1.00$ correspondiente al tipo de suelo S1 que engloba los suelos muy rígidos con velocidad de ondas de corte entre 500 y 1500 m/s, dado que es el de mayor predominancia en la ciudad de Lima y por tanto el caso más probable en combinación con el resto de parámetros sísmicos.

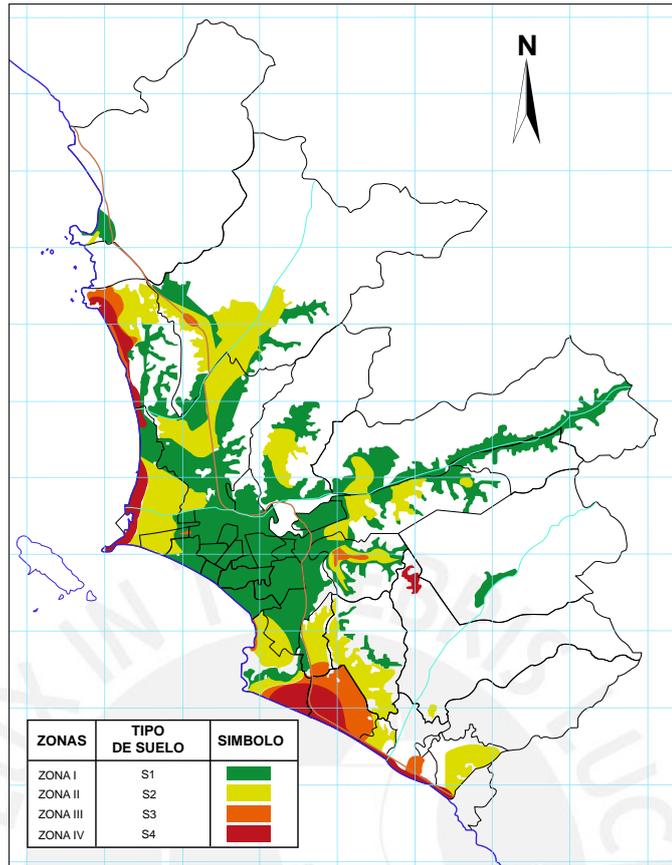


Figure 4.20: Mapa de tipos de suelo en la ciudad de Lima. Adaptado de CISMID (2016)

El factor de reducción sísmica R se asigna en función del tipo de sistema estructural de la edificación. Para los modelos en análisis el sistema estructural corresponde a una edificación aporricada para el cual se asigna un valor de $R = 8.0$.

A continuación se presentan los valores de los parámetros sísmicos seleccionados a modo de resumen:

$$Z = 0.45 \quad U = 1.0 \quad S = 1.0 \quad R = 8.0 \quad (4.48)$$

A partir del análisis dinámico se obtienen las derivas de cada modelo con lo cual se calibró los dos datos asignados al parámetro T_y correspondiente a la frecuencia vibración desacoplada en dirección “y”. De manera que las derivas para el primer dato de T_y resultan menores a la mitad del límite de distorsión de entrepiso para estructuras de concreto armado de siete por mil. Mientras que para el segundo dato se obtienen derivas en el rango de cinco a siete por mil. Entonces, el primer dato para T_y representa una estructura rígida y holgada respecto al límite normativo, mientras que el segundo dato representa una estructura flexible con derivas mayores a la mitad del límite de derivas permisible. Los gráficos de derivas se han agrupado para las combinaciones de los parámetros T_y , e/r y Ω_θ y su variación respecto al parámetro que modifica la altura del primer nivel η .

Las derivas presentadas en las Figuras 4.21 a 4.23 se encuentran multiplicadas por el factor de reducción para representar el comportamiento inelástico donde se utilizó una amplificación de $0.75R$ o $0.85R$ para estructuras regulares e irregulares respectivamente. Se observó que los resultados de derivas se encuentran dentro del límite permisible según el reglamento peruano para las distorsiones de entrepiso (7.0%). Los gráficos de derivas permiten realizar comentarios iniciales respecto al comportamiento de las edificaciones en función de sus parámetros.

Como primeras observaciones generales para las edificaciones de 5, y 10 niveles se tiene que el incremento de altura en el primer nivel genera un incremento de derivas en los primeros dos niveles. Además, el parámetro de excentricidad estática normalizada e/r incrementa los valores de derivas de todos los niveles. Además, se obtiene un ligero incremento de derivas al disminuir el parámetro Ω_θ lo que resulta razonable al representar una planta más flexible a la torsión. Por otro lado, se aprecia que las plantas con menor irregularidad en altura presentan las mayores derivas en los niveles intermedios, mientras que en los casos de mayor irregularidad en altura las derivas máximas se encuentran en los primeros dos niveles con una tendencia a disminuir en los niveles superiores.



Derivas de entrepiso direccion Y-Y

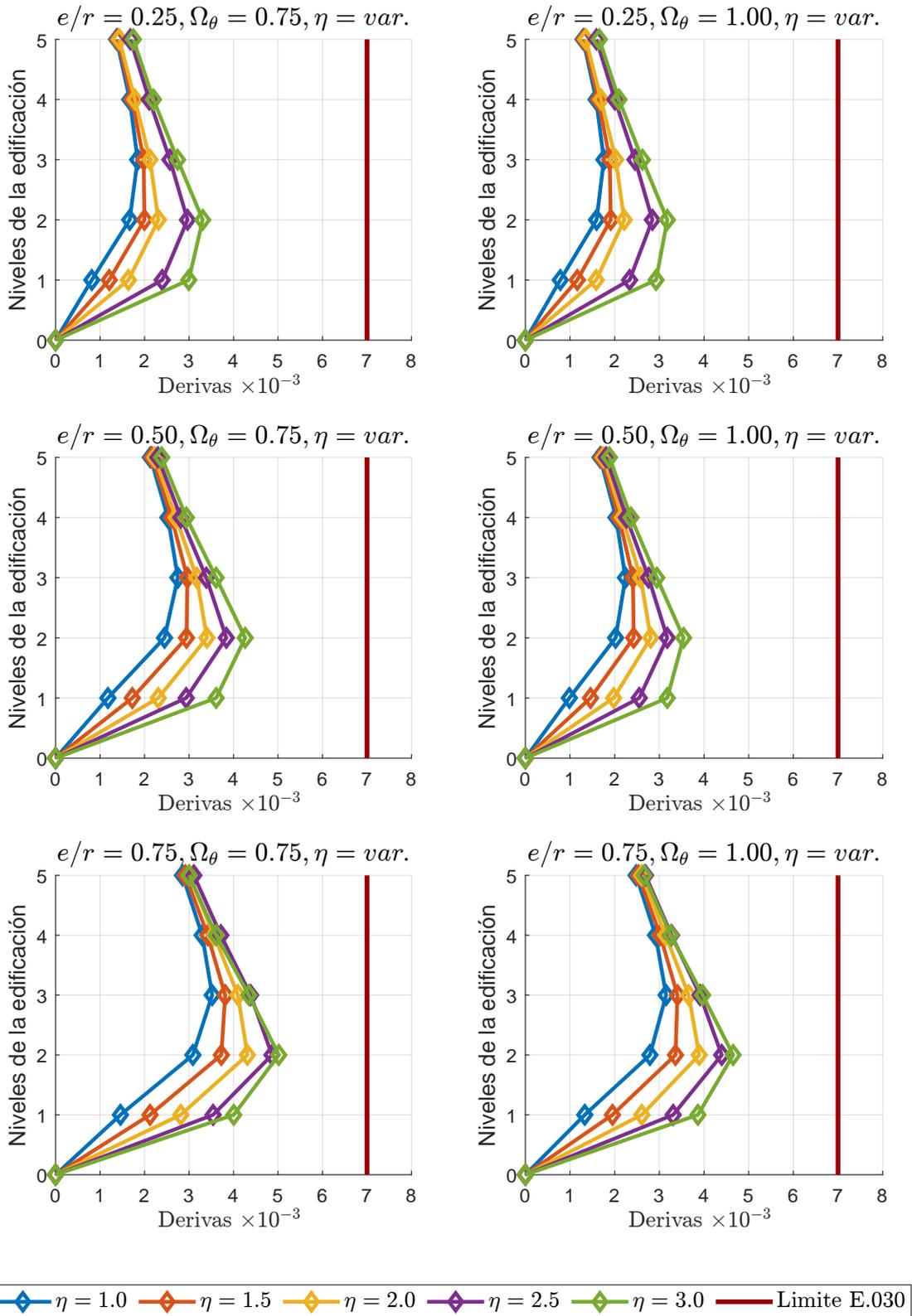


Figure 4.21: Derivas de los modelos de cinco niveles $T_y = 0.2$.

Derivas de entropía dirección Y-Y

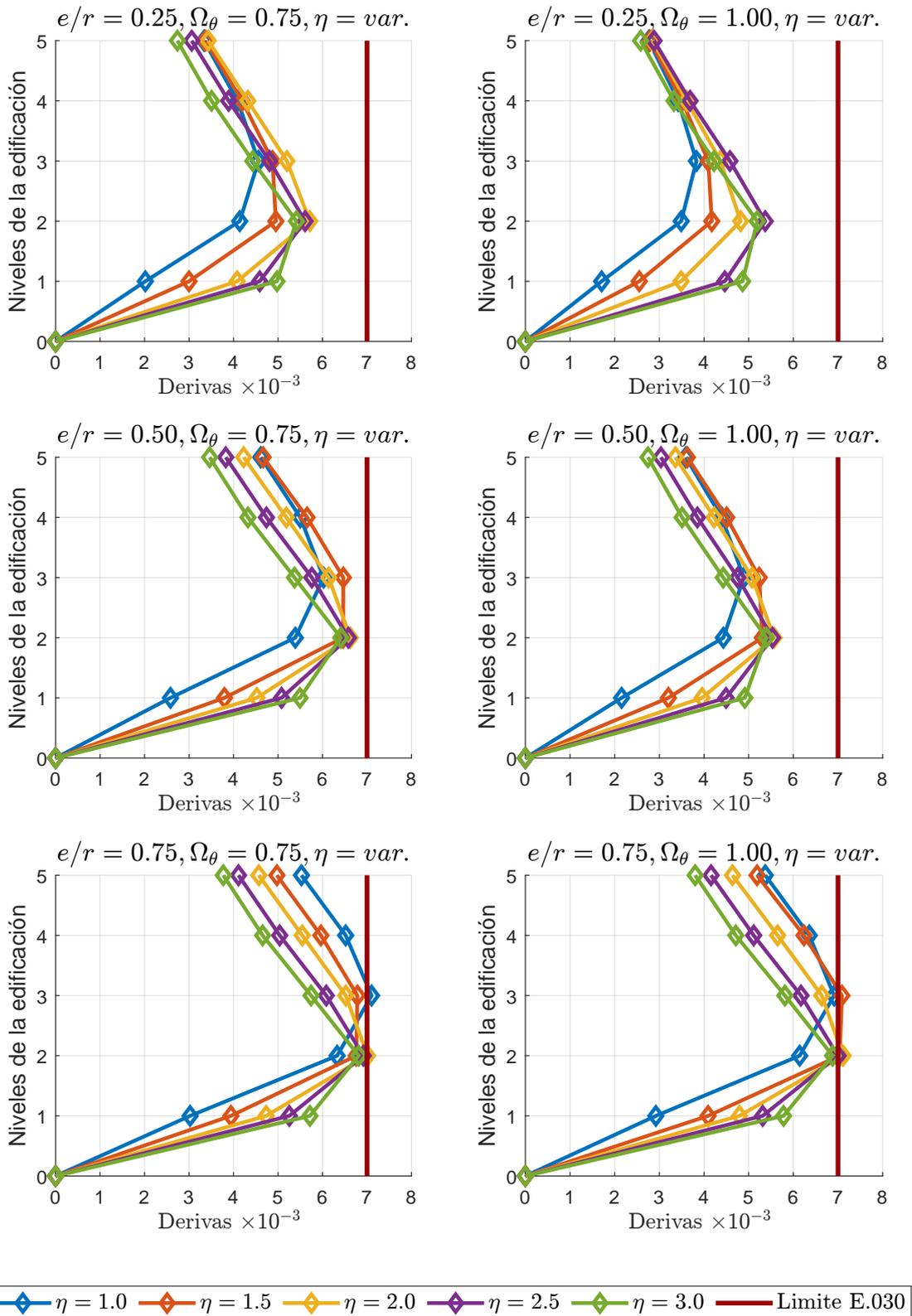


Figure 4.22: Derivas de los modelos de cinco niveles $T_y = 0.3$.

Derivas de entrepiso direccion Y-Y

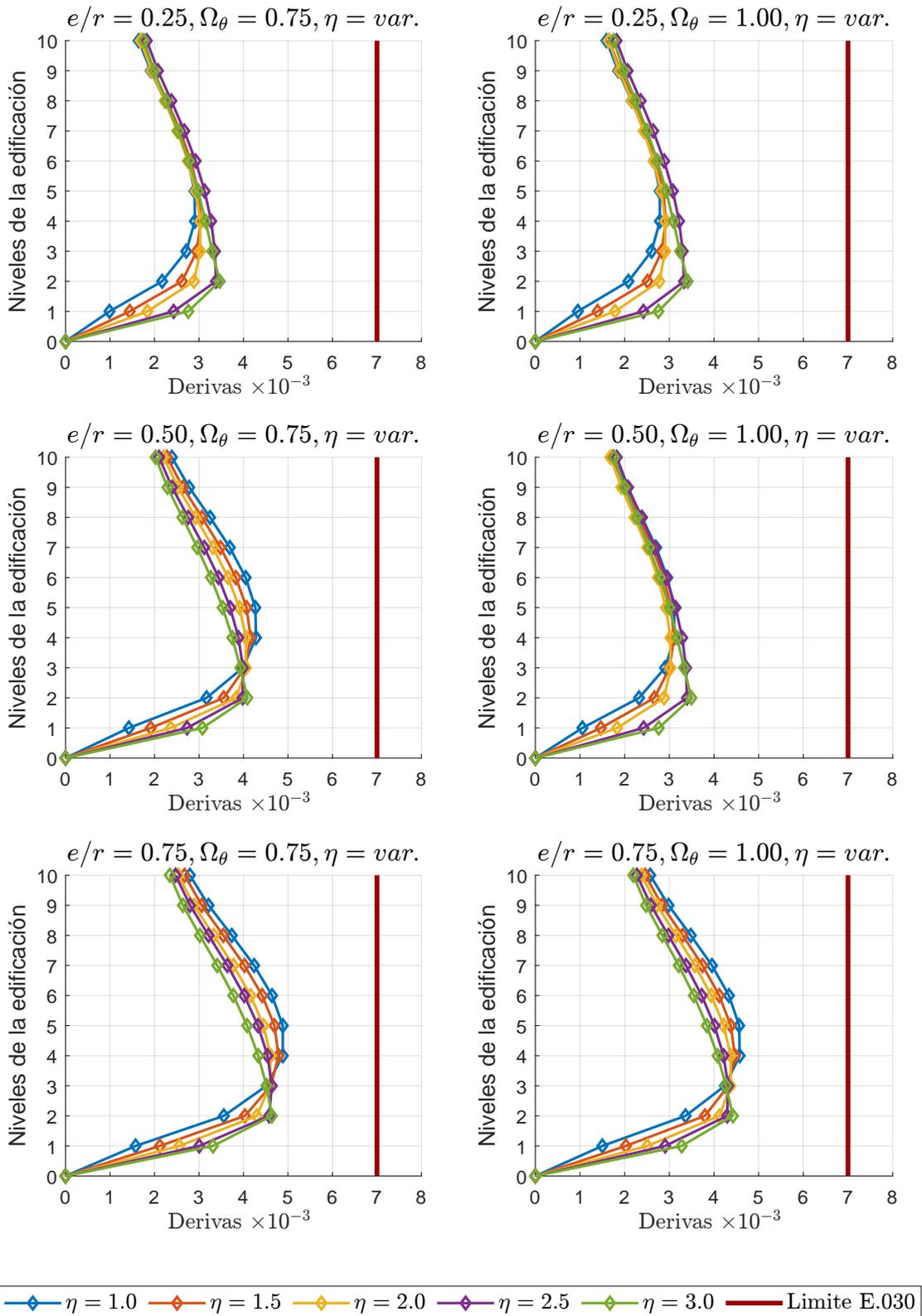


Figure 4.23: Derivas de los modelos de diez niveles $T_y = 0.3$.

Derivas de entropiso direccion Y-Y

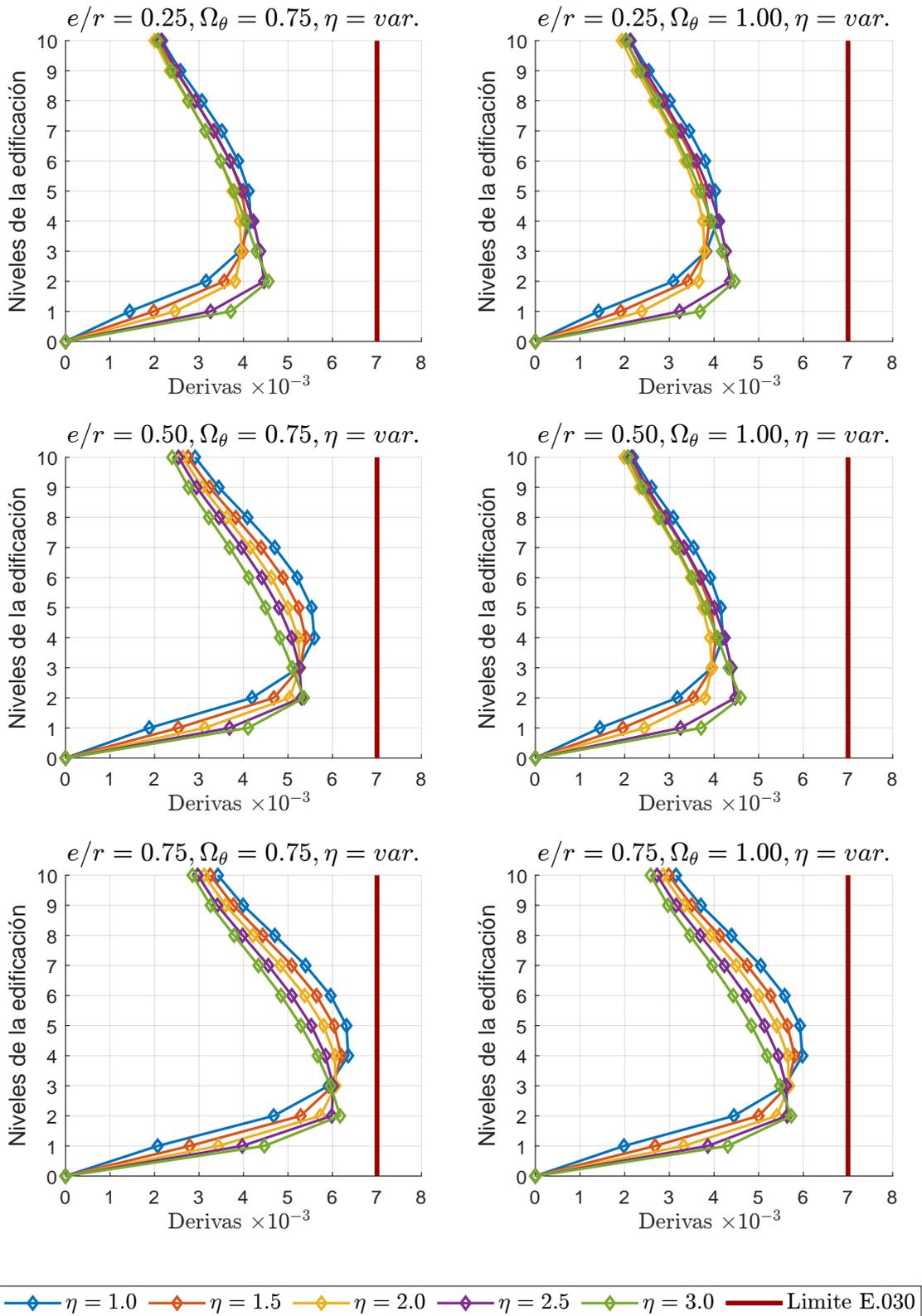


Figure 4.24: Derivas de los modelos de diez niveles $T_y = 0.4$.

b. Análisis de irregularidades

Se empleó los lineamientos de la norma peruana E.030 para identificar las irregularidades presentes en los modelos. De acuerdo al Capítulo 3, la irregularidad en altura de piso blando se identifica al comparar las rigideces de entrepiso que se calculan a partir de las derivas. Este método resulta el más recurrente en los distintos códigos de diseño sísmico incluido la normativa peruana. Adicionalmente, se identificó la irregularidad en planta por torsión para todos los modelos a fin de identificar la torsión para cada una de las geometrías en planta. Para identificar la irregularidad torsional se calculó el ratio entre el máximo desplazamiento relativo de entrepiso y el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso, el cual posee un límite para ser categorizado como regular.

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{prom}} > 1.3 \rightarrow I.Torsional, \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{prom}} > 1.5 \rightarrow I.ExtremaTorsional \quad (4.49)$$

Las Figuras 4.25 y 4.27 muestran la cantidad de modelos que presentan irregularidad en altura agrupados en función del parámetro η y para la irregularidad en planta se agrupó de acuerdo a las seis configuraciones en planta dadas por e/r y Ω_θ . Se evidenció que desde $\eta = 1.0$ hasta $\eta = 2.0$ se clasifica a las edificaciones de 5, 10 y 15 como regulares, y para $\eta = 2.5$ y $\eta = 3.0$ la clasificación es de irregular de rigidez extrema en su totalidad para cinco niveles, mientras que para 10 y 15 niveles existen 1 y 4 modelos para $\eta = 2.5$ respectivamente con irregularidad de rigidez. Respecto a la irregularidad en planta se observó que las configuraciones más críticas son $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 0.75$ y $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 1.0$, donde existe irregularidad de torsión y también de torsión extrema. Las Figuras 4.26 y 4.28 muestran los porcentajes de modelos que han sido clasificados como regulares e irregulares en altura y en planta. El 60% de modelos se encuentran clasificados como regular en altura, mientras que el 50% de modelos se clasifican como irregulares en planta para 10 y 15 niveles y 30% para los modelos de cinco niveles.

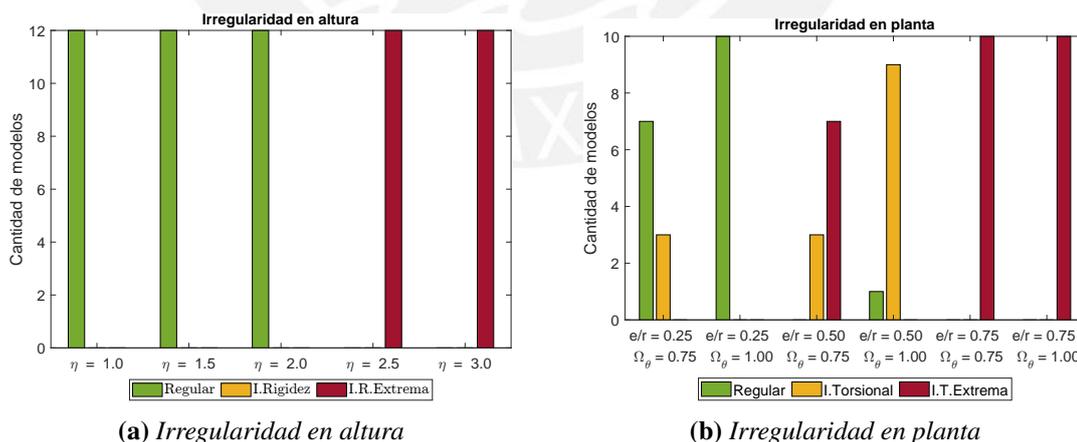


Figure 4.25: Distribución de irregularidades en los modelos de 5 niveles

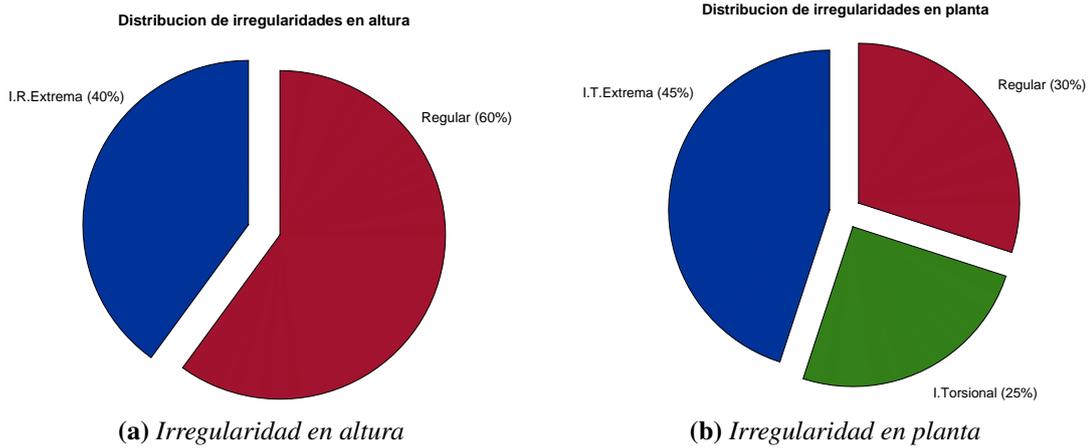


Figure 4.26: Estadística de irregularidad en los modelos de 5 niveles

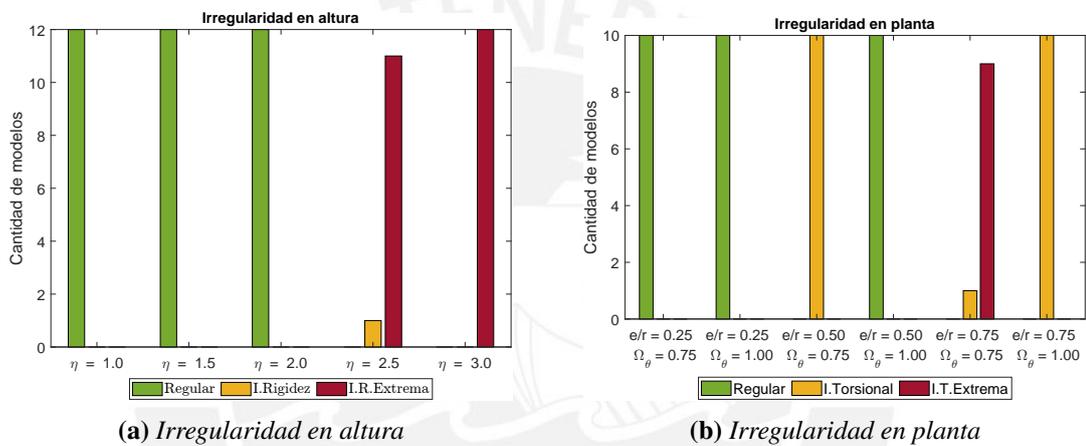


Figure 4.27: Distribución de irregularidades en los modelos de 10 niveles

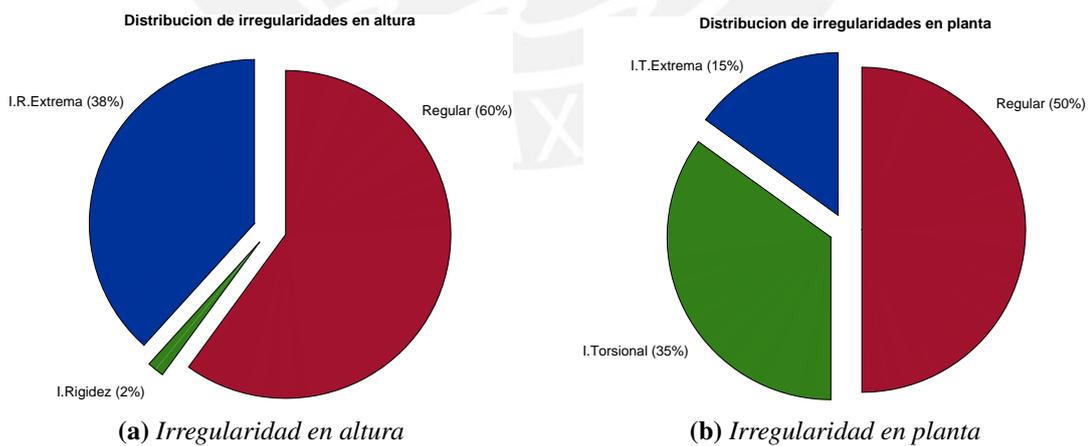


Figure 4.28: Estadística de irregularidad en los modelos de 10 niveles

La presencia de irregularidades modifican el factor R donde se incluye un modificador I_a e I_p según el grado y tipo de irregularidad en altura y en planta que se haya identificado en la edificación. Se agrupó los factores de reducción asignados de acuerdo a la combinación de irregularidad que se pueden presentar en los modelos estructurales. La Tabla 4.13 indica los valores de los factores

de reducción en función a las distintas combinaciones que se pueden presentar para la irregularidad en altura y en planta. Los colores verde y ámbar se asignan cuando por lo menos existe una condición regular sea en altura o en planta pero ninguna irregularidad extrema. Mientras que los colores amarillo y rojo son los más críticos donde existe irregularidad en altura y en planta o al menos una irregularidad extrema.

Tabla 4.13: Factores de Reducción según irregularidad

I. Altura	I. Planta	$R \cdot I_a \cdot I_p$
Regular	Regular	8
Regular	I.Torsional	6
I.Rigidez	Regular	6
Regular	I.T.Extrema	4.8
I.Rigidez	I.Torsional	4.5
I.R.Extrema	Regular	4
I.Rigidez	I.T.Extrema	3.6
I.R.Extrema	I.Torsional	3
I.R.Extrema	I.T.Extrema	2.4

Luego, las Tablas 4.14 a 4.15 muestran los factores de reducción para los modelos de distintos niveles y para todas las combinaciones de los parámetros objetivo. De esta manera se identifican los casos más críticos los cuales presentan irregularidad extrema tanto en altura como en planta y la combinación de parámetros asociados. Se observa que la irregularidad en altura se presenta para $\eta = 2.5$, y 3.0 mientras que para el resto de valores los modelos se clasifican como estructuras regulares en altura. Los resultados para la irregularidad en planta muestran que las plantas estructurales con excentricidad $e/r = 0.25$ son regulares mientras que para el resto de configuraciones se presenta irregularidad torsional e incluso de grado extremo para las condiciones de $e/r = 0.75$ y $\Omega_\theta = 0.75$. En las estadísticas generales se observa que en los modelos de 5, 10 y 15 niveles más de la mitad de casos son regulares en altura.

Tabla 4.14: Factor de Reducción R para cada modelo de 5 niveles

Frec. Desacoplada	Parámetros de planta		$\eta = 1.0$	$\eta = 1.5$	$\eta = 2.0$	$\eta = 2.5$	$\eta = 3.0$
$T_y = 0.2, \eta = 1.0$	$e/r = 0.25$	$\Omega_\theta = 0.75$	8	8	8	4	4
		$\Omega_\theta = 1.00$	8	8	8	4	4
	$e/r = 0.50$	$\Omega_\theta = 0.75$	4.8	4.8	6	3	3
		$\Omega_\theta = 1.00$	6	6	6	3	4
	$e/r = 0.75$	$\Omega_\theta = 0.75$	4.8	4.8	4.8	2.4	2.4
		$\Omega_\theta = 1.00$	4.8	4.8	4.8	2.4	2.4
$T_y = 0.3, \eta = 1.0$	$e/r = 0.25$	$\Omega_\theta = 0.75$	6	6	6	4	4
		$\Omega_\theta = 1.00$	8	8	8	4	4
	$e/r = 0.50$	$\Omega_\theta = 0.75$	4.8	4.8	4.8	2.4	2.4
		$\Omega_\theta = 1.00$	6	6	6	3	3
	$e/r = 0.75$	$\Omega_\theta = 0.75$	4.8	4.8	4.8	2.4	2.4
		$\Omega_\theta = 1.00$	4.8	4.8	4.8	2.4	2.4

Tabla 4.15: Factor de Reducción R para cada modelo de 10 niveles

Frec. Desacoplada	Parámetros de planta		$\eta = 1.0$	$\eta = 1.5$	$\eta = 2.0$	$\eta = 2.5$	$\eta = 3.0$
$T_y = 0.3, \eta = 1.0$	$e/r = 0.25$	$\Omega_\theta = 0.75$	8	8	8	4	4
		$\Omega_\theta = 1.00$	8	8	8	4	4
	$e/r = 0.50$	$\Omega_\theta = 0.75$	6	6	6	3	3
		$\Omega_\theta = 1.00$	8	8	8	4	4
	$e/r = 0.75$	$\Omega_\theta = 0.75$	4.8	4.8	4.8	3.6	3
		$\Omega_\theta = 1.00$	6	6	6	3	3
$T_y = 0.4, \eta = 1.0$	$e/r = 0.25$	$\Omega_\theta = 0.75$	8	8	8	4	4
		$\Omega_\theta = 1.00$	8	8	8	4	4
	$e/r = 0.50$	$\Omega_\theta = 0.75$	6	6	6	3	3
		$\Omega_\theta = 1.00$	8	8	8	4	4
	$e/r = 0.75$	$\Omega_\theta = 0.75$	4.8	4.8	4.8	2.4	2.4
		$\Omega_\theta = 1.00$	6	6	6	3	3

c. Diseño del refuerzo en vigas y columnas

A partir de los resultados para cargas de gravedad y sismo se realiza el diseño de los elementos estructurales como vigas y columnas con la finalidad de calcular la cuantía de acero en cada sección de acuerdo a las solitaciones. El proceso de diseño del refuerzo se automatizó debido a la gran cantidad de elementos que presenta cada modelo. Se establecieron ciertas consideraciones para generalizar el diseño y se adoptaron los lineamientos de la norma técnica E.060 de concreto armado. Las dimensiones de las vigas y columnas para cada modelo estructural son los resultantes del modelo paramétrico y se emplearan como datos de entrada para el diseño así como las cargas de gravedad y de sismo obtenidas del análisis elástico.

c.1. Procedimiento para el diseño de vigas

Las vigas son elementos sometidos a cargas sísmicas y de gravedad. Para cada modelo se tienen un total de $8n$ vigas, donde n es el número de niveles de la edificación. Los datos de entrada para el proceso de diseño son las dimensiones de la viga y las solitaciones provenientes del análisis lineal elástico. El modelo paramétrico brinda un valor inercia de viga requerida la cual se transformó a una sección rectangular con relación entre base y altura de 1.5, además se consideró un ancho mínimo de 25 cm. De manera que para vigas en las cuales se impone la base mínima resulta en una sección con relación de altura menor a 1.5 pero superior a la unidad.

El diseño de las vigas se basa en suministrar la cuantía de acero requerida para cubrir la demanda por flexión. Los resultados de momentos flectores se emplean para generar las combinaciones de carga considerando la carga muerta (D), viva (L) y de sismo (S), con los cuales se genera la envolvente de momento a modo de obtener los momentos máximos y mínimos en las secciones críticas de la viga.

$$1.4D + 1.7L \quad 1.25(D + L) \pm S \quad 0.9D \pm S; \quad (4.50)$$

A partir de la envolvente se extraen los resultados de momentos últimos en los extremos de la viga y la zona de máximos momentos en el interior de la viga el cual no ocurre necesariamente en el centro de la luz. De manera que para una viga se presentan tres secciones críticas, para las cuales se busca asignar una única cuantía que cubra la demanda de todas las secciones.

De acuerdo a los lineamientos de la norma E.060, el refuerzo suministrado debe satisfacer las condiciones de refuerzo mínimo y máximo que evitan el agrietamiento y fallas frágiles respectivamente. Entonces, se realizó el cálculo del acero mínimo para cada sección el cual se asocia a un momento resistente (M_{min}) que en caso de ser mayor momento de la envolvente (M_u) debe reemplazar a este último. El momento mínimo debe ser 20% superior al momento de agrietamiento de la sección para el cual se generan fisuras al superar el esfuerzo de tracción del concreto.

$$M_{min} = 1.2 M_{agr} \approx 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b h \quad (4.51)$$

Análogamente, se calculó el momento asociado al acero máximo que se define con el 75% del acero balanceado (A_{sb}). El momento último no debe superar el momento máximo, en ese caso se obtendrá un error y se detienen el proceso de diseño.

$$M_{max} = 0.75 A_{sb} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.52)$$

Luego, se calculó el momento resistente suministrado para una cierta cuantía de acero mediante un proceso iterativo que inicia con una mínima cantidad de varillas de acero y el menor diámetro. Para esto, el reglamento de diseño establece un mínimo de dos varillas y un diámetro mínimo de 5/8" para elementos con responsabilidad sísmica. Además, se estableció un límite de cuatro varillas a fin de controlar la separación y un diámetro máximo de 1". La iteración finaliza cuando el momento resistente supera los resultados de la envolvente de momentos. La Figura 4.30 presenta un diagrama de flujo del proceso descrito para el diseño de vigas.

c.2. Procedimiento para el diseño de columnas

El diseño de las columnas emplea como datos de entrada las dimensiones de las columnas y las solicitaciones por carga de gravedad y sismo. Luego, se generaron las combinaciones de carga para realizar el diseño por resistencia. La cuantía de refuerzo en la columna debe cubrir la demanda por las combinaciones de carga que se verifica con el diagrama de interacción. Por tanto, se generó una rutina para determinar el diagrama de interacción y verificar que las solicitaciones se encuentran en la región interior. El diagrama se construye variando la posición del eje neutro para una cuantía de acero, de lo cual se obtiene el par de carga axial momento flector. La Figura 4.29 muestra el esquema de las fuerzas y deformaciones en la sección transversal de una columna.

Se establece que las columnas presentaran la misma cantidad de varillas en cada cara y con el mismo diámetro. Además, para sistematizar el diseño se considera que la separación máxima de varillas es de 15 cm lo que limita la cantidad de varillas por cara. Luego, se establece que la separación mínima s_{min} entre barras no debe ser menor que 1.5 veces el diámetro de las varillas, con lo cual se limita la cantidad máxima de refuerzo. Respecto a los diámetros a emplearse se establece un rango desde 5/8" hasta 1" y se considera que la cuantía de las columnas debe ser

superior a 1 %. La Figura 4.31 presenta el diagrama de flujo del diseño de las columnas donde la condición para aceptar el diseño debe cumplir con la cuantía mínima y la ubicación de las solicitaciones dentro del diagrama de interacción correspondiente.

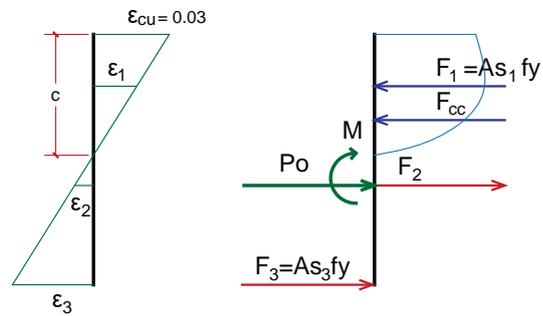
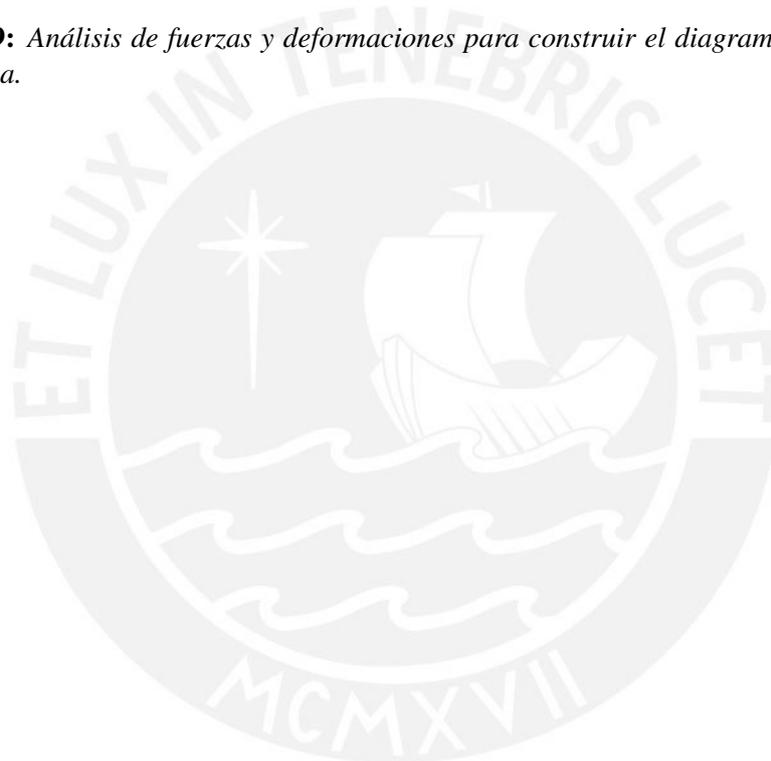


Figure 4.29: *Análisis de fuerzas y deformaciones para construir el diagrama de interacción de una columna.*



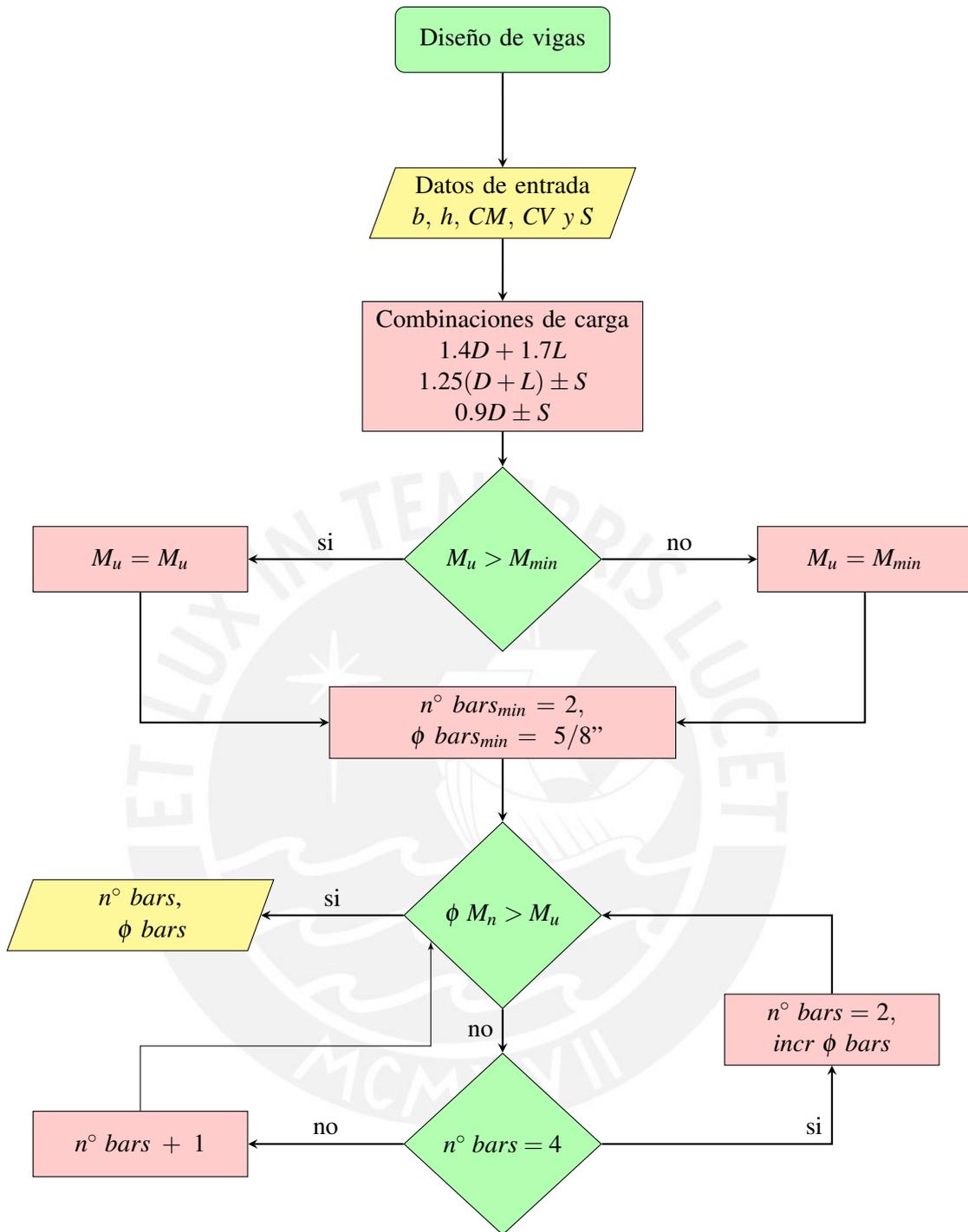


Figure 4.30: Diagrama de flujo del diseño de vigas.

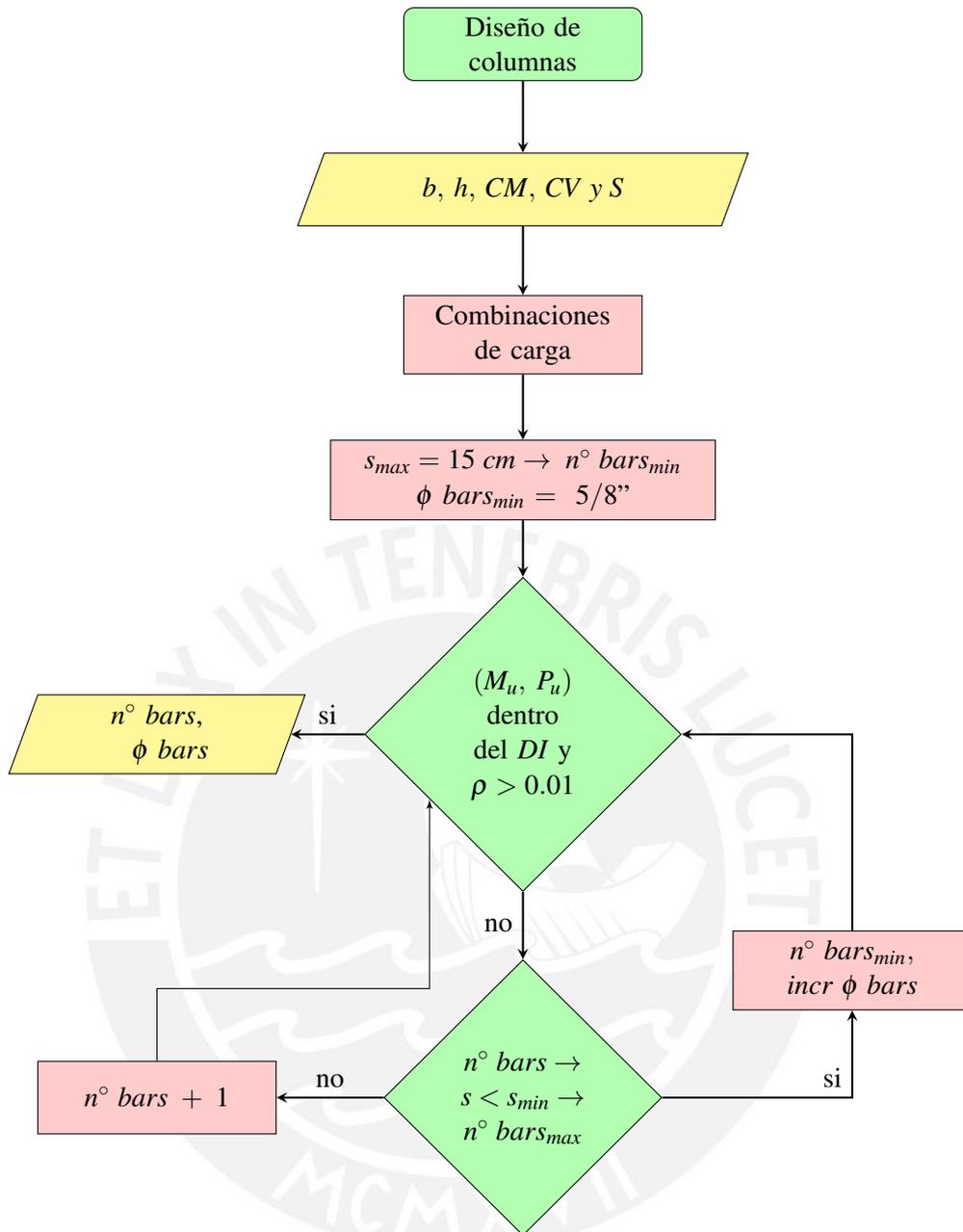


Figure 4.31: Diagrama de flujo del diseño de columnas.

En cada modelo se presentan tres secciones para vigas y columnas, y existen ocho pórticos numerados del 1 al 8. De manera que dos pórticos de la derecha (1-2) presentan las mayores dimensiones de vigas y columnas, los dos pórticos de la izquierda (3-4) tienen las menores dimensiones de la estructura y los pórticos horizontales (5-8) tienen dimensiones diferentes a los anteriores. La Figura 4.32 presenta un gráfico de las combinaciones de carga y la resistencia suministrada del diseño de una viga perteneciente al modelo 5 – 131211 de 5 niveles. Se observa que el momento resistente cubre la demanda de la envolvente de momento flector positiva y negativa. Durante la revisión de los diseños se identificaron vigas con resultados de refuerzo ajustados y otras vigas donde incluso el refuerzo mínimo resulta holgado debido a encontrarse en la dirección perpendicular al análisis. Adicionalmente, la Figura se 4.33 muestra la sección resultante de la viga reforzada donde se indica la cantidad y diámetro de las varillas, la cuantía y las dimensiones de la viga.

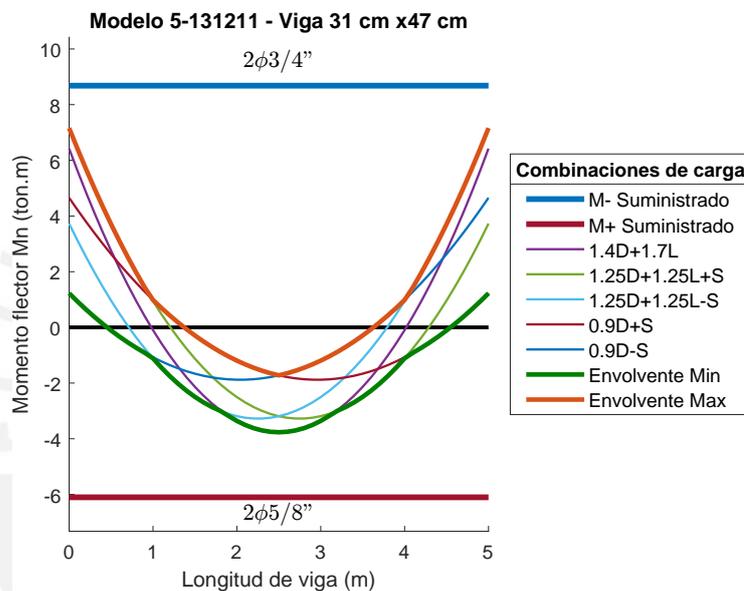


Figure 4.32: Diagrama de momento suministrado y combinaciones de carga en viga.

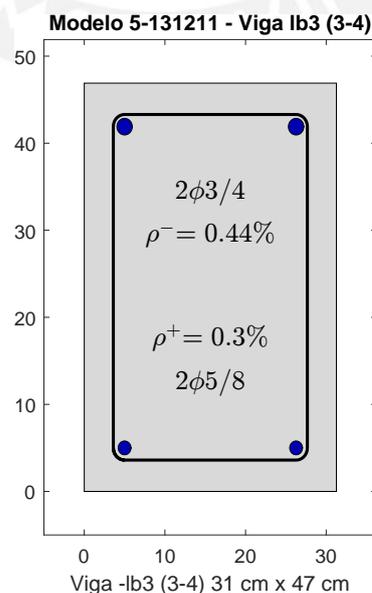


Figure 4.33: Sección resultante del diseño para vigas de concreto armado.

Análogamente a las vigas, las columnas presentan tres secciones agrupados por pórticos y presentan forma cuadrada. Se cuenta con un total de 16 columnas en cada nivel, donde las pertenecientes a los dos pórticos de la derecha presentan las mayores dimensiones, los dos pórticos de la izquierda las menores dimensiones y los pórticos horizontales presentan secciones según el resultado del modelo paramétrico. Para simplificación de la automatización del diseño se asignó la misma cantidad de varillas en cada cara de la columna. Para ilustrar los resultados del diseño se presenta el diagrama de interacción último de una columna perteneciente a un modelo como muestra la Figura 4.34. Debido a la simetría del refuerzo y las secciones es suficiente realizar el diagrama de interacción en una dirección. Se observa que el diseño se encuentra holgado, esto se debe principalmente a la exigencia de cuantía mínima que resulta alta para muchas de las secciones. La Figura 4.35 presenta el armado de la columna donde se indica la cuantía, cantidad de varillas y diámetro asignado.

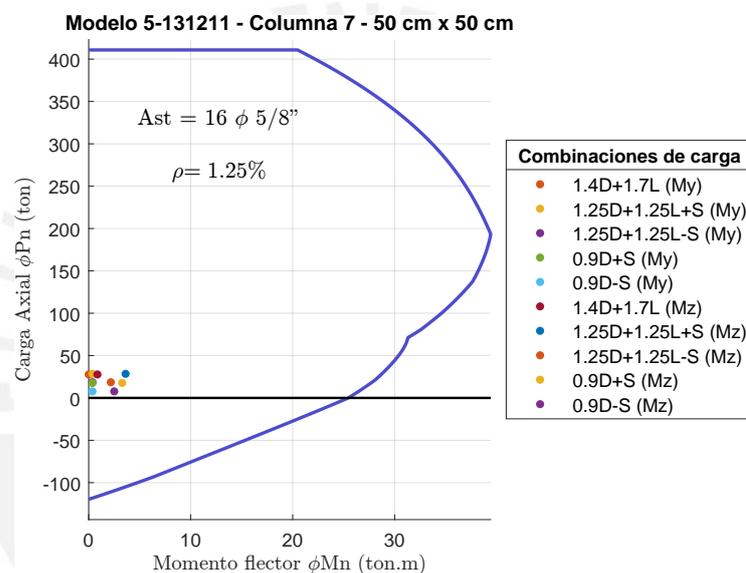


Figure 4.34: Diagrama de interacción y combinaciones de carga en columna.

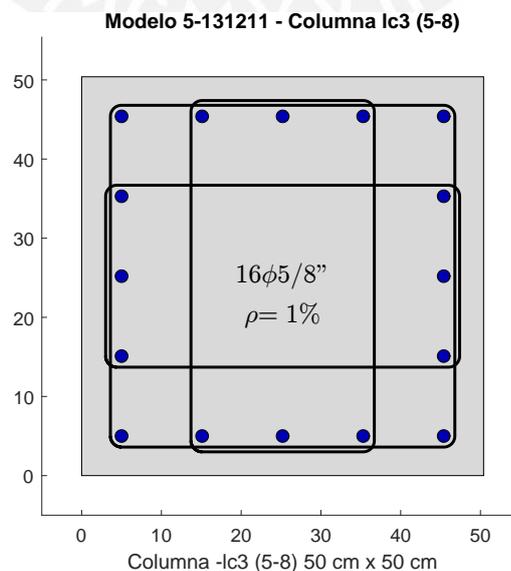


Figure 4.35: Sección resultante del diseño para columnas de concreto armado.

4.3.2 Propiedades no lineales de los materiales

En el análisis elástico se considera la proporcionalidad entre los desplazamientos y las fuerzas aplicadas, sin embargo, los materiales no presentan dicho comportamiento elástico y compensan la resistencia requerida con el incremento de deformaciones. Para considerar la no-linealidad de los materiales se asignan modelos constitutivos que representen el comportamiento de los materiales en el análisis. Los modelos para materiales como el concreto y el acero resultan de estudios que aproximan la relación esfuerzo deformación y han demostrado efectividad para caracterizar a los materiales durante ensayos.

a. Modelo constitutivo del acero

El acero de refuerzo se representó con el modelo Steel02 de *Opensees* que se basa en el modelo propuesto por Giuffre-Menegotto-Pinto. Este modelo es ampliamente usado en el modelamiento no lineal del concreto armado, se caracteriza con diez parámetros y ha demostrado ser un modelo que brinda buenas predicciones de la respuesta esfuerzo-deformación (Carreño et al., 2020). Como parámetros principales se ha asignado las propiedades mecánicas de del acero descrito en la norma técnica ASTM A615 Grado 60 que se asocia a un esfuerzo de fluencia equivalente mínimo de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ como valor estándar y un módulo de elasticidad igual a $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$. De manera conservadora se adoptó $f_{ye} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ como valor de esfuerzo de fluencia esperado para el análisis no-lineal, asimismo se estableció el esfuerzo o último con un valor de $f_{ue} = 6000 \text{ kg/cm}^2$. Para los parámetros post-fluencia se estableció un ratio entre rigidez tangente post-fluencia y rigidez inicial igual a 0.01, además en el modelo empleado se utilizaron los parámetros $R_o = 20$, $cR_1 = 0.925$ y $cR_2 = 0.15$ para lo cual se tomó como referencia los ejemplos presentados por Menegotto (1973) y Filippou et al. (1983). La Figura 4.36 presenta la curva esfuerzo deformación y un gráfico del comportamiento cíclico del acero.

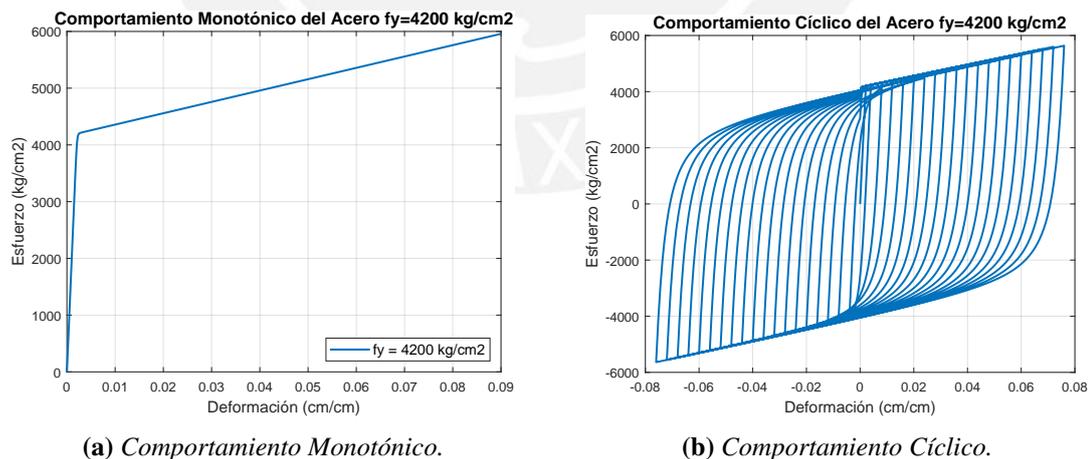


Figure 4.36: Curvas de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

b. Modelo constitutivo del concreto

El concreto no confinado empleado para la investigación presenta una resistencia a la compresión esperada $f'_{ce} = 280 \text{ kg/cm}^2$ que se estableció de manera conservadora igual a la resistencia empleada en el diseño. El modelo constitutivo del concreto empleado es el propuesto por (B. D. Scott

et al., 1982) que resulta de una modificación del modelo de Kent-Park, donde para el concreto no confinado se ha establecido un esfuerzo residual igual a $0.2 \cdot f'_{ce}$. Las características de este modelo se presentan en la Figura 4.37. El concreto confinado presenta una amplificación en la resistencia a compresión máxima que se ha uniformizado a $K=1.20$ para lo cual se obtiene una resistencia igual a $Kf'_{ce} = 336 \text{ kg/cm}^2$. Este modelo se encuentra implementado en la librería de materiales Concrete02 de *Opensees*. La Figura 4.38 muestra las curvas de esfuerzo deformación para el concreto confinado y no confinado.

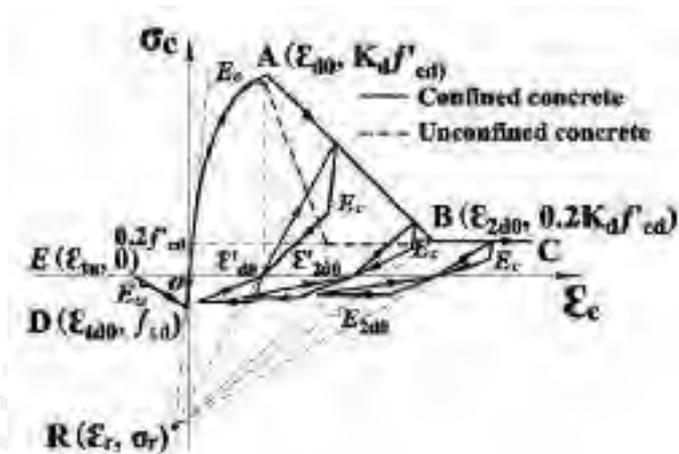


Figure 4.37: Modelo constitutivo del concreto propuesto por B. D. Scott et al. (1982).

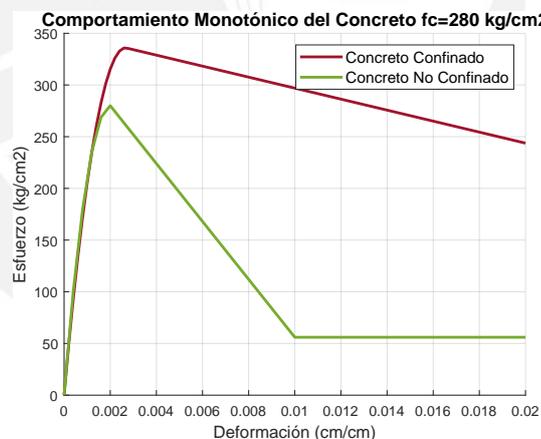


Figure 4.38: Curvas de esfuerzo-deformación del concreto.

c. Elementos no lineales

Los modelos estructurales se componen de vigas y columnas que se han considerado como elementos tipo *frame* que consisten en la idealización mediante una barra recta asociada a una sección transversal. Para realizar el análisis no lineal tiempo historia se emplearon elementos *frame* de plasticidad concentrada en los extremos. Este tipo de elementos es efectivo para vigas y columnas donde los momentos y rotación máxima se encuentran en los extremos, además resulta beneficioso al reducir el tiempo computacional respecto a un modelo de fibras. Se empleó el elemento denominado *Beam with Hinges* en el programa *Opensees*, el cual está basado en el método de

integración de Gauss-Radau modificado y en la formulación FB (Force based elements). Este elemento presenta regiones plásticas en los extremos (plasticidad concentrada) mientras que el resto de la longitud tiene propiedades elásticas, además presenta puntos de integración en el final de los elementos y un punto de integración en las regiones plásticas. Basado en la tesis desarrollada por Gharakhanloo (2014), se establece que este tipo de elemento cumple con los criterios necesarios para representar el comportamiento de deformaciones de columnas y vigas, ya que presenta puntos de integración en los extremos para detectar los momentos flectores y cumple con la integración de los polinomios cuadráticos para garantizar las distribuciones de curvatura lineal. En la Figura 4.39 se muestra el esquema del elemento mencionado. Mientras que la Figura 4.40 presenta la composición de las secciones que requieren los elementos, los cuales emplean las propiedades de los materiales previamente definidos para construir la sección de concreto armado.

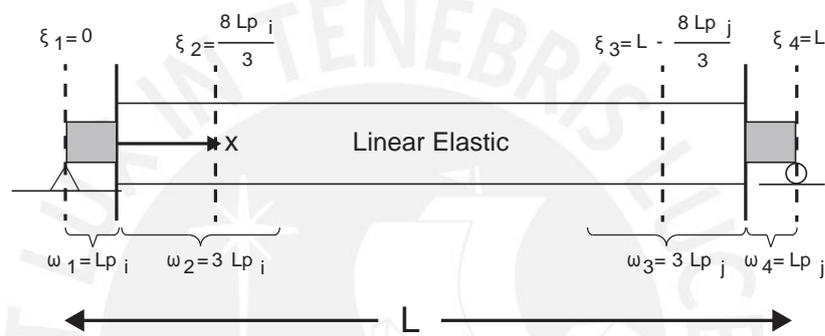


Figure 4.39: Esquema del elemento con rótulas plásticas en los extremos (M. H. Scott y Fenves, 2006)

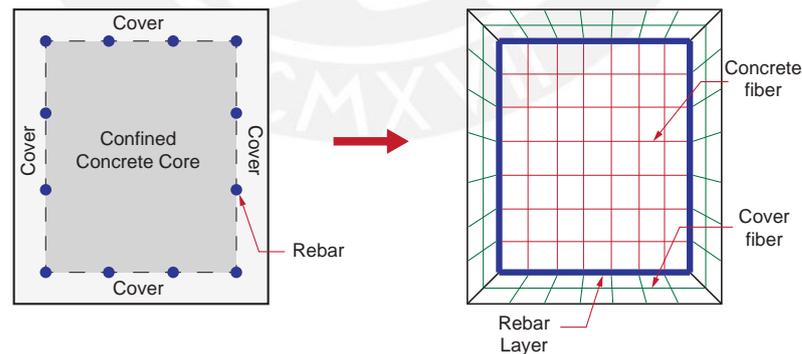


Figure 4.40: Distribución de materiales para las secciones tipo fibra de concreto armado

4.3.3 Análisis no lineal tiempo-historia

Para realizar los análisis no lineal tiempo-historia se empleó como referencia los estándares del capítulo 16 del ASCE 7-16 (American Society of Civil Engineers, 2017) y la guía para el diseño sísmico de estructuras no lineales del NIST (Deierlein et al., 2010).

a. Registros sísmicos

Para realizar el análisis no lineal tiempo historia se requirió de emplear acelerogramas. En esta sección se detalla la selección de los siete registros de aceleraciones y el tratamiento de estas para ser utilizadas en el análisis estructural de los modelos.

Magnitud sísmica

La magnitud de un sismo es una medida de escala para caracterizar el tamaño del terremoto. La escala más conocida es la denominada escala de Richter y corresponde a una escala local con la nomenclatura M_L , que se basa en la amplitud máxima de la vibración del suelo. Existen otras escalas de magnitud como las de onda de superficie (M_s) y la magnitud de momento (M_w). Este último establece la escala en función del momento sísmico definido como el trabajo o energía requerida para lograr el deslizamiento entre placas.

Peak Ground Acceleration (PGA)

En una señal sísmica se presentan datos de aceleración en el suelo a través del tiempo. La aceleración máxima de un registro es denominado *PGA* comunmente medido en (g) o en cm/s^2 . Este es un dato empleado para medir o comparar la intensidad de un sismo .

Se seleccionaron siete pares registros de eventos sísmicos ocurridos en Perú que hayan alcanzado una magnitud de momento mayor a 6.0 Mw y presenten un PGA superior a 100 cm/s^2 . Por lo que para los análisis se utilizaron un total de 14 registros de aceleraciones. La Tabla 4.16 muestra los datos de los registros seleccionados indicando la fecha, ubicación y magnitud.

Tabla 4.16: Datos de los registros sísmicos seleccionados

ID	Fecha	Ubicación	Latitud	Longitud	Magnitud	Prof (km)
1	17/10/1966	Lima	-12.07	-77.04	8.1 Mw	24
2	31/05/1970	Huaraz	-9.36	-78.87	6.6 Mb	64
3	03/10/1974	Lima	-12.07	-77.04	6.6 Mb	13
4	23/06/2001	Arequipa	-16.08	-73.77	6.9 Mb	33
5	15/08/2007	Ica	-13.67	-76.76	7.0 ML	40
6	22/06/2021	Cañete	-12.76	-77	6 Mw	45
7	30/07/2021	Sullana	-4.89	-80.8	6.1 Mw	36

Las Figuras 4.41 al 4.47 presentan los registros de aceleraciones seleccionados para ambas direcciones, donde se indicó la aceleración máxima en cada gráfico. Se observa que la duración de los registros es variable y cada señal presenta una forma única.

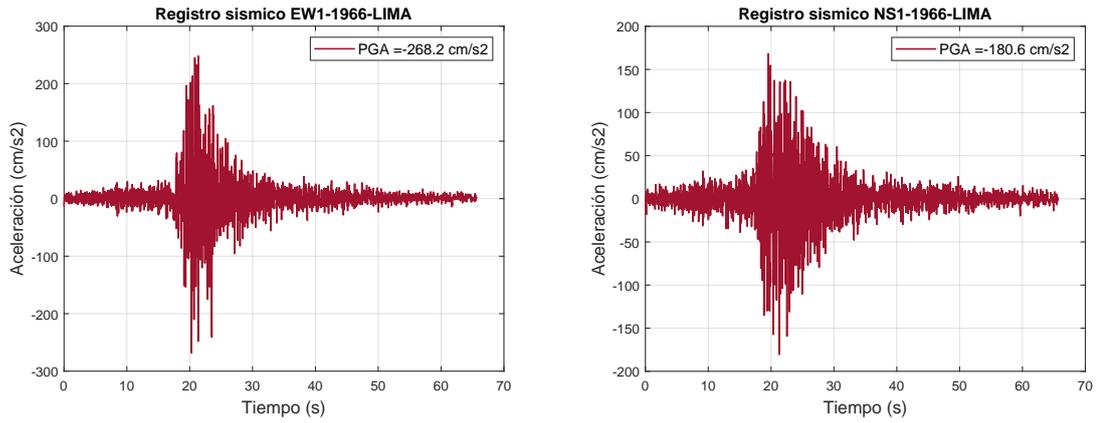


Figure 4.41: *Acelerograma de Lima 1966*

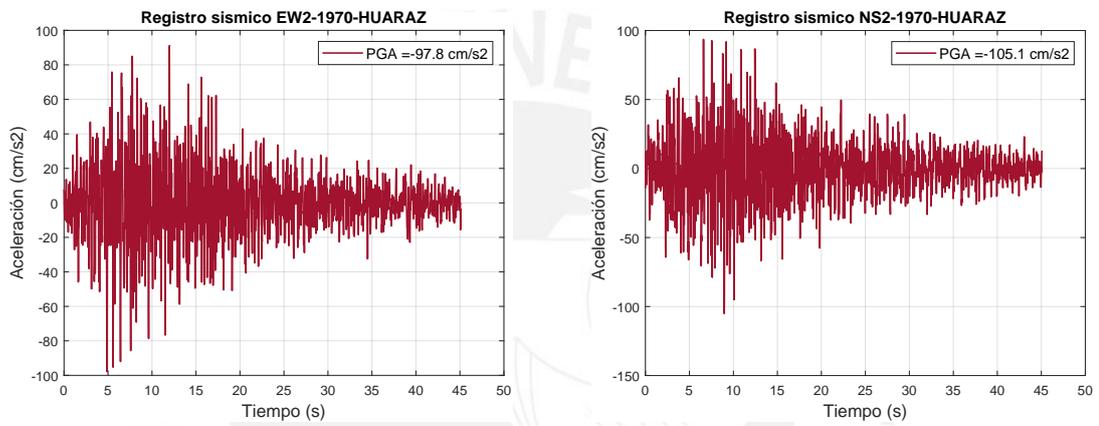


Figure 4.42: *Acelerograma de Huaraz 1970*

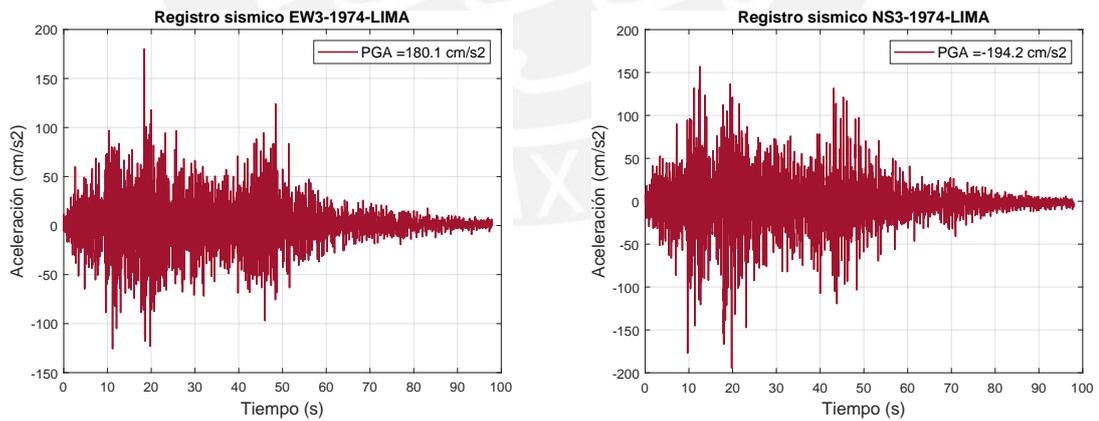


Figure 4.43: *Acelerograma de Lima 1974*

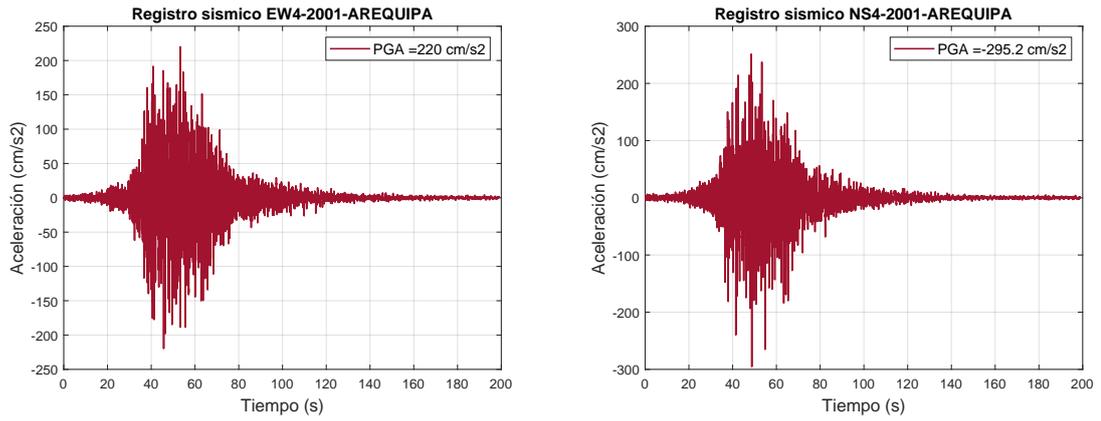


Figure 4.44: Acelerograma de Arequipa 2001

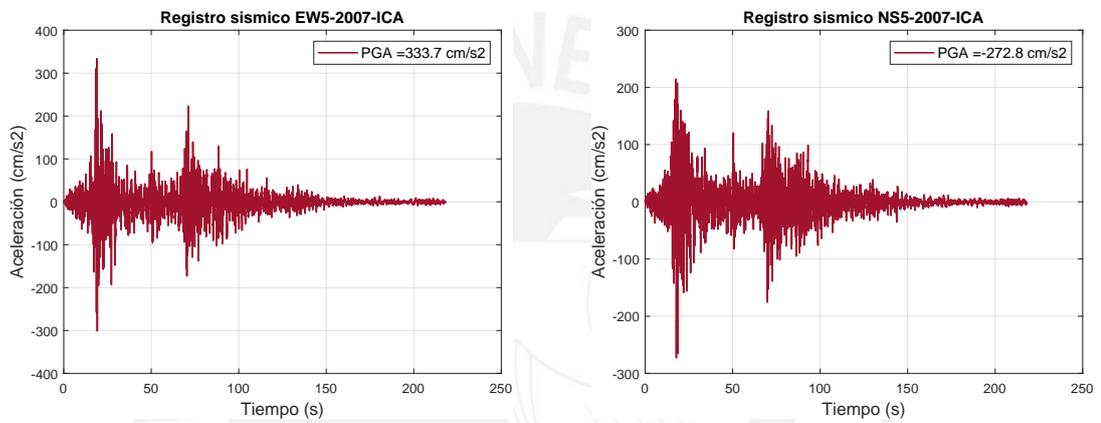


Figure 4.45: Acelerograma de Ica 2007

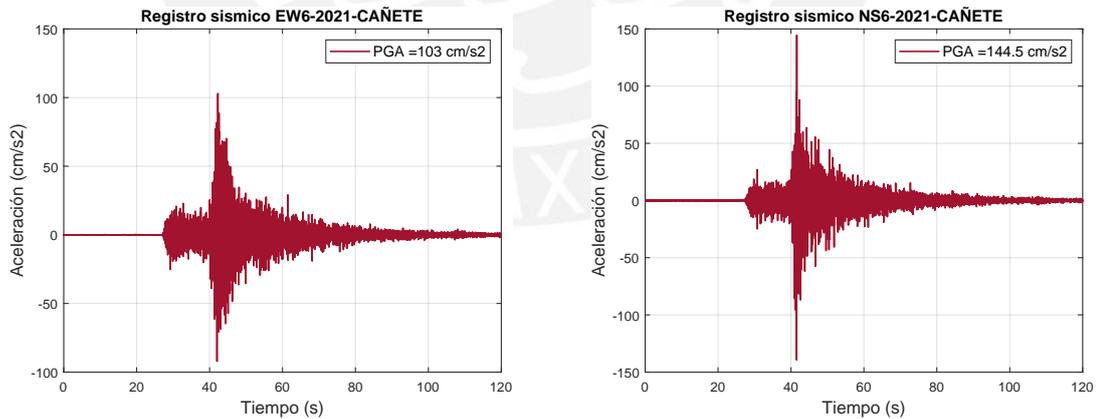


Figure 4.46: Acelerograma de Cañete 2007

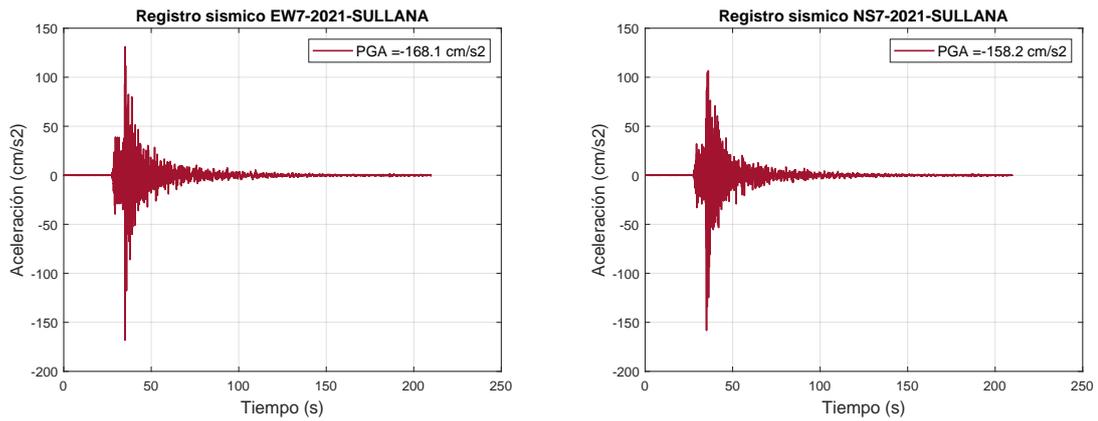


Figure 4.47: Acelerograma de Sullana 2021

Los acelerogramas deben ser escalados para alcanzar una aceleración mínima en la base igual a la establecida en la norma E.030 para un periodo de retorno de 50 años ($z = 0.45 g$). Se optó por emplear el método de escala directa debido a que este no modifica la forma del registro, lo que no ocurre con los métodos de espectro compatibilidad. Entonces, el factor de escala para cada registro se ha calculado como el cociente entre la aceleración de $z = 0.45 g$ y el PGA de cada acelerograma. La Tabla 4.17 presenta los factores de escala para los registros seleccionados para dirección.

Tabla 4.17: Aceleración máxima en la base y factor de escala de los registros

ID	PGA (cm/s ²)			Escala	
	EW	NS	dt	EW	NS
1	-180.56	-268.24	0.02	2.44	1.65
2	-105.05	-97.81	0.02	4.20	4.51
3	-194.21	180.09	0.02	2.27	2.45
4	-295.15	219.99	0.01	1.50	2.01
5	-272.82	333.66	0.01	1.62	1.32
6	144.48	102.97	0.005	3.06	4.29
7	-158.16	-168.07	0.005	2.79	2.63

Se los espectros de respuesta para cada acelerograma para un sistema de un grado de libertad. La Figura 4.48 muestra el espectro normativo junto a los espectros de los registros escalados de modo que para un periodo muy corto todos los gráficos tienen la misma aceleración. Por otro lado, la Figura 4.49 muestra la estadística promedio de los registros en comparación con el espectro de diseño de la normativa peruana donde se observa que el espectro promedio se asemeja al espectro de diseño para periodos cortos.

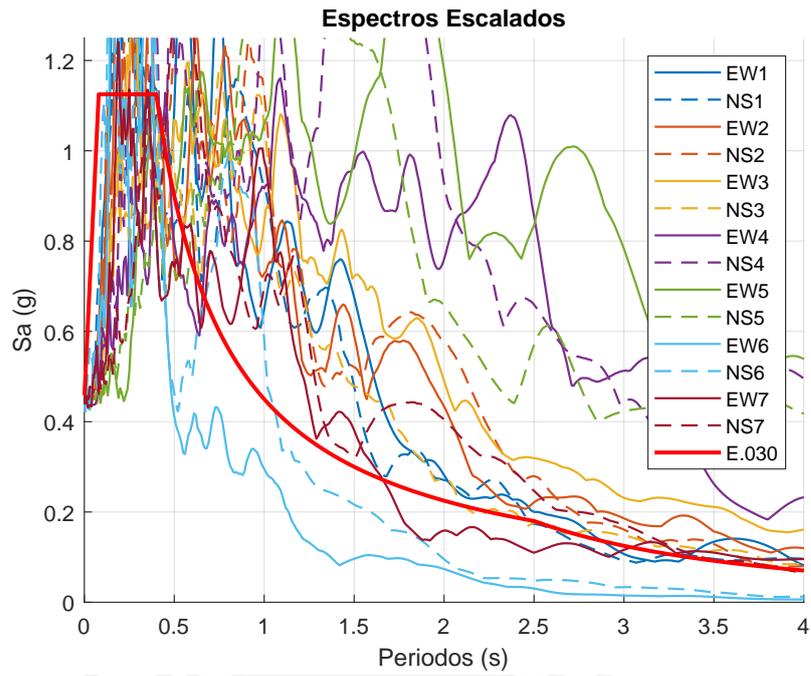


Figure 4.48: Espectros de respuesta en escala aritmética

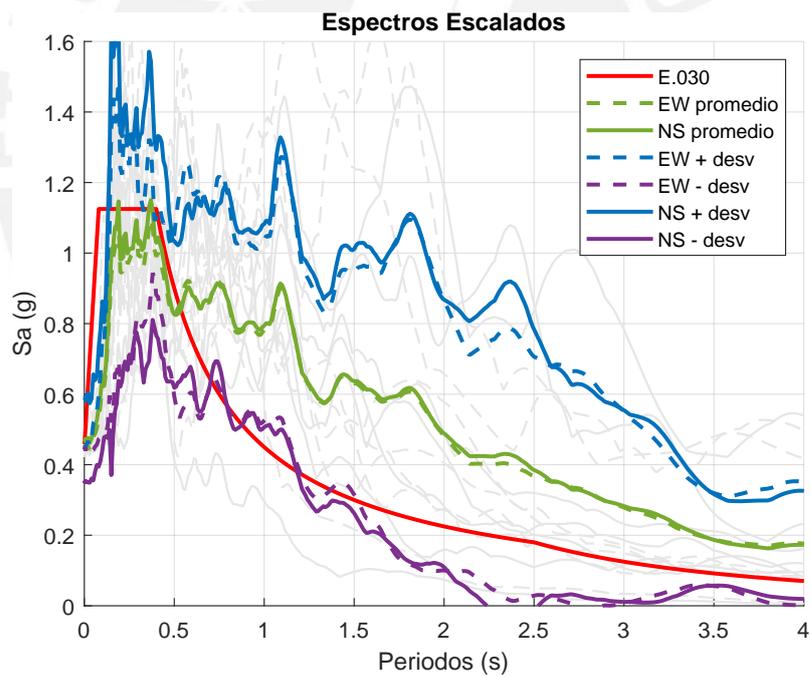


Figure 4.49: Estadísticas de los espectros de respuesta

b. Análisis dinámico

Para realizar el análisis no lineal tiempo historia se requiere de establecer métodos para el manejo de los grados de libertad, integración de los registros, métodos de solución, entre otros. La selección de los métodos de análisis influye en los resultados, tiempo y esfuerzo computacional.

Matriz de amortiguamiento

La matriz de amortiguamiento se basó en el método de Rayleigh donde esta matriz es proporcional a la matriz de masa y de rigidez como se presenta en la siguiente expresión:

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K_L \quad (4.53)$$

Esta ecuación se puede reducir para expresarse en función de las frecuencias de vibración de cada modo.

$$\xi_n = \frac{\alpha}{2} \cdot \frac{1}{\omega_n} + \frac{\beta}{2} \cdot \omega_n \quad (4.54)$$

Se consideró un amortiguamiento fijo igual a $\xi_{i,j} = 5.0\%$ de acuerdo a las recomendaciones del Council (2010). Con este valor de amortiguamiento para los dos modos de vibración seleccionados se obtienen los valores de las constantes α y β y por consiguiente el resto de porcentajes de amortiguamiento para los de modos de vibración de la estructura.

$$\begin{bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \cdot \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_i} & \omega_i \\ \frac{1}{\omega_j} & \omega_j \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} \quad (4.55)$$

Se realizó pruebas para estudiar la historia de desplazamientos en los modelos estructurales donde se eligieron distintos pares de ω_i y ω_j (elección de dos modos de vibración). Como primera alternativa se establecieron los modos con mayor masa participativa en las direcciones traslacionales siendo estos en la mayoría de casos los modos 1 y 3. Mientras que la segunda alternativa consistió en seleccionar el primer y último modo de vibración de la edificación. La primera alternativa genera amortiguamientos para los modos superiores desde 10% hasta 80% con lo cual no existirá un aporte significativo de estos modos a la historia total de desplazamientos debido al alto valor de amortiguamiento. En cambio, la segunda alternativa mantiene los porcentajes de amortiguamiento de todos los modos en un rango de 0.5% hasta 5% donde este último es el valor fijo para el primer y último modo. De esta manera, todos los modos aportaran en la respuesta final de desplazamientos y no se anula ninguna frecuencia debido a grandes valores de amortiguamiento. Por tanto, para el análisis de los modelos en esta investigación se ha optado por emplear como frecuencias de vibración ω_i y ω_j , al primer y último modo de vibración.

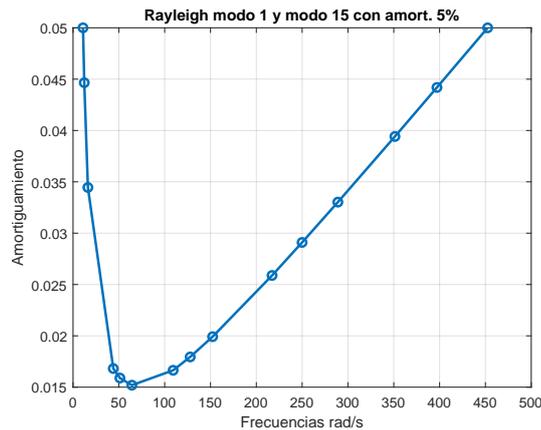


Figure 4.50: Amortiguamiento clásico para los modos de vibración en edificaciones de cinco niveles

Método para el manejo de las condiciones de borde

Las restricciones en un modelo de elementos finitos corresponde a las condiciones impuestas a un grupo de grados de libertad ya sea establecer un valor a un grado de libertad (restricciones como empotramientos o apoyos fijos) o relacionar dos o más grados de libertad. En *Opensees*, se presentan tres métodos para asignar múltiples condiciones entre grados de libertad, estos son: Método de la ecuación de transformación, método del multiplicador de Lagrange y método de la función de penalidad Gu et al. (2009). Se seleccionó el método de la ecuación de transformación el cual identifica y modifica las condiciones de borde tanto de desplazamiento o de carga que al ser aplicadas de manera directa dificultan el análisis.

Numeración de los grados de libertad

Cuthill y McKee (1969) desarrolló un algoritmo para matrices simétricas dispersas con la finalidad de establecer una numeración que resultara en una matriz con un ancho de banda diagonal reducida. La ventaja de obtener matrices con dicha característica es reducir el tiempo computacional y el almacenamiento. El algoritmo RCM (Reverse Cuthill-McKee) se encuentra implementado en *Opensees* y fue empleado para enumerar los grados de libertad de los modelos. Este algoritmo es eficaz para el reordenamiento de matrices dispersas de manera que se minimiza la separación entre elementos adyacentes de una matriz.

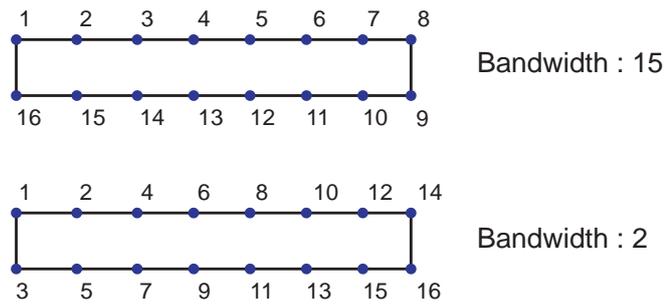


Figure 4.51: Numeración del algoritmo propuesto por Cuthill y McKee (1969)

Algoritmo de integración

Se empleó el método de Newmark para realizar la integración numérica que aproxima la solución de una ecuación de segundo orden el cual consiste en calcular los desplazamientos del siguiente intervalo a partir de las aceleraciones de un registro (Chopra, 2012). Este método provee una solución eficiente y estable para el análisis de la respuesta dinámica en estructuras. Como datos de entrada para este método se requiere de los parámetros β y γ que determinan la estabilidad del método. Se seleccionó valores de $\beta = 0.25$ y $\gamma = 0.50$ que determinan una variación de aceleración constante entre cada intervalo.

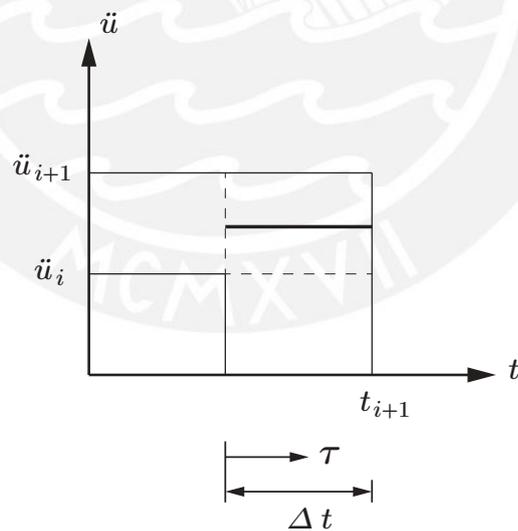
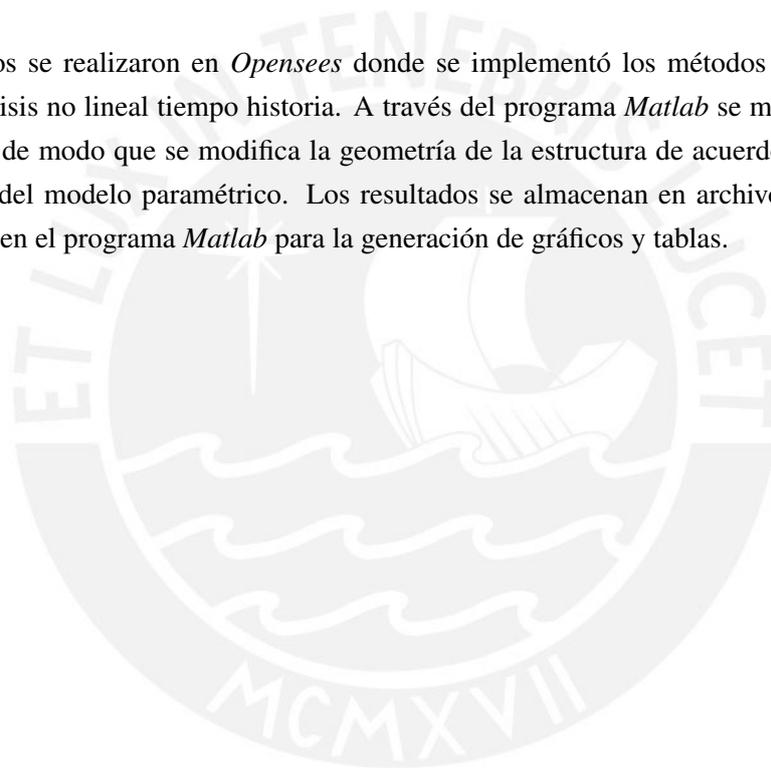


Figure 4.52: Metodo de integración de Newmark. Adaptado de Chopra (2012)

Algoritmo de solución

El método de solución para el sistema de ecuaciones no lineales para cada instante corresponde al algoritmo de Newton-Raphson modificado. En este método se basa en iteraciones y aproximaciones sucesivas el cual inicia con la linealización de las ecuaciones no lineales y luego se resuelve el sistema de ecuaciones lineales siendo este un proceso iterativo hasta alcanzar una convergencia regida por una tolerancia establecida. En la aplicación al análisis estructural, la matriz de rigidez se actualiza en cada iteración para construir un sistema de ecuaciones lineales que se resuelve mediante métodos numéricos de factorización matricial hasta que se alcanza el equilibrio (M. H. Scott y Fenves, 2010). Este algoritmo reduce el costo computacional, sin embargo se requiere de un mayor número de iteraciones para lograr la convergencia para los cuales se ha considerado un máximo de 5000 iteraciones y una tolerancia de $1 \cdot e - 06$.

Los modelos se realizaron en *Opensees* donde se implementó los métodos antes mencionados para el análisis no lineal tiempo historia. A través del programa *Matlab* se modificaron los datos de entrada, de modo que se modifica la geometría de la estructura de acuerdo a las dimensiones resultantes del modelo paramétrico. Los resultados se almacenan en archivos de texto que son procesados en el programa *Matlab* para la generación de gráficos y tablas.



5 Discusión de resultados

En esta sección se presenta el procesamiento de los resultados de los análisis no lineales tiempo historia para los modelos estructurales. Este post-proceso se realizó en *Matlab* donde se generaron gráficos a partir de la lectura de los archivos *output* resultantes del simulador *Opensees*. La cantidad total de casos asciende a 120 modelos, divididos en dos grupos de 60 modelos en función a la cantidad de niveles (5, y 10). Se han extraído las respuestas máximas de desplazamientos, derivas de entrepiso entre otros, a fin de comparar resultados entre modelos para lo cual se ha realizado el promedio aritmético para las respuestas resultantes de los siete pares de registros. El análisis se realizó en la dirección Y-Y debido a la existencia de distintos grados de excentricidad. Se resalta que las edificaciones se han generado considerando periodos desacoplados base (T_y) para el modelo de altura constante ($\eta = 1.0$). En consecuencia, los modelos con distintos valores de η presentan diferentes alturas pero presentan las mismas secciones para un mismo periodo base y configuración en planta.

El fenómeno de piso blando se estudia para el rango de valores de η que corresponde al ratio de altura en el primer nivel y el típico. Esta variación en el primer nivel genera edificaciones de distintas alturas pero mantienen sus dimensiones en las secciones de columnas y vigas. Por tanto, se analiza el efecto global y local que genera el aumento de altura y su efecto en las secciones que se mantiene constantes. Se establecieron dos valores de frecuencia de vibración desacoplada para estudiar los efectos en estructuras rígidas y flexibles. Sin embargo, esta es una aproximación para las características desacopladas por lo que al analizar el periodo fundamental de los modelos tridimensionales cada modelo presenta un periodo de vibración distinto que a su vez se ve amplificado por el aumento de altura del primer nivel. Por otro lado, la excentricidad estática normalizada (e/r) modifica las secciones de los elementos para mantener las frecuencias de vibración desacopladas objetivo, y en combinación con el grado de acoplamiento traslacional (Ω_θ) genera un total de seis plantas estructurales las cuales se comparan para determinar el caso más desfavorables en combinación con la irregularidad en altura. El Apéndice A.7 presenta, a modo de ejemplo, los resultados del análisis no lineal para dos modelos de cinco niveles. Entre los resultados se presentan curvas de desplazamiento vs fuerza Cortante Basal, historia de desplazamientos, historia de derivas por nivel, y gráficos de momento-rotación de las columnas del primer nivel.

Respuestas globales

Las respuestas globales corresponden a los resultados máximos de toda la edificación en cada caso de estudio. Se estudia las tendencias y variaciones que generan los parámetros objetivo para las respuestas de interés. Siendo estas las derivas máximas de entrepiso, desplazamiento máximo.

Respuestas locales

Las respuestas locales hacen referencia al análisis de resultados en los elementos de los modelos estructurales. Se ha dispuesto analizar la ductilidad de rotación demandada y la fuerza cortante en las columnas del primer nivel para la dirección de análisis Y-Y.

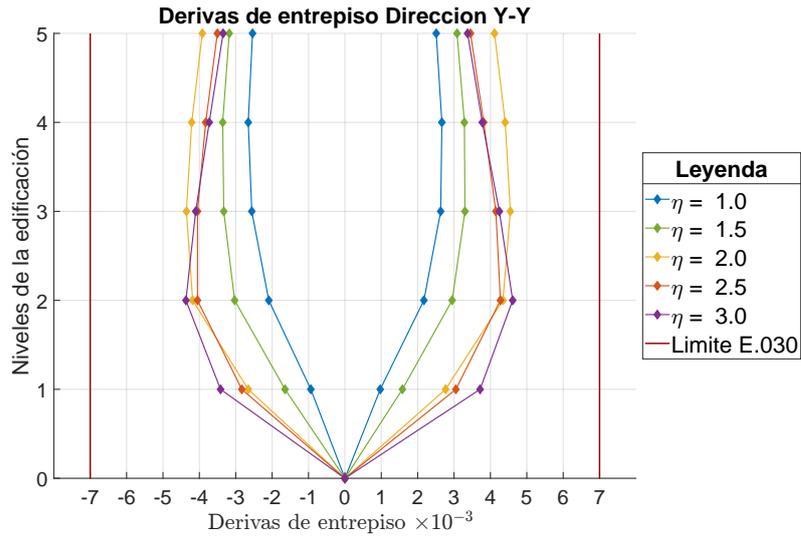
5.1 Resultados de derivas de entrepiso

Se han graficado las derivas por nivel de los modelos estructurales, estos gráficos se han agrupado en dos grupos para cada valor del parámetro de frecuencia desacoplada T_y para $\eta = 1.0$. En cada grupo se presentan gráficos correspondientes a las seis configuraciones en planta producto de la combinación de los valores de excentricidad estática normalizada (e/r) y el grado de acoplamiento torsional (Ω_θ). Por último en cada gráfico se presentan las derivas para el rango de valores del parámetro η .

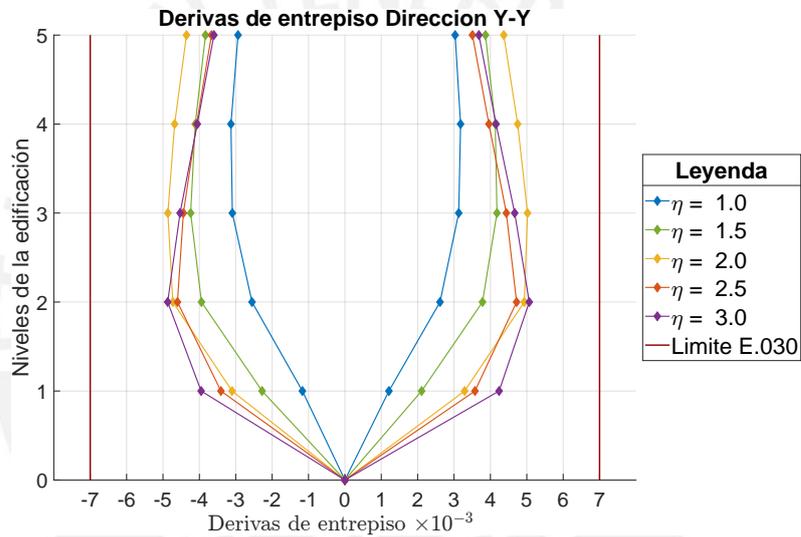
5.1.1 Modelos de cinco niveles

Las Figuras 5.1 y 5.2 muestran los resultados de derivas para el grupo de $T_y = 0.2$ donde se observa un aumento en la deriva del primer nivel conforme se incrementa el parámetro η . Las derivas del modelo de altura constante ($\eta = 1.0$) se encuentran en el rango de 2.7 a 3.6 ‰ y no superan las derivas de los modelos con aumento de altura en el primer nivel ($\eta > 1.0$). Se observa que la deriva máxima en los modelos para $\eta > 1.0$ se encuentra en el segundo nivel con un valor de 5.63 ‰, a partir del cual las derivas se reducen en los niveles superiores. Esto se debe al efecto de ρ en la respuesta en edificaciones con piso blando que se explica en el apéndice A.6 donde se establece que a mayores valores de ρ la deriva máxima se concentra totalmente en el primer nivel mientras que para menores valores de ρ las derivas del primer y segundo nivel resultan crecientes a partir de los cuales se reducen. Adicionalmente, se observa que las derivas del primer y segundo nivel se encuentran en aumento en relación al incremento del parámetro η y en general se observa que las derivas aumentan para mayores valores de e/r .

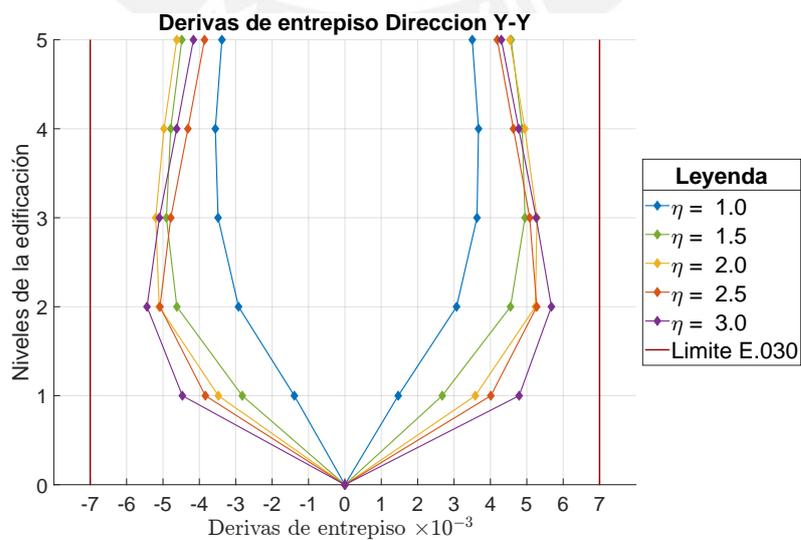
Por otro lado, para el grupo de gráficos de $T_y = 0.3$ mostrados en las Figuras 5.3 y 5.4 se observó que las derivas máximas del modelo de altura constante ($\eta = 1.0$) son cercanas a la deriva máxima resultante en los modelos de piso blando extremo ($\eta = 2.0$ y 3.0). Esto se debe a que los modelos corresponden a estructuras más flexibles y el efecto de la torsión aumenta las derivas notablemente en los niveles superiores para los modelos con $\eta = 1.0$. La deriva máxima presenta un valor de 7.66 ‰ y se presenta para la configuración en planta definida por los parámetros $e/r = 0.75$ y $\Omega_\theta = 0.75$ y $\eta = 3.0$ para el segundo nivel. Las derivas del primer y segundo nivel se encuentran en aumento ante el incremento del parámetro η aunque se observa que para las configuraciones con $e/r = 0.75$, la deriva máxima para $\eta = 2.5$ logra superar la obtenida por $\eta = 3.0$ en el primer y segundo nivel.



(a) $T_y = 0.2$, $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$

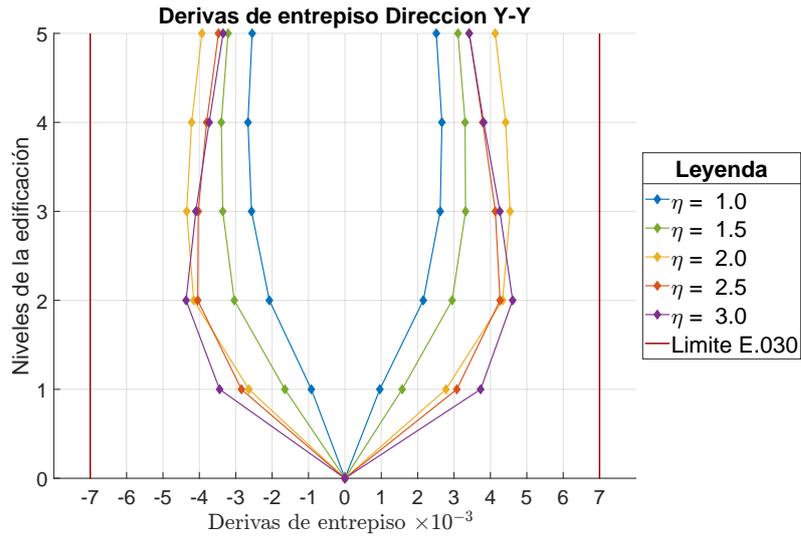


(b) $T_y = 0.2$, $e/r = 0.50$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$

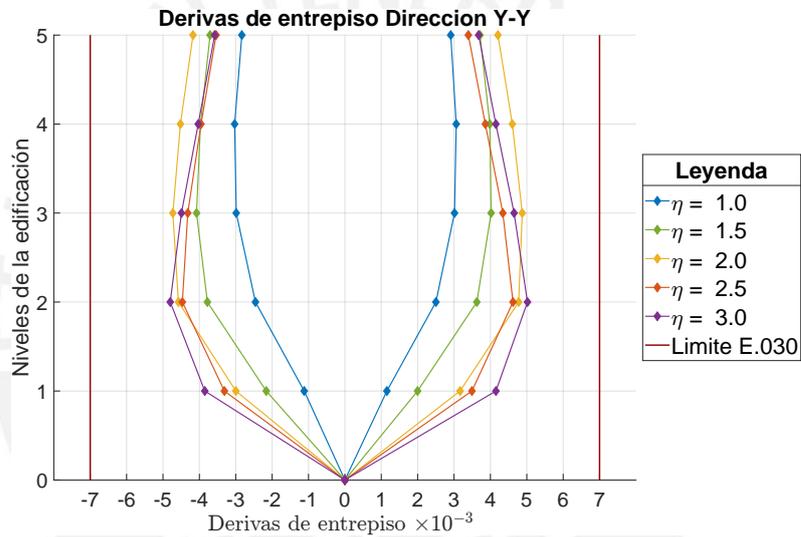


(c) $T_y = 0.2$, $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$

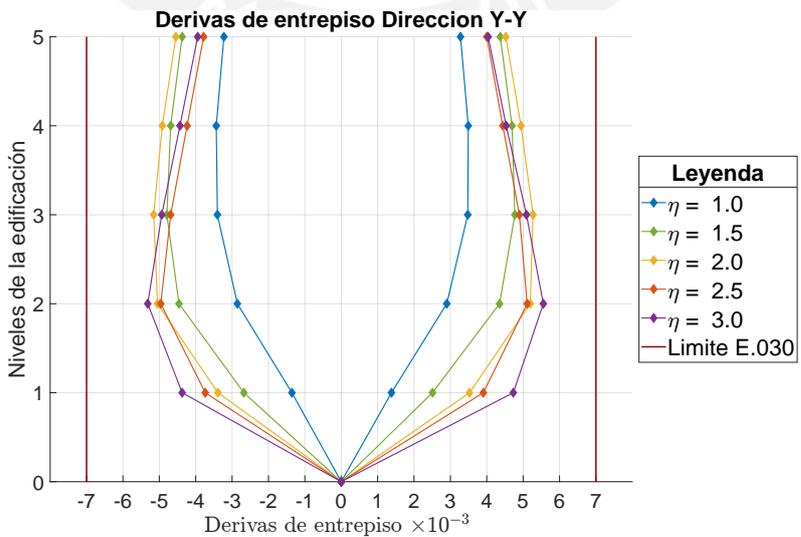
Figure 5.1: Derivas de entrepiso de modelos de cinco niveles $T_y = 0.2$ y $\Omega_\theta = 0.75$.



(a) $T_y = 0.2$, $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$

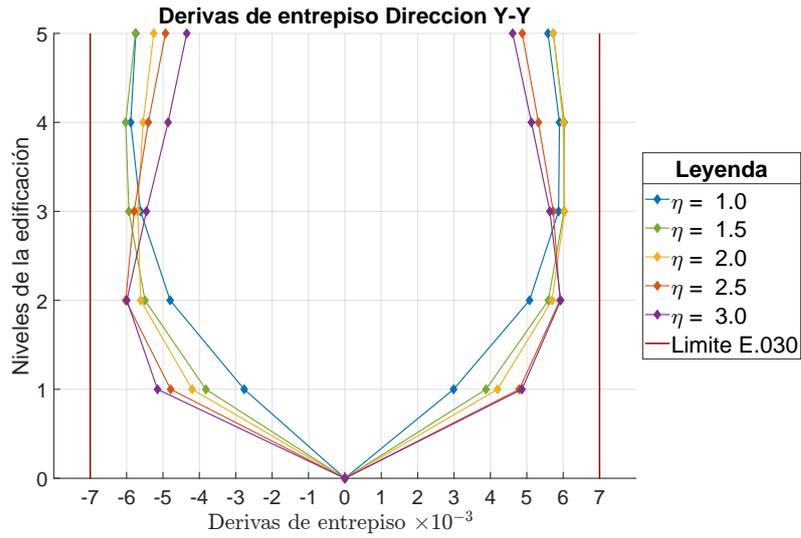


(b) $T_y = 0.2$, $e/r = 0.50$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$

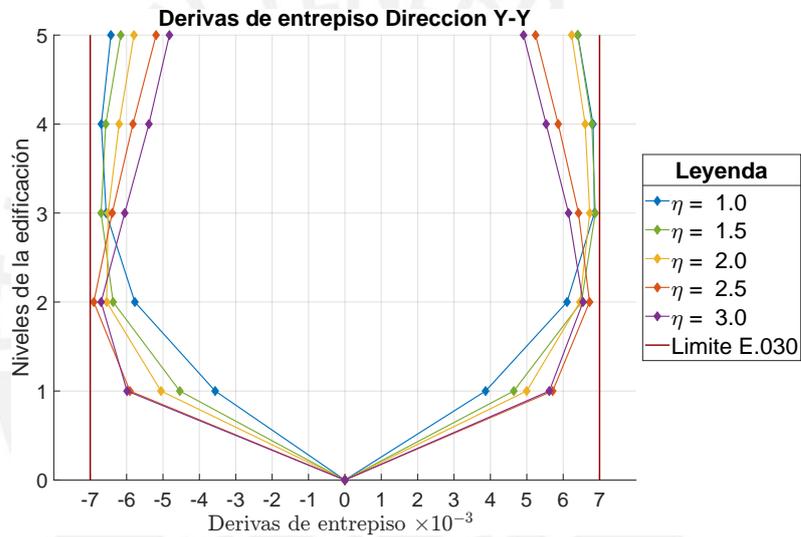


(c) $T_y = 0.2$, $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$

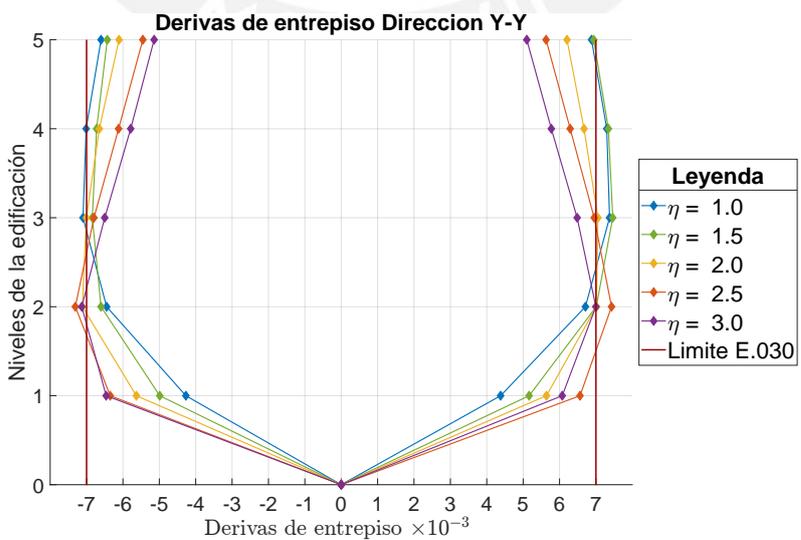
Figure 5.2: Derivas de entrepiso de modelos de cinco niveles $T_y = 0.2$ y $\Omega_\theta = 1.00$.



(a) $T_y = 0.3$, $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$

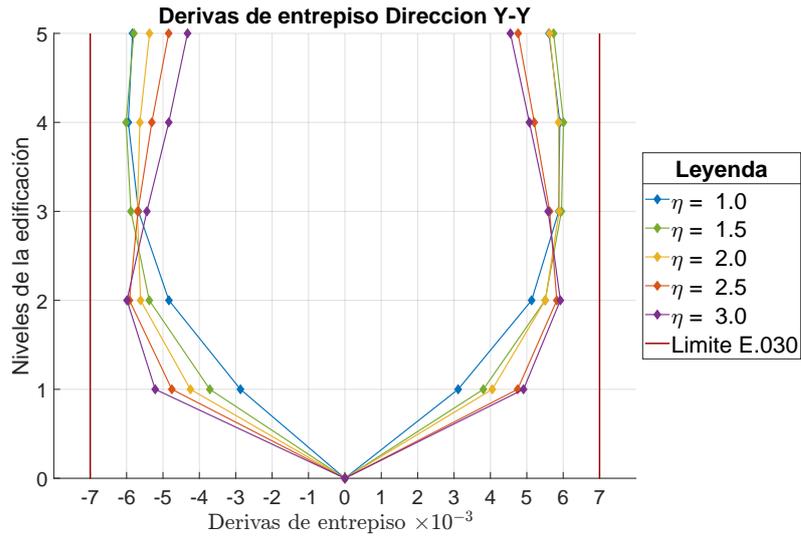


(b) $T_y = 0.3$, $e/r = 0.50$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$

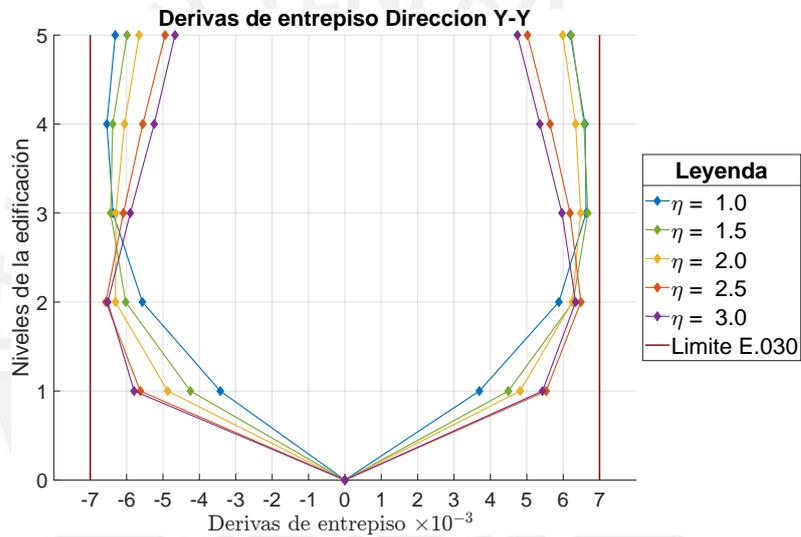


(c) $T_y = 0.3$, $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$

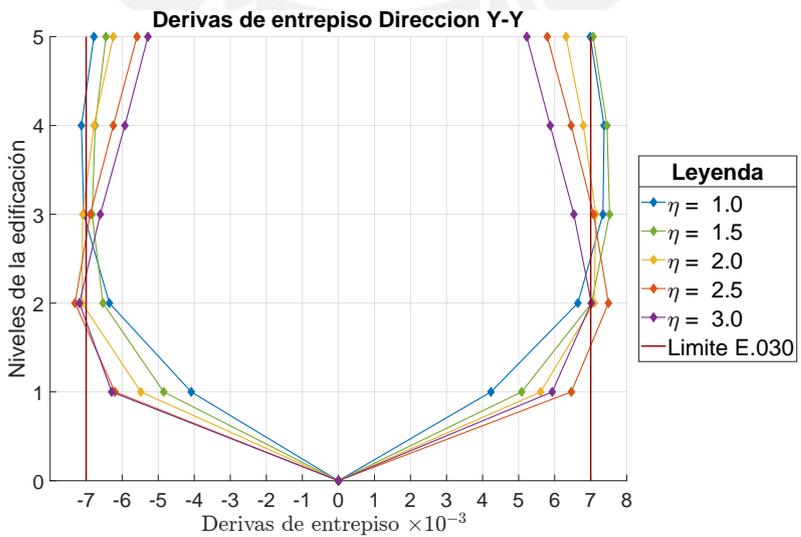
Figure 5.3: Derivas de entrepiso de modelos de cinco niveles $T_y = 0.3$ y $\Omega_\theta = 0.75$.



(a) $T_y = 0.3$, $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$



(b) $T_y = 0.3$, $e/r = 0.50$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$



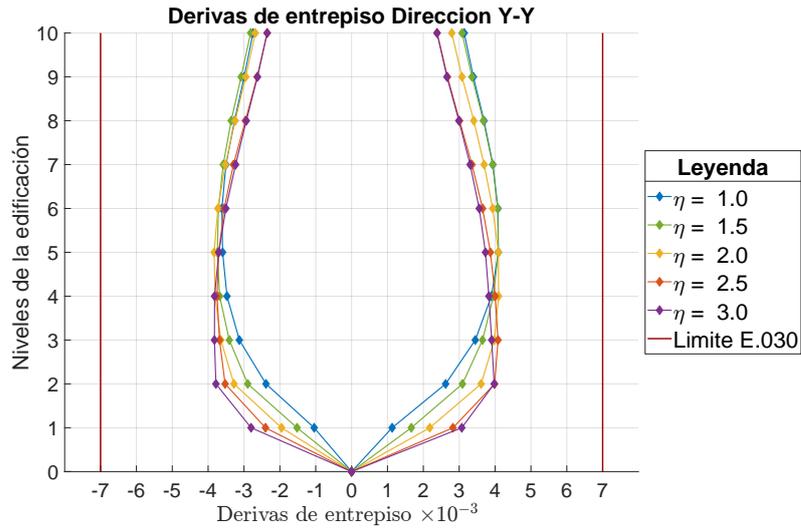
(c) $T_y = 0.3$, $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$

Figure 5.4: Derivas de entrepiso de modelos de cinco niveles $T_y = 0.3$ y $\Omega_\theta = 1.00$.

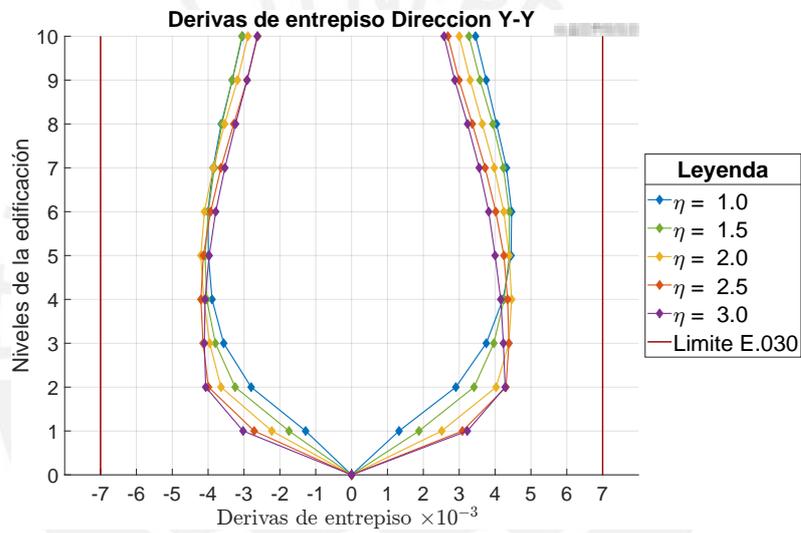
5.1.2 Modelos de diez niveles

En general para todos los modelos de diez niveles se observa que la deriva del primer y segundo nivel es creciente en función al aumento del parámetro η y a partir del cuarto nivel para $T_y = 0.3$ y tercer nivel para $T_y = 0.4$ se observa un cambio en el cual las derivas de los niveles superiores disminuyen para mayores valores de η . Se observa que para $\eta = 1.0$ y $\eta = 1.5$ las derivas se concretan hasta el sexto nivel mientras que a partir de $\eta = 2.0$ se observa una distribución de derivas por nivel que aumenta hasta el segundo nivel y luego presenta una tendencia a reducirse hasta el último nivel aún en presencia de los distintos grados de excentricidad.

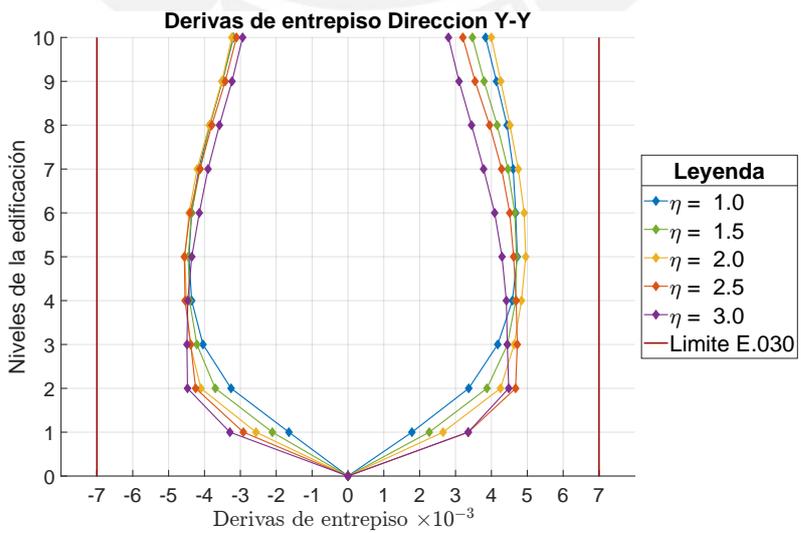
Las gráficas de derivas de entrepiso para los modelos de diez niveles muestran que las derivas máximas se encuentran entre el segundo nivel y tercer nivel para los modelos con $\eta = 2.5$ y 3.0 presentando variaciones mínimas, mientras que para el resto de valores de η la deriva máxima se encuentra entre el quinto y sexto nivel. La deriva máxima alcanzada en las Figuras 5.5 y 5.6 con $T_y = 0.3$ es de 4.85% para el caso en planta dado por $e/r = 0.75$ y $\Omega_\theta = 0.75$ y en altura definido por $\eta = 3.0$, en cambio para las Figuras 5.7 y 5.8 donde $T_y = 0.4$ se observó que la máxima deriva se encuentra en el modelo de altura constante ($\eta = 1.0$) para el caso en planta dado por $e/r = 0.75$ y $\Omega_\theta = 0.75$ con un valor 5.88% y se ubica en el quinto nivel, mientras que para $\eta = 3.0$ se obtiene una deriva de 5.27% en el segundo nivel. Este resultado es interesante dado que evidencia que el efecto de la excentricidad incrementa notablemente las derivas en los niveles intermedios, mientras que al combinarse con la irregularidad de rigidez o de piso blando las derivas máximas aumentan pero se concentran en los niveles inferiores, por ejemplo para los casos presentados se encuentran en los primeros dos niveles.



(a) $T_y = 0.3$, $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$

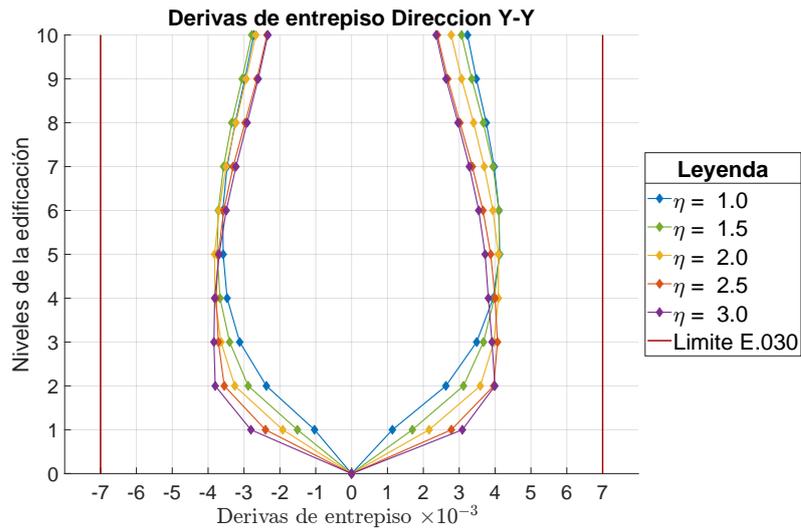


(b) $T_y = 0.3$, $e/r = 0.50$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$

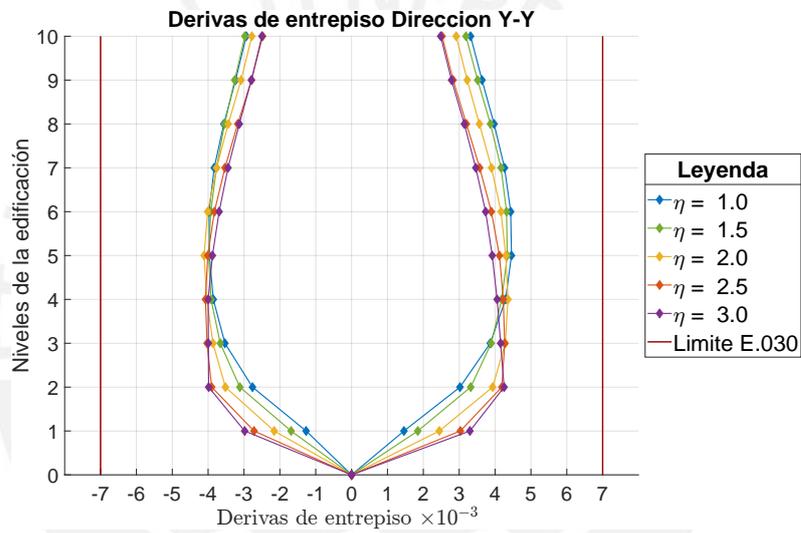


(c) $T_y = 0.3$, $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$

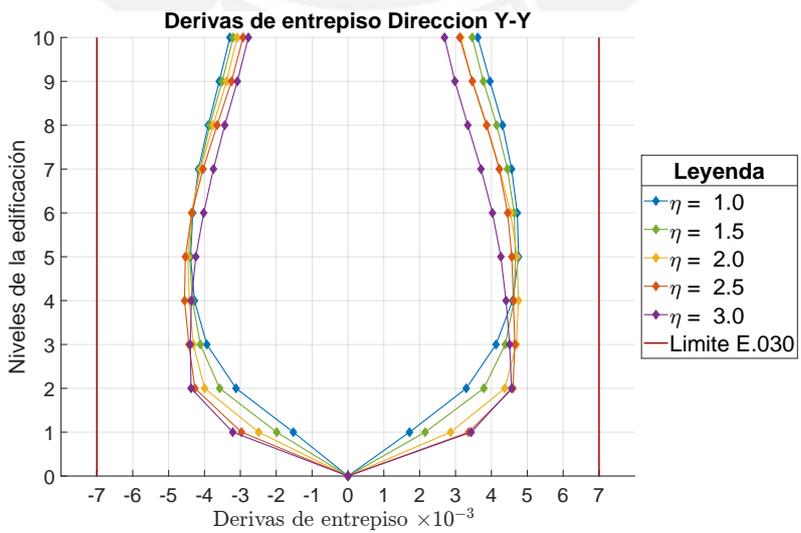
Figure 5.5: Derivas de entrepiso de modelos de diez niveles $T_y = 0.3$ y $\Omega_\theta = 0.75$.



(a) $T_y = 0.3$, $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$

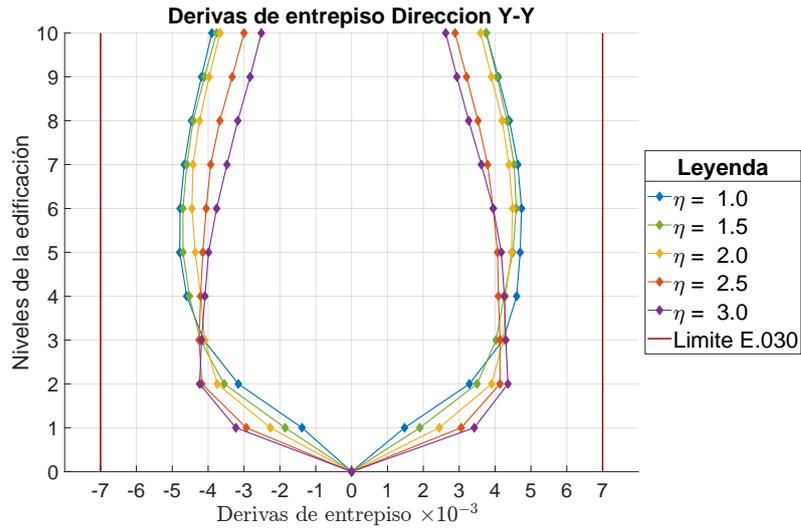


(b) $T_y = 0.3$, $e/r = 0.50$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$

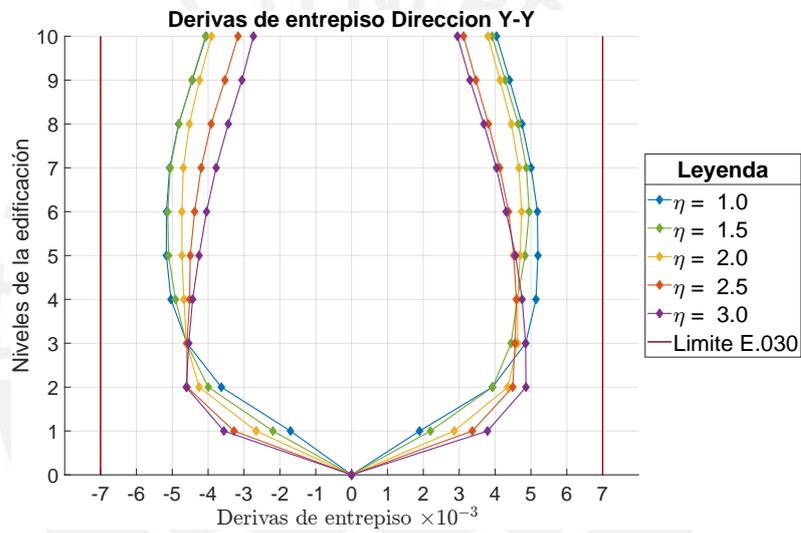


(c) $T_y = 0.3$, $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$

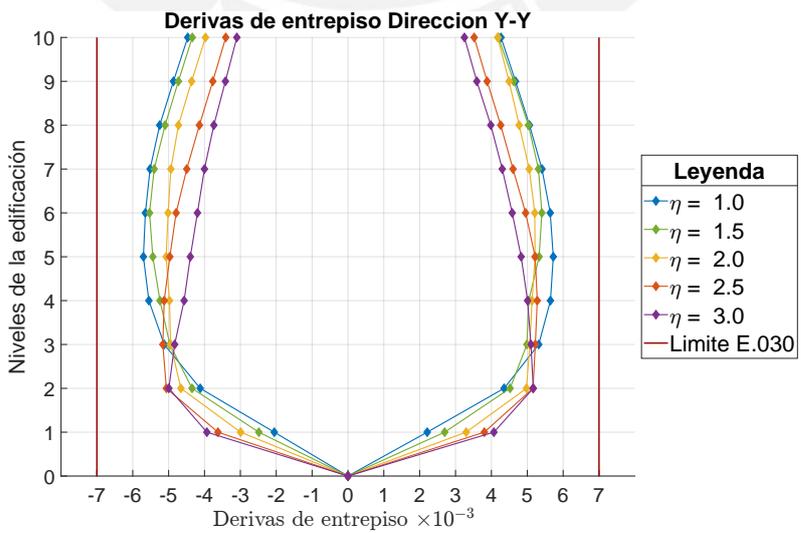
Figure 5.6: Derivas de entrepiso de modelos de diez niveles $T_y = 0.3$ y $\Omega_\theta = 1.00$.



(a) $T_y = 0.4$, $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$

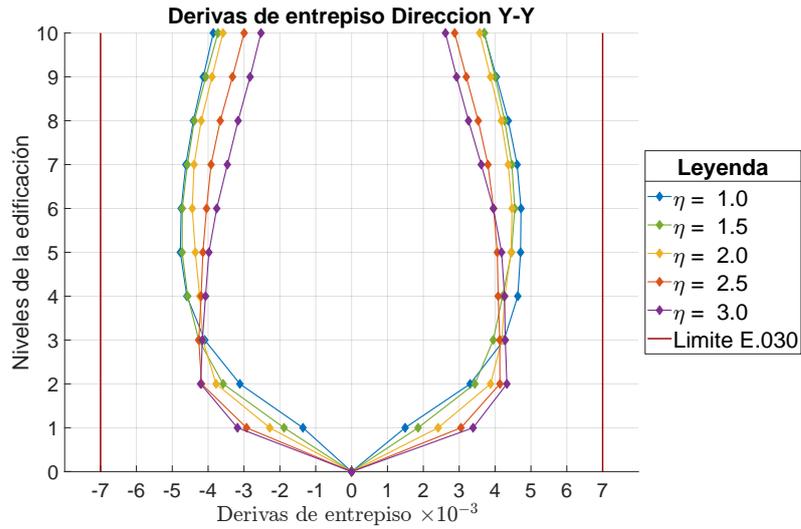


(b) $T_y = 0.4$, $e/r = 0.50$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$

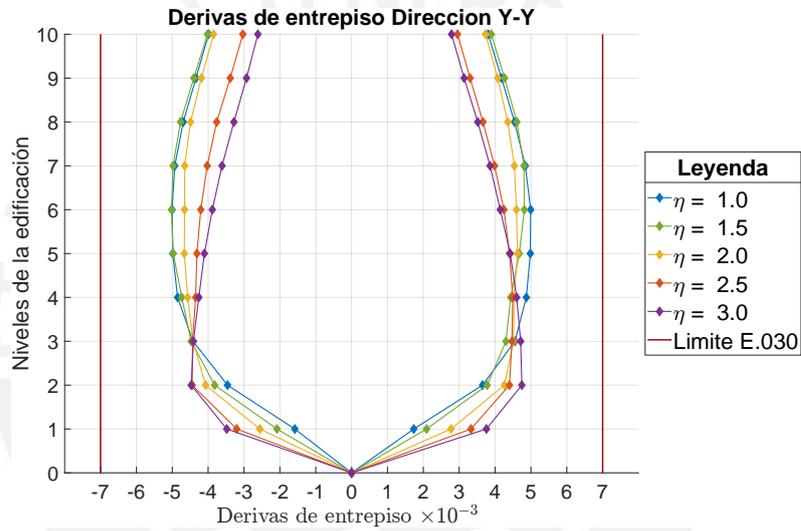


(c) $T_y = 0.4$, $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$

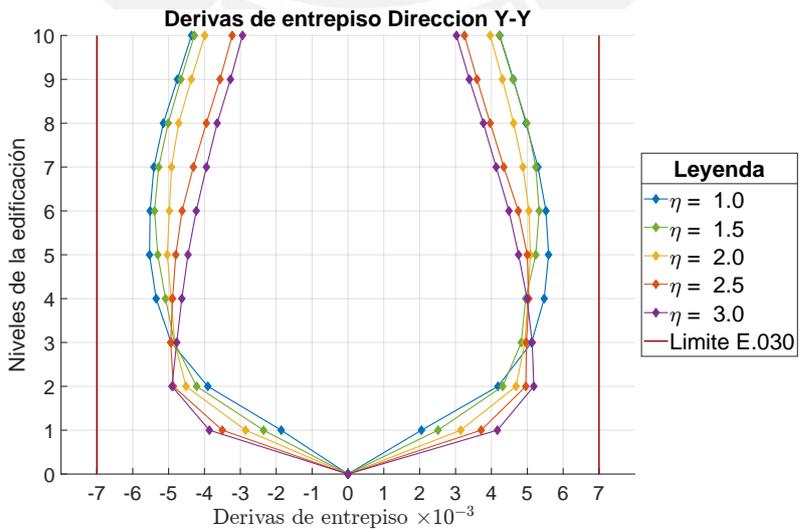
Figure 5.7: Derivas de entrepiso de modelos de diez niveles $T_y = 0.4$ y $\Omega_\theta = 0.75$.



(a) $T_y = 0.4$, $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$



(b) $T_y = 0.4$, $e/r = 0.50$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$



(c) $T_y = 0.4$, $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$

Figure 5.8: Derivas de entrepiso de modelos de diez niveles $T_y = 0.4$ y $\Omega_\theta = 1.00$.

5.2 Relación de derivas respecto al modelo regular en altura

Se graficó el cociente de los resultados de derivas máximas y mínimas para los modelos con η mayor a la unidad y el modelo de altura constante $\eta = 1.0$. De manera que se estudia si la respuesta de derivas se ve amplificada (factor mayor a la unidad) o reducida (factor menor a la unidad) respecto el modelo que comparte las mismas características en planta y altura constante. Los gráficos se han agrupado para la combinación de las frecuencias de vibración desacoplada (T_y) y el grado de acoplamiento torsional (Ω_θ). En cada gráfico se ha incluido los resultados para los valores de excentricidad estática normalizada e/r .

5.2.1 Modelos de cinco niveles

Las curvas resultantes para los modelos indican que las mayores amplificaciones de derivas se encuentran en los primeros dos niveles y a su vez esta amplificación es mayor conforme aumenta el parámetro η , es decir la altura del primer nivel. Las Figuras 5.9 y 5.11 para $T_y = 0.2$ muestran que la mayor amplificación se encuentra en el primer nivel con un factor de 2.03 para $\eta = 1.5$ lo cual aumenta para el resto de valores de η , donde para $\eta = 3.0$ se presenta una amplificación en el primer nivel de 3.82, lo cual se presenta para la combinación en planta de $e/r = 0.25$ y $\Omega_\theta = 0.75$. Los factores se reducen para los niveles comprendidos entre el tercero y el quinto donde se observan factores entre 1.22 y 1.38. Por otro lado, las Figuras 5.10 y 5.12 donde $T_y = 0.3$ muestran que los factores de amplificación en el primer nivel varían desde 1.29 para $\eta = 1.5$ hasta 1.86 para $\eta = 3.0$. Estos resultados para el segundo grupo con $T_y = 0.3$ muestran que en estructuras más flexibles el efecto del piso blando tiene una menor amplificación respecto a una estructura rígida como la representada con $T_y = 0.2$ donde los factores del primer nivel llegan a ser el doble respecto al grupo con $T_y = 0.3$ para $\eta = 3.0$. En los niveles superiores para $T_y = 0.3$ comprendidos entre el tercero y el quinto se observa que los factores son cercanos a la unidad para $\eta = 1.5$, mientras que para el rango de $\eta = 2.0 \sim 3.0$ los factores se reducen hasta 0.747 en el quinto nivel. Esto indica que el efecto del piso blando en los modelos reduce la respuesta en los niveles superiores para estructura flexibles mientras que en estructuras rígidas aun existe una amplificación de las derivas de hasta 30%. En general, se observó que el efecto del parámetro Ω_θ no genera variaciones importantes en las curvas, por ejemplo para $T_y = 0.2$ y $\eta = 2.0$ se observó que las diferencias por Ω_θ son de 1.4%. En su mayoría se observó que los efectos mas desfavorables de encuentran para $\Omega_\theta = 0.75$ aunque existen respuestas en las cuales para $\Omega_\theta = 1.0$ se encuentran mayores resultados. Respecto al parámetro e/r , se evidencia que para las plantas con $e/r = 0.25$ la amplificación de derivas en el primer nivel resulta mayor ante al aumento de η , es decir el efecto de piso blando.

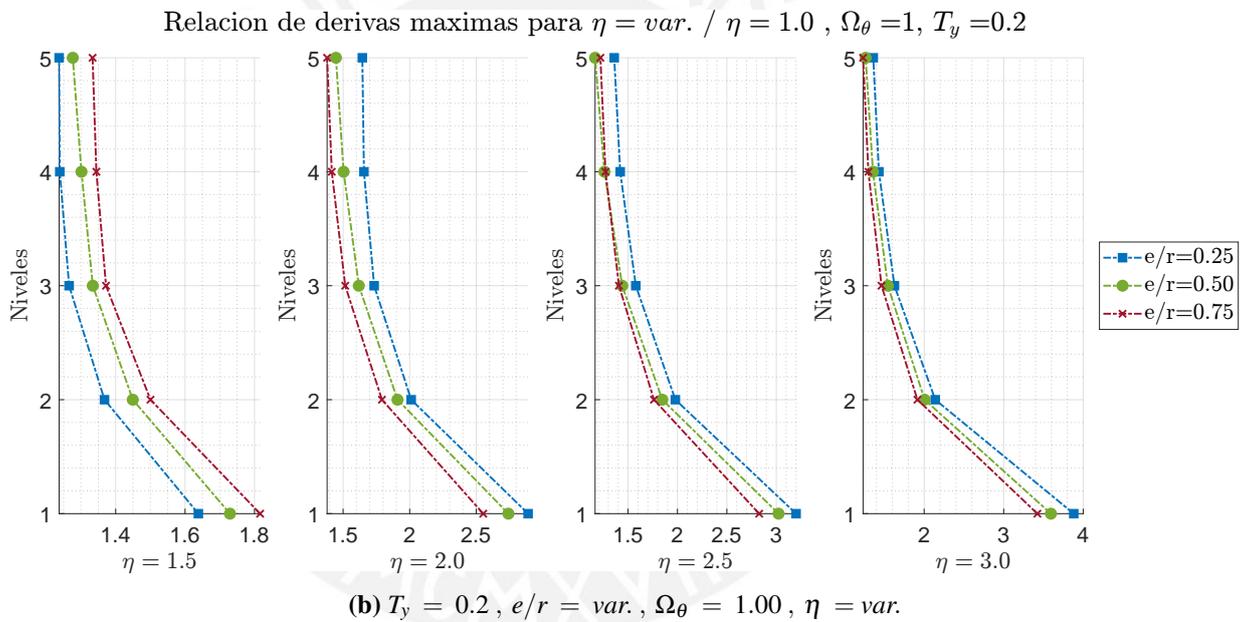
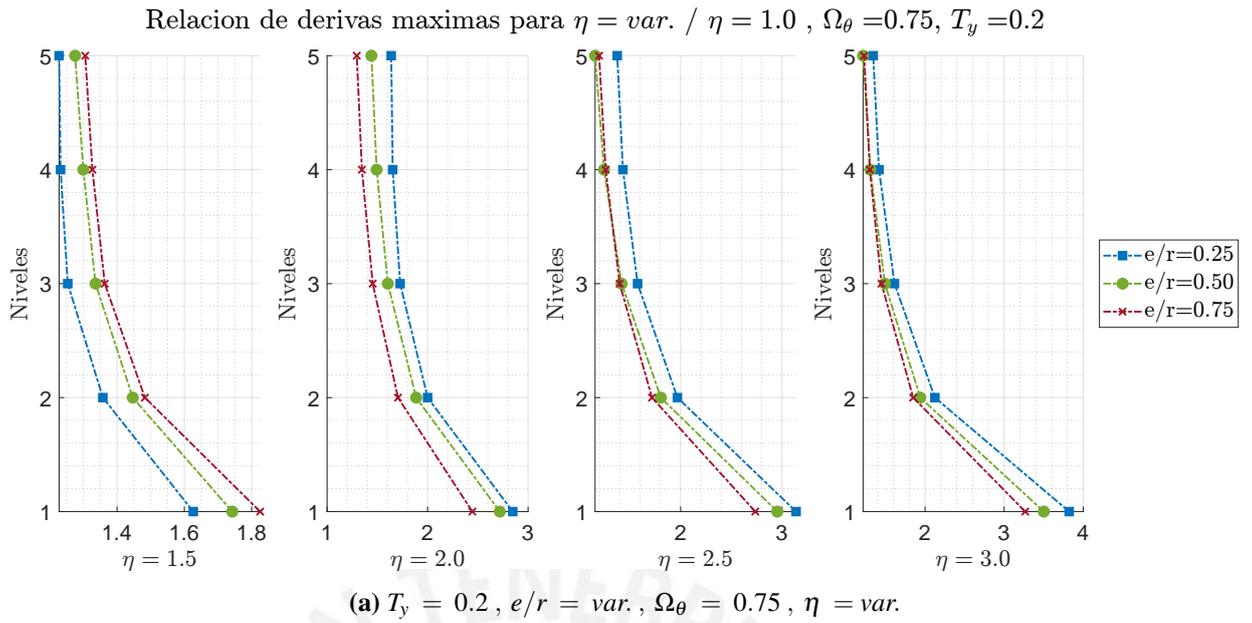


Figure 5.9: Relación de derivas máximas para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para cinco niveles ($T_y = 0.2$)

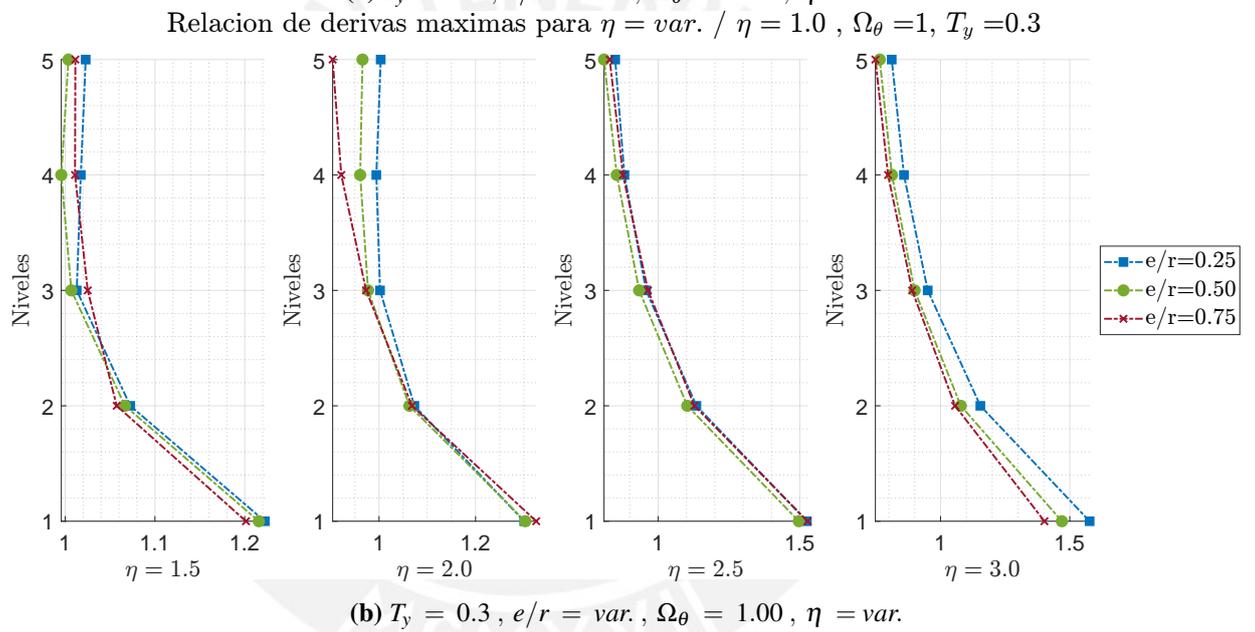
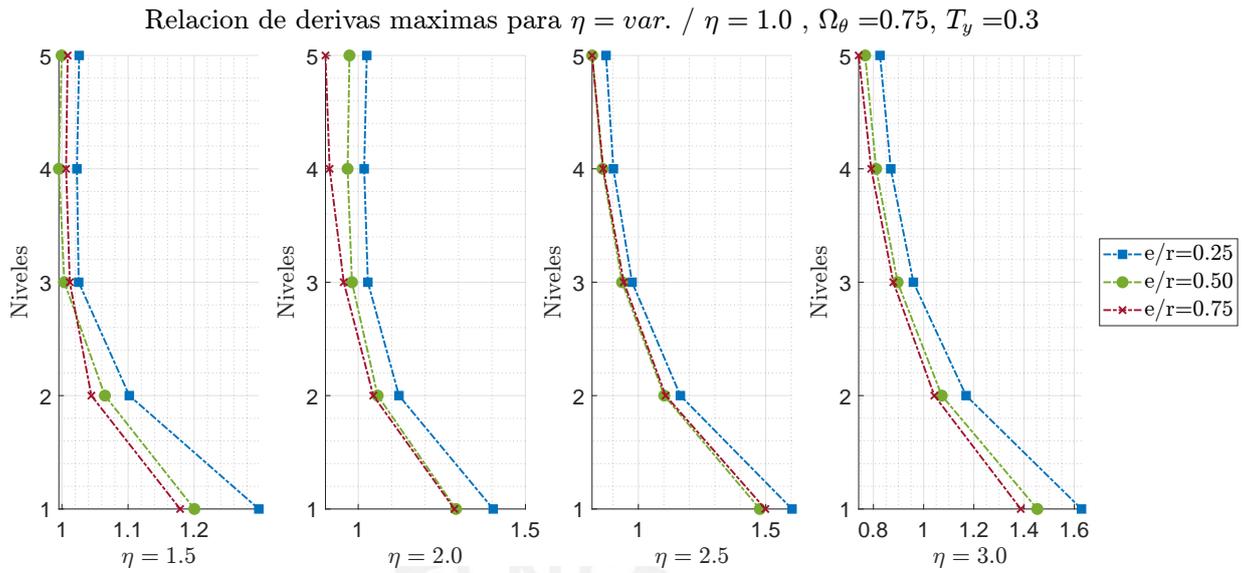


Figure 5.10: Relación de derivas mínimas para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para cinco niveles ($T_y = 0.3$)

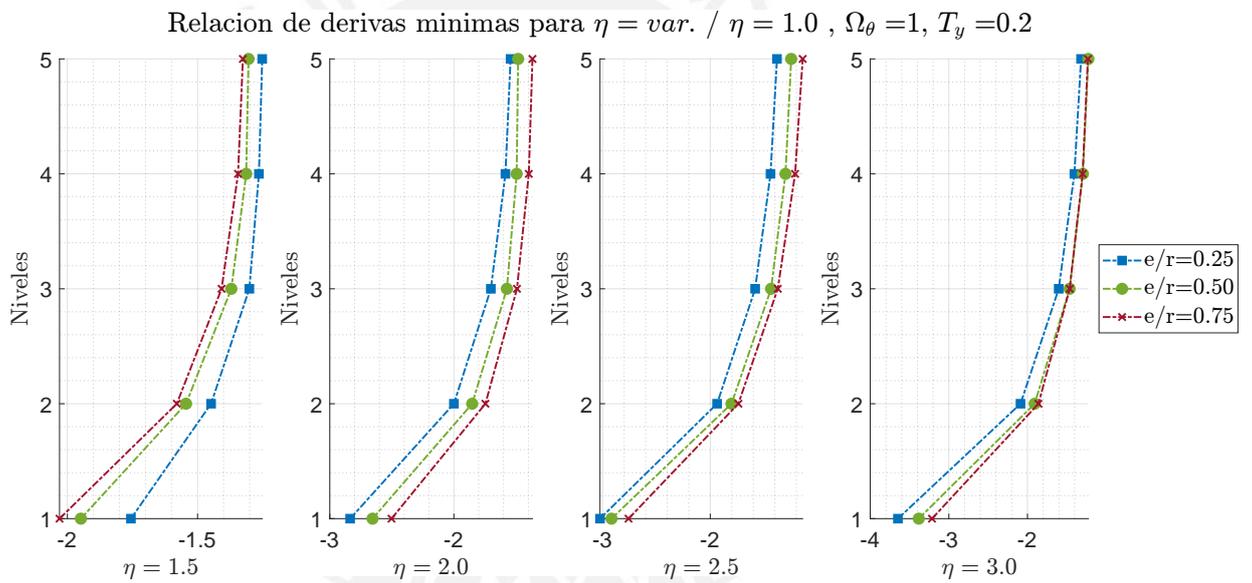
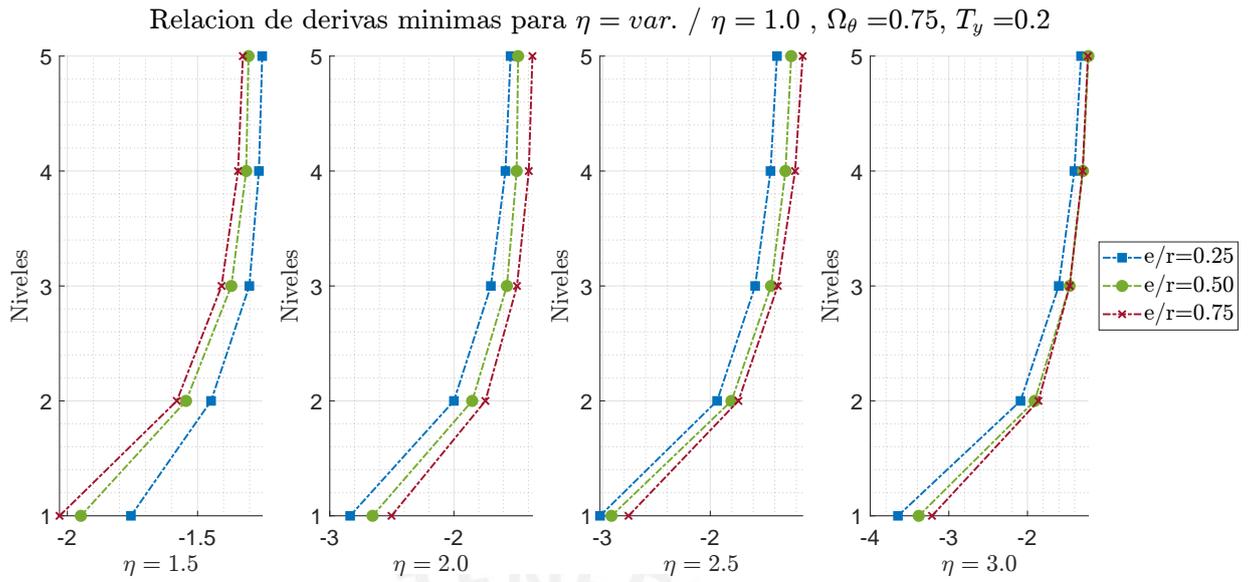


Figure 5.11: Relación de derivas mínimas para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para cinco niveles ($T_y = 0.2$)

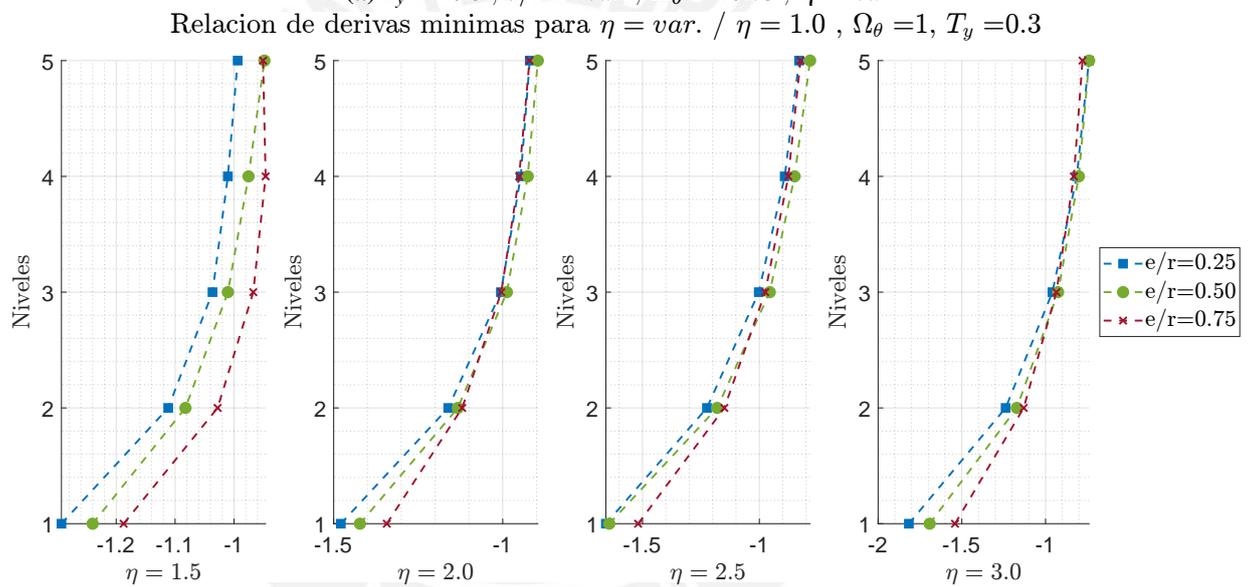
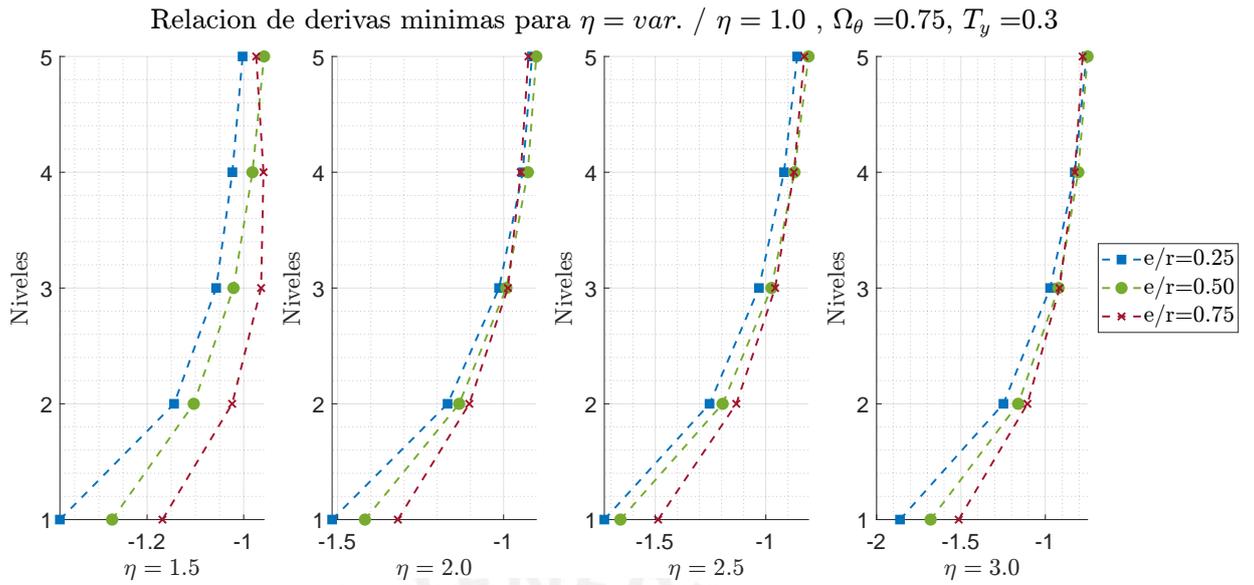


Figure 5.12: Relación de derivas mínimas para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para cinco niveles ($T_y = 0.3$)

5.2.2 Modelos de diez niveles

En los modelos de diez niveles se observa que el aumento del parámetro η genera una amplificación máxima en las derivas del primer nivel, mientras que para el resto de niveles la amplificación se reduce notablemente. Las Figuras 5.13 y 5.15 para $T_y = 0.3$ indican que la mayor amplificación se encuentra en el primer nivel con un factor de 1.48 para $\eta = 1.5$, lo cual incrementa hasta que para $\eta = 3.0$ se presenta una amplificación en el primer nivel de 2.71, lo cual se presenta para la combinación en planta de $e/r = 0.25$ y $\Omega_\theta = 0.75$. Nótese que estos factores son menores que los obtenidos para los modelos de cinco niveles. Para los niveles superiores se observa que los factores se reducen y para el caso de $\eta = 3.0$ en el último nivel existe una reducción de 0.73, lo que indica que para piso blando extremo los niveles superiores presentan menores derivas respecto al modelo regular. Las Figuras 5.14 y 5.16 donde $T_y = 0.4$ muestran que los factores de amplificación en el primer nivel varían desde 1.29 para $\eta = 1.5$ hasta 2.31 para $\eta = 3.0$. Al analizar las curvas se observa que hasta $\eta = 1.5$ los resultados a partir del segundo nivel se mantienen próximas a la unidad, luego para el resto de valores de η los niveles superiores muestran una reducción de derivas hasta un mínimo de 0.65 en el décimo nivel para $\eta = 3.0$. Entre ambos grupos de frecuencias desacopladas T_y , se evidencia que para $T_y = 0.3$ existen mayores factores de amplificación en el primer nivel aunque la diferencia no es amplia como lo observado en los modelos de cinco niveles. Al analizar el efecto del parámetro Ω_θ se observó que para $\Omega_\theta = 0.75$ la amplificación en los primeros dos niveles es mayor respecto a $\Omega_\theta = 1.0$ lo cual ocurre para todo valor de η . La diferencia porcentual de la amplificación del primer nivel por la diferencia de Ω_θ es de 3.78% para $\eta = 1.5$ y 2.2% para $\eta = 3.0$. En las gráficas presentadas se observa que los mayores factores se encuentran para $e/r = 0.25$, mientras que los menores para $e/r = 0.75$. Se resalta que estos ratios o factores han sido calculados respecto al modelo regular en altura con la misma excentricidad en planta, por lo que no se está comparando el grado de excentricidad, solo el grado de influencia de η sobre los modelos. Por tanto, se puede establecer que la irregularidad de piso blando amplifica más la respuesta de plantas con menor excentricidad estática, lo cual es relativo debido a que una planta con $e/r = 0.75$ tiene mayores resultados de derivas que una planta con $e/r = 0.25$ por lo que incluso con una mayor amplificación no necesariamente podría lograr a superar la respuesta de una planta con mayor irregularidad torsional.

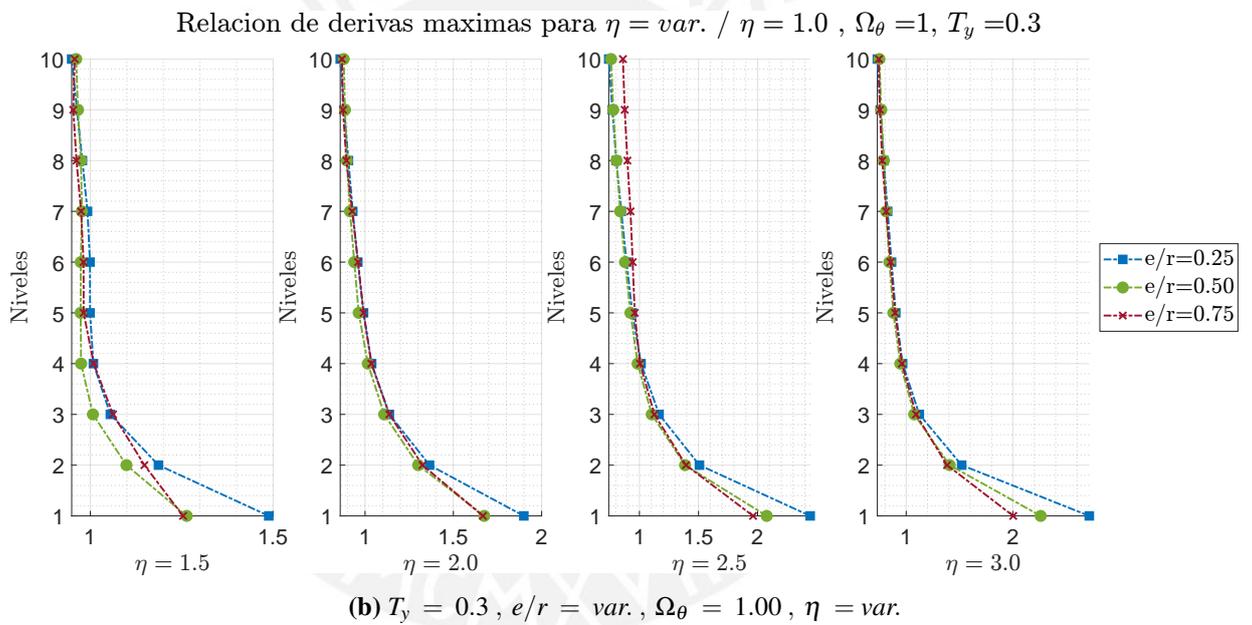
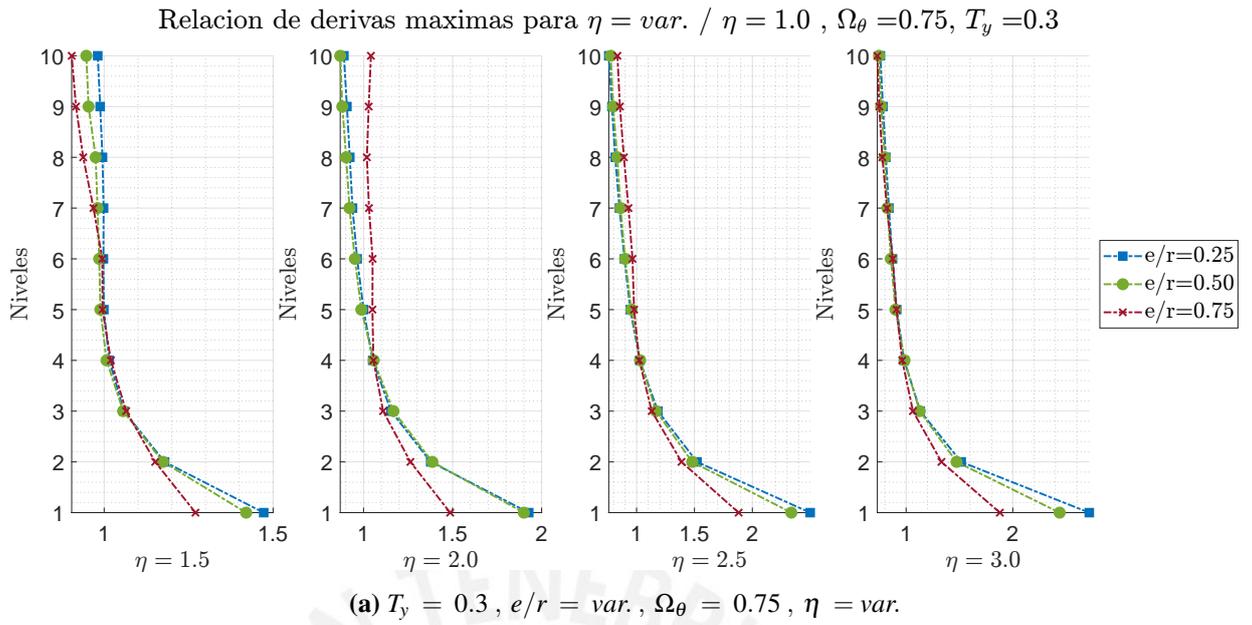


Figure 5.13: Relación de derivas máximas para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para diez niveles ($T_y = 0.3$)

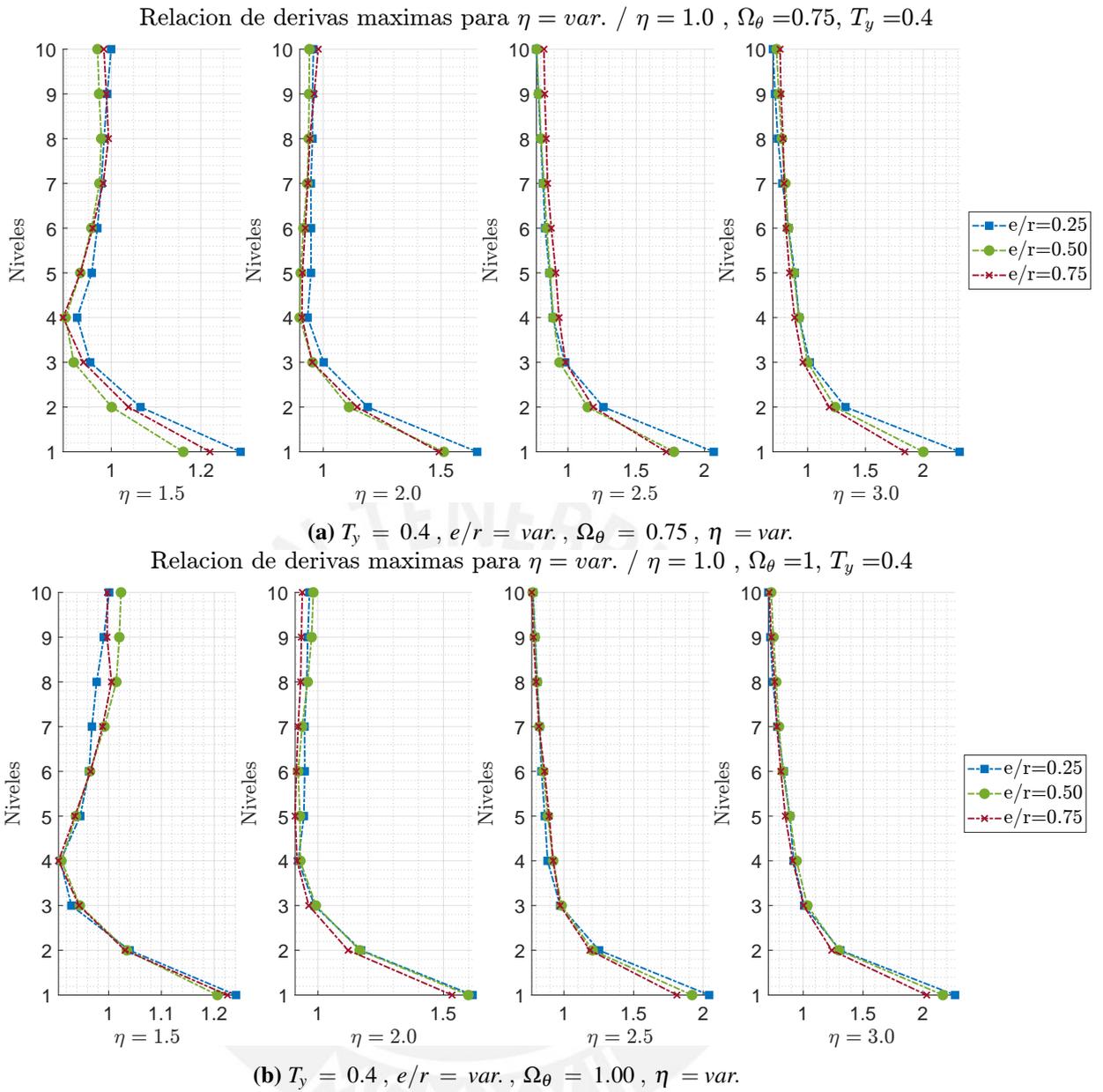
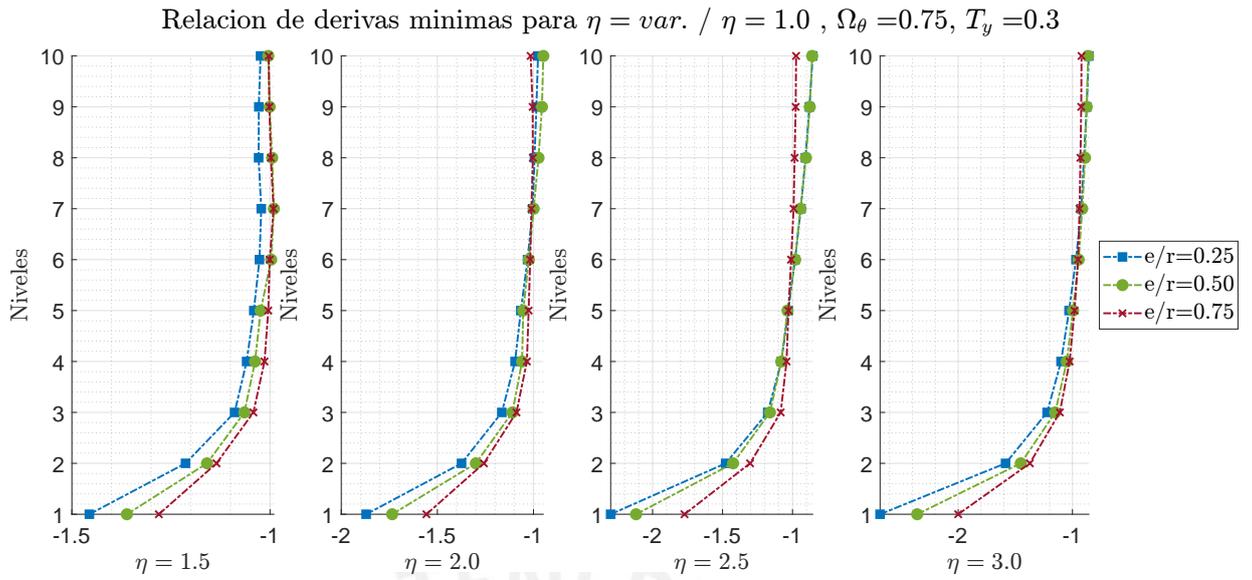
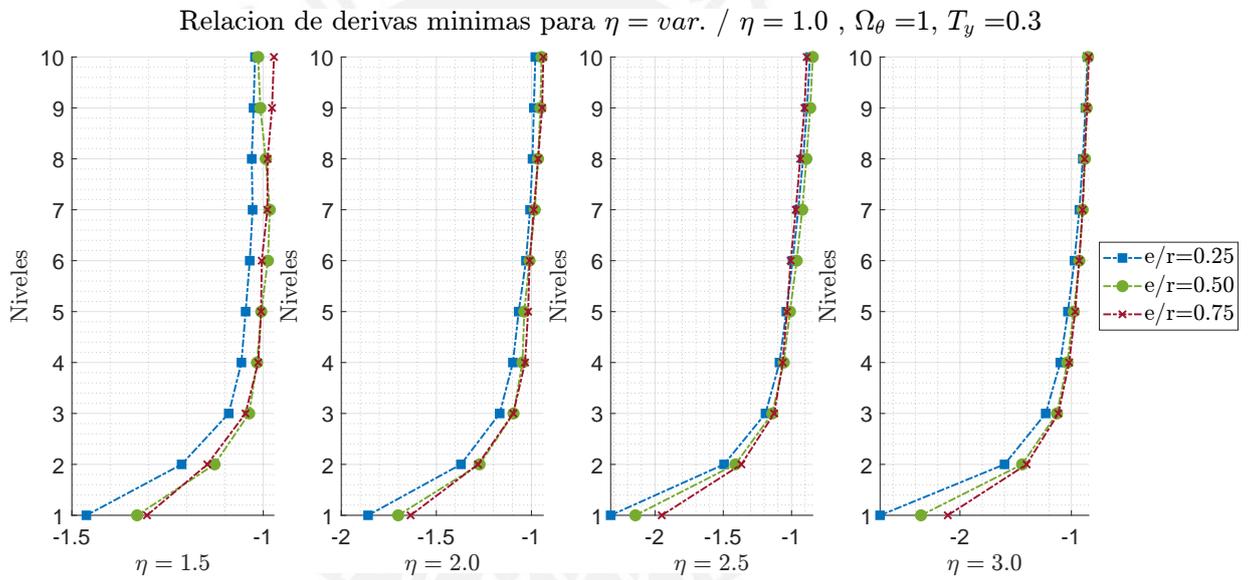


Figure 5.14: Relación de derivas máximas para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para diez niveles ($T_y = 0.4$)



(a) $T_y = 0.3$, $e/r = \text{var.}$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = \text{var.}$



(b) $T_y = 0.3$, $e/r = \text{var.}$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = \text{var.}$

Figure 5.15: Relación de derivas mínimas para $\eta = \text{var.}$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para diez niveles ($T_y = 0.3$)

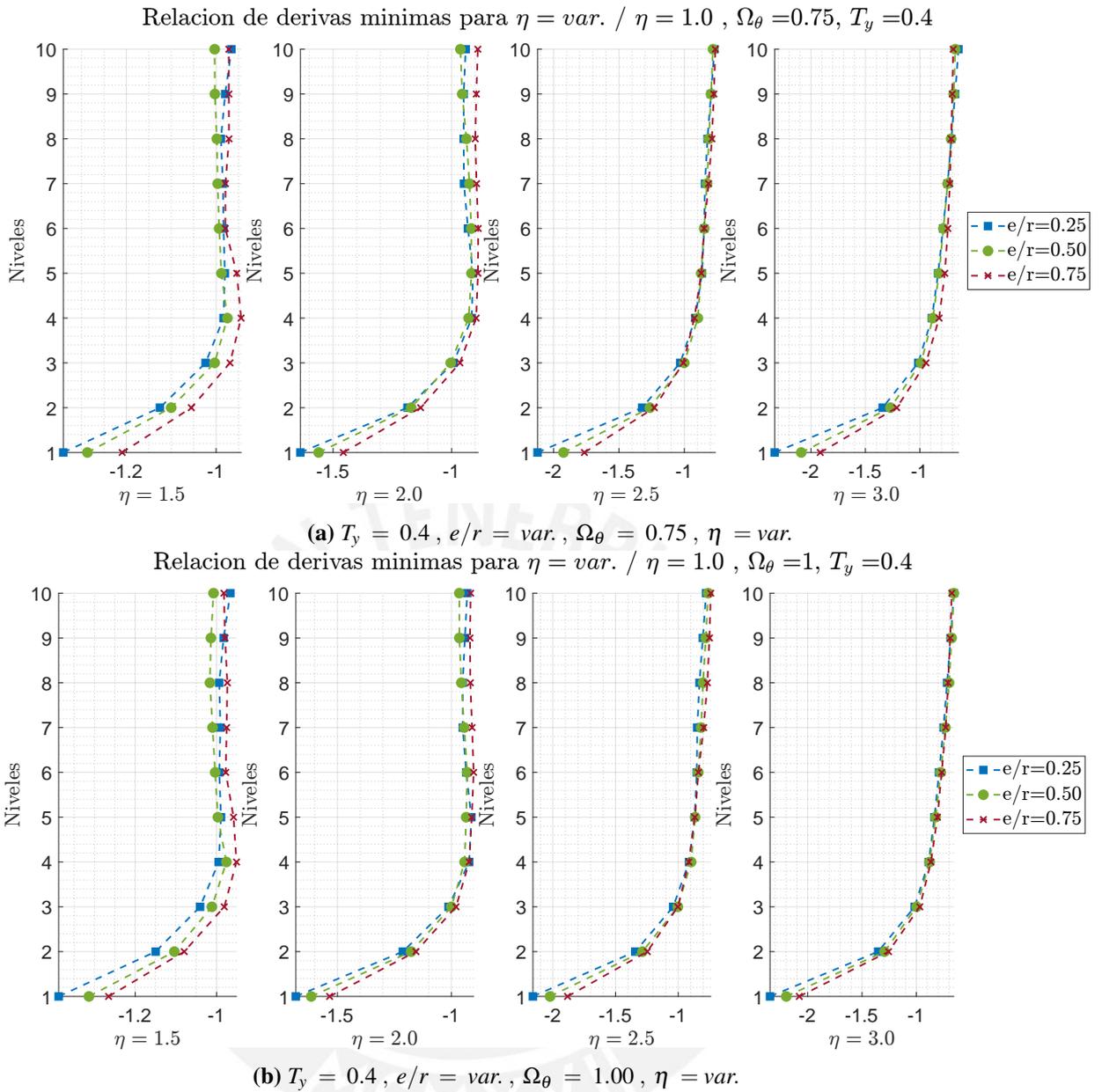


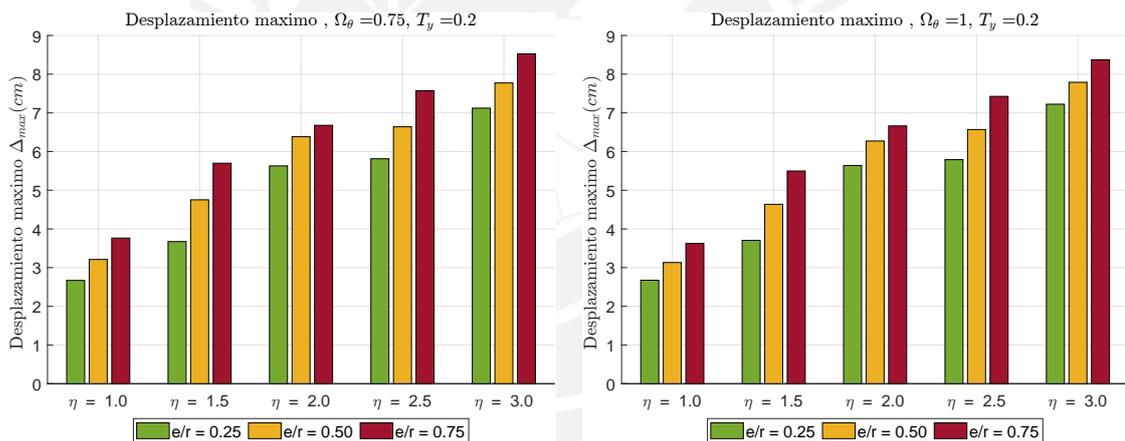
Figure 5.16: Relación de derivas mínimas para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para diez niveles ($T_y = 0.4$)

5.3 Desplazamiento máximo en los modelos

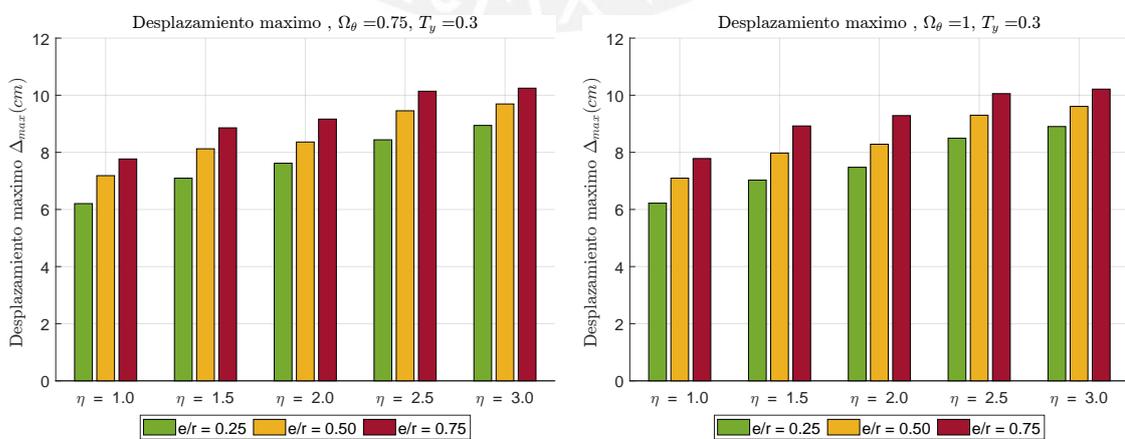
En esta sección se presentan los resultados de desplazamiento máximo de cada modelo estructural agrupados en función de los parámetros objetivo. Principalmente se estudia el efecto de las combinaciones entre el aumento de altura del primer nivel (η) y la excentricidad estática normalizada (e/r).

5.3.1 Modelos de cinco niveles

La Figura 5.17 muestra los resultados de desplazamiento de azotea para los 60 modelos. Se observa que para en los gráficos donde $T_y = 0.2$ se presenta un desplazamiento máximo de 8.5 cm para $\eta = 3.0$, $e/r = 0.75$ y $\Omega_\theta = 0.75$, mientras que para $T_y = 0.3$ se obtiene un desplazamiento máximo de 10.24 cm que se obtiene para $\eta = 3.0$, $e/r = 0.75$ y Ω_θ . Los resultados de desplazamiento aumentan en relación a la excentricidad estática e/r . El desplazamiento máximo presenta una variación mínima entre 0.25 a 0.8 % ante los datos de Ω_θ . Nótese que para $T_y = 0.2$ los desplazamientos para $\eta = 1.0$ distan notablemente de los resultantes para $\eta = 3.0$ con resultados menores al 50 %, en cambio para $T_y = 0.3$ y $\eta = 1.0$ resulta en aproximadamente un 60 % del obtenido $\eta = 3.0$.



(a) $T_y = 0.2$, $e/r = var.$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$ (b) $T_y = 0.2$, $e/r = var.$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$



(c) $T_y = 0.3$, $e/r = var.$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$ (d) $T_y = 0.3$, $e/r = var.$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$

Figure 5.17: Desplazamiento máximo en los modelos para cinco niveles

5.3.2 Modelos de diez niveles

Los resultados de desplazamiento dados por la Figura 5.18 muestran que para la frecuencia $T_y = 0.3$ se presenta un desplazamiento máximo de 10.56 cm correspondiente a un modelo con $\eta = 2.5$, $e/r = 0.75$ y $\Omega_\theta = 0.75$, mientras que para $T_y = 0.4$ se obtiene un desplazamiento máximo de 11.86 cm. Los resultados de desplazamiento aumentan en relación a la excentricidad estática e/r , lo cual se observa para todas las configuraciones en planta y valores de η . El parámetro Ω_θ no genera variaciones notables en los desplazamientos máximos. Para ambos valores de T_y se observa que los desplazamientos máximos para $\eta = 1.0$ con valores entre 9.38 y 10.54 cm no resultan distantes de los obtenidos para valores de η superiores.

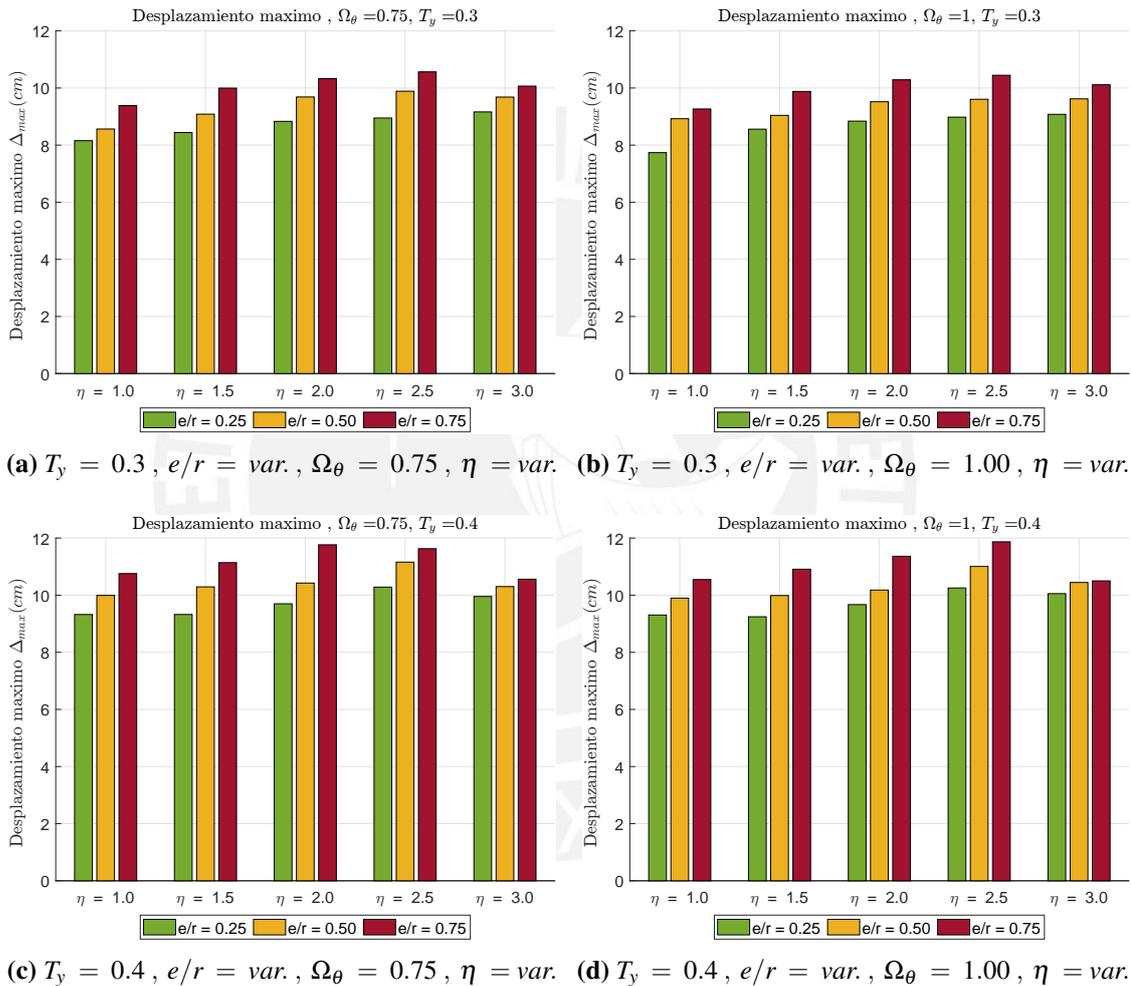


Figure 5.18: Desplazamiento máximo en los modelos para diez niveles

5.4 Relación del desplazamiento por nivel respecto al modelo de altura constante

Se presenta la relación de desplazamientos en cada nivel entre modelos con distintos valores de η y el modelo de altura constante ($\eta = 1.0$). Los gráficos se han agrupado para las combinaciones de las frecuencias de vibración desacoplada (T_y) y el grado de acoplamiento torsional (Ω_θ). En cada gráfico se presentan los resultados para los valores del parámetro e/r . Las curvas obtenidas pretenden mostrar la relación de desplazamientos ante el aumento de altura del primer en todos los niveles respecto al modelo con altura constante. De manera que se estudia los efectos del piso blando en los desplazamientos por nivel de las edificaciones.

5.4.1 Modelos de cinco niveles

La Figura 5.19 donde $T_y = 0.2$ muestra que la mayor relación entre desplazamientos del primer nivel se encuentra para el caso de $\eta = 3.0$, $e/r = 0.25$ y $\Omega_\theta = 1.0$ con un resultado de 12.32. Los ratios se reducen desde el primer al último nivel, donde el quinto presenta una relación máxima de 2.70 para $\eta = 3.0$ mientras que el mínimo se encuentra para $\eta = 1.5$ con un valor de 1.51. Por otro lado, la Figura 5.20 para $T_y = 0.3$ muestra que la relación máxima se ubica en el primer nivel con un valor de 5.13 para $\eta = 3.0$, $e/r = 0.25$ y $\Omega_\theta = 0.75$. Respecto al último nivel, la relación máxima es de 1.47 que se presenta para $\eta = 3.0$ y $e/r = 0.25$. Se resalta que los ratios para $T_y = 0.2$ en el primer nivel son mayores que los obtenidos para $T_y = 0.3$, lo cual indica que para estructuras rígidas el efecto del piso blando en los desplazamientos del primer nivel puede ser hasta el doble respecto a modelos más flexibles.

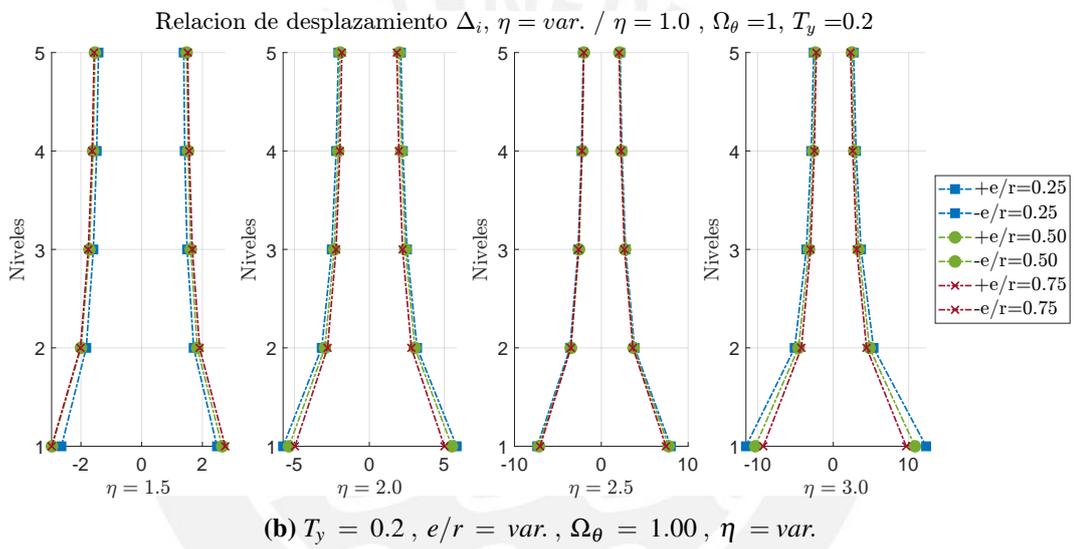
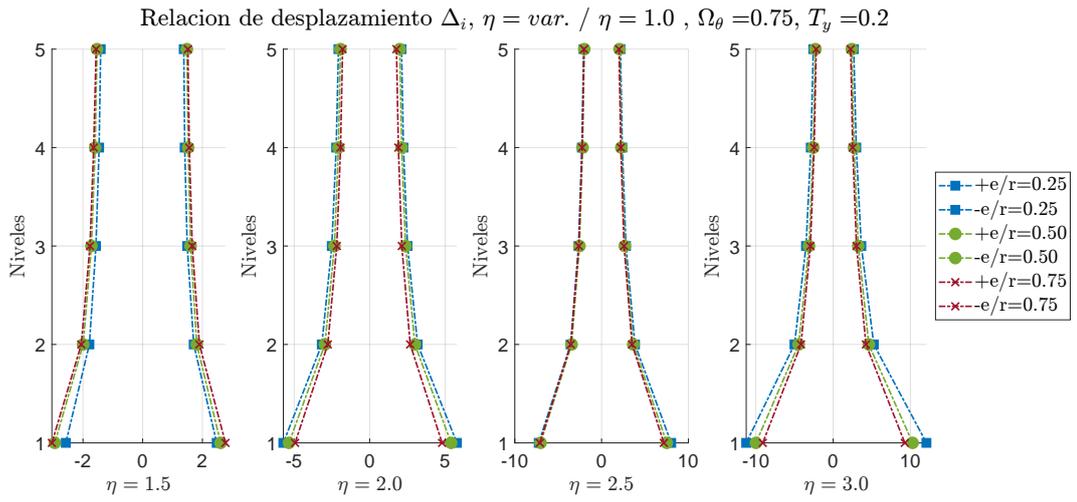
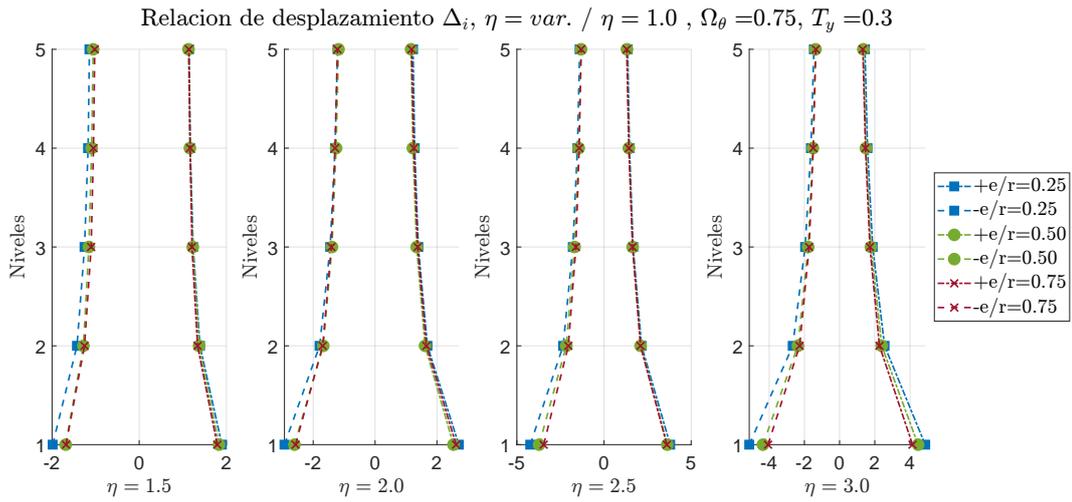
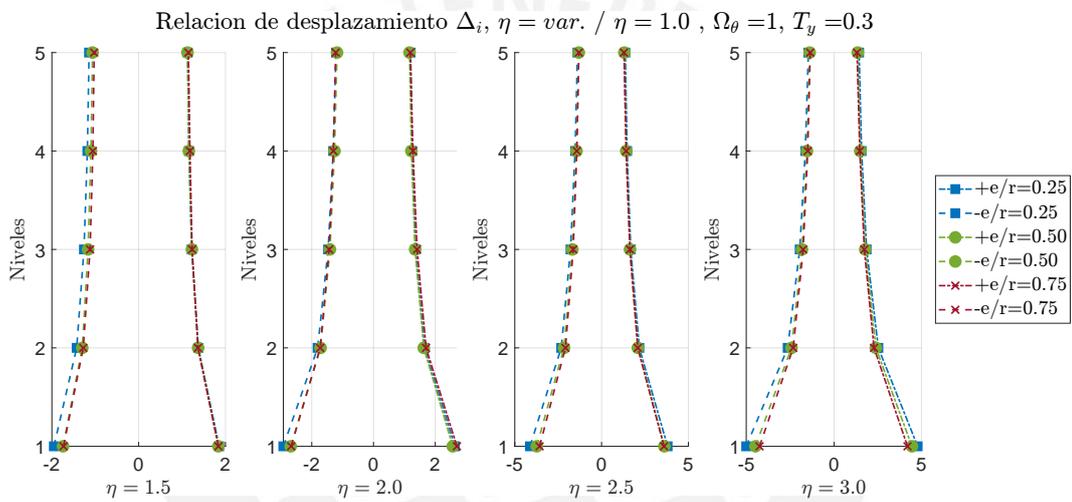


Figure 5.19: Relación del desplazamiento para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para cinco niveles ($T_y = 0.2$)



(a) $T_y = 0.3$, $e/r = var.$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$



(b) $T_y = 0.3$, $e/r = var.$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$

Figure 5.20: Relación del desplazamiento para $\eta = var.$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para cinco niveles ($T_y = 0.3$)

5.4.2 Modelos de diez niveles

La Figura 5.21 donde $T_y = 0.3$ muestra que la mayor relación entre desplazamientos del primer nivel se encuentra para el caso de $\eta = 3.0, e/r = 0.25$ y $\Omega_\theta = 1.0$ que presenta un ratio de 7.60, mientras que para el último nivel el ratio máximo de desplazamiento es de 1.31 que se encuentra en $\eta = 3.0$ y $e/r = 0.50$ y $\Omega_\theta = 0.75$. Se observa que las curvas presentan formas decrecientes desde el primer nivel hasta el último, y a su vez aumentan conforme crece el parámetro η . En los casos donde $\eta = 1.5$ se presentan los ratios mínimos para el primer nivel con 2.30 y 1.10 para el último nivel. Por otro lado, la Figura 5.22 para $T_y = 0.4$ muestra que la relación máxima en el primer nivel es de 6.41 que se presenta para $\eta = 3.0, e/r = 0.25$ y $\Omega_\theta = 1.0$. Los curvas presentan una disminución desde el primer hacia el último nivel donde se observa que el ratio máximo para la azotea es de 1.07 dado en el modelo con $\eta = 2.0, e/r = 0.75$ y $\Omega_\theta = 1.0$. En las curvas de $T_y = 0.4$ y $\eta = 2.5, \eta = 3.0$ se observaron ratios menores a la unidad en los últimos niveles, lo cual indica que la respuesta en los niveles superiores se ve reducida mientras que el primer nivel aumenta por efecto del piso blando.

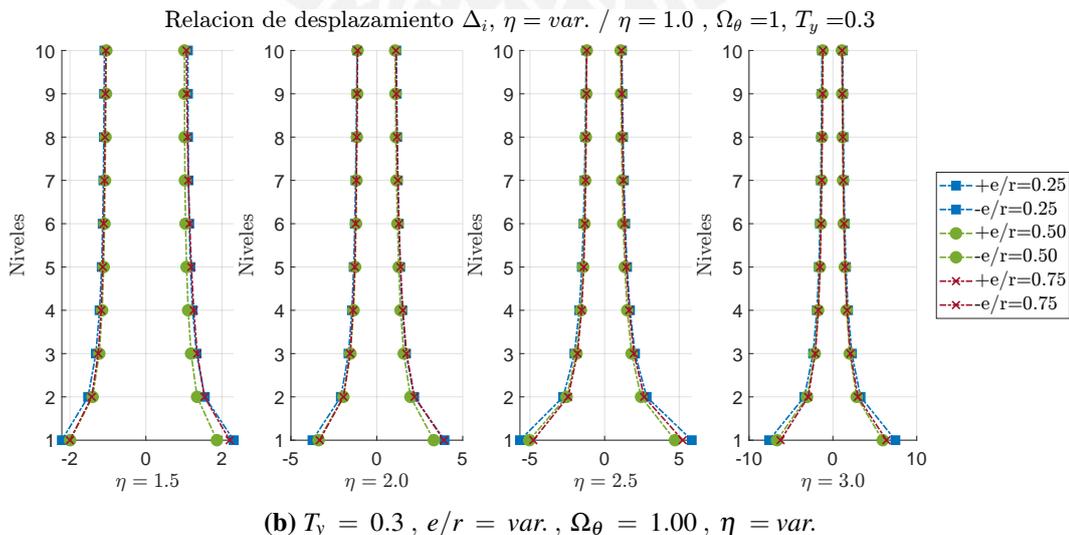
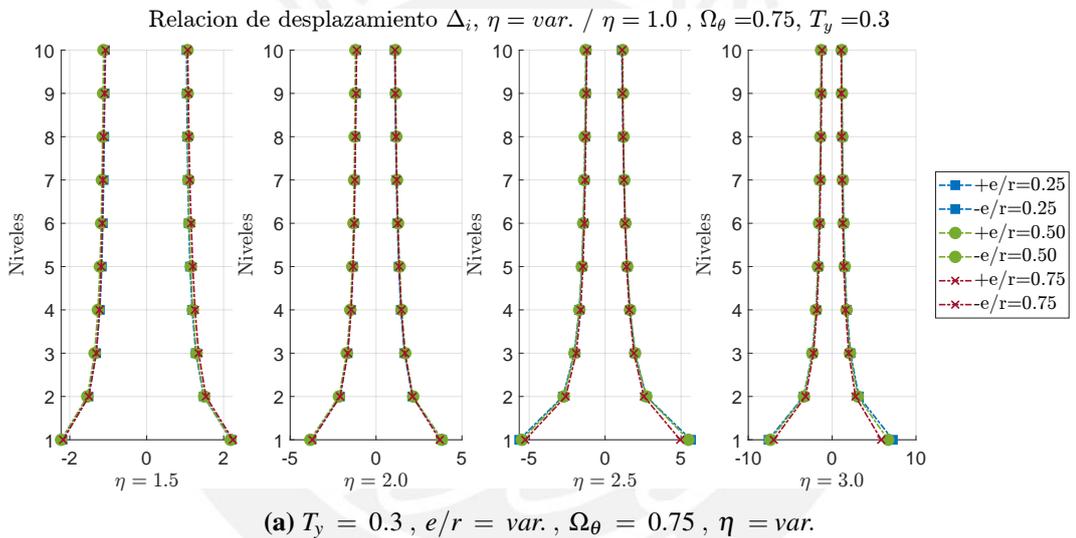


Figure 5.21: Relación del desplazamiento para $\eta = \text{var.}$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para diez niveles ($T_y = 0.3$)

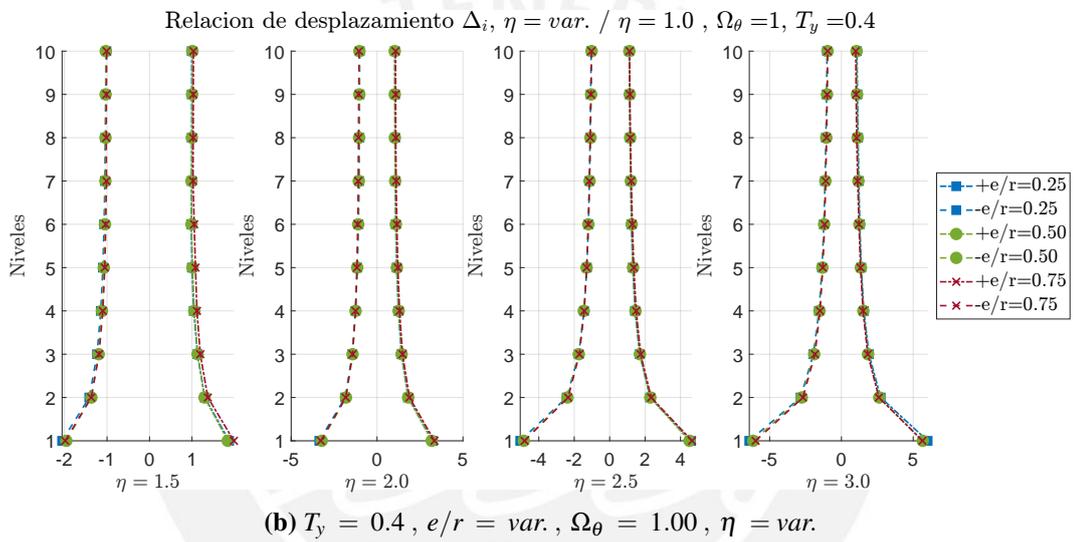
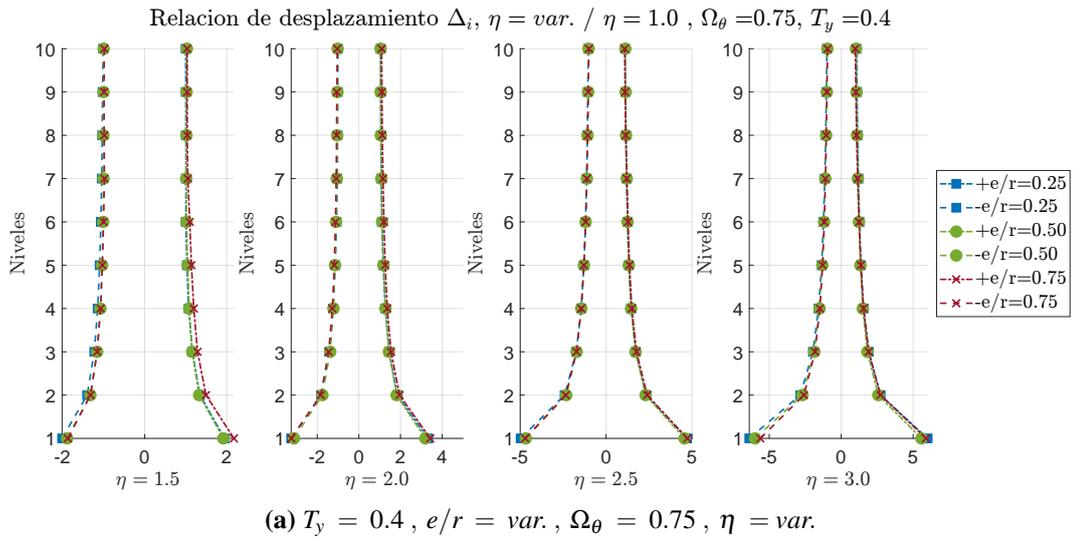


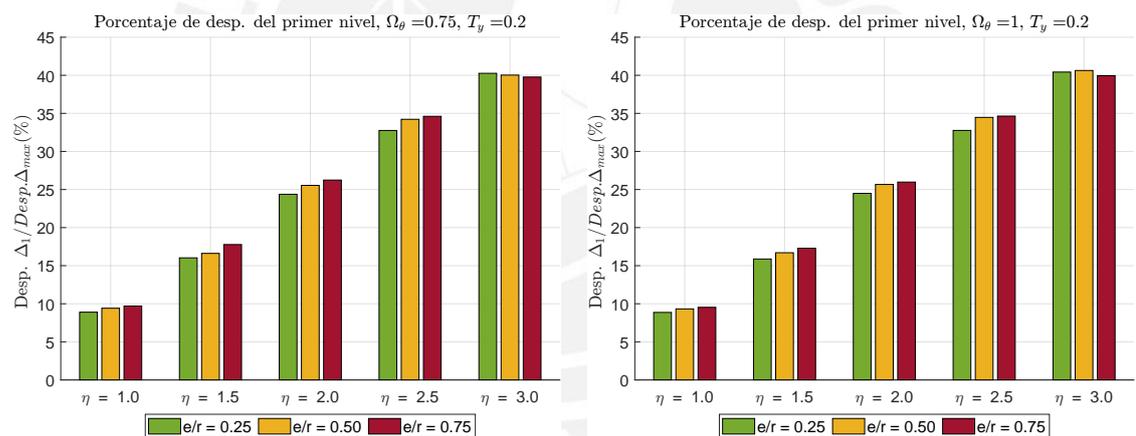
Figure 5.22: Relación del desplazamiento para $\eta = \text{var.}$ respecto al modelo regular $\eta = 1.0$ para diez niveles ($T_y = 0.4$)

5.5 Porcentaje de desplazamiento en el primer nivel

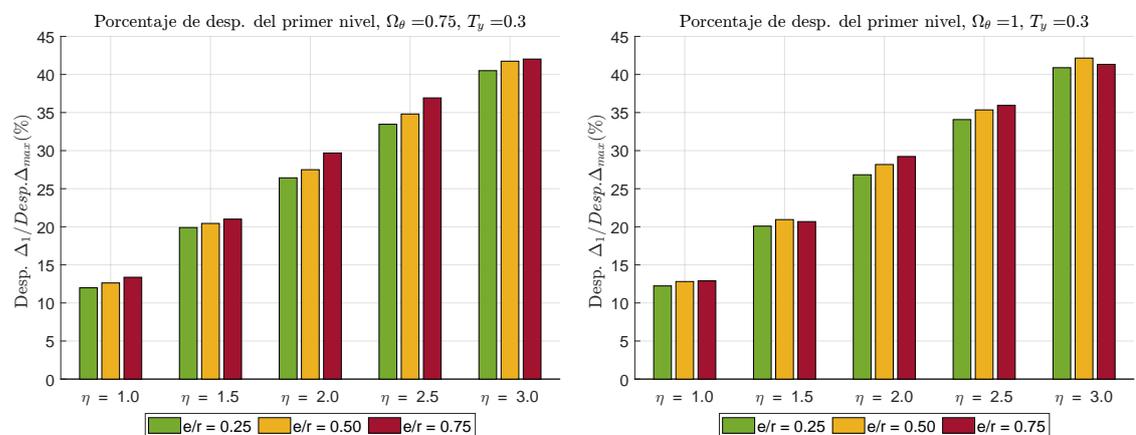
Las Figuras 5.23 a 5.24 presentan el porcentaje que representa el desplazamiento del primer nivel respecto al desplazamiento máximo o de azotea para todos los modelos estructurales.

5.5.1 Modelos de cinco niveles

En los modelos con altura constante $\eta = 1.0$ el porcentaje de desplazamiento del primer nivel es de 9.53 % para $T_y = 0.2$ y de 13.37 % para $T_y = 0.3$. Estos porcentajes aumentan al variar los valores de η de manera creciente donde para $\eta = 3.0$ los porcentajes obtenidos son de 40.63 % para $T_y = 0.2$ y de 42.15 % para $T_y = 0.3$. Por lo que se establece un ratio máximo del aumento del porcentaje de 4.26 para $T_y = 0.2$ y 3.15 para $T_y = 0.3$. Se observa que para todos los modelos de iguales características en planta existe una tendencia creciente del porcentaje en relación al aumento de los valores de η , es decir al aumentar el efecto de piso blando. Respecto al efecto del parámetro e/r , se evidenció que se mantiene una tendencia creciente en los porcentajes al aumentar el valor de e/r para η entre 1.0 hasta 2.5. En cambio, para $\eta = 3.0$ se aprecia que para $T_y = 0.2$ el aumento de e/r disminuye el porcentaje de desplazamiento del primer nivel, y para $T_y = 0.3, \Omega_\theta = 1.0$ el mayor porcentaje se presenta para $e/r = 0.50$. Sin embargo, las variaciones porcentuales por el parámetro e/r no resultan superiores al 6%.



(a) $T_y = 0.2$, $e/r = \text{var.}$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = \text{var.}$ (b) $T_y = 0.2$, $e/r = \text{var.}$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = \text{var.}$



(c) $T_y = 0.3$, $e/r = \text{var.}$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = \text{var.}$ (d) $T_y = 0.3$, $e/r = \text{var.}$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = \text{var.}$

Figure 5.23: Porcentaje de desplazamiento en el primer nivel para cinco niveles

5.5.2 Modelos de diez niveles

En los modelos con altura constante $\eta = 1.0$ el porcentaje de desplazamiento del primer nivel es de 4.09 % para $T_y = 0.3$ y de 4.41 % para $T_y = 0.4$. Estos porcentajes aumenta al variar los valores de η de manera creciente siendo para $\eta = 3.0$ los porcentajes obtenidos de 23.27 % para $T_y = 0.3$ y de 25.22 % para $T_y = 0.4$. Entre los resultados para $\eta = 3.0$ y $\eta = 1.0$ donde se encuentra el mínimo y máximo porcentaje se determina un ratio máximo del aumento del porcentaje de 5.73 para $T_y = 0.3$ y 5.72 para $T_y = 0.4$, lo cual muestra que para ambas frecuencias el cambio en el desplazamiento del primer nivel por el efecto de piso blando es similar. Al analizar el cambio de la excentricidad estática normalizada e/r se presenta una tendencia creciente en el porcentaje del primer nivel conforme e/r aumenta, aunque existen casos donde el mayor porcentaje se alcanza para $e/r = 0.50$. Para el caso donde $T_y = 0.4, \Omega_\theta = 0.75$ se observó la mayor influencia de e/r con una variación desde 22.3 % para $e/r = 0.25$ hasta 25.22 % para $e/r = 0.75$.

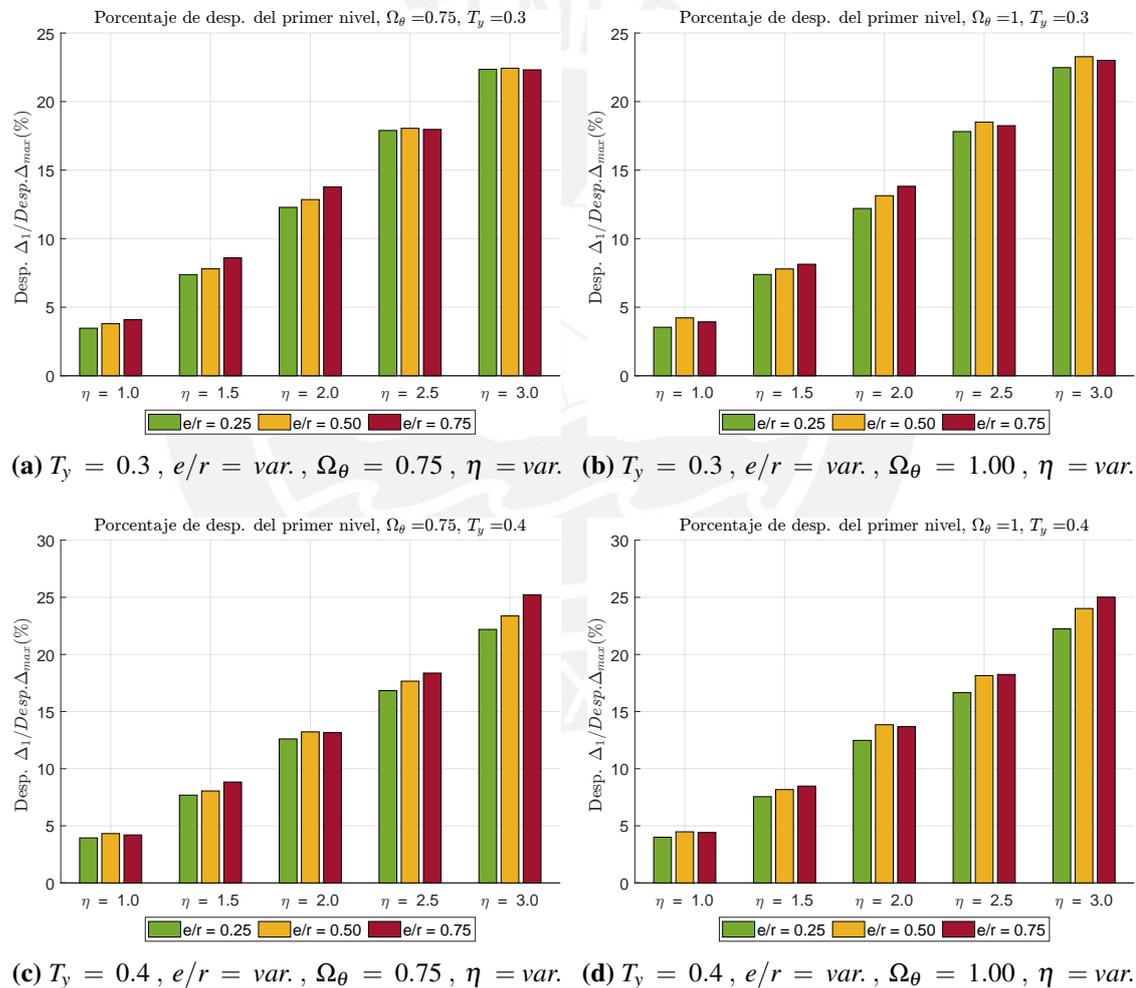


Figure 5.24: Porcentaje de desplazamiento en el primer nivel para diez niveles

5.6 Porcentaje de desplazamiento relativo por nivel en las edificaciones

Las Figuras 5.25 a 5.26 muestran los porcentajes de desplazamiento relativo por nivel agrupado para el rango de valores de η . Se calculó la respuesta promedio de desplazamientos para los modelos y sus configuraciones en planta. De modo que se obtiene una respuesta promedio solo para las variaciones en altura. Se normalizaron los desplazamientos relativos respecto al desplazamiento máximo de azotea a fin de observar la distribución porcentual de desplazamiento en cada nivel.

5.6.1 Modelos de cinco niveles

El porcentaje de desplazamiento relativo se concentra en el primer nivel para valores de $\eta = 2.0, 2.5, 3.0$ donde se presentan porcentajes de 27.97, 35.09 y 41.44 % respectivamente. Mientras que para $\eta = 1.0$ y $\eta = 1.5$ se presentan porcentajes en el primer nivel de 12.66 y 20.5 %, y en los niveles superiores se presentan porcentajes que se encuentra en un rango similar, e incluso para el caso $\eta = 1.0$ el desplazamiento relativo del primer nivel es menor al resto de niveles. Se observa que para $\eta > 2.0$ la distribución de desplazamiento relativo se reduce gradualmente hasta el nivel de la azotea pero los porcentajes presentan valores cercanos.

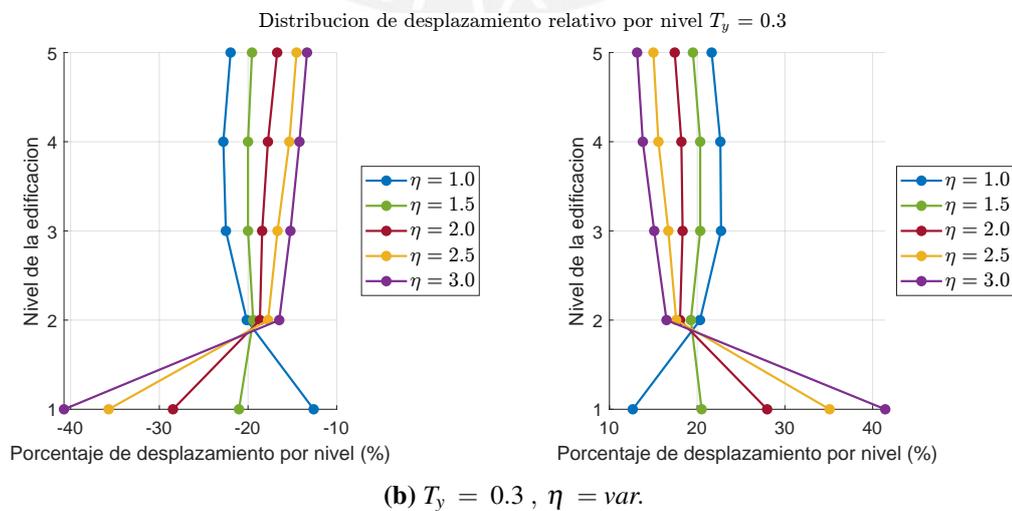
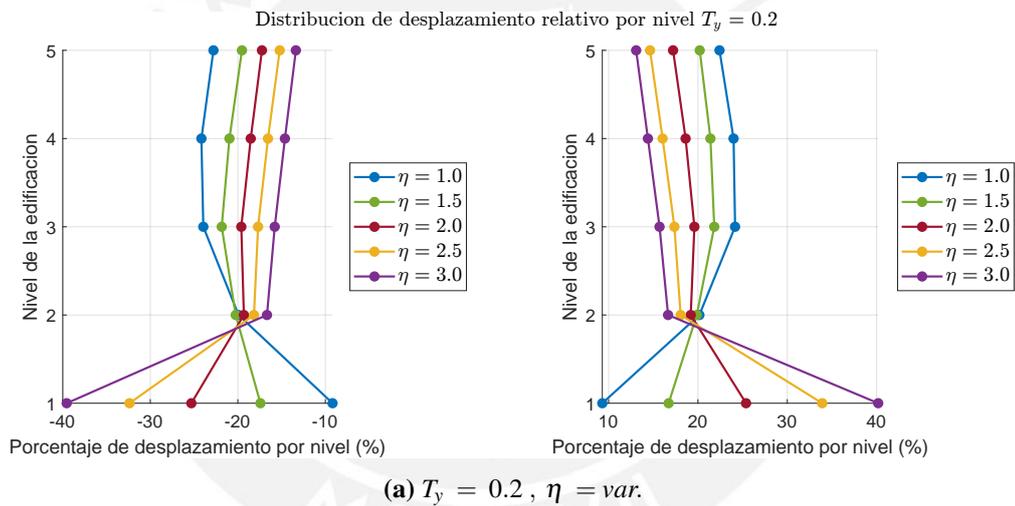


Figure 5.25: Distribución de desplazamiento relativo por nivel para cinco niveles

5.6.2 Modelos de diez niveles

Los gráficos de distribución de porcentaje de desplazamiento relativo muestran que para $\eta = 1.0$ y $\eta = 1.5$ existe un aumento hasta el cuarto nivel y luego una reducción gradual hasta el nivel de la azotea. En cambio para valores de $\eta > 2.0$ el desplazamiento del primer nivel es mayor al resto de niveles con porcentajes entre 13.16 % y 23.67 % correspondientes a $\eta = 2.0$ y $\eta = 3.0$ respectivamente, mientras que para el resto de niveles se observa una reducción del porcentaje de desplazamiento relativo desde el segundo hasta el último nivel. Por lo cual se puede establecer que a partir de $\eta = 2.0$ existe una concentración de desplazamiento en el primer nivel y una distribución de desplazamiento relativo que se reduce de manera constante en los niveles superiores.

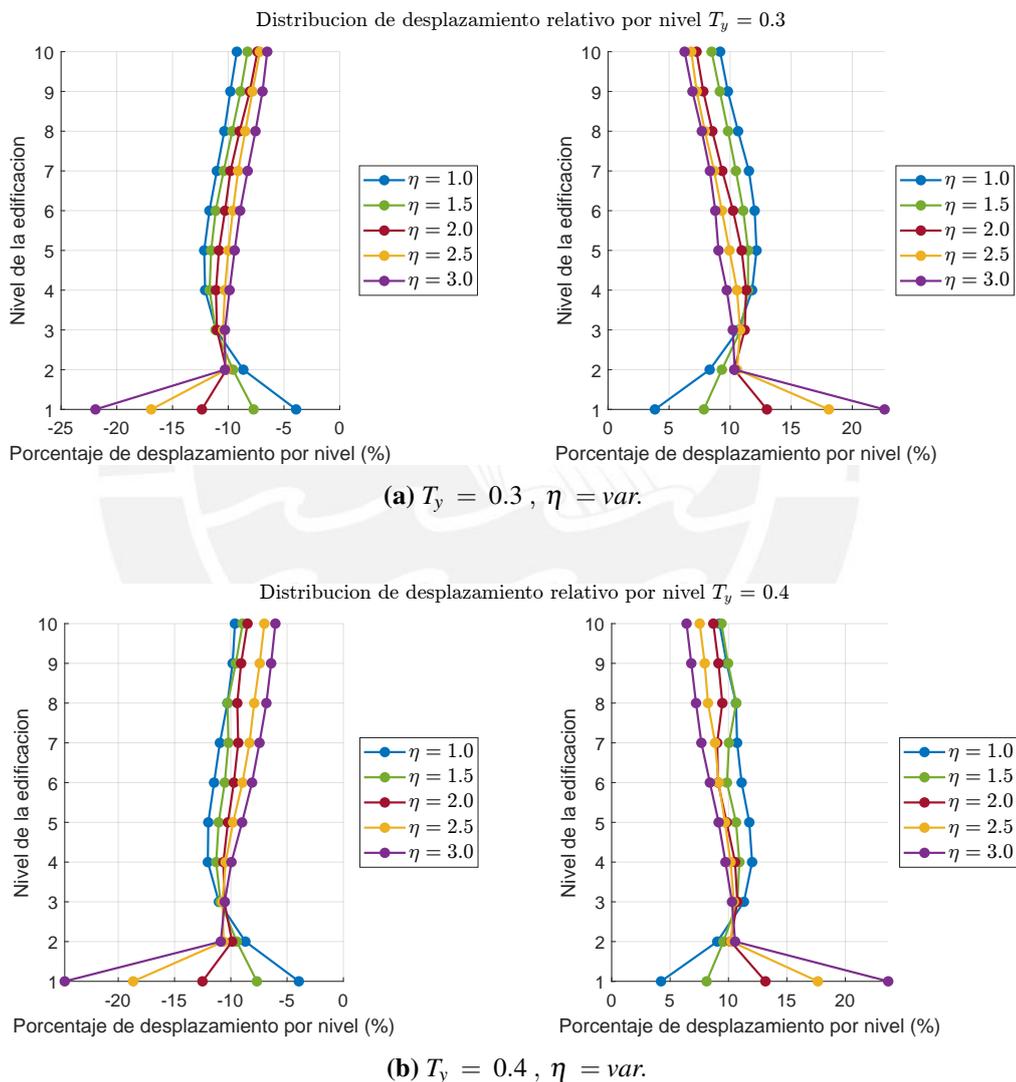


Figure 5.26: Distribución de desplazamiento por nivel para diez niveles

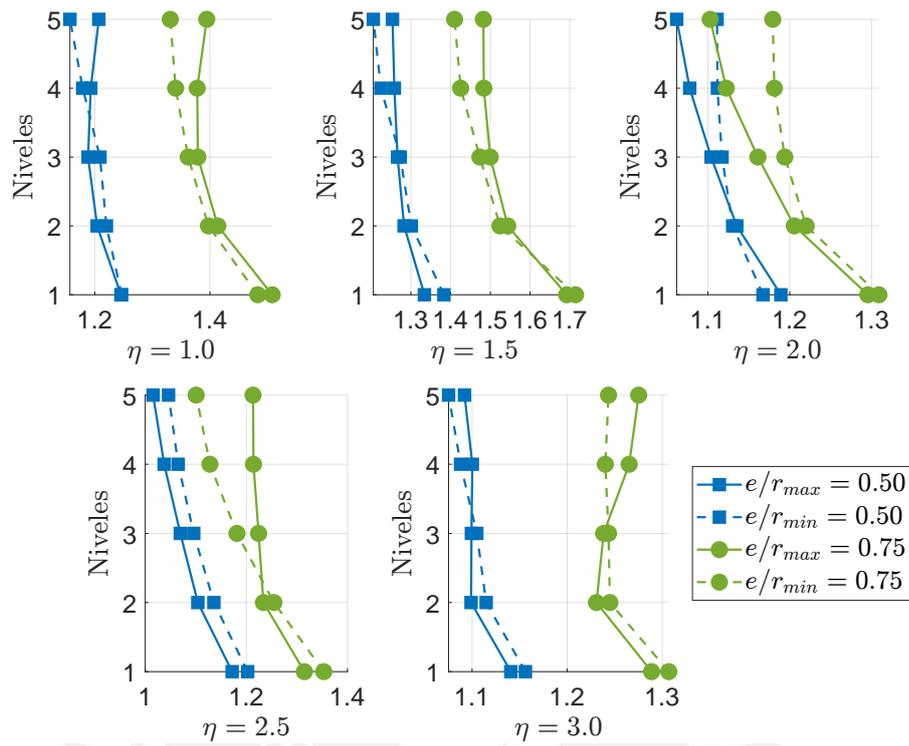
5.7 Efecto de la excentricidad estática normalizada

En las secciones anteriores se analizó la relación de derivas y desplazamientos entre modelos con las mismas características y diferentes alturas del primer nivel con la finalidad de analizar el efecto del piso blando en distintos grados. En cambio, en esta sección se estudia el efecto de la excentricidad estática normalizada e/r para modelos con la misma altura (cada valor de η). Las curvas generadas se han agrupado para las combinaciones de frecuencias desacopladas T_y y el grado de acoplamiento torsional Ω_θ . Además, se han graficado las respuestas mínimas y máximas resultante del análisis no lineal. Los ratios se han calculado considerando que se presentan tres valores de e/r donde la respuesta base es la correspondiente a $e/r = 0.25$, de modo que se analiza el efecto de variar la excentricidad a $e/r = 0.50$ y $e/r = 0.75$ para cada valor de η .

5.7.1 Modelos de cinco niveles

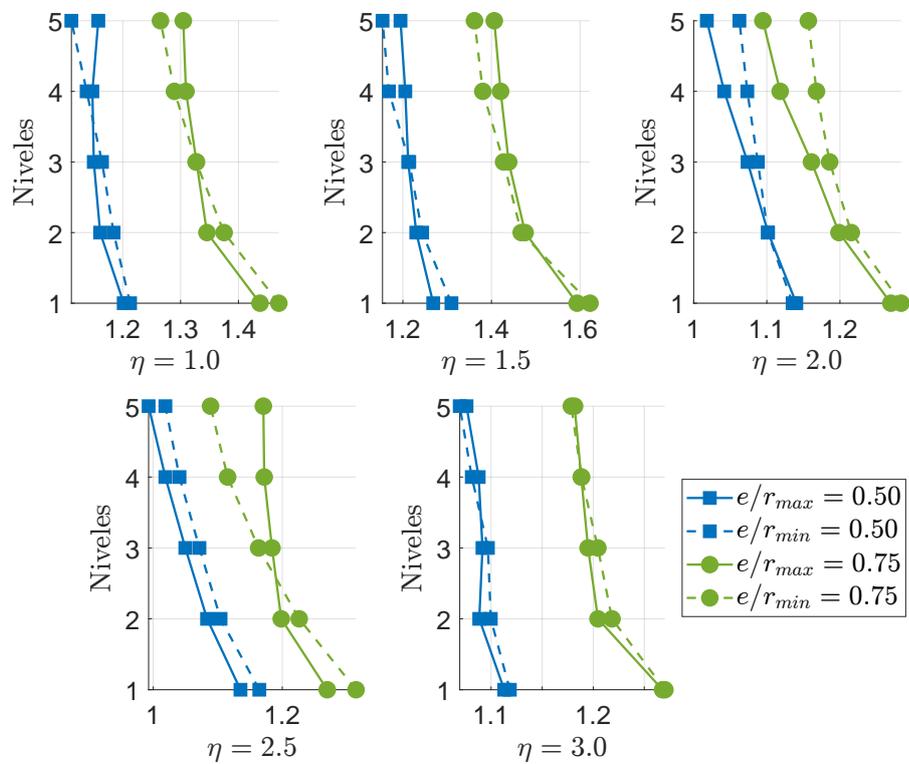
Las Figuras 5.27 y 5.28 presentan los resultados para los modelos de cinco niveles. Las curvas para todos los modelos muestran que no existen ratios menores a la unidad, por lo que se establece que en todos los niveles existe una amplificación de la respuesta debido al aumento de la excentricidad estática e/r . Además, se observa que los mayores ratios se encuentran en el primer nivel y que a su vez los resultados para $e/r = 0.75$ siempre son mayores que los obtenidos para $e/r = 0.50$. La Figura 5.27 para $T_y = 0.2$ muestra que los mayores ratios se encuentran para los casos con grado de acoplamiento torsional $\Omega_\theta = 0.75$ y esto se cumple para todo valor de η . El mayor ratio se encuentra en el primer nivel y se presenta para $\eta = 1.5$ con un valor de 1.38 para $e/r = 0.50$ y 1.71 para $e/r = 0.75$. La Figura 5.28 para $T_y = 0.3$ presenta una tendencia similar a lo descrito para la primera frecuencia T_y , donde los mayores ratios se encuentran en el primer nivel con los máximos valores para $e/r = 0.75$ y $\Omega_\theta = 0.75$. El máximo ratio se presenta para $\eta = 1.0$ y $\Omega_\theta = 0.75$ con un valor de 1.42 para $e/r = 0.50$ y 1.54 para $e/r = 0.75$.

Relacion de derivas para $e/r = var.$ / $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 0.75$, $T_y = 0.2$



(a) $T_y = 0.2$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$

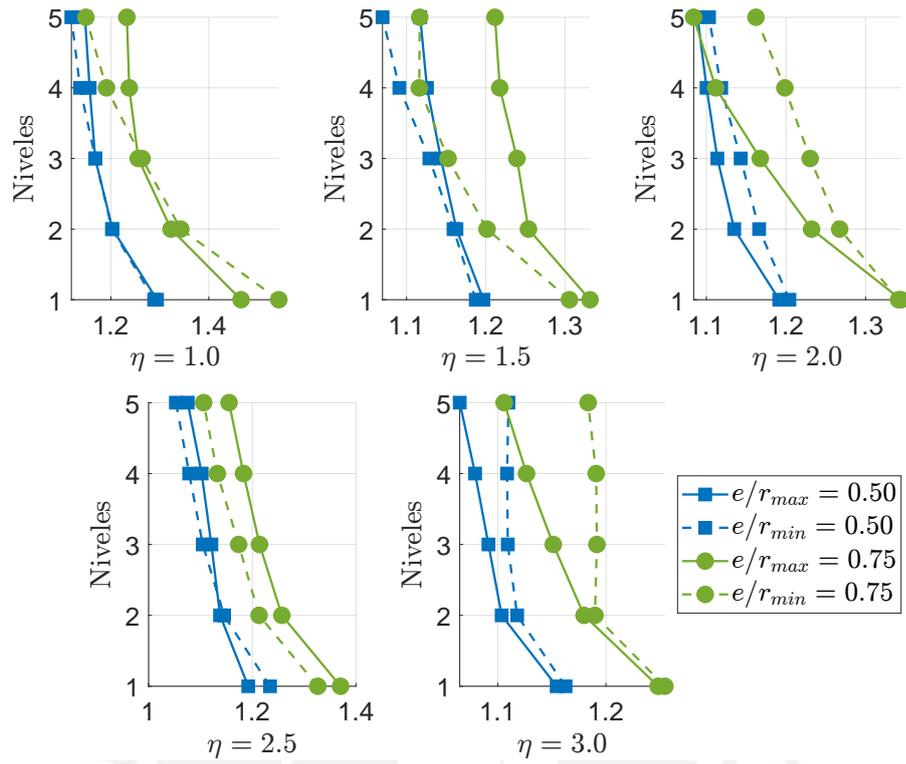
Relacion de derivas para $e/r = var.$ / $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 1$, $T_y = 0.2$



(b) $T_y = 0.2$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$

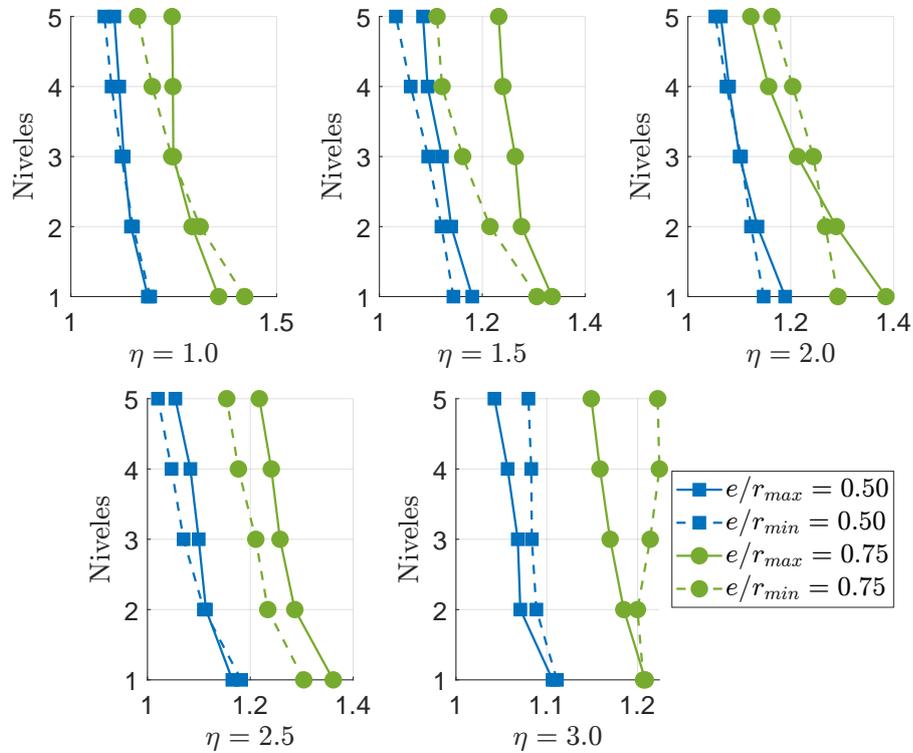
Figure 5.27: Relación de derivas respecto al modelo excentricidad $e/r = 0.25$ para $\eta = var.$ en modelos de cinco niveles $T_y = 0.2$

Relacion de derivas para $e/r = var.$ / $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 0.75$, $T_y = 0.3$



(a) $T_y = 0.3$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$

Relacion de derivas para $e/r = var.$ / $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 1$, $T_y = 0.3$



(b) $T_y = 0.3$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$

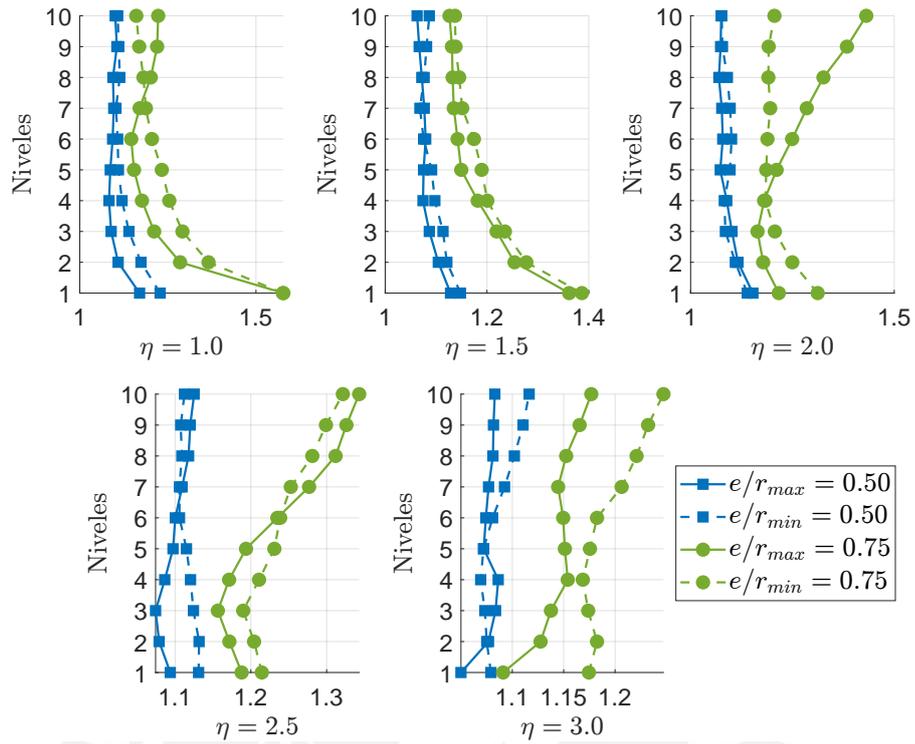
Figure 5.28: Relación de derivas respecto al modelo excentricidad $e/r = 0.25$ para $\eta = var.$ en modelos de cinco niveles $T_y = 0.3$

5.7.2 Modelos de diez niveles

Los gráficos muestran que los ratios para $\Omega_\theta = 0.75$ resultan mayores y a su vez los máximos se presentan para $e/r = 0.75$. La Figura 5.29 para $T_y = 0.3$ muestra que en $\eta = 1.0$ y $\eta = 1.5$ los ratios máximos se encuentran en el primer nivel y luego presentan una tendencia decreciente hasta el último nivel. Sin embargo, para $e/r = 0.75$ y el rango de $\eta = 2.0 \sim 3.0$ se presentan ratios máximos en los niveles superiores con una tendencia creciente desde el primer hasta el último nivel. Esto indica que la excentricidad estática e/r en los modelos con mayor grado de piso blando generan una mayor amplificación de la respuesta en los niveles superiores. Para $e/r = 0.5$ se presenta este efecto solo para $\eta = 3.0$ donde los factores de los últimos cuatro niveles son mayores a los del primer nivel. Los mayores ratios para el primer nivel equivalen a 1.57 para $e/r = 0.5$ y 1.50 para $e/r = 0.75$ que se presentan para $\eta = 1.0$. La Figura 5.30 donde $T_y = 0.4$ evidencia que para $\eta = 1.0 \sim 2.0$ los mayores ratios se encuentran en el primer nivel y son máximos para $\eta = 1.0$ con un valor de 1.495, mientras que para $\eta = 2.5 \sim 3.0$ se observaron ratios máximos en el cuarto nivel con un valor de 1.289 para $\eta = 2.5$ y en el último nivel con un valor de 1.24 para $\eta = 3.0$.

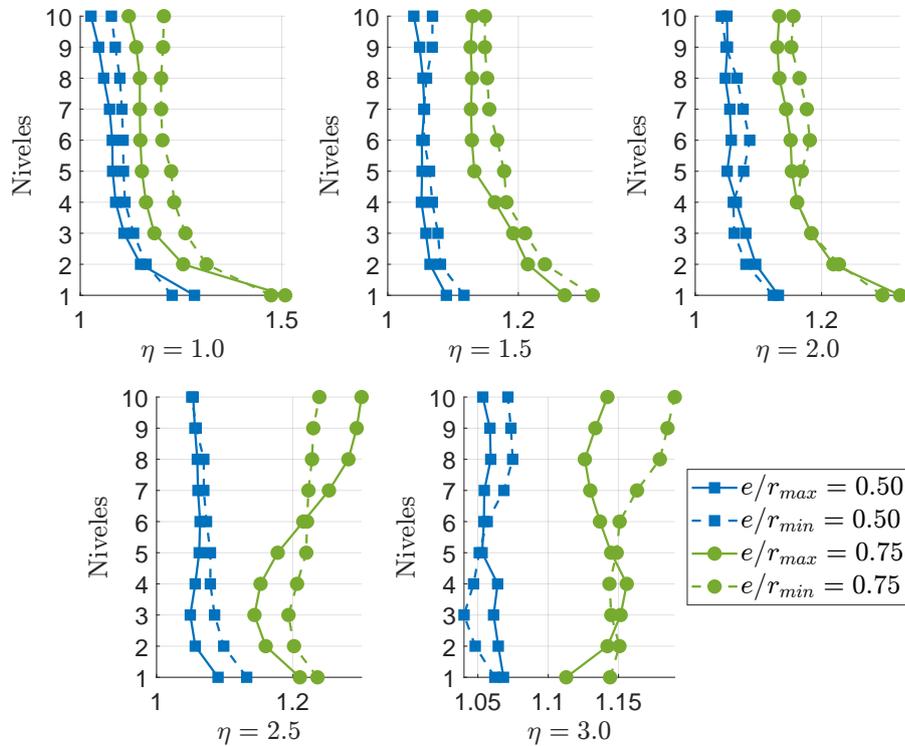


Relacion de derivas para $e/r = var.$ / $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 0.75$, $T_y = 0.3$



(a) $T_y = 0.3$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$

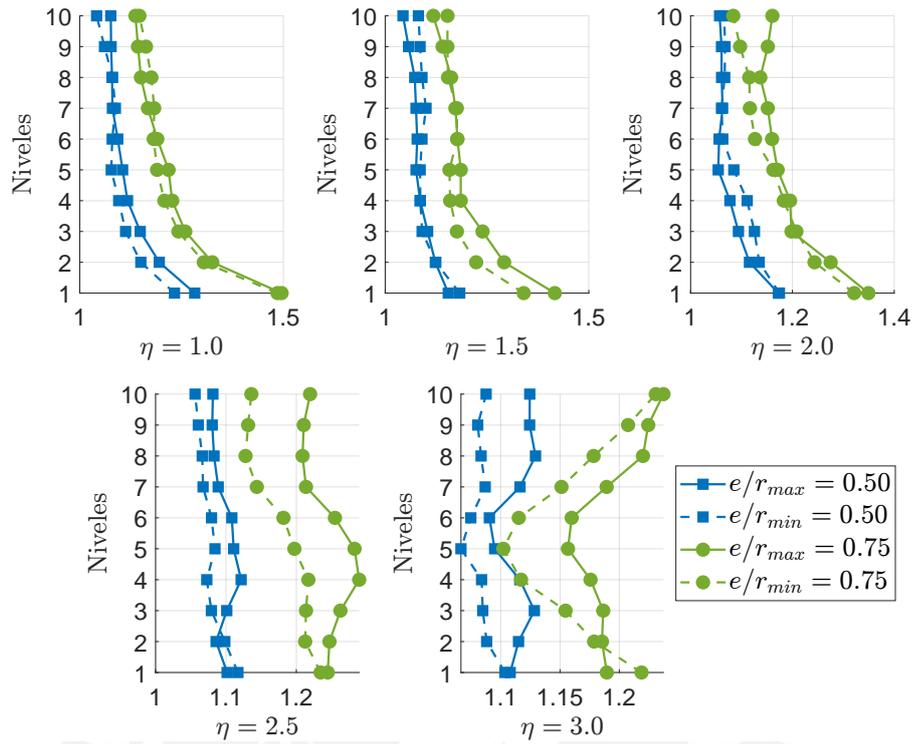
Relacion de derivas para $e/r = var.$ / $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 1$, $T_y = 0.3$



(b) $T_y = 0.3$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$

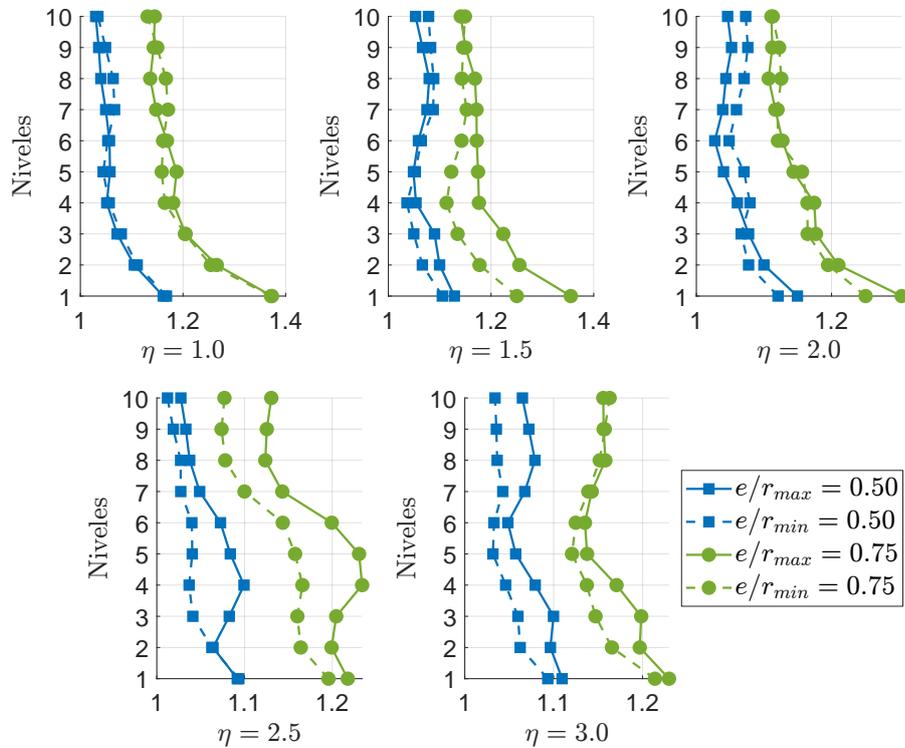
Figure 5.29: Relación de derivas respecto al modelo excentricidad $e/r = 0.25$ para $\eta = var.$ en modelos de diez niveles $T_y = 0.3$

Relacion de derivas para $e/r = var.$ / $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 0.75$, $T_y = 0.4$



(a) $T_y = 0.4$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$

Relacion de derivas para $e/r = var.$ / $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 1$, $T_y = 0.4$



(b) $T_y = 0.4$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$

Figure 5.30: Relación de derivas respecto al modelo excentricidad $e/r = 0.25$ para $\eta = var.$ en modelos de diez niveles $T_y = 0.4$

5.8 Fuerza cortante en columnas del primer nivel

Se presentan los valores de fuerza cortante V_y para la dirección de análisis y-y en las columnas del primer nivel. En los modelos estructurales se tienen 16 columnas en cada nivel donde la mitad corresponde a los marcos orientados en la dirección y mientras que el resto a los marcos orientados en la dirección x. Los valores de fuerza cortante se han esquematizado en la ubicación de cada columna y se les ha asignado una escala de tres colores para identificar los valores mínimos y máximos en la planta. La Tabla 5.18 muestra la escala de colores donde cada color agrupa un tercil del rango de valores que se presenta en la planta. En esta sección solo se presentan los resultados para las plantas más críticas ($e/r = 0.75$ y $\Omega_\theta = 0.75$), el resto de las plantas se muestran en el anexo B.3.

Tabla 5.18: Escala de colores

Rango de datos	Escala de color
1° Tercil	Mín.
2° Tercil	Med.
3° Tercil	Máx.

5.8.1 Modelo de cinco niveles

La Figura 5.31 presenta las fuerzas cortantes en las columnas del primer nivel para $T_y = 0.2$ donde las fuerzas máximas se encuentran en las columnas de los dos marcos orientados en dirección y del lado derecho. Para $\eta = 1.0$ se observan los mayores valores de fuerza cortante con un valor máximo de 44.88 ton, lo cual reduce para valores de η hasta 2.5 donde se observa un valor máximo de 21.27 ton, luego para $\eta = 3.0$ se obtiene un aumento de fuerza cortante donde el máximo es de 32.98 ton. La Figura 5.32 para $T_y = 0.3$ muestra una tendencia similar en el cual para $\eta = 1.0$ se presenta una fuerza cortante de 30.95 ton que se reduce en las plantas con $\eta = 1.5 \sim 2.0$, mientras que para $\eta = 2.5 \sim 3.0$ aumentan hasta un máximo de fuerza cortante igual a 25.21 ton.

5.8.2 Modelo de diez niveles

Los resultados para las plantas de diez niveles presentados en las Figuras 5.33 y 5.34 muestran que al aumentar el efecto de piso blando con el parámetro η , las fuerzas cortantes se reducen. Esto debido a que las estructuras con mayor altura en el primer nivel son más flexibles por lo que presentan menor fuerza cortante por nivel. Para $T_y = 0.3$ se observa que la fuerza cortante máxima para $\eta = 1.0$ es de 97.40 ton que se reducen obteniendo un máximo de 32.53 ton para $\eta = 3.0$, lo que muestra una notable diferencia de fuerza cortante. Respecto a la frecuencia $T_y = 0.4$ presentan fuerzas cortantes menores respecto a las descritas, donde se identifica una fuerza cortante máxima de 63.68 ton para $\eta = 1.0$ que se reduce hasta 23.47 ton para $\eta = 2.5$ y 25.81 ton asociado a $\eta = 3.0$.

Fuerza cortante V_y en modelos de cinco niveles

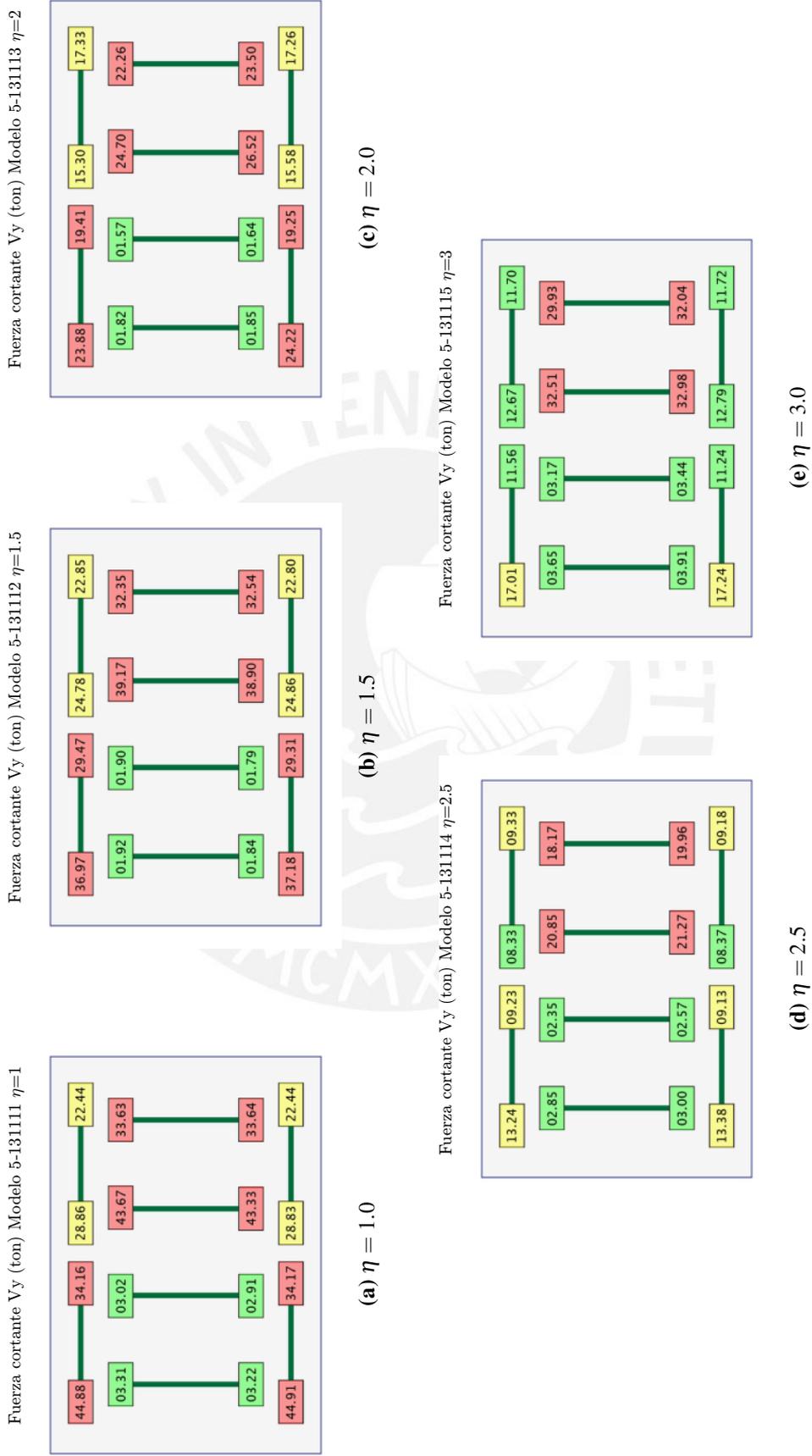


Figure 5.31: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.2$, $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 0.75$

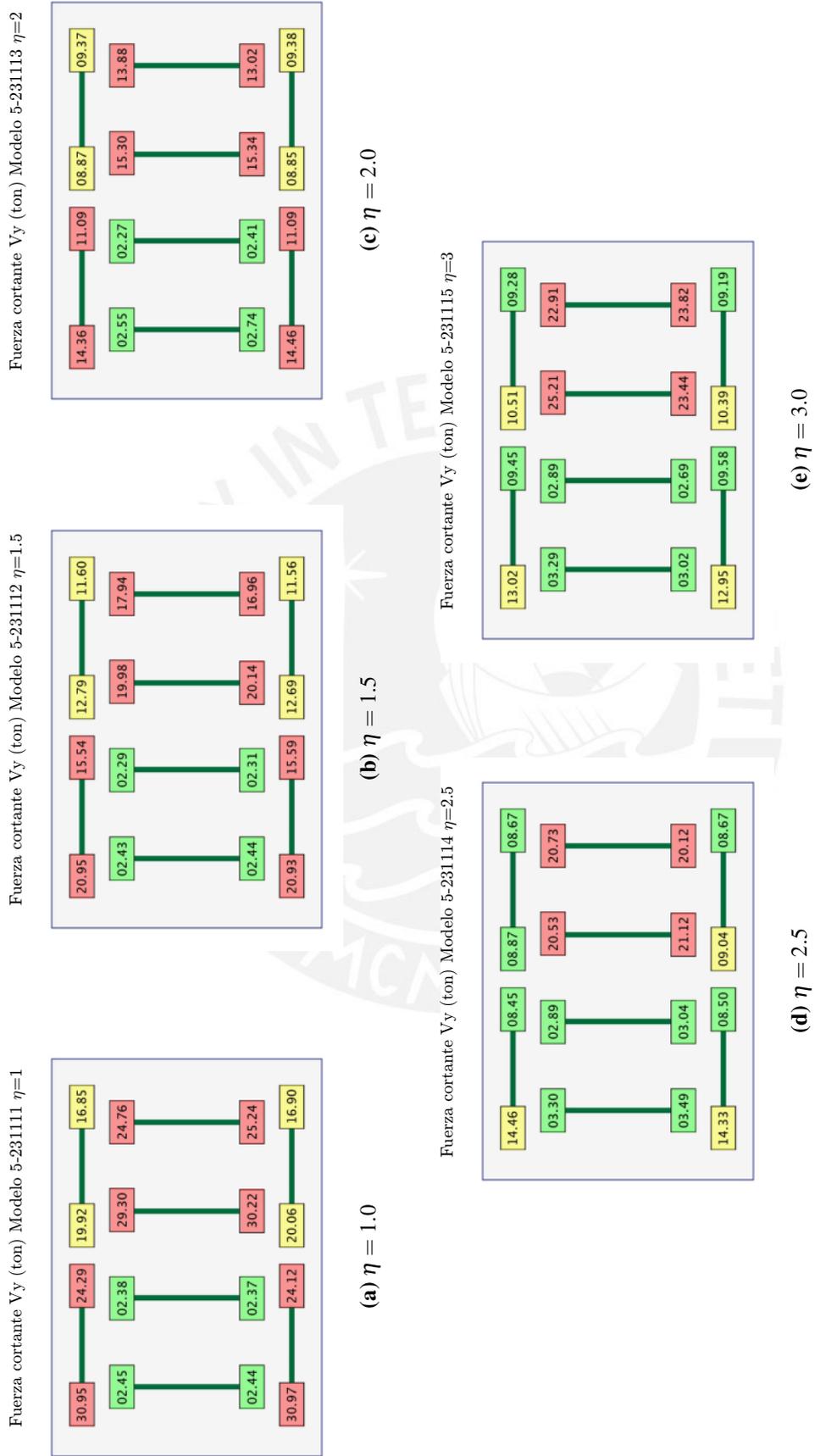


Figure 5.32: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

Fuerza cortante V_y en modelos de diez niveles

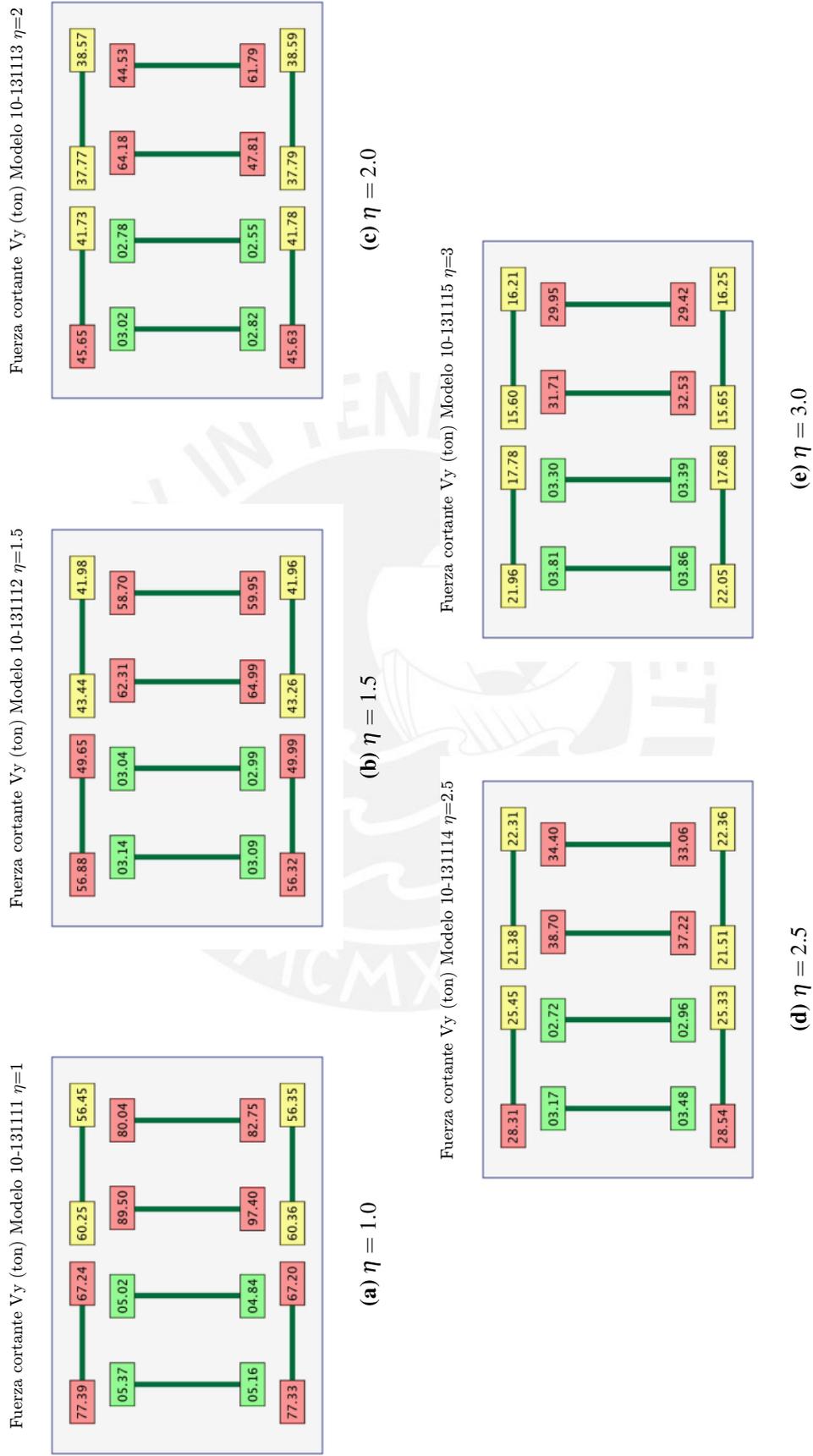


Figure 5.33: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 0.75$

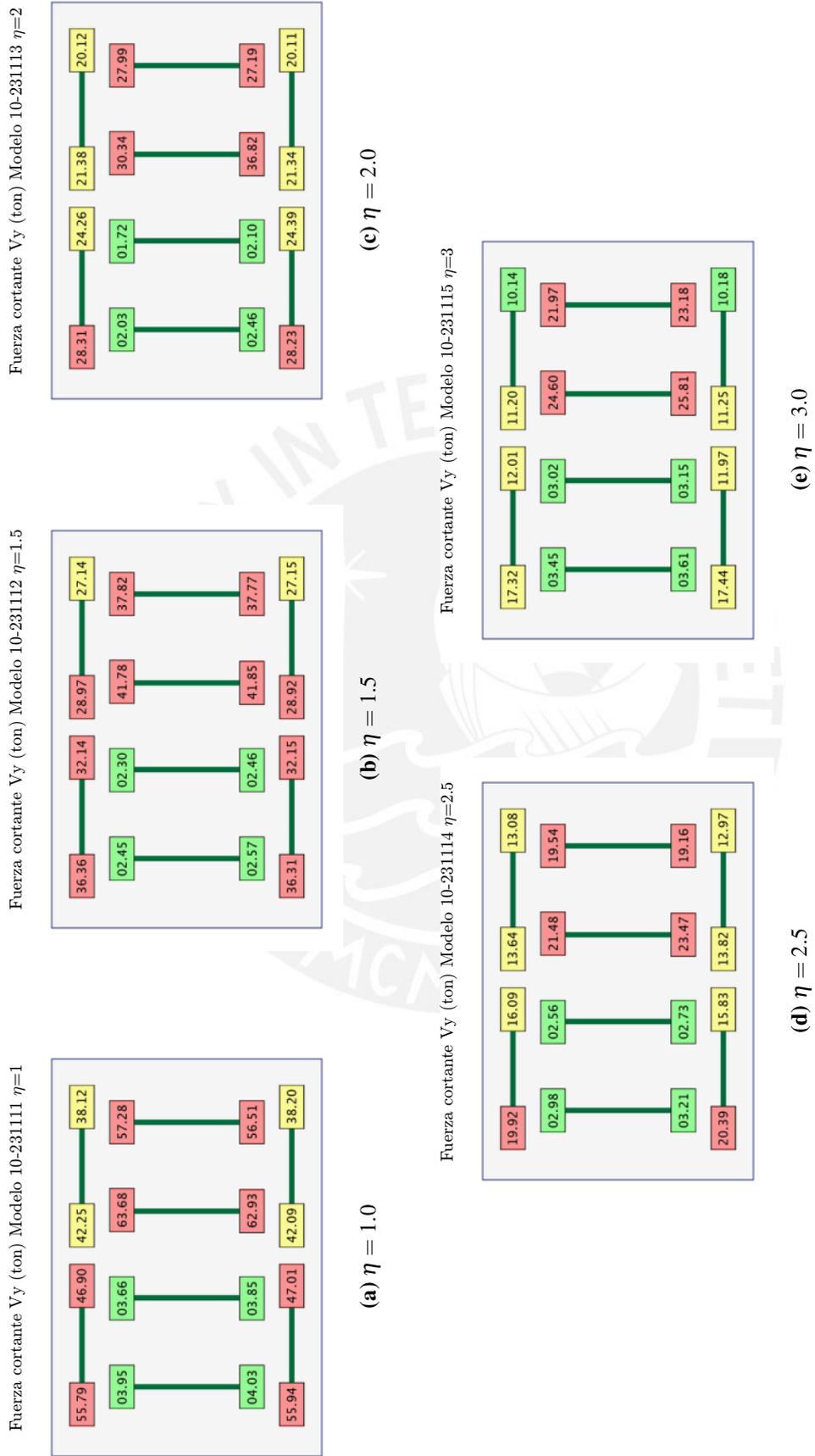


Figure 5.34: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.4$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

5.9 Ductilidad de rotación demandada en columnas del primer nivel

Análogamente a los gráficos presentados para fuerza cortante, en esta sección se presenta los resultados de ductilidad demandada de rotación (μ_θ) en las columnas del primer nivel para las plantas más críticas. La ductilidad se ha calculado como el cociente entre la rotación total θ_{max} y la rotación de fluencia θ_y . En cada gráfico se muestra la variación de demanda de ductilidad al aumentar el parámetro η identificando los valores desde el mínimo al máximo con la escala de tres colores presentada en la Tabla 5.18.

5.9.1 Modelo de cinco niveles

La Figura 5.35 muestran las plantas para $T_y = 0.2$ y se observa que para $\eta = 1.0$ las ductilidades son cercanas a la unidad con un valor máximo en una columna de 1.32, lo que indica que la respuesta ingresa levemente en el rango inelástico. Las ductilidades de rotación aumenta en relación al grado de piso blando donde el caso extremo $\eta = 3.0$ presenta una ductilidad máxima de 5.23. Por otro lado, la Figura 5.36 para $T_y = 0.3$ muestra que en el caso de altura constante $\eta = 1.0$ las ductilidades no resultan cercanas a la unidad, en cambio se identifica un valor máximo de 6.36. Además, se observa que las ductilidades se reducen al incrementar el efecto de piso blando de manera que para $\eta = 3.0$, el valor máximo es de 5.12.

5.9.2 Modelo de diez niveles

En los modelos de diez niveles se presentan en las Figuras 5.37 y 5.38 donde se observa que la ductilidad de rotación para $T_y = 0.3$ y $\eta = 1.0$ se encuentran en el rango de $1.14 \sim 2.48$. La máxima ductilidad se presenta para $\eta = 1.5$ con un valor de 4.42. Las plantas con $\eta > 1.5$ muestran una reducción en la demanda de ductilidad, de manera que para $\eta = 3.0$ la máxima ductilidad de rotación es igual a 2.0. Respecto a las plantas con $T_y = 0.4$, se presenta una ductilidad máxima de $\eta = 1.0$ igual a 2.28, mientras que para $\eta = 2.5$ y $\eta = 3.0$ se muestran resultados de ductilidad máximas igual a 2.36 y 2.46 respectivamente. Estos resultados de ductilidad resultan menores a los obtenidos para los modelos de cinco niveles y se encuentran en el rango de $1.0 \sim 2.0$.

Ductilidad de rotación demandada μ en modelos de cinco niveles

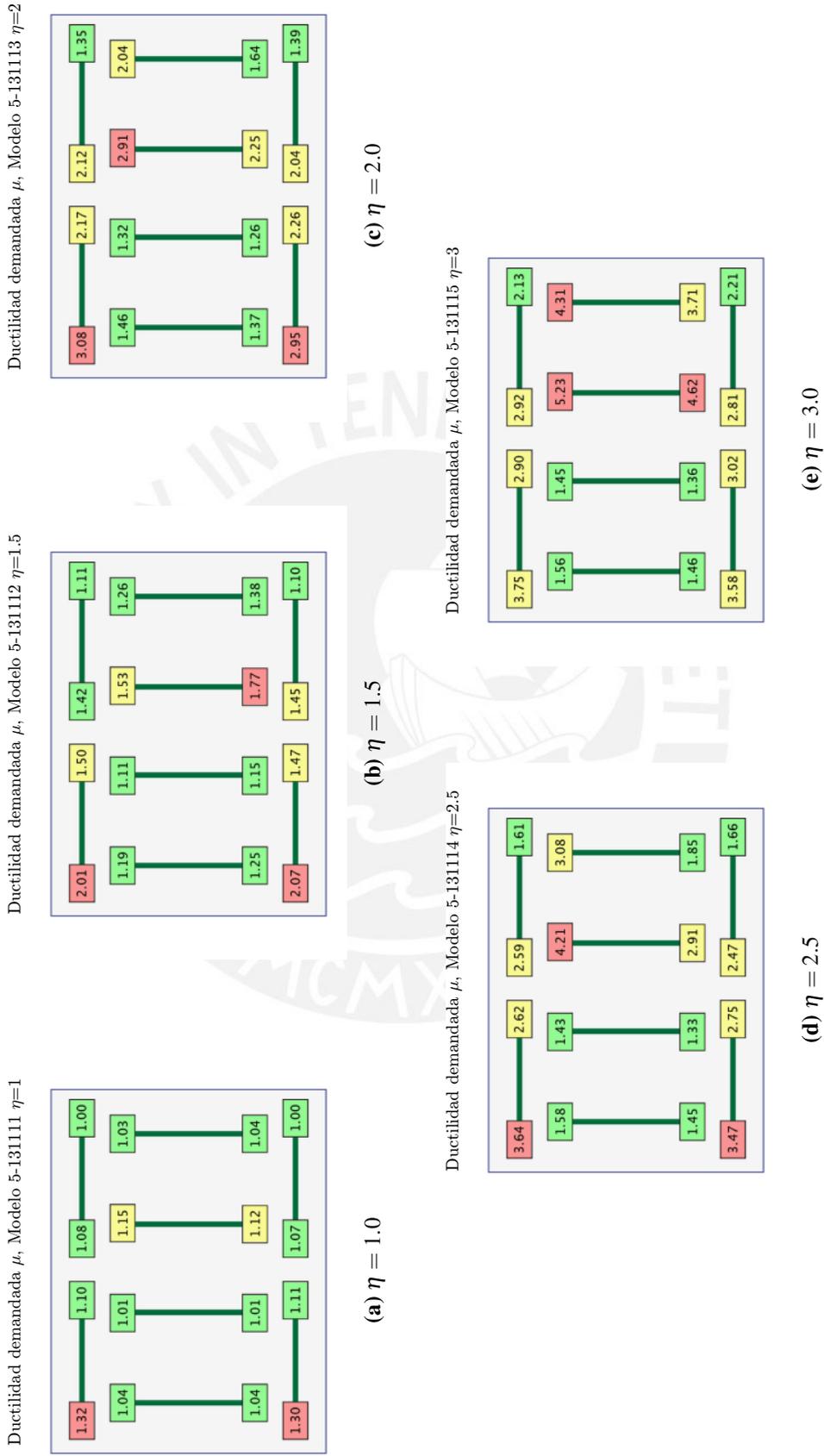


Figure 5.35: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.2$, $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 0.75$

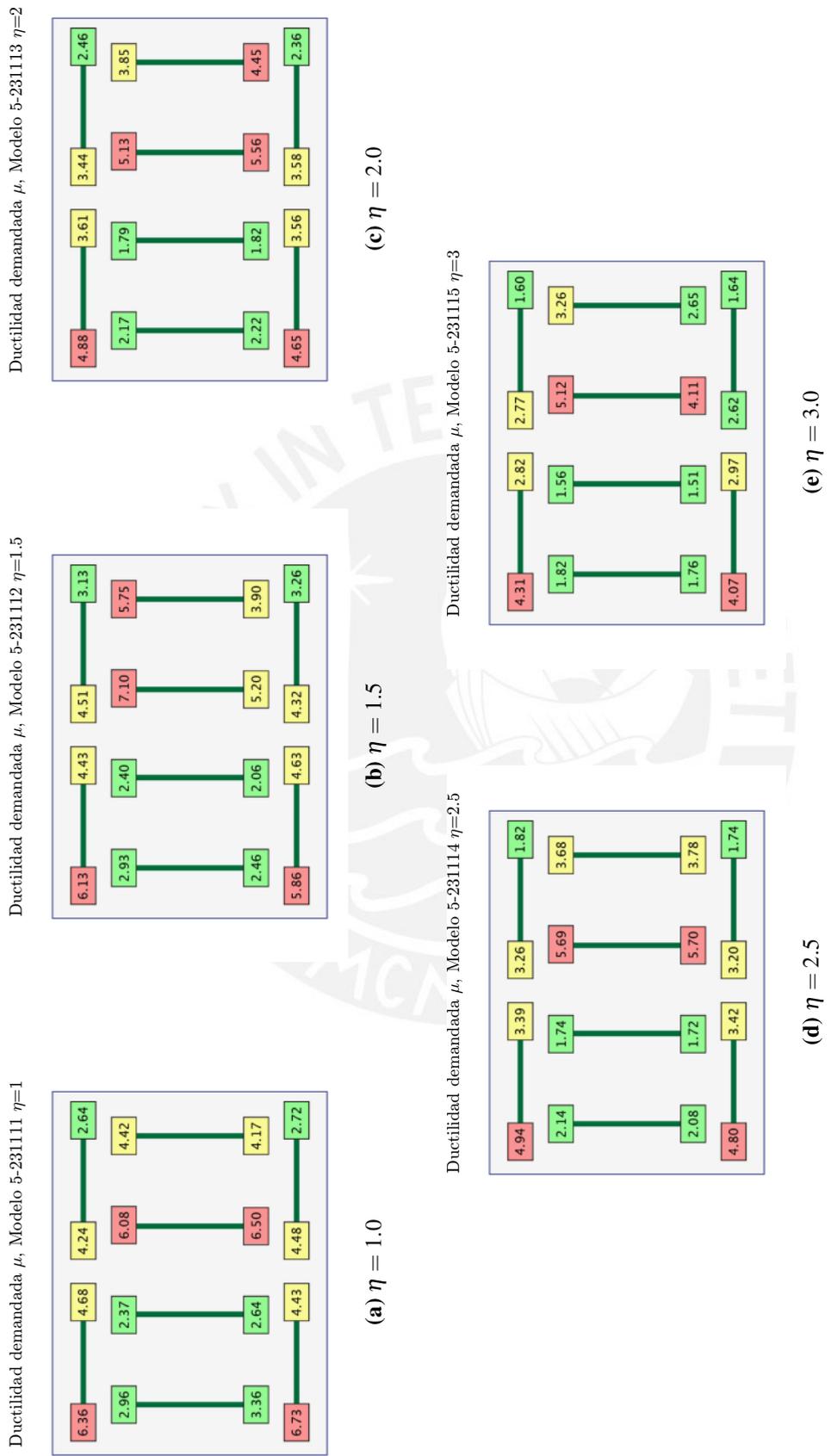


Figure 5.36: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

Ductilidad de rotación demandada μ en modelos de diez niveles

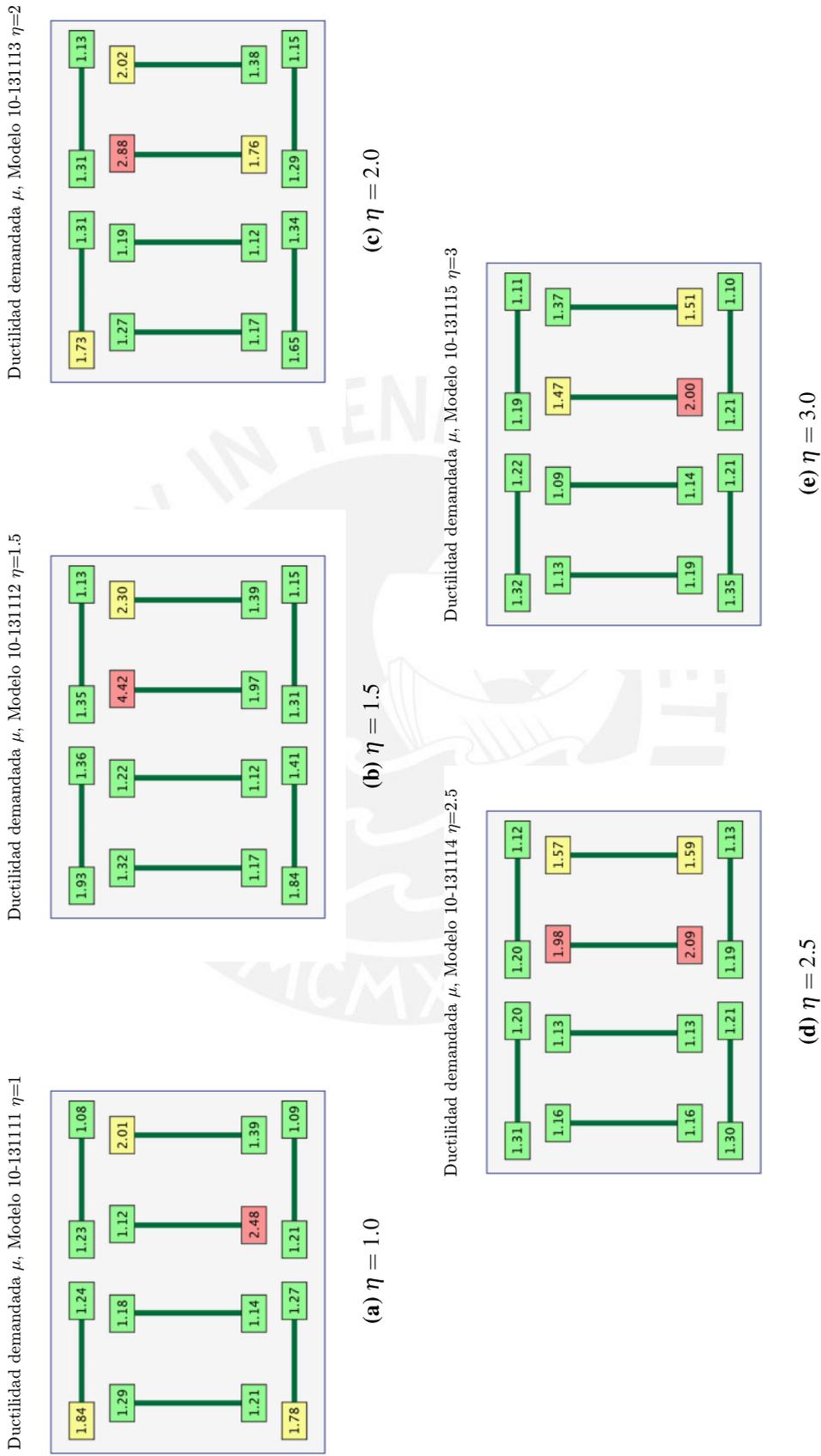


Figure 5.37: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

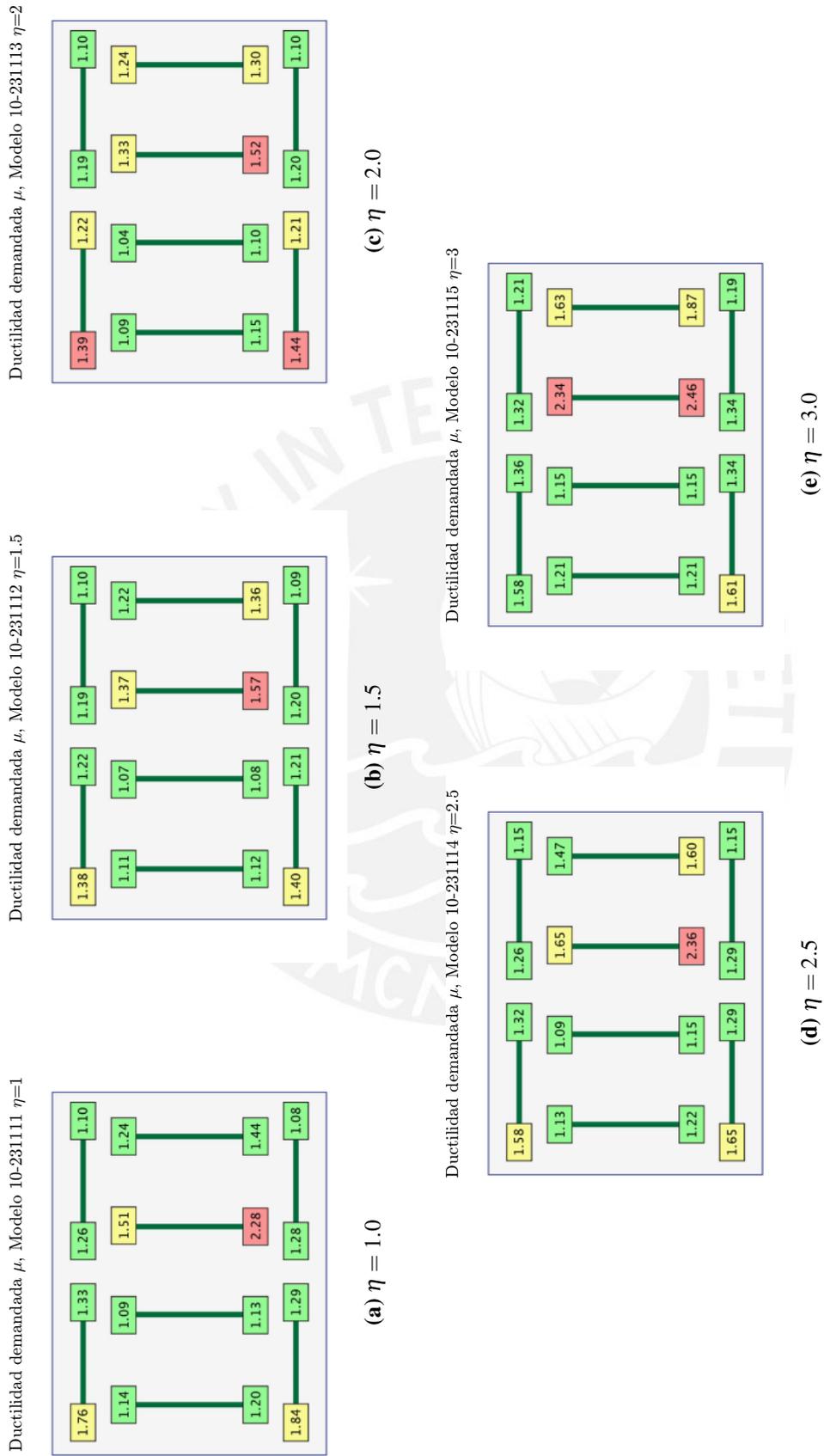
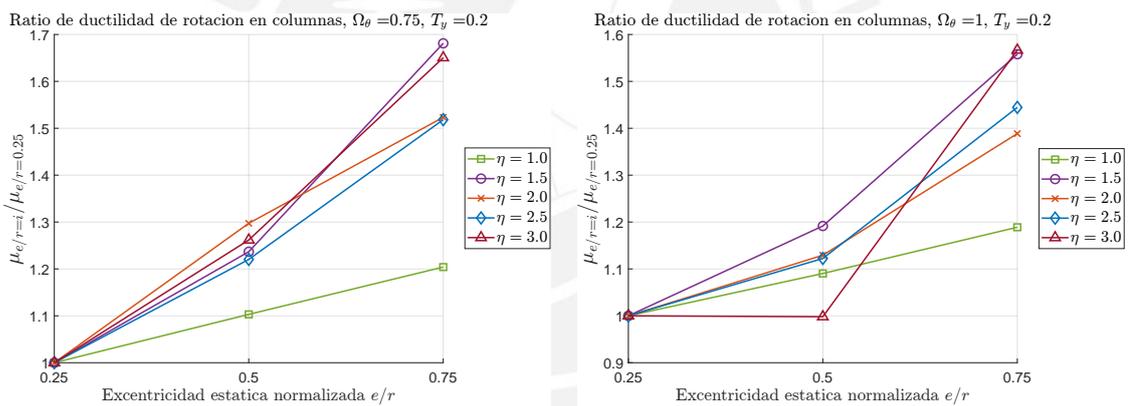


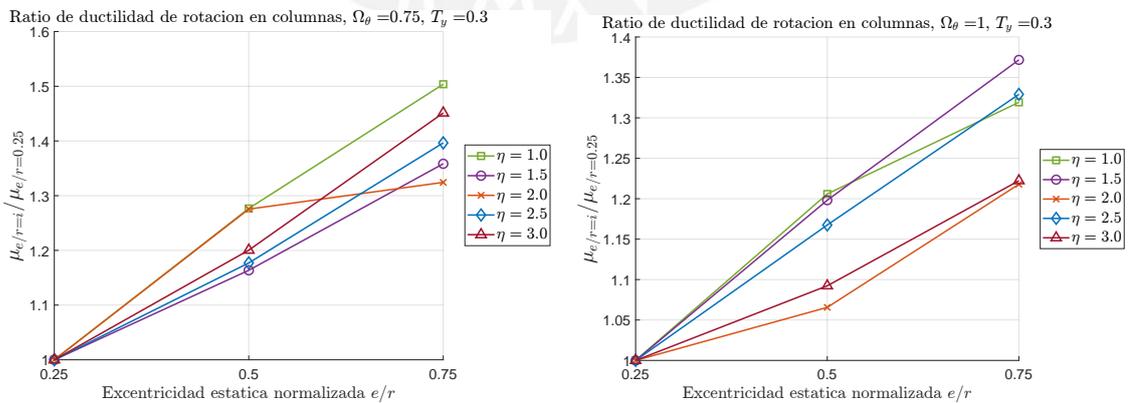
Figure 5.38: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.4$, $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 0.75$

5.10 Influencia de la excentricidad en la ductilidad de rotación demandada

Para determinar la influencia de la excentricidad estática normalizada en la ductilidad de rotación demandada en las columnas del primer nivel se realiza el cociente entre las plantas de mayor excentricidad e/r respecto a las plantas con $e/r = 0.25$. Las Figuras 5.39 al 5.40 agrupan los resultados para las edificaciones con distintos grados de piso blando determinados por el parámetro η . En general se observa que los ratios son mayores a la unidad por lo que el aumento de la excentricidad estática normalizada e/r genera una amplificación en la demanda de ductilidad en las columnas. En los modelos de cinco niveles se observó una amplificación máxima de 1.68, mientras que en los modelos de diez niveles el ratio máximo es de 1.75, y finalmente en los modelos de quince niveles se observó una amplificación máxima de 4.51. No existe una tendencia que relacione al grado de piso blando definido por η con la amplificación por la excentricidad e/r , debido a que los resultados máximos se presentan en cualquier valor de η . Sin embargo, esto no indica que el aumento de la altura del primer no aumente la ductilidad demanda, ya que como se indicó en la sección anterior si existe una tendencia creciente en el aumento de ductilidad demandada en relación a η . En cambio para e/r se puede establecer que existe una amplificación creciente al aumentar su valor aunque esta no se encuentra condicionada a los valores η .

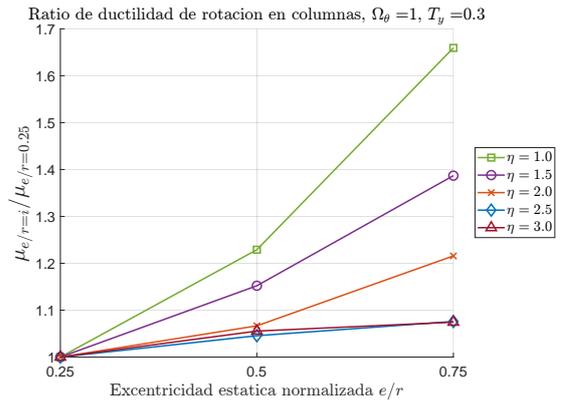
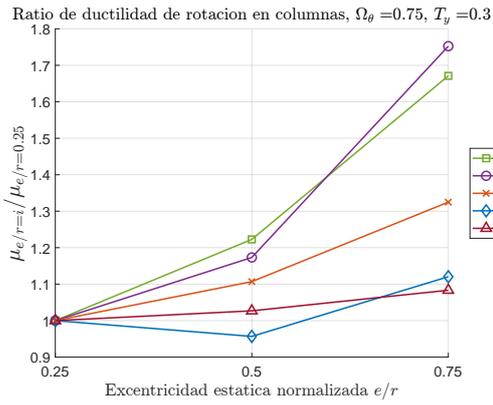


(a) $T_y = 0.2$, $e/r = var.$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$. (b) $T_y = 0.2$, $e/r = var.$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$

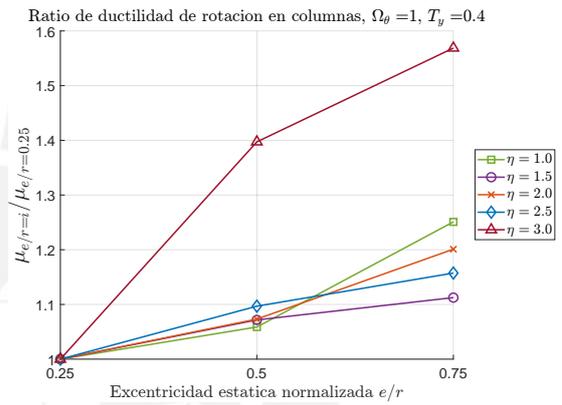
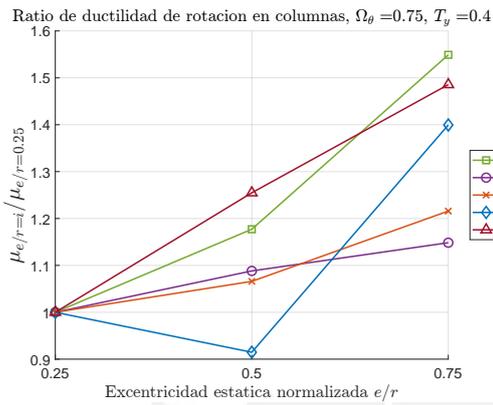


(c) $T_y = 0.3$, $e/r = var.$, $\Omega_\theta = 0.75$, $\eta = var.$. (d) $T_y = 0.3$, $e/r = var.$, $\Omega_\theta = 1.00$, $\eta = var.$

Figure 5.39: Influencia de la excentricidad en la ductilidad de rotación máxima en columnas del primer nivel (5 niveles)



(a) $T_y = 0.3, e/r = var., \Omega_\theta = 0.75, \eta = var.$ (b) $T_y = 0.3, e/r = var., \Omega_\theta = 1.00, \eta = var.$



(c) $T_y = 0.4, e/r = var., \Omega_\theta = 0.75, \eta = var.$ (d) $T_y = 0.4, e/r = var., \Omega_\theta = 1.00, \eta = var.$

Figure 5.40: Influencia de la excentricidad en la ductilidad de rotación máxima en columnas del primer nivel (10 niveles)

6 Conclusiones y recomendaciones finales

6.1 Conclusiones

El presente trabajo de investigación se focalizó en analizar la respuesta inelástica de un conjunto de edificaciones que presenta la irregularidad de piso blando y torsión en planta. Los objetivos consisten en estudiar los efectos del incremento de altura en el primer nivel en conjunto con los efectos torsionales definidos principalmente por la excentricidad de rigidez en planta. A continuación se describe cada una de las principales conclusiones por aspectos más relevantes.

Efecto de piso blando η

- a) En las estructuras aporticadas el aumento de altura en el primer nivel η incrementa las derivas del primer y segundo nivel, siendo el primer nivel donde existe una mayor amplificación de las derivas para mayores valores de η .
- b) Los efectos de la irregularidad de piso blando se presentan a partir de $\eta = 2.0$ y valores superiores de η . Siendo $\eta = 1.5$ el límite de aumento de altura para el cual aún no existe una alta concentración de desplazamiento en el entrepiso de menor rigidez lateral.
- c) El efecto del aumento de altura en el primer nivel para edificaciones de múltiples niveles resulta en el aumento significativo de las derivas en el entrepiso blando, una reducción de derivas y desplazamientos en los niveles superiores y un aumento de ductilidad de rotación en las columnas del entrepiso blando.

Efecto de la torsión $e/r, \Omega_\theta$

- a) En los modelos de cinco niveles se observó que el aumento de la excentricidad estática normalizada e/r produce una amplificación máxima de derivas en el primer nivel con una tendencia decreciente en el resto de niveles mientras que para diez y quince niveles la amplificación máxima se encuentra en el primer y el último nivel.
- b) La configuración en planta con mayores resultados de derivas y demanda de ductilidad de rotación es aquella que presenta los parámetros $e/r = 0.75$ y $\Omega_\theta = 0.75$ y por ende es la combinación de parámetros en planta con mayores efectos torsionales.
- c) La influencia del parámetro Ω_θ en la respuesta inelástica de derivas es mínima para los valores adoptados, siendo $\Omega_\theta = 0.75$ el caso más desfavorable donde se obtienen mayores valores de derivas y desplazamientos debido a la reducción de rigidez torsional.

Efecto combinado piso blando - torsión

- a) Las derivas máximas en las edificaciones con irregularidad de piso blando no se presentan en el primer nivel donde se ubica el entrepiso de menor rigidez lateral debido al valor adoptado para la razón de rigideces relativas $\rho = 0.125$ y no se evidencia un comportamiento de sólido rígido en los niveles superiores donde los desplazamientos relativos sean mínimos.

- b) La combinación de parámetros $\eta = 3.0$, $e/r = 0.75$ y $\Omega_\theta = 0.75$ es la más desfavorable donde se presentan las derivas máximas de entrepiso y las mayores demandas de ductilidad de rotación en columnas.
- c) El efecto de la excentricidad e/r en las derivas se ve atenuado en los primeros niveles debido al incremento de altura en el primer nivel, siendo esta más predominante en los primeros niveles mientras que la excentricidad tienen una mayor influencia en los niveles intermedios y superiores.
- d) La demanda de ductilidad de rotación en columnas aumenta conforme se intensifica el efecto de piso blando a través del parámetro η y se presenta una amplificación ante el aumento de la excentricidad e/r que no necesariamente es máxima para en los modelos con mayor irregularidad de piso blando.
- e) Las demandas ductilidad de rotación máximas se presentan en las columnas pertenecientes a los marcos más rígidos en la dirección "y" que a su vez tiene las secciones más grandes en la planta y en las plantas con mayor excentricidad e/r presentan ductilidades máximas incluso en los marcos orientados en "x"

6.2 Recomendaciones

Las recomendaciones que se presentan en esta sección resultan de reconocer las limitaciones de la investigación con la finalidad de ampliar el alcance e incentivar nuevas investigaciones.

- a) Estudiar el efecto de piso blando para otros sistemas estructurales como sistemas de muros estructurales o duales.
- b) Realizar el análisis no lineal tiempo historia para las direcciones principales de análisis x e y con la finalidad de ampliar el estudio de la excentricidad y torsión en planta.
- c) Determinar el efecto de la razón de rigideces relativas ρ en conjunto con el resto de parámetros a fin de observar y comparar los efectos locales que pueden generarse en la demanda de ductilidad de rotación en columnas.
- d) Se recomienda estudiar el efecto de la relación de aspecto τ para valores como 1.0 , 2.0 y 4.0 para determinar la respuesta para distintas plantas en combinación con la irregularidad vertical de piso blando.
- e) Analizar un conjunto de edificaciones con irregularidad de piso blando por el incremento de altura en un nivel intermedio o superior donde el déficit de rigidez no se encuentra en el primer nivel.
- f) Someter a los modelos ante registros en ambas direcciones para estudiar los efectos bi-direccionales debido a que solo se realizó el análisis en la dirección Y-Y.
- g) Se resalta que el análisis de desplazamientos en las estructuras aporricadas muestra que no existe un comportamiento de cuerpo rígido como se suele generalizar para las edificaciones de piso blando, lo cual puede presentarse ante cambios de rigidez lateral más severos.

7 Referencias

- Ahirwal, A., Gupta, K., y Singh, V. (2019). Effect of irregular plan on seismic vulnerability of reinforced concrete buildings. *AIP Conference Proceedings*, 2158(September), 1–5. doi: 10.1063/1.5127136
- Ahiwale, D. D., y R Khartode, R. (2020, may). Evaluation Seismic Response for Soft Storey Building Retrofitted with Infill, Steel Bracing and Shear Wall. *Journal of Structural Technology*, Vol. 05(02), 1–13. doi: 10.46610/JOST.2020.v05i02.001
- American Society of Civil Engineers. (2016). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (asce 7-16)*. Reston, Virginia, United States: American Society of Civil Engineers.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (7-16 ed.)*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers. Retrieved from <http://ascelibrary.org/doi/book/10.1061/9780784414248>
- Apostolska, R., Necevska, G., Bojadzieva, J., y Gjorgjievska, E. (2016). Seismic Performance Assesment of Soft Story of RC Frame Buildings. *Journal of International Environmental Application and Science*, Vol. 11(3), 241–248.
- Bamanikar, A., y Khurd, V. (2021). IRJET- Non-Linear Dynamic Analysis of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Building. *International Research Journal of Engineering and Technology*, 8(1), 611–615.
- Bhatta, K., y Singh, G. (2020). Influence and comparison for dynamic analysis of vertical irregular loading on high rise structure during earthquake. *Journal of Green Engineering*, 10(10), 7917–7932.
- Bureau of Indian Standards. (2002). *Criteria for earthquake resistant design of structures*. New Delhi, India.
- Carreño, R., Lotfizadeh, K. H., Conte, J. P., y Restrepo, J. I. (2020). Material Model Parameters for the Giuffrè-Menegotto-Pinto Uniaxial Steel Stress-Strain Model. *Journal of Structural Engineering*, 146(2), 1–21. doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0002505
- Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID). (2016). *Microzonificación sísmica de la ciudad de Lima*. Lima, Peru.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of structures : Theory and applications to earthquake engineering* (Fourth ed.; P. Hall, Ed.). Boston.
- Computers and Structures, Inc. (2021). *Etabs*. Versión 20.3.0. Walnut Creek, CA. ([Software de modelado y análisis estructural])

- Council, A. T. (2010, October). *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings* (Tech. Rep.). Redwood City, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). (In collaboration with Building Seismic Safety Council (BSSC), National Institute of Building Sciences (NIBS), and Federal Emergency Management Agency (FEMA))
- Cuthill, E., y McKee, J. (1969). Reducing the bandwidth of sparse symmetric matrices. *Proceedings of the 1969 24th National Conference, ACM 1969*, 157–172. doi: 10.1145/800195.805928
- Da Cunha, D., Nunes, R., Amorim, D., Picón, R., y López, J. F. (2021). Parametric study of dynamic behaviour of RC dual system design with the Brazilian Standard Code using the lumped damage model. *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering, Vol. 43(5)*, 1–26. doi: 10.1007/s40430-021-02977-8
- Dawood, A. A., Kadhum, A. K., y Abdul-Razzaq, K. S. (2018). Strength of reinforced concrete corbels – A parametric study. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 9(11), 2274–2288.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., y Willford, M. R. (2010, October). *Nonlinear structural analysis for seismic design* (Tech. Rep.). Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce. (Prepared for Building and Fire Research Laboratory)
- de Medio Ambiente y Urbanismo, M. (2007). *Reglamento de diseño sísmico de edificios de turquía*. (Capítulo 2. Requerimientos de análisis sísmico para edificaciones resistentes)
- Divya, R., y Murali, K. (2023). Comparative analysis of behaviour of horizontal and vertical irregular buildings with and without using shear walls by ETABS software. *Materials Today: Proceedings*, 52(02), 1821–1830. doi: 10.1016/j.matpr.2021.11.489
- Dya, A. F. C., y Oretaa, A. W. C. (2015). Seismic vulnerability assessment of soft story irregular buildings using pushover analysis. *Procedia Engineering, Vol. 125*, 925–932.
- Elnashi, A., y Di Sarno, L. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering* (First ed.; Typesetter Ltd, Ed.). England: Library of Congress Cataloging in Publication Data. doi: 10.5459/bnzsee.5.1.36
- Fernandez-Davila, V. I., y Cruz, E. F. (2006). Parametric study of the non-linear seismic response of three-dimensional building models. *Engineering Structures, Vol. 28(5)*, 756–770. doi: 10.1016/j.engstruct.2005.10.007
- Filippou, F. C., Popov, E. P., y Bertero, V. V. (1983). Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints.
- Gharakhanloo, A. (2014). *Distributed and concentrated inelasticity beam-column elements used in earthquake engineering* (Unpublished doctoral dissertation). Norwegian University of Science and Technology.

- Ghimire, K., y Chaulagain, H. (2021). Influence of structural irregularities on seismic performance of RC frame buildings. *Journal of Engineering Issues and Solutions*, 1(1), 70–87.
- Gobierno del Distrito Federal. (2004). *Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones*. México D.F.
- Gu, Q., Barbato, M., y Conte, J. P. (2009). Handling of Constraints in Finite-Element Response Sensitivity Analysis. *Journal of Engineering Mechanics*, 135(12), 1427–1438. doi: 10.1061/(asce)em.1943-7889.0000053
- Halde, V., y Deshmukh, A. (2015). Review on Behavior of Soft Storey in Building. *International Research Journal of Engineering and Technology*, Vol. 2(8), 327–329.
- Haque, M. (2016). Seismic Performance Analysis of RCC Multi-Storeyed Buildings with Plan Irregularity. *American Journal of Civil Engineering*, 4(3), 68. doi: 10.11648/j.ajce.20160403.11
- Hasibuan, S. A. R. S., Maarif, F., y Praja, B. A. (2023). Non-Linear Behavior of Reinforced Concrete Frame Structure with Vertical Irregularities. *International Journal of Innovative Research in Computer Science and Technology*, 11(1), 45–51. doi: 10.55524/ijircst.2023.11.1.10
- Hejal, R., y Chopra, A. K. (1989). Earthquake Response of Torsionally Coupled, Frame Buildings. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 115(4), 834–851.
- Hernández, D., y Tena-Colunga, A. (2016). Parametric Study of Representative Models of Structures Prone to Develop Soft or Weak Stories Subjected to Ground Motions Typical of Soft Soils. *Journal of Earthquake Engineering*, 95, 53–80.
- Herrera, R. G., y Soberón, C. G. (2008). Influence of Plan Irregularity of Buildings. *Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering*(1982).
- International Code Council (ICC). (2018). *International building code*. Inc., Illinois, USA.
- Janampa, J., y Fernández-Dávila, V. I. (2018). Efectos De La Irregularidad Vertical De Piso Blando Sobre La Respuesta No-Lineal De Estructuras Aporticadas. *Revista Sul-americana de Engenharia Estructural*, Vol. 15(2), 1–12. doi: 10535/rsae.v15i2.7176
- Japan Society of Civil Engineers (JSCE). (2014). *Design code for buildings*. Tokio: Japan Society of Civil Engineers.
- Jara, J., Hernández, E., Olmos, B., y Martínez, G. (2020). Building damages during the September 19, 2017 earthquake in Mexico City and seismic retrofitting of existing first soft-story buildings. *Engineering Structures*, Vol. 209(November), 1–15. doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109977
- Joshi, G., Pathak, K., y Akhtar, S. (2013). Seismic Analysis of Soft Storey Buildings Considering Structural and Geometrical Parameters. *Journal on Today's Ideas - Tomorrow's Technologies*, Vol. 1(2), 73–84. doi: 10.154157jotitt.2013.12005

- Krishna, B. V., Reddy, M. V., Naresh, V., Tanuja, D. V., y Bharat, T. S. (2023). Fragility Comparison for Soft Storey Infill Reduced Structures by Incremental Dynamic Analysis. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 1130(1). doi: 10.1088/1755-1315/1130/1/012029
- Kumar, P., Chandra, S., y Kumar, T. (2021). Seismic Behavior of Plan and Vertically Irregular Structures: State of Art and Future Challenges. *Natural Hazards Review*, 22(2), 1–17. doi: 10.1061/(asce)nh.1527-6996.0000440
- Liu, Y., Kuang, J. S., y Yuen, T. Y. (2020). Modal-based ground motion selection procedure for nonlinear response time history analysis of high-rise buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 49(1), 95–110. doi: 10.1002/eqe.3232
- Lopez, A., y Fernandez-Davila, V. I. (2018). Nonlinear Seismic Response of RC Buildings Considering Orthogonal Effects. In *16th european conference on earthquake engineering* (pp. 1–11).
- MacRae, G., y Dream, B. (2009). *Building regularity for simplified modelling* (Tech. Rep. No. 06/514). Christchurch, New Zeland: University of Canterbury.
- Manoukas, G., y Athanatopoulou, A. (2022). The Slenderness of Buildings in Plan as a Structural Regularity Criterion. *Geological and Earthquake Engineering*, 50, 103–111. doi: 10.1007/978-3-030-83221-6_9
- Menegotto, M. (1973). Method of analysis for cyclically loaded rc plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. In *Proc. of iabse symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads, 1973*.
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (2010). *Reglamento colombiano de construcción sismorresistente*. Bogotá D.C., Colombia.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma técnica de edificación e.030 (2018) diseño sismorresistente*. Lima, Perú.
- Ministry of Public Works and Settlement, Government of Republic of Turkey. (2007). *Turkish seismic code. specification for buildings to be built in seismic zones*. Turkey.
- Muñoz Peláez, A. (2020). *Comentarios a La Norma E.030 Diseño Sismorresistente* (Primera ed.; SENSICO, Ed.).
- Naveen E, S., Abraham, N. M., y S D, A. K. (2019). Analysis of Irregular Structures under Earthquake Loads. *Procedia Structural Integrity*, 14(2018), 806–819. doi: 10.1016/j.prostr.2019.07.059
- New Zeland Standards Association. (2004). *Code general design requirements and loading on structures*. Wellington, New Zeland.

- Nirkhe, S., Dahake, A., y Upadhye, V. (2016). Seismic Behavior of Soft Storey Building With Static and Dynamic Earthquake Loading. *International Journal of Structural Engineering and Analysis*, Vol. 1(2), 1–7.
- Ozmen, H., Inel, M., y Demirtas, Y. (2020). Evaluation of different cases of soft story formation for mid-rise RC buildings. *Research on Engineering Structures and Materials*, Vol. 6(3), 229–240. doi: 10.17515/resm2019.168ea1204
- Riddel, R., y Vasquez, J. (1983). *Existencia de Centros de Rigidez en el Comportamiento Sísmico de Edificios Altos*.
- Roehl, J. (1972). *Dynamic Response Of Ground-Excited Building* (Thesis). Rice University.
- Sajed, T. B., y Mukhlis, M. R. (2021). Effects of Plan Aspect Ratio on Seismic Responses of Rc Buildings Effects of Plan Aspect Ratio on Seismic Responses of Rc Buildings By Time History Analysis. In R. Iman (Ed.), *5th international conference on advances in civil engineering* (pp. 324–330). Bangladesh.
- Satyanarayana, K., y Kumar, V. (2016). Seismic Response of Rc Frame Building With Soft Storey At Different Floor Levels. *International Journal of Engineering Trends and Technology*, Vol.42(4), 201–207.
- Scott, B. D., Park, R., y Priestley, M. J. (1982). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. In *Journal proceedings* (Vol. 79, pp. 13–27).
- Scott, M. H., y Fenves, G. L. (2006). Plastic hinge integration methods for force-based beam–column elements. *Journal of Structural Engineering*, 132(2), 244–252.
- Scott, M. H., y Fenves, G. L. (2010). Krylov Subspace Accelerated Newton Algorithm: Application to Dynamic Progressive Collapse Simulation of Frames. *Journal of Structural Engineering*, 136(5), 473–480. doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000143
- Seng Goh, K., y Pan, T.-C. (2014). Torsional response of nonductile structures with soft storey. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 44, 1–21. doi: 10.1005/eqe.2452
- Setia, S., y Sharma, V. (2012). Seismic response of R. C.C Building with soft storey. *International Journal of Applied Engineering Research*, Vol. 7, 1335–1339.
- Sherif Mehana, M., Mohamed, O., y Isam, F. (2019). Torsional Behaviour of Irregular Buildings with Single Eccentricity. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 603(5). doi: 10.1088/1757-899X/603/5/052028
- Singh, S., y Rawat, G. (2023). Research in Engineering Management Seismic Response of Rc Buildings With Varied Structural Configuration Having Soft Storey Defect. *International Journal Of Progressive Research In Engineering Management And Science*, 03(04), 871–876.
- Sinhgad, S. K. N., y Of, C. (2023). A REVIEW ON SEISMIC ANALYSIS OF RC FRAME STRUCTURE HAVING VERTICAL GEOMETRIC IRREGULARITY FOR VARIOUS STRUCTURAL SYSTEMS. *International Research Journal Of Modernization In Engi-*

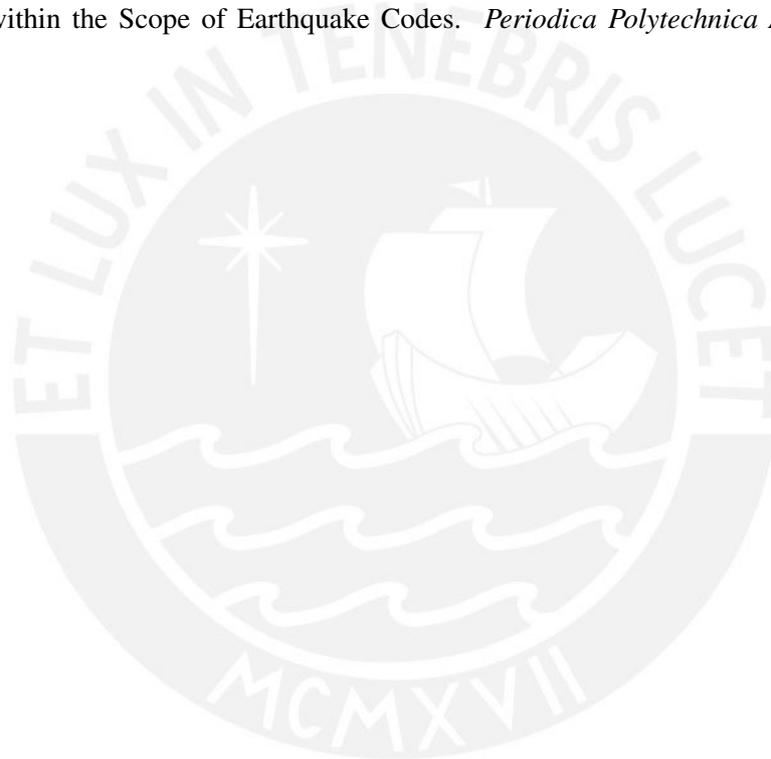
neering Technology and Science, 05(06), 4100–4103. doi: DOI:<https://www.doi.org/10.56726/IRJMETS42696>

Tena-Colunga, A., y Hernández, D. (2019). Peak seismic demands on soft and weak stories models designed for required code nominal strength. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 129(May), 1–17. doi: 10.1016/j.soildyn.2019.05.037

The MathWorks, Inc. (2020). Matlab [Computer software manual]. Natick, MA. (Versión R2020a)

Tso, W. K., y Sadek, A. W. (1985). Inelastic seismic response of simple eccentric structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 13(2), 255–269.

İlerisoy, Z. Y. (2019). Discussion of the Structural Irregularities in the Plan for Architectural Design within the Scope of Earthquake Codes. *Periodica Polytechnica Architecture*, 50(1), 50–62.



A APENDICES

A.1 Rigidez lateral del pórtico patrón

El modelo estructural del pórtico patrón se muestra en la figura A.1, el cual consiste en un pórtico de n niveles de dos ejes de columnas y un vano. La altura típica de los niveles es h y en el primer nivel se presenta una altura modificada por el parámetro η , la luz de las vigas tiene una longitud de $2h$. El análisis de los pórticos considera solo las deformaciones por flexión, elementos axialmente indeformables y secciones constantes. La rigidez de las vigas se define por EI_b y la rigidez de columnas por EI_c .

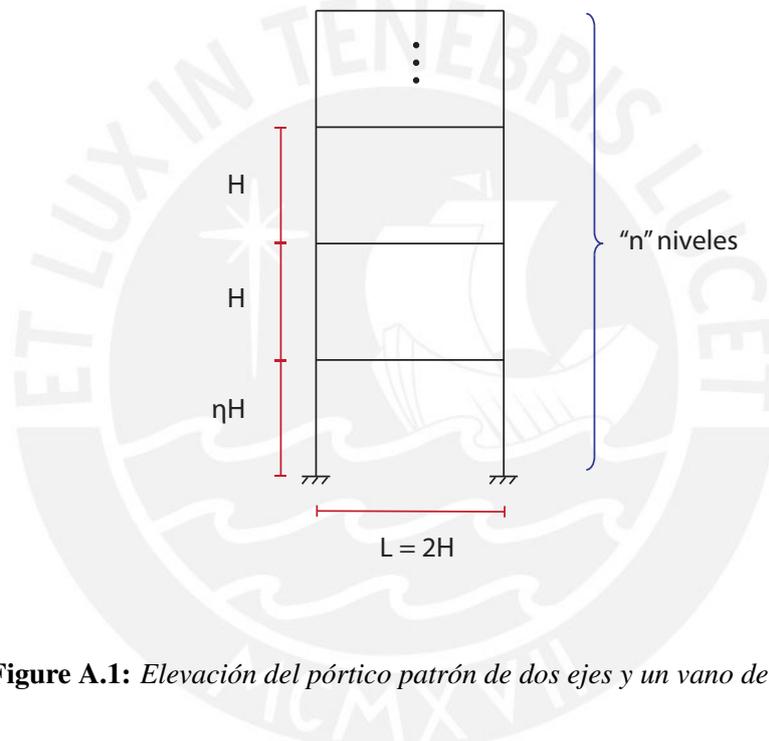


Figure A.1: Elevación del pórtico patrón de dos ejes y un vano de n niveles

Los elementos de tipo frame (vigas y columnas) se analizan mediante un sistema de dos grados de libertad rotacionales en sus extremos en sentido antihorario (Figura A.2). Este sistema local simplifica la matriz de rigidez de los elementos que componen al pórtico y son suficientes para determinar la rigidez de la estructura global. Se considera que la rigidez de las vigas se relaciona con la rigidez de las columnas mediante el parámetro ρ denominado índice de rigidez de entrepiso.

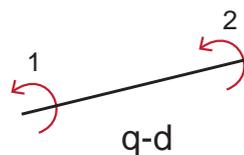


Figure A.2: Sistema de grados de libertad local de los elementos frame

La matriz de rigidez de las columnas se define de la siguiente manera:

$$k_c = \frac{EI_c}{h} \begin{bmatrix} 4 & 2 \\ 2 & 4 \end{bmatrix} \quad (\text{A.1})$$

Las columnas del primer nivel presentan la siguiente matriz de rigidez:

$$k_{c1} = \frac{EI_c}{\eta h} \begin{bmatrix} 4 & 2 \\ 2 & 4 \end{bmatrix} \quad (\text{A.2})$$

El parámetro ρ para un pórtico de dos ejes y un vano resulta en la siguiente relación:

$$\rho = \frac{\frac{\sum EI_b}{L}}{\frac{\sum EI_c}{h}} = \frac{EI_b}{4EI_c} \quad (\text{A.3})$$

En consecuencia, la matriz de rigidez de las vigas se expresa como:

$$k_b = 4\rho \frac{EI_b}{2h} \begin{bmatrix} 4 & 2 \\ 2 & 4 \end{bmatrix} \quad (\text{A.4})$$

El pórtico como estructura global presenta grados de libertad rotacionales en los nudos de cada nivel, y un grado de libertad traslacional por nivel. En la figura A.3, se muestran los grados de libertad totales del pórtico. El ensamblaje de la matriz de rigidez total del pórtico requiere de determinar las matrices de transformación de cada elemento hacia los grados globales del pórtico. Se resalta que solo las columnas contribuyen a los grados de libertad traslacionales y rotacionales, mientras que las vigas solo contribuyen a los grados rotacionales del pórtico.

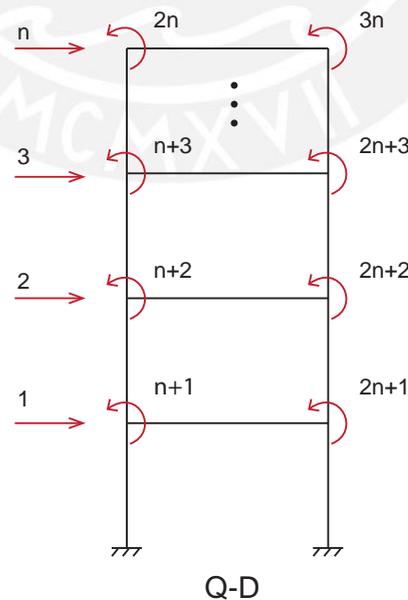


Figure A.3: Grados de libertad del pórtico patrón de n niveles

La matriz de rigidez total del pórtico resulta de la sumatoria de los aportes de cada elemento a la matriz global. La dimensión de la matriz resultante dependerá de la cantidad de niveles del pórtico.

$$K_T = \Sigma A^T \cdot k_i \cdot A \quad (A.5)$$

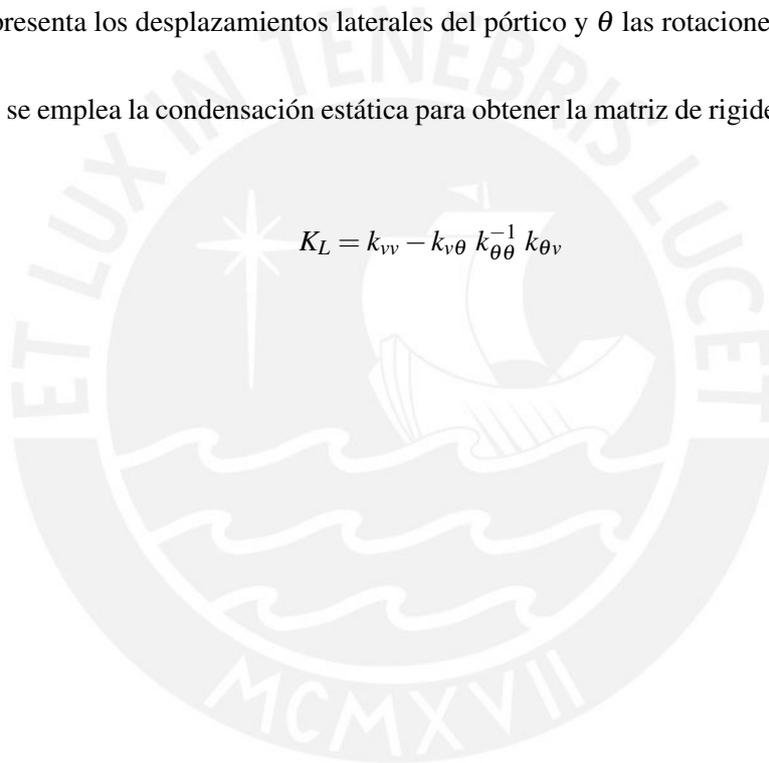
Además, la matriz de rigidez total se puede agrupar en submatrices que contengan solo los grados traslacionales y rotacionales.

$$K_T = \begin{bmatrix} k_{vv} & k_{v\theta} \\ k_{\theta v} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (A.6)$$

Donde v representa los desplazamientos laterales del pórtico y θ las rotaciones en los nudos.

Finalmente, se emplea la condensación estática para obtener la matriz de rigidez lateral del pórtico patrón.

$$K_L = k_{vv} - k_{v\theta} k_{\theta\theta}^{-1} k_{\theta v} \quad (A.7)$$



A.2 Modelo pseudotridimensional de la clase especial de edificios

Las hipótesis del modelo pseudotridimensional describen que los elementos resistentes se encuentran unidos en cada nivel por diafragmas rígidos y que cada estructura plana solo presenta rigidez en su plano, ignorando la rigidez en la dirección ortogonal. En la figura A.4 se presenta la planta estructural de una edificación compuesta por pórticos como elementos resistentes en ambas direcciones. Las líneas resistentes ortogonales no se encuentran conectadas de manera que no se considera un aporte de rigidez ortogonal al plano de los pórticos. Además, existe una proporcionalidad entre la rigidez lateral de los pórticos orientados en la misma dirección basado en la rigidez K_L del pórtico patrón.

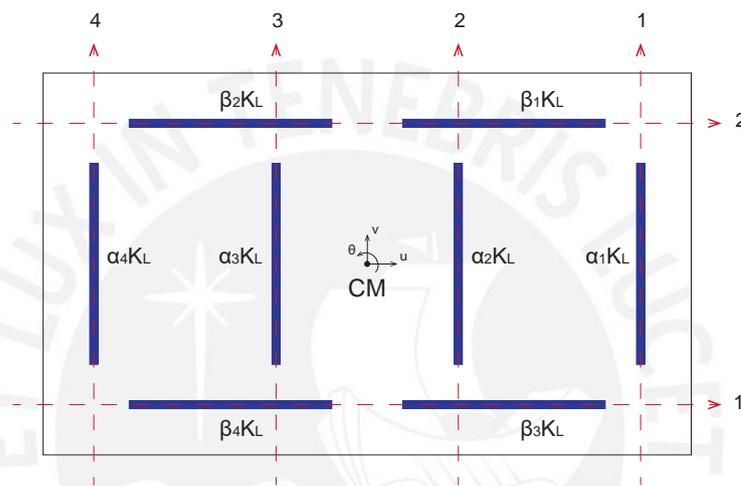


Figure A.4: Planta de análisis para la clase especial de edificaciones

Para determinar la matriz de rigidez del edificio se debe calcular el aporte de cada línea resistente mediante matrices de transformación que dependen de la orientación y posición respecto al centro de masa. La expresión general de las matrices de transformación es la siguiente.

$$a = \begin{bmatrix} \cos\phi & & \text{sen}\phi & & d_p & \\ & \ddots & & \ddots & & \ddots \\ & & \cos\phi & & \text{sen}\phi & \\ & & & \text{sen}\phi & & d_p \end{bmatrix} \quad (\text{A.8})$$

Donde ϕ es el ángulo respecto a la horizontal del pórtico y d_p es la distancia del pórtico al centro de masa. La matriz de transformación para pórticos orientados en las direcciones principales x e y se puede expresar de la siguiente manera:

$$a_{xi} = \begin{bmatrix} I & 0 & -y_i \end{bmatrix}; a_{yi} = \begin{bmatrix} 0 & I & x_i \end{bmatrix} \quad (\text{A.9})$$

Luego, se determina el aporte de cada pórtico a la matriz del edificio.

$$K_x = \begin{bmatrix} I \\ 0 \\ -y \end{bmatrix} \beta K_L \begin{bmatrix} I & 0 & -y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \beta K_L & 0 & -y\beta K_L \\ 0 & 0 & 0 \\ -y\beta K_L & 0 & y^2\beta K_L \end{bmatrix} \quad (\text{A.10})$$

$$K_y = \begin{bmatrix} 0 \\ I \\ x \end{bmatrix} \alpha K_L \begin{bmatrix} 0 & I & x \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \alpha K_L & x\alpha K_L \\ 0 & x\alpha K_L & x^2\alpha K_L \end{bmatrix} \quad (\text{A.11})$$

La matriz de rigidez del edificio resulta de la sumatoria del aporte de cada pòrtico.

$$K_T = \begin{bmatrix} \sum(\beta K_L) & 0 & \sum(-y\beta K_L) \\ 0 & \sum(\alpha K_L) & \sum(x\alpha K_L) \\ \sum(-y\beta K_L) & \sum(x\alpha K_L) & \sum(x^2\alpha K_L + y^2\beta K_L) \end{bmatrix} \quad (\text{A.12})$$

Se observa que las submatrices que componen la matriz de rigidez son proporcionales a la rigidez lateral del pòrtico patròn y dependen de las ubicaciones respecto al centro de masa. Se emplearan constantes para nombrar las sumatorias que amplifican la rigidez lateral K_L .

$$K_T = \begin{bmatrix} K_{uu} & K_{uv} & K_{u\theta} \\ K_{vu} & K_{vv} & K_{v\theta} \\ K_{\theta u} & K_{\theta v} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_u K_L & 0 & C_{u\theta} K_L \\ 0 & C_v K_L & C_{v\theta} K_L \\ C_{\theta u} K_L & C_{\theta v} K_L & C_{\theta\theta} K_L \end{bmatrix} \quad (\text{A.13})$$

En conclusión, emplear esta clase especial de edificaciones resulta ventajoso debido a que simplifica el cálculo de la matriz de rigidez del edificio. Debe resaltar de que las constantes nombradas en la matriz total del edificio se calculan con las coordenadas de posición de los planos resistentes. Estos planos resistentes deben pertenecer al mismo sistema estructural, los cuales por simplicidad son estructuras aporticadas ya que la inclusión de muros no permite obtener matrices de rigidez proporcionales a los compuestos solo por vigas y columnas.

A.3 Excentricidad estática

El centro de rigidez de un sistema de un nivel es el punto donde al ser aplicadas fuerza horizontales estáticas resultan en la traslación pura del diafragma sin torsión. En edificios de múltiples niveles el centro de rigidez no es único, ya que presenta diferentes ubicaciones en cada nivel. Sin embargo, se detallará una clase especial de edificaciones en las cuales la excentricidad es única y caen en una línea vertical.

La excentricidad estática de un nivel es la distancia entre el centro de masa y de rigidez del nivel. Cuando la excentricidad es cero, las cargas laterales son independientes del movimiento torsional, y por tanto, la edificación presenta movimientos desacoplados.

Consideremos una edificación a la cual se aplica el vector de fuerzas $\langle P_Y^T T_M^T \rangle$. Donde P_Y es el vector de fuerzas horizontales aplicados en el centro de masa y T_M esa el vector de momentos torsionales aplicados alrededor del eje vertical del centro de masa. Los desplazamientos de la estructura son calculados mediante la ecuación:

$$P = K u \quad (\text{A.14})$$

Donde K es la matriz de rigidez de la edificación, y el vector u son los desplazamientos agrupados por las submatrices $u^T = \langle u_y^T u_\theta^T \rangle$.

$$\begin{bmatrix} P_Y \\ T_M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{yy} & K_{y\theta} \\ K_{\theta y} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_y \\ u_\theta \end{bmatrix} \quad (\text{A.15})$$

A partir de la ecuación anterior, se realiza una transformación de los grados de libertad al trasladarlos desde el centro de masa hacia el centro de rigidez. Los desplazamientos del nuevo sistema se calcula de la siguiente manera:

$$P^* = K^* u^* \quad (\text{A.16})$$

El vector P^* resulta de aplicar una matriz de transformación al vector inicial P .

$$P^* = \begin{bmatrix} P_Y \\ T_R \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} I & 0 \\ -e & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P_Y \\ T_M \end{bmatrix} = a^{*T} P \quad (\text{A.17})$$

Donde I es una matriz identidad de dimensiones igual al número de niveles de la edificación y e es una matriz diagonal con valores iguales a la excentricidad estática en cada nivel. Los desplazamientos resultados se relacionan del sistema inicial al emplear la misma matriz de transformación.

$$u = \begin{bmatrix} u_y \\ u_\theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} I & -e \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v \\ u_\theta \end{bmatrix} = a^* u^* \quad (\text{A.18})$$

A partir de las ecuaciones anteriores se establece que la matriz de rigidez desde el centro de rigidez se calcula con la expresión:

$$K^* = a^{*T} K a^* \quad (\text{A.19})$$

$$K^* = \begin{bmatrix} K_{yy} & K_{y\theta} - K_y e \\ K_{\theta y} - e K_y & K_{\theta R} \end{bmatrix} \quad (\text{A.20})$$

Donde:

$$K_{\theta R} = K_{\theta\theta} - K_{\theta y} + e(K_y e - K_{y\theta}) \quad (\text{A.21})$$

$$\begin{bmatrix} P_y \\ T_R \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{yy} & K_{y\theta} - K_y e \\ K_{\theta y} - e K_y & K_{\theta R} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v \\ u_\theta \end{bmatrix} \quad (\text{A.22})$$

Donde v son los desplazamientos horizontal de la estructura desde el centro de rigidez. Debido a que por definición en el centro de rigidez las fuerzas aplicadas en el centro de masa generan traslación pura, entonces $T_R = 0$ y $u_\theta = 0$, y se obtiene la siguiente ecuación:

$$e P_y = K_{\theta y} K_y^{-1} P_y \quad (\text{A.23})$$

Además, si solo se aplican momentos torsionales en el centro de rigidez entonces la respuesta solo presenta rotaciones. Por tanto, se considera $P_y = 0$ y $v = 0$. Al reemplazar estas condiciones en la ecuación A.22 se obtiene:

$$e u_\theta = K_y^{-1} K_{y\theta} u_\theta \quad (\text{A.24})$$

Las ecuaciones anteriores se cumplen para cualquier valor de carga aplicado a la edificación, en consecuencia:

$$e = K_y^{-1} K_{y\theta} = K_{\theta y} K_y^{-1} \quad (\text{A.25})$$

Para la clase especial de edificaciones en las cuales las matrices de rigidez lateral de los elementos en la misma dirección son proporcionales se tiene que:

$$K_{y\theta} = K_{\theta y} = \frac{C_{y\theta}}{C_y} K_y \quad (\text{A.26})$$

Entonces, al reemplazar en la ecuación de la excentricidad se obtiene:

$$e = \frac{C_{y\theta}}{C_y} K_y K_y^{-1} = \frac{C_{y\theta}}{C_y} I \quad (\text{A.27})$$

En conclusión, la excentricidad es única en todos los niveles y se ubican en una misma línea vertical para la clase de edificaciones donde los elementos resistentes presentan rigidez lateral proporcional y la ubicación de los centro de masas es la misma en todos los niveles,

A.4 Transformación de coordenadas al centro de rigidez

El centro de rigidez se encuentra distanciado del centro de masa por distancias iguales a las excentricidades en ambas direcciones. Para determinar la matriz de rigidez respecto al centro de rigidez se requiere emplear una transformación de coordenadas respecto a la matriz del edificio determinada desde el centro de masa. En la figura A.5, se muestra un esquema de la transformación de coordenadas entre ambos sistemas de tres grados de libertad por nivel.

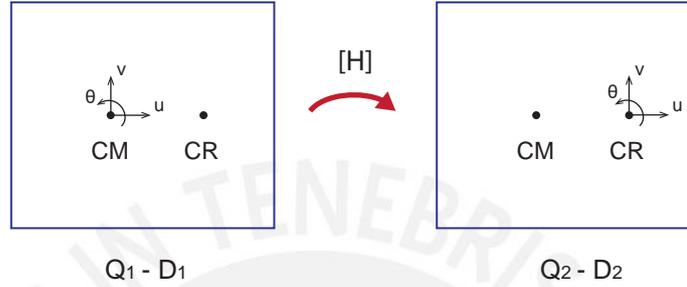


Figure A.5: Transformación coordenadas del centro de masa al centro de rigidez

La matriz de transformación H que relaciona ambos sistemas esta definida por:

$$H = \begin{bmatrix} I & 0 & e_v \\ 0 & I & -e_u \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \quad (\text{A.28})$$

Donde e_x, e_y son las excentricidades estáticas de la edificación medidas respecto al centro de masa.

Luego, se determina la matriz de rigidez respecto al centro de rigidez:

$$K_{CR} = H^T K_{CM} H = \begin{bmatrix} I & 0 & 0 \\ 0 & I & 0 \\ e_v & -e_u & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_{uu} & 0 & K_{u\theta} \\ 0 & K_{vv} & K_{v\theta} \\ K_{\theta u} & K_{\theta v} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} I & 0 & e_v \\ 0 & I & -e_u \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \quad (\text{A.29})$$

$$K_{CR} = \begin{bmatrix} K_{uu} & 0 & K_{u\theta} + e_v K_{uu} \\ 0 & K_{vv} & K_{v\theta} - e_u K_{vv} \\ K_{\theta u} + e_v K_{uu} & K_{\theta v} - e_u K_{vv} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (\text{A.30})$$

Donde $K_{\theta R}$ es la rigidez torsional respecto al centro de rigidez de los elementos resistentes.

$$K_{\theta R} = e_v^2 K_{uu} + e_u^2 K_{vv} - e_u K_{\theta v} - e_u K_{v\theta} + e_v K_{\theta u} + e_v K_{u\theta} + K_{\theta\theta} \quad (\text{A.31})$$

En el apéndice A.2 se establece que para la clase especial de edificaciones, las submatrices de la matriz de rigidez se expresan en constantes que multiplican la rigidez lateral patrón.

$$K_{CM} = \begin{bmatrix} C_{uu} K_L & 0 & C_{u\theta} K_L \\ 0 & C_{vv} K_L & C_{v\theta} K_L \\ C_{\theta u} K_L & C_{\theta v} K_L & C_{\theta\theta} K_L \end{bmatrix} \quad (\text{A.32})$$

Las definiciones de la rigidez torsional respecto al centro de masa y el centro de rigidez son las siguientes:

$$K_{\theta\theta} = C_{\theta\theta} K_L = \sum (x^2 \alpha K_L + y^2 \beta K_L) \quad (\text{A.33})$$

$$K_{\theta R} = C_{\theta R} K_L = \sum ((x - e_u)^2 \alpha K_L + (y - e_v)^2 \beta K_L) \quad (\text{A.34})$$

Se observa que las constantes $C_{\theta\theta}$ y $C_{\theta R}$ depende de la posición de los pórticos respecto al centro de masa.

Se considera las siguientes equivalencias determinadas en el apéndice A.3.

$$e_u = K_v^{-1} K_{v\theta} = \frac{C_{v\theta}}{C_v} \quad (\text{A.35})$$

$$e_v = -K_u^{-1} K_{u\theta} = -\frac{C_{u\theta}}{C_u} \quad (\text{A.36})$$

Las cuales se reemplazan en la ecuación A.31. Finalmente, se obtiene una relación entre la rigidez torsional del centro de masa y del centro de rigidez.

$$K_{\theta\theta} = K_{\theta R} + e_v^2 \frac{C_u}{C_v} K_{vv} + e_u^2 K_{vv} \quad (\text{A.37})$$

Considerando la proporcionalidad entre la rigidez lateral de los planos resistentes, la ecuación anterior resulta en la siguiente relación.

$$\frac{C_{\theta\theta}}{C_v} = \frac{C_{\theta R}}{C_v} + e_v^2 \frac{C_u}{C_v} + e_u^2 \quad (\text{A.38})$$

A.5 Restricción de valores en parámetros objetivo

Los parámetros objetivo empleados en esta investigación derivan de la matriz de rigidez de una edificación por lo que sus valores influyen en la distribución de marcos y secciones de los elementos en planta. En consecuencia, la combinación de los parámetros debe ser estudiada debido a que pueden generar incompatibilidades con la geometría de la planta al asignarse valores aleatorios. En este apéndice, se estudian los rangos de valores para ciertos parámetros considerando las restricciones de la geometría establecida a fin de obtener una edificación consistente y representativa.

El estudio del efecto de los parámetros en los resultados de planta estructural inicia al establecer que la dimensión en planta “ d ” debe ser menor que la mitad de la longitud menor de la planta. De manera análoga, en la otra dirección se debe establecer que el triple de la dimensión “ a ” no debe superar la longitud mayor de la planta estructural. Estas condiciones aseguran que los marcos se encuentren dentro de la planta rectangular.

$$d < \frac{B}{2} \quad (\text{A.39})$$

$$\frac{d}{r} = \frac{\sqrt{\Upsilon_x} \Omega_\theta}{\omega_x/\omega_y} < \frac{B}{2r} = \frac{A}{4r} \quad (\text{A.40})$$

$$a < \frac{A}{3} \quad (\text{A.41})$$

$$\frac{a}{r} = \sqrt{\frac{5}{4}} \sqrt{\left(\frac{e}{r}\right)^2 + \Omega_\theta^2 (1 - \Upsilon_x)} < \frac{A}{3r} \quad (\text{A.42})$$

La planta es de forma rectangular, por lo que el radio de giro se expresa con la siguiente ecuación:

$$r = \sqrt{\frac{1}{12} (A^2 + B^2)} = \sqrt{\frac{1}{12} \left(1 + \frac{1}{\tau^2}\right)} A \quad (\text{A.43})$$

Donde τ corresponde a la relación de aspecto, para la planta en análisis se ha establecido un valor de $\tau = 2$. Entonces, el radio de giro de la planta se expresa en función de la mayor longitud de la planta.

$$r = \sqrt{\frac{1}{12} \left(1 + \frac{1}{2^2}\right)} A = 0.323 A \quad (\text{A.44})$$

Luego, este resultado se reemplaza en las ecuaciones A.40, y A.42. De donde se obtiene nuevas desigualdades en función de los parámetros.

$$\frac{\sqrt{\Upsilon_x} \Omega_\theta}{\omega_x/\omega_y} < \frac{A}{4(0.323 A)} = 0.775 \quad (\text{A.45})$$

$$\sqrt{\frac{5}{4}} \sqrt{\left(\frac{e}{r}\right)^2 + \Omega_\theta^2 (1 - \Upsilon_x)} < \frac{A}{3(0.323 A)} = 1.033 \quad (\text{A.46})$$

La excentricidad estática normalizada se ha definido con los siguientes valores: 0.25, 0.5, 0.75.

Al reemplazar estos datos en la ecuación A.46 se obtienen las siguientes desigualdades.

$$\frac{e}{r} = 0.25 \rightarrow \Omega_{\theta}^2 (1 - \Upsilon_x) < 1.2715 \quad (\text{A.47})$$

$$\frac{e}{r} = 0.5 \rightarrow \Omega_{\theta}^2 (1 - \Upsilon_x) < 1.084 \quad (\text{A.48})$$

$$\frac{e}{r} = 0.75 \rightarrow \Omega_{\theta}^2 (1 - \Upsilon_x) < 0.7715 \quad (\text{A.49})$$

Donde la ecuación A.49 es la que domina el análisis. Se observa que el parámetro “ Υ_x ” limita los valores que se pueden obtener para “ Ω_{θ} ”. Por tanto, para obtener un grupo de datos para “ Ω_{θ} ”, se asignó un valor a “ Υ_x ” igual a 0.5. Esto debido a que este valor resulta en un límite superior para “ Ω_{θ} ” mayor a la unidad. Entonces, la ecuación A.49 se reduce como se muestra a continuación:

$$\Upsilon_x = 0.5 \rightarrow \Omega_{\theta} < 1.242 \quad (\text{A.50})$$

Por otro lado, se reemplaza el valor de 0.5 para “ Υ_x ” en la ecuación A.45. De donde se obtiene una cota superior para la relación entre “ Ω_{θ} ” y “ ω_x/ω_y ”.

$$\frac{\Omega_{\theta}}{\omega_x/\omega_y} < 1.09 \quad (\text{A.51})$$

Se optó por asignar un valor único de “ ω_x/ω_y ” igual a 1.0 de manera que para ambas direcciones se obtenga la misma frecuencia de vibración desacoplada. En consecuencia, la ecuación A.51 limita a una cota superior menor para “ Ω_{θ} ” respecto a la ecuación A.50. Entonces, para estudiar la influencia de “ Ω_{θ} ” se establecen dos valores siendo estos 0.75 y 1.0 de modo que se relacione al primero como una planta torsionalmente flexible y el segundo valor a una planta torsional regular.

En síntesis, este análisis evita emplear datos para los parámetros objetivo que generen plantas con incompatibilidades como líneas resistentes fuera de la planta estructural. Los parámetros “ Ω_{θ} ” y “ Υ_x ” son determinantes en la ubicación de los pórticos de la planta. De manera que altos valores de “ Υ_x ” incrementan la distancia de los marcos horizontales hacia el centro de masa. En cambio, altos valores de “ Ω_{θ} ” alejan los pórticos en ambas direcciones del centro de masa, mientras que valores bajos concentran los pórticos hacia el centro de masa.

A.6 Efecto de piso blando a nivel de marcos

El efecto de piso blando se estudió en un pórtico patrón a fin de monitorear el efecto del aumento de altura (diferencia de rigidez de entrepiso) a un nivel local. En la figura A.6 se muestra el objeto en análisis que consiste en un pórtico de cinco niveles sometido a un conjunto de cargas laterales. Se incrementará la altura del primer nivel y se analiza los resultados de las derivas de entrepiso.

En el análisis elástico las respuestas de desplazamientos son proporcionales a las fuerzas aplicadas, por lo que para obtener diferentes resultados se requiere modificar la matriz de rigidez del pórtico para obtener distintos resultados. La matriz de rigidez lateral depende de la altura de los niveles, la longitud de vigas, módulo de elasticidad y la inercia de vigas y columnas. Para los casos de estudio al incrementar la altura del primer nivel se modifica la rigidez lateral del pórtico, mientras que las propiedades mecánicas como el módulo de elasticidad se mantienen constantes.

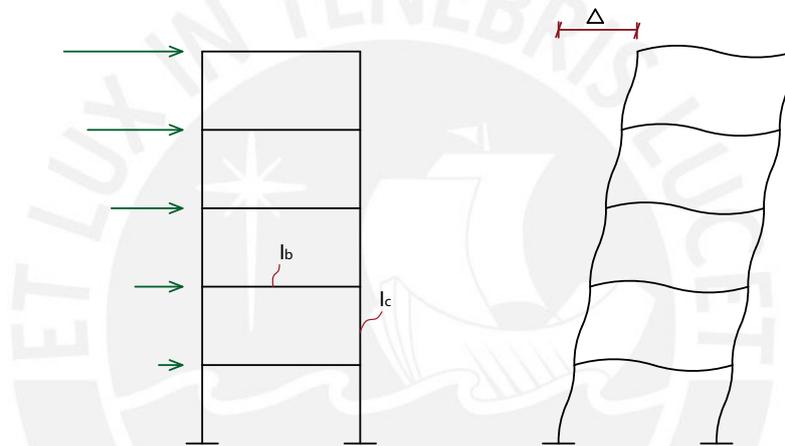


Figure A.6: Pórtico de cinco niveles sometido a cargas laterales

Para relacionar la inercia de las vigas y columnas se emplea la variable ρ definida como la relación de rigideces relativas entre vigas y columnas. La ventaja del uso de ρ es que permite expresar la inercia de las vigas en función de la inercia de las columnas, de manera que la matriz de rigidez lateral se puede expresar solo en función de esta última. Entonces, la matriz de rigidez se verá modificada solo por la longitud de las vigas L , altura de entrepiso h , el incremento de altura del primer nivel η y la razón de rigidez relativas ρ . Siendo L constante e igual a $2h$ para el análisis y el valor adoptado en el trabajo de investigación.

$$\rho = \frac{\sum E I_b / L}{\sum E I_c / h} \quad (\text{A.52})$$

$$K_L = [f(\rho, L, \eta)] \cdot \frac{E I_c}{h^3} \quad (\text{A.53})$$

Para el caso particular del pórtico de un vano donde $L = 2h$ y solo se presentan dos columnas, se puede obtener la siguiente expresión que relaciona las inercias de elementos con respecto a la variable ρ .

$$\rho = \frac{I_b}{4 I_c/h} \quad (\text{A.54})$$

Entonces se ha propuesto analizar la respuesta del pórtico patrón para siete valores de η y tres valores de ρ . Los valores para el incremento de altura *eta* se encuentran en el rango de 1.0 a 4.0 donde se representa el incremento del primer nivel desde un modelo de altura constante en todos los niveles hasta un modelo con una altura cuatro veces mayor al típico, lo que significa una reducción considerable de rigidez en el primer nivel por tanto irregularidad de piso blando.

Respecto a la razón de rigideces relativas ρ se plantea estudiar el efecto de este parámetro en conjunto con η dado que son los involucrados en modificar la respuesta. De acuerdo a lo expresado por Chopra (2012) el parámetro *rho* cuando tiende a cero implica que la inercia de las vigas es muy pequeña generando un comportamiento de voladizo en las columnas, mientras que para *rho* con tendencia al infinito se logra un modelo de corte debido a tener vigas indeformables.

Se ha propuesto estudiar el parámetro para un conjunto de datos desde $\rho = 0.01$ el cual representa un valor muy pequeño, luego valores intermedios como $\rho = 0.125$ y $\rho = 0.50$, y finalmente valores altos dados por $\rho = 2.0$ y $\rho = 10.0$. Los modelos presentan una inercia de columnas constante en su altura con una sección de 40x40 cm, de manera que la variación gráfica se presenta en las vigas que varían su sección según el valor de ρ . El modelo del pórtico presenta una altura de entrepiso $h = 2.5$ m y una longitud de vigas $L = 5.0$ m. En las siguientes figuras se presentan los resultados de derivas de entrepiso.

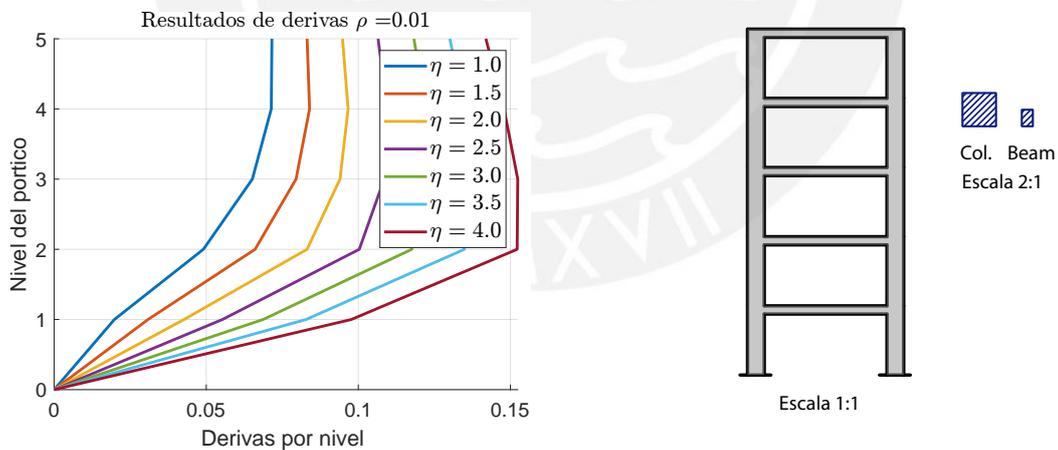


Figure A.7: Derivas para $\rho = 0.01$

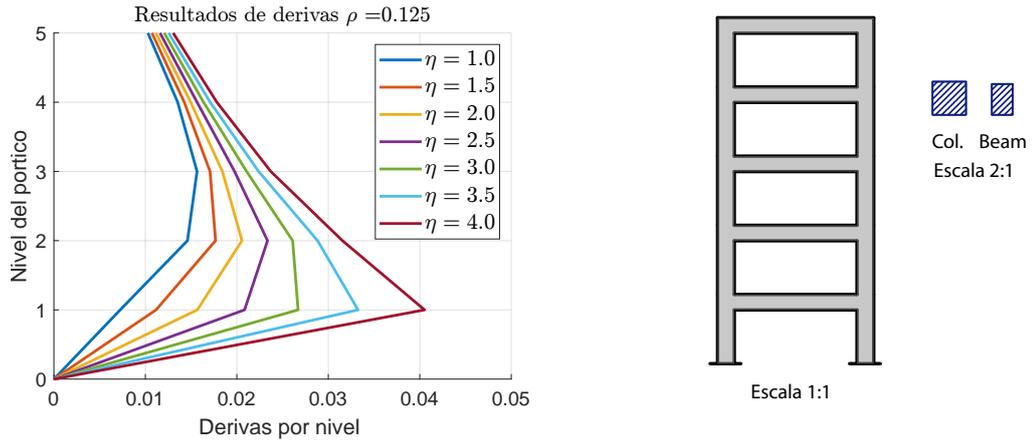


Figure A.8: Derivas para $\rho = 0.125$

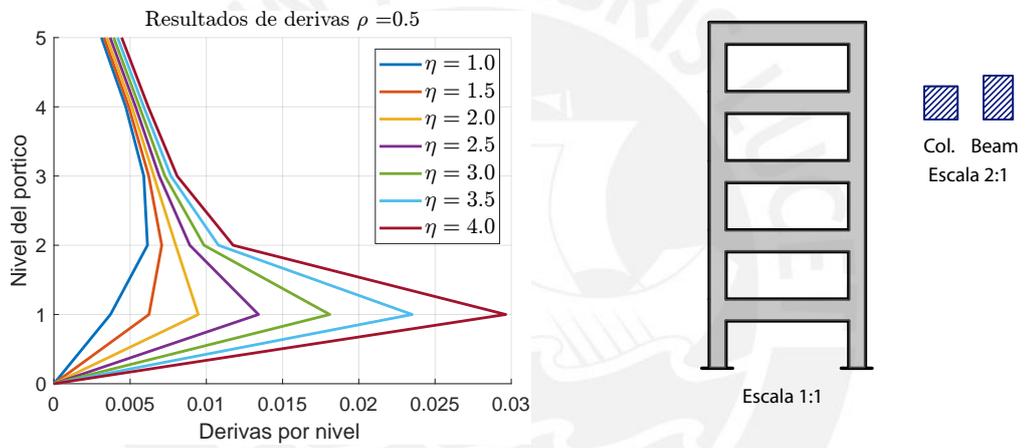


Figure A.9: Derivas para $\rho = 0.5$

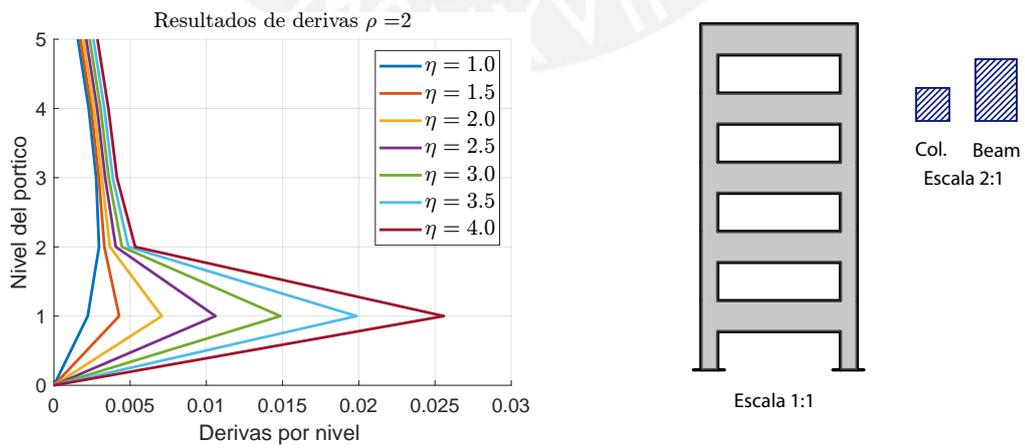


Figure A.10: Derivas para $\rho = 2.0$

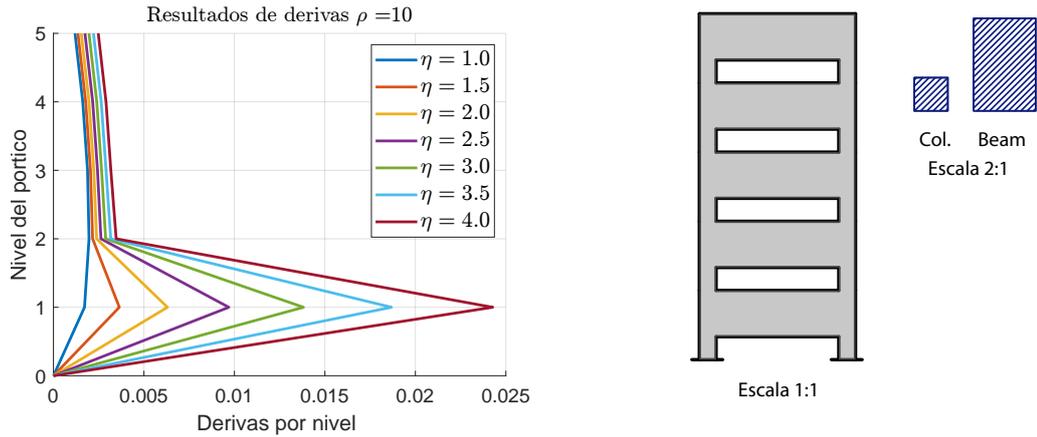


Figure A.11: Derivas para $\rho = 10.0$

Al analizar los gráficos, se observa que las derivas disminuyen al incrementar el valor de ρ lo cual es de esperarse dado que el aumento de este último implica mayor rigidez lateral y por tanto menores desplazamientos. El incremento de altura del primer nivel basado en el parámetro η muestra un incremento mayor en el primer y segundo nivel respecto al resto de niveles. Además, se evidencia un comportamiento distintos para las estructuras con diferente valor de ρ . En primer lugar se encuentra el caso extremo para $\rho = 0.01$ que representa una estructura con vigas muy flexibles por lo que se obtienen secciones de poco peralte, se observa que las derivas son crecientes en su mayoría hasta el tercer a cuarto nivel y no se observa una deriva máxima en el primer nivel excepto para $\eta = 4.0$. El segundo comportamiento se observa para los valores de $\rho = 0.125$ y $\rho = 0.50$ donde las secciones de vigas tienen dimensiones más razonables a fines visuales aunque para $\rho = 0.50$ la inercia de la viga duplica al de la columna. El comportamiento para estos gráficos muestra que el aumento de η y solo a partir de $\eta = 3.5$ para $\rho = 0.125$ y $\eta = 2.5$ para $\rho = 0.50$ se logra que la deriva máxima se encuentre en el primer nivel. Finalmente para $\rho = 2$ y $\rho = 10$ las secciones son notablemente mayores en relación a las columnas y en el comportamiento de derivas se observa que desde el primer aumento $\eta = 1.5$ ya se presenta la deriva máxima en el primer nivel mientras que el resto de niveles no muestra variaciones en sus resultados de deriva.

Este análisis muestra que el efecto característico del piso blando donde las derivas se concentran en su totalidad en el primer nivel solo se logra si existe un alto valor para la razón de rigideces relativas entre vigas y columnas (ρ), aunque esto implican secciones de vigas de enorme peralte que simulen un comportamiento similar al de un modelo de corte. Las dimensiones más razonables para el pórtico se obtienen para $\rho = 0.125$ donde se observó que para este valor y para $\rho = 0.5$ las derivas máximas se encuentran en el segundo nivel con una tendencia creciente de las derivas ante el aumento de η en el primer y segundo nivel. Sin embargo para cierto valor de η se logra que la deriva máxima se encuentra en el primer nivel en los modelos con $\rho = 0.125$ y $\rho = 0.5$ siendo estos $\eta = 3.5$ y $\eta = 2.5$, lo cual muestra una tendencia donde a mayor valor de ρ el efecto característico del piso blando se obtiene para un menor incremento de altura η .

A.7 Ejemplo de resultados del análisis NLTHA

El análisis no lineal tiempo historia permite obtener diversos resultados que describen el comportamiento cíclico de la estructura a través del tiempo del registro. A modo de ejemplo, se presentan gráficos resultantes del postproceso de los análisis en *Opensees* para dos modelos de cinco niveles. Los modelos seleccionados corresponden a los identificados con la etiqueta 5-21121 y 5-21123. Se presentan resultados globales de la estructura como desplazamientos, derivas y fuerzas basales. Adicionalmente, se muestran diagramas momento-curvatura de las columnas del primer nivel para cada modelo debido a que estas presentan los momentos máximos y por tanto se espera las mayores deformaciones.

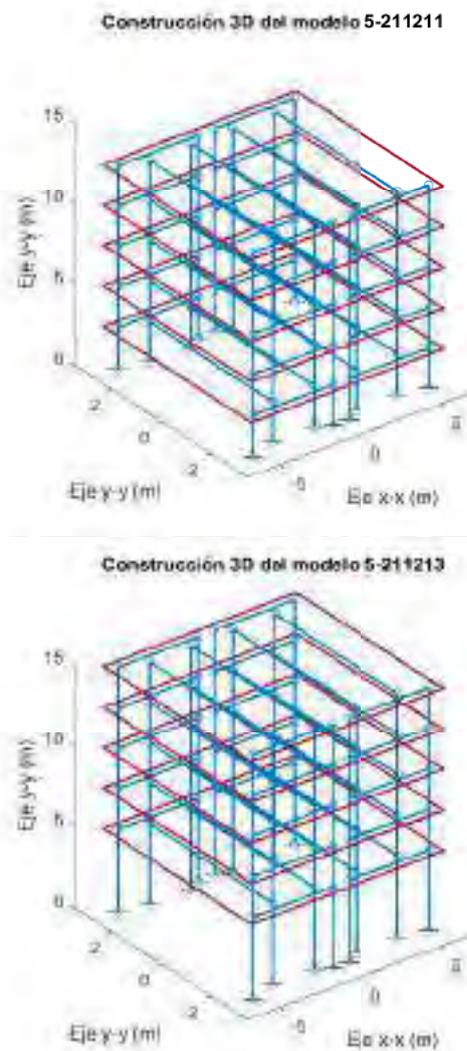


Figure A.12: Modelos seleccionados para la presentación de resultados

Los modelos se diferencian por la altura del primer nivel donde el primero presenta altura constante y el segundo modelo tiene una altura en el primer nivel igual al doble de la típica. A continuación se presentan los resultados para cada uno de los modelos. El análisis se realizó para el registro de Ica del año 2007. A continuación se presentan los resultados para cada modelo.

Resultados modelo 5-21121

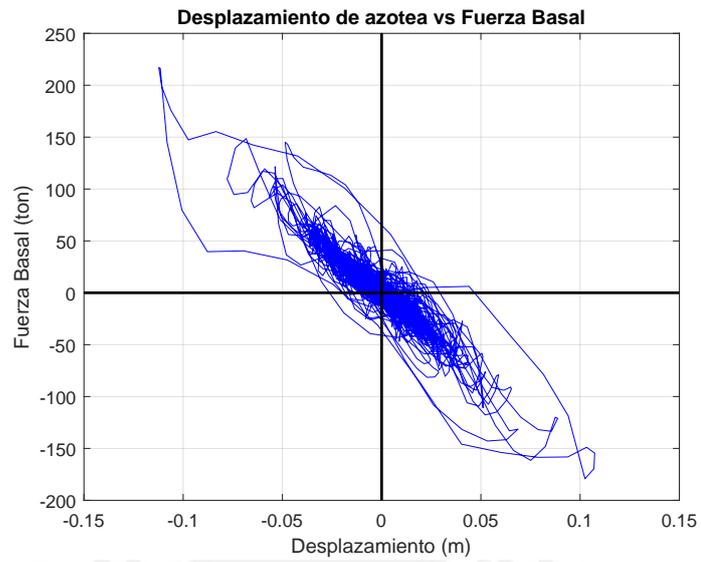


Figure A.13: *Gráfico Desplazamiento vs Fuerza cortante basal*

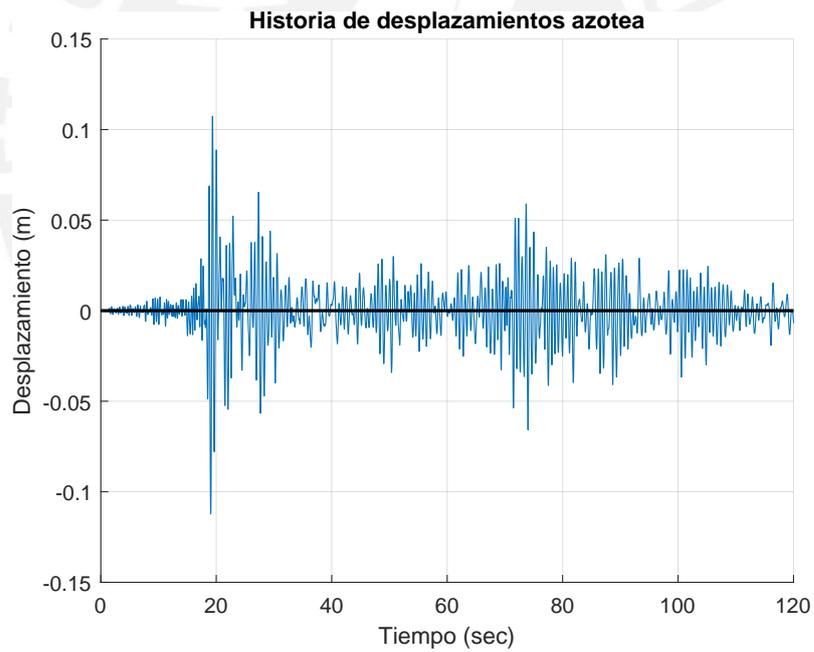


Figure A.14: *Historia de desplazamientos de azotea máximos*

Historia de derivas por nivel

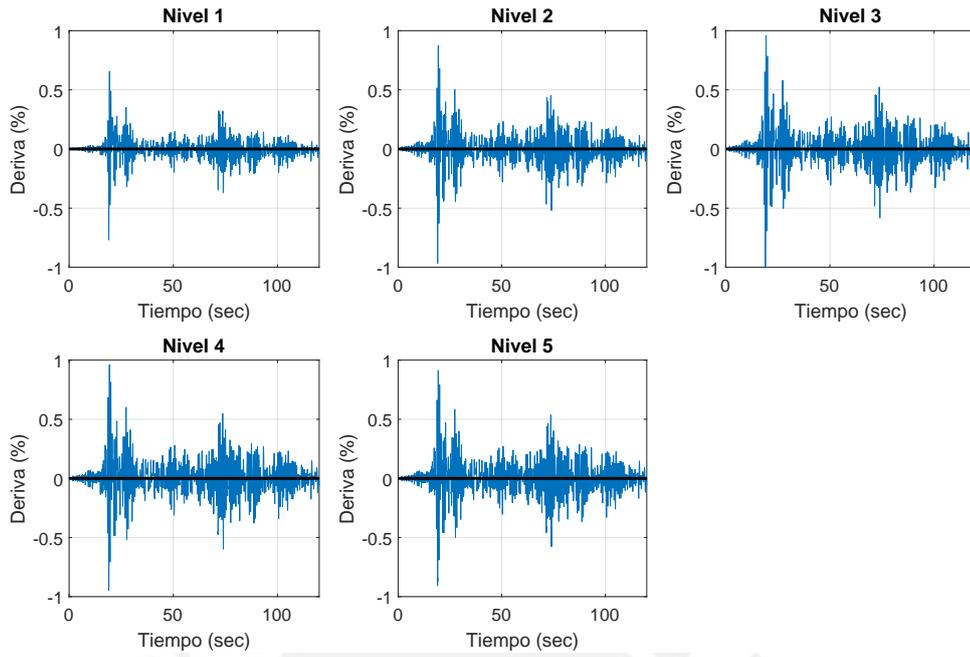


Figure A.15: Historia de derivas por nivel

Diagrama Momento-curvatura (68 cm x68 cm)

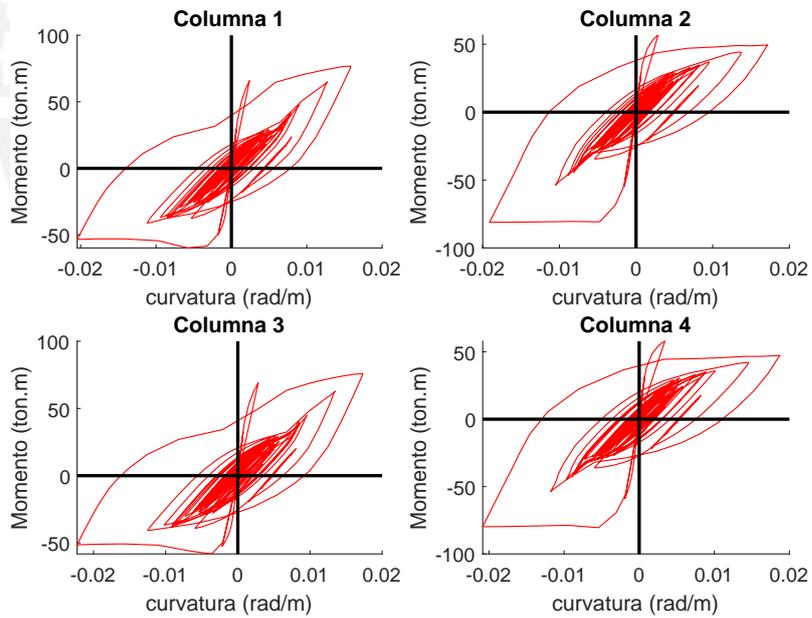


Figure A.16: Diagrama Momento Curvatura columnas 1 a 4

Diagrama Momento-curvatura (56 cm x56 cm)

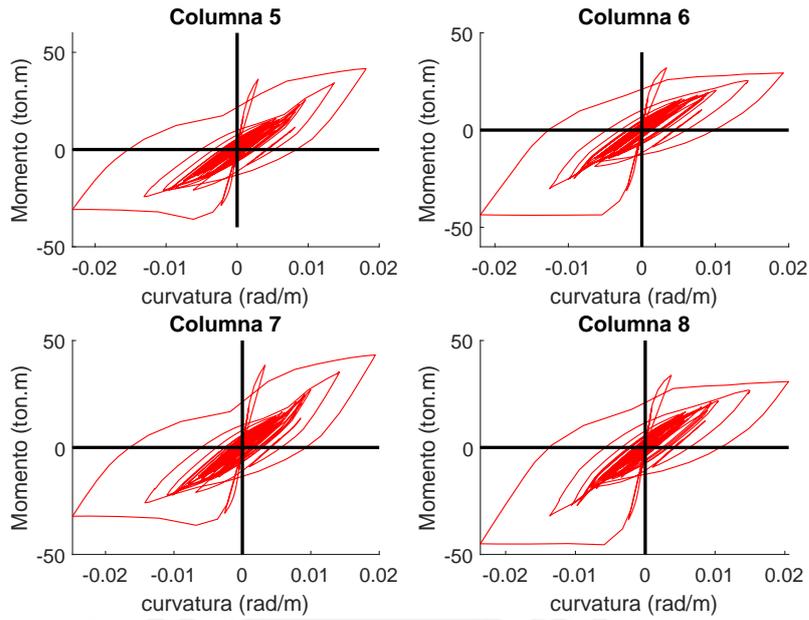


Figure A.17: Diagrama Momento Curvatura columnas 5 a 8

Diagrama Momento-curvatura (63 cm x63 cm)

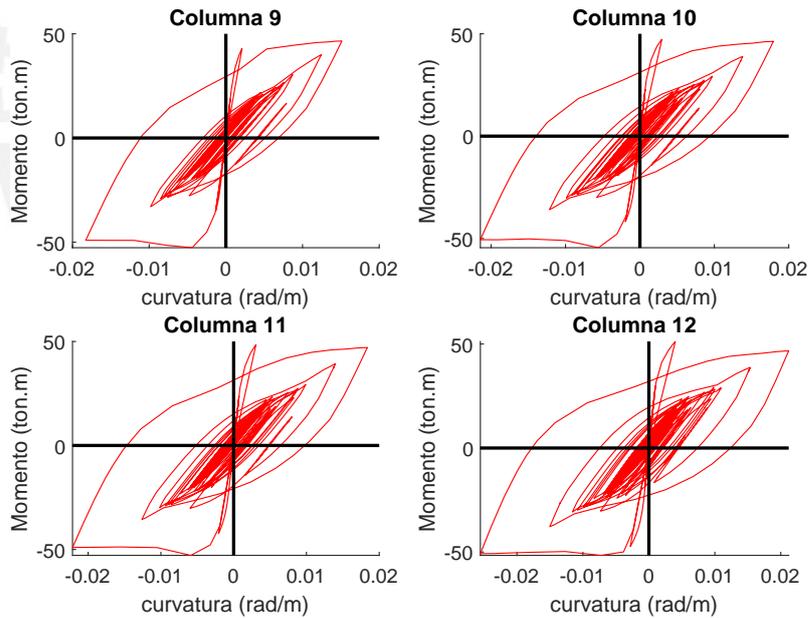


Figure A.18: Diagrama Momento Curvatura columnas 9 a 12

Diagrama Momento-curvatura (63 cm x63 cm)

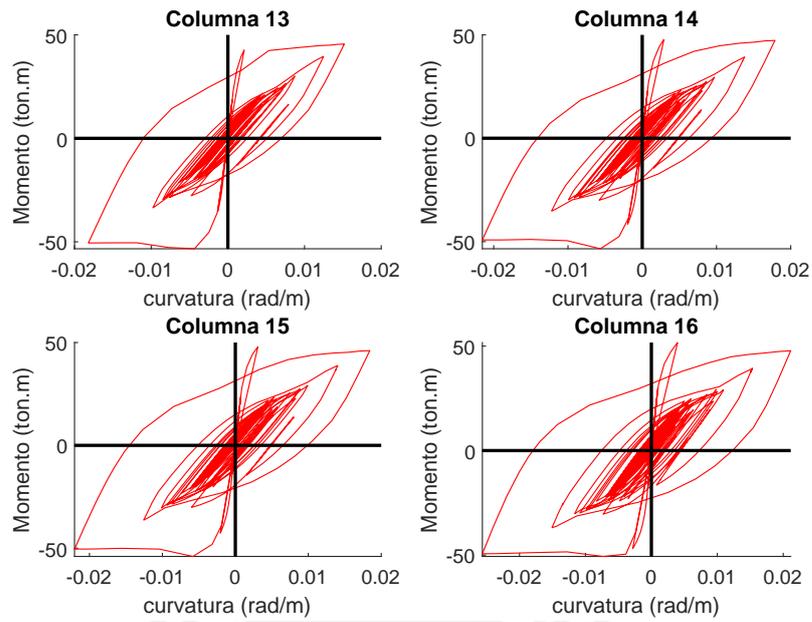
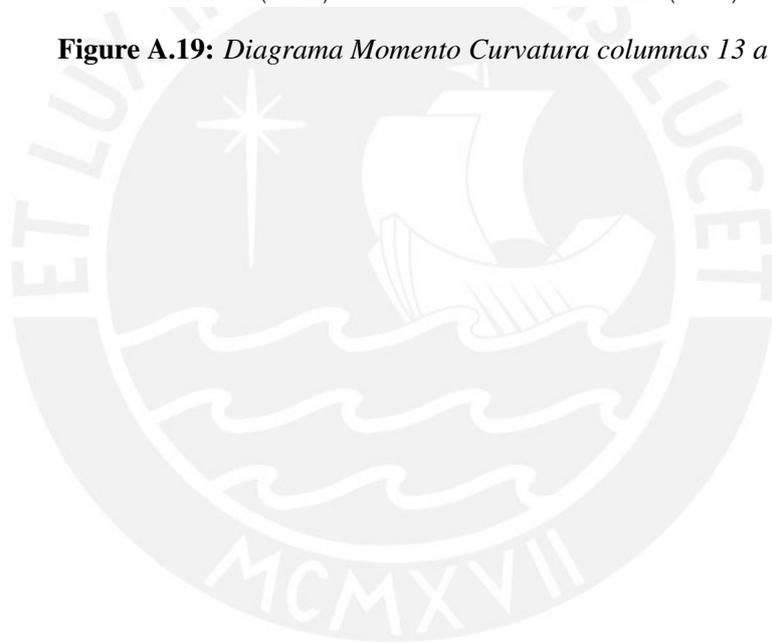


Figure A.19: Diagrama Momento Curvatura columnas 13 a 16



Resultados modelo 5-21123

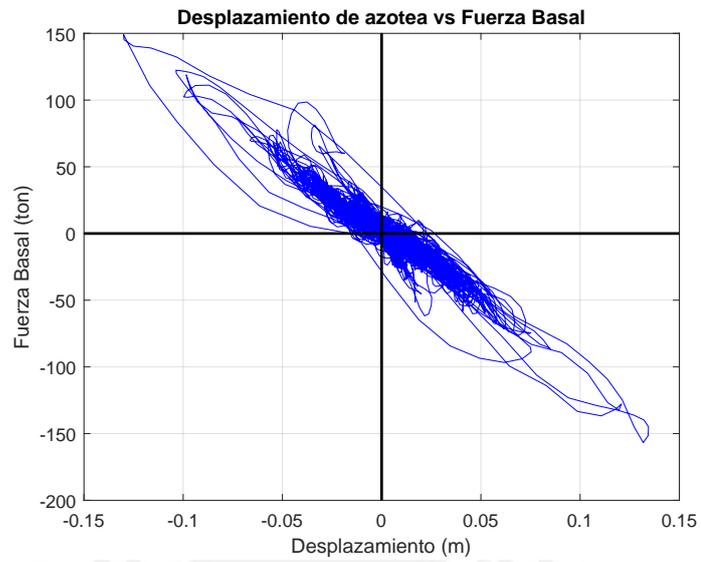


Figure A.20: *Gráfico Desplazamiento vs Fuerza cortante basal*

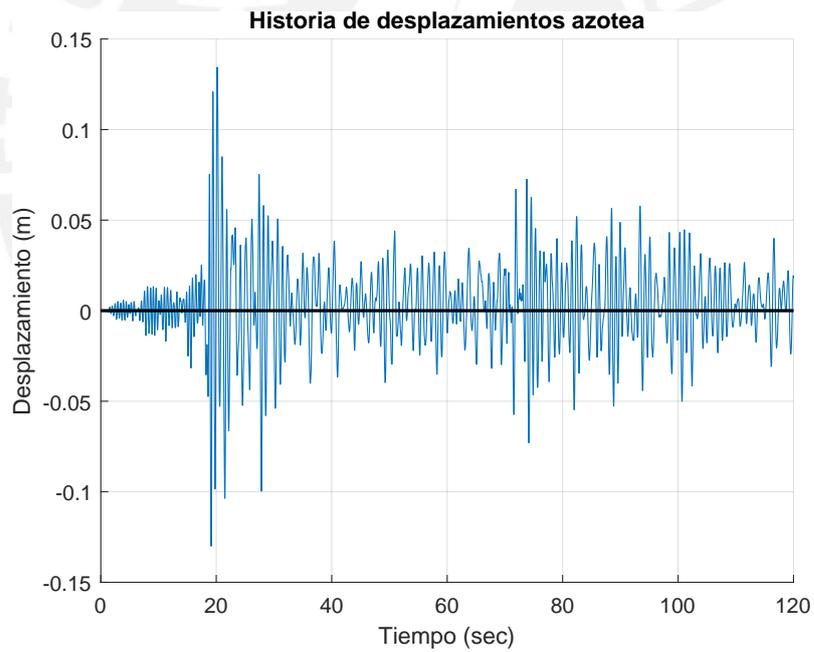


Figure A.21: *Historia de desplazamientos de azotea máximos*

Historia de derivas por nivel

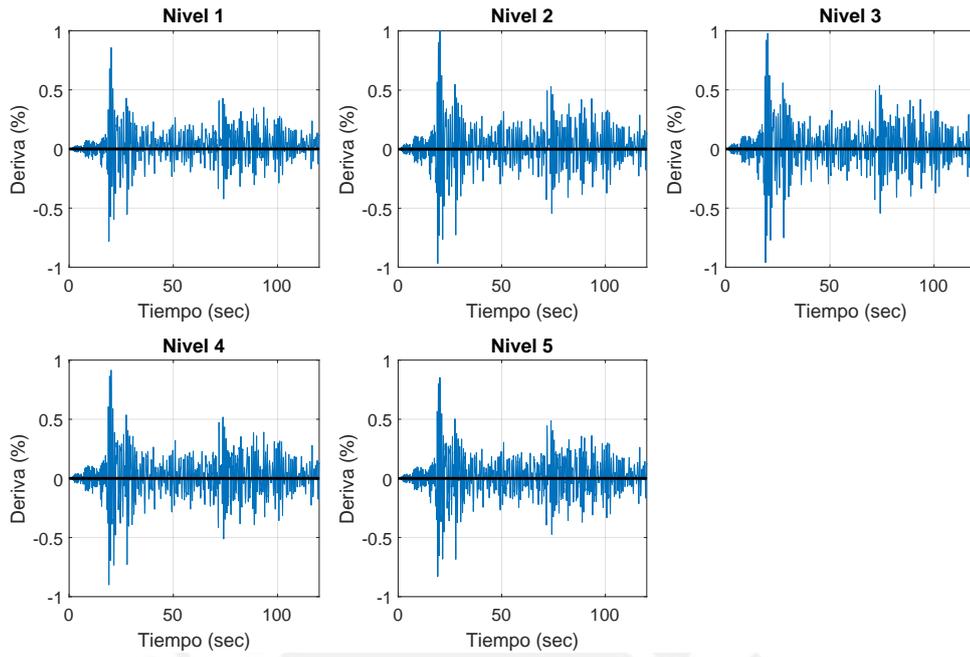


Figure A.22: *Historia de derivas por nivel*

Diagrama Momento-curvatura (68 cm x68 cm)

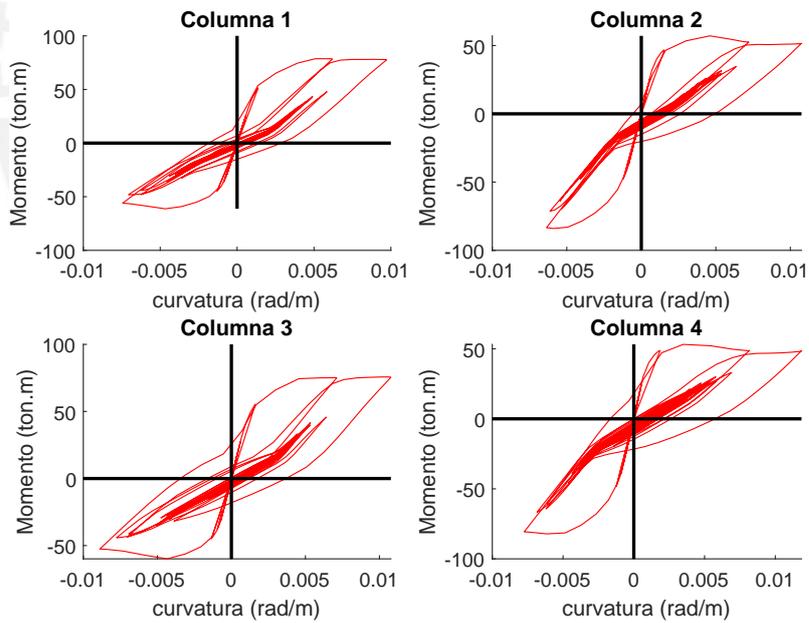


Figure A.23: *Diagrama Momento Curvatura columnas 1 a 4*

Diagrama Momento-curvatura (56 cm x56 cm)

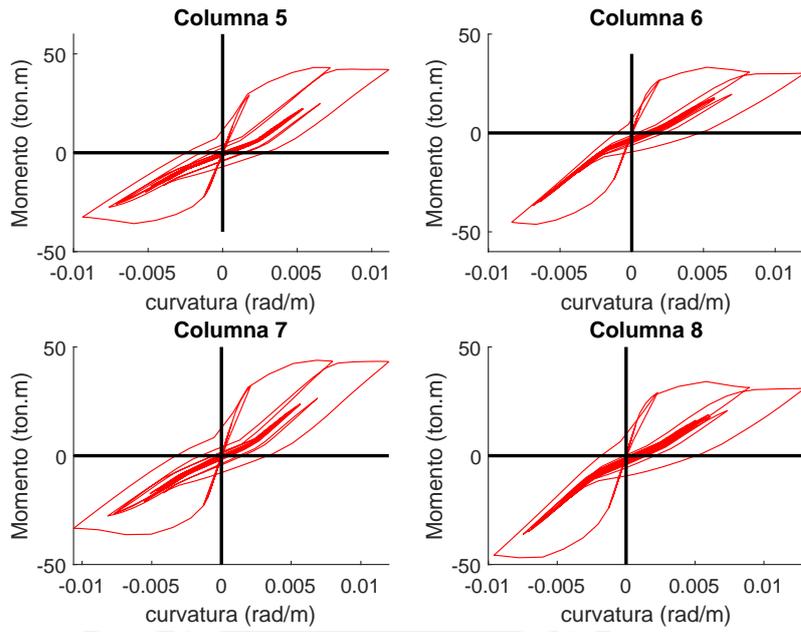


Figure A.24: Diagrama Momento Curvatura columnas 5 a 8

Diagrama Momento-curvatura (63 cm x63 cm)

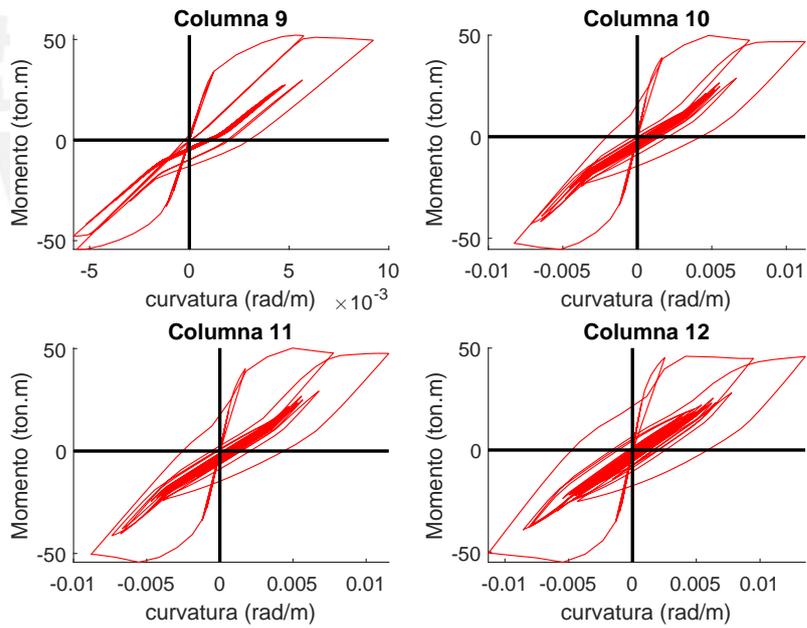


Figure A.25: Diagrama Momento Curvatura columnas 9 a 12

Diagrama Momento-curvatura (63 cm x63 cm)

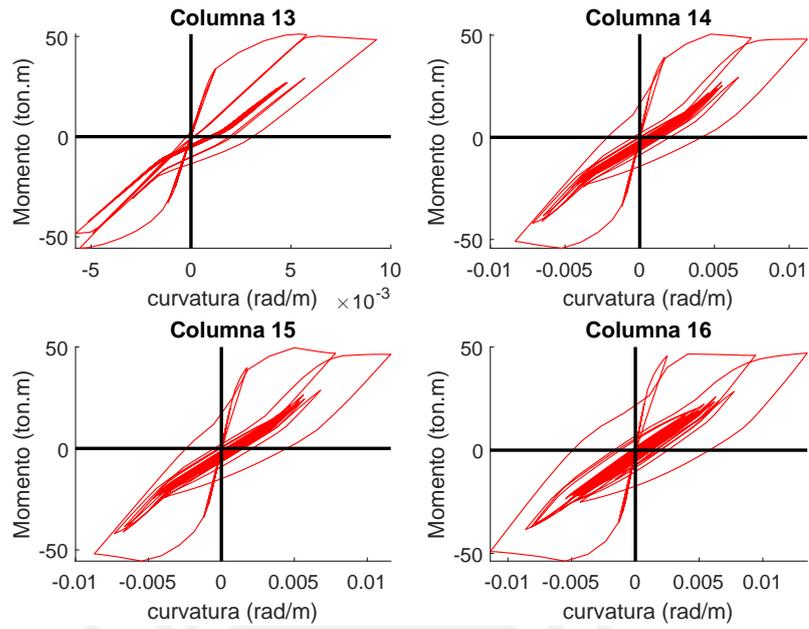
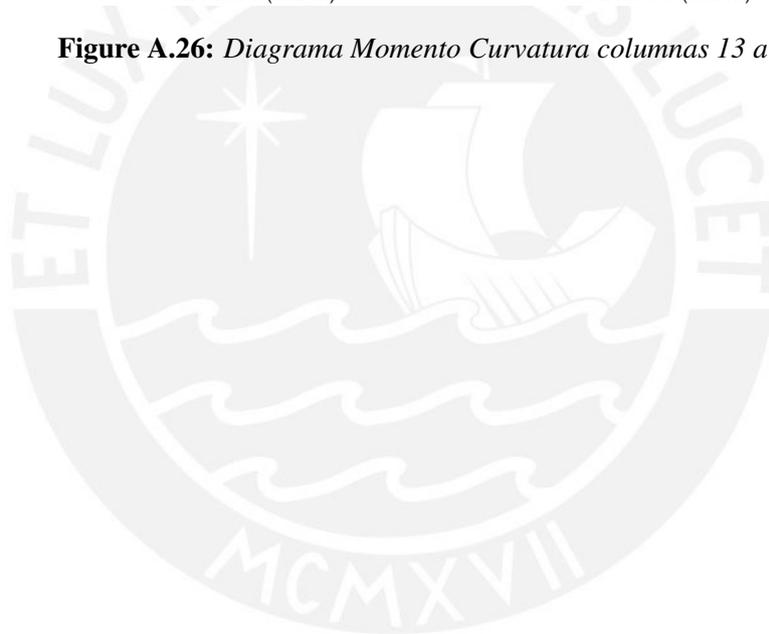


Figure A.26: *Diagrama Momento Curvatura columnas 13 a 16*



B ANEXOS

B.1 Resultados del análisis paramétrico en modelos de 5 niveles

Tabla B.1: Datos de las variables y dimensiones en los modelos de 5 niveles

Etiqueta	ω_y	a/r	d/r	$\alpha_{1,2}$	$\alpha_{3,4}$	λ_y	a	d
5-111111	31.42	0.52	0.53	1.48	0.52	0.56	2.03	2.05
5-111112	31.42	0.52	0.53	1.48	0.52	0.56	2.03	2.05
5-111113	31.42	0.52	0.53	1.48	0.52	0.56	2.03	2.05
5-111114	31.42	0.52	0.53	1.48	0.52	0.56	2.03	2.05
5-111115	31.42	0.52	0.53	1.48	0.52	0.56	2.03	2.05
5-111211	31.42	0.67	0.71	1.37	0.63	0.56	2.60	2.74
5-111212	31.42	0.67	0.71	1.37	0.63	0.56	2.60	2.74
5-111213	31.42	0.67	0.71	1.37	0.63	0.56	2.60	2.74
5-111214	31.42	0.67	0.71	1.37	0.63	0.56	2.60	2.74
5-111215	31.42	0.67	0.71	1.37	0.63	0.56	2.60	2.74
5-121111	31.42	0.65	0.53	1.77	0.23	0.56	2.52	2.05
5-121112	31.42	0.65	0.53	1.77	0.23	0.56	2.52	2.05
5-121113	31.42	0.65	0.53	1.77	0.23	0.56	2.52	2.05
5-121114	31.42	0.65	0.53	1.77	0.23	0.56	2.52	2.05
5-121115	31.42	0.65	0.53	1.77	0.23	0.56	2.52	2.05
5-121211	31.42	0.77	0.71	1.65	0.35	0.56	3.00	2.74
5-121212	31.42	0.77	0.71	1.65	0.35	0.56	3.00	2.74
5-121213	31.42	0.77	0.71	1.65	0.35	0.56	3.00	2.74
5-121214	31.42	0.77	0.71	1.65	0.35	0.56	3.00	2.74
5-121215	31.42	0.77	0.71	1.65	0.35	0.56	3.00	2.74
5-131111	31.42	0.82	0.53	1.91	0.09	0.56	3.18	2.05
5-131112	31.42	0.82	0.53	1.91	0.09	0.56	3.18	2.05
5-131113	31.42	0.82	0.53	1.91	0.09	0.56	3.18	2.05
5-131114	31.42	0.82	0.53	1.91	0.09	0.56	3.18	2.05
5-131115	31.42	0.82	0.53	1.91	0.09	0.56	3.18	2.05
5-131211	31.42	0.92	0.71	1.81	0.19	0.56	3.57	2.74
5-131212	31.42	0.92	0.71	1.81	0.19	0.56	3.57	2.74
5-131213	31.42	0.92	0.71	1.81	0.19	0.56	3.57	2.74
5-131214	31.42	0.92	0.71	1.81	0.19	0.56	3.57	2.74
5-131215	31.42	0.92	0.71	1.81	0.19	0.56	3.57	2.74
5-211111	20.94	0.52	0.53	1.48	0.52	0.56	2.03	2.05
5-211112	20.94	0.52	0.53	1.48	0.52	0.56	2.03	2.05
5-211113	20.94	0.52	0.53	1.48	0.52	0.56	2.03	2.05
5-211114	20.94	0.52	0.53	1.48	0.52	0.56	2.03	2.05
5-211115	20.94	0.52	0.53	1.48	0.52	0.56	2.03	2.05

Tabla B.1 – Continúa de página anterior

Etiqueta	ω_y	a/r	d/r	$\alpha_{1,2}$	$\alpha_{3,4}$	λ_y	a	d
5-211211	20.94	0.67	0.71	1.37	0.63	0.56	2.60	2.74
5-211212	20.94	0.67	0.71	1.37	0.63	0.56	2.60	2.74
5-211213	20.94	0.67	0.71	1.37	0.63	0.56	2.60	2.74
5-211214	20.94	0.67	0.71	1.37	0.63	0.56	2.60	2.74
5-211215	20.94	0.67	0.71	1.37	0.63	0.56	2.60	2.74
5-221111	20.94	0.65	0.53	1.77	0.23	0.56	2.52	2.05
5-221112	20.94	0.65	0.53	1.77	0.23	0.56	2.52	2.05
5-221113	20.94	0.65	0.53	1.77	0.23	0.56	2.52	2.05
5-221114	20.94	0.65	0.53	1.77	0.23	0.56	2.52	2.05
5-221115	20.94	0.65	0.53	1.77	0.23	0.56	2.52	2.05
5-221211	20.94	0.77	0.71	1.65	0.35	0.56	3.00	2.74
5-221212	20.94	0.77	0.71	1.65	0.35	0.56	3.00	2.74
5-221213	20.94	0.77	0.71	1.65	0.35	0.56	3.00	2.74
5-221214	20.94	0.77	0.71	1.65	0.35	0.56	3.00	2.74
5-221215	20.94	0.77	0.71	1.65	0.35	0.56	3.00	2.74
5-231111	20.94	0.82	0.53	1.91	0.09	0.56	3.18	2.05
5-231112	20.94	0.82	0.53	1.91	0.09	0.56	3.18	2.05
5-231113	20.94	0.82	0.53	1.91	0.09	0.56	3.18	2.05
5-231114	20.94	0.82	0.53	1.91	0.09	0.56	3.18	2.05
5-231115	20.94	0.82	0.53	1.91	0.09	0.56	3.18	2.05
5-231211	20.94	0.92	0.71	1.81	0.19	0.56	3.57	2.74
5-231212	20.94	0.92	0.71	1.81	0.19	0.56	3.57	2.74
5-231213	20.94	0.92	0.71	1.81	0.19	0.56	3.57	2.74
5-231214	20.94	0.92	0.71	1.81	0.19	0.56	3.57	2.74
5-231215	20.94	0.92	0.71	1.81	0.19	0.56	3.57	2.74

Tabla B.2: Resultados de secciones para columnas y vigas de las líneas resistentes en 5 niveles

Etiqueta	l_c	$l_{c1,2}$	$l_{c3,4}$	l_b	$l_{b1,2}$	$l_{b3,4}$	h_b	$h_{b1,2}$	$h_{b3,4}$
5-111111	0.77	0.85	0.65	0.48	0.52	0.40	0.71	0.79	0.61
5-111112	0.77	0.85	0.65	0.48	0.52	0.40	0.71	0.79	0.61
5-111113	0.77	0.85	0.65	0.48	0.52	0.40	0.71	0.79	0.61
5-111114	0.77	0.85	0.65	0.48	0.52	0.40	0.71	0.79	0.61
5-111115	0.77	0.85	0.65	0.48	0.52	0.40	0.71	0.79	0.61
5-111211	0.77	0.83	0.68	0.48	0.51	0.42	0.71	0.77	0.64
5-111212	0.77	0.83	0.68	0.48	0.51	0.42	0.71	0.77	0.64
5-111213	0.77	0.83	0.68	0.48	0.51	0.42	0.71	0.77	0.64
5-111214	0.77	0.83	0.68	0.48	0.51	0.42	0.71	0.77	0.64
5-111215	0.77	0.83	0.68	0.48	0.51	0.42	0.71	0.77	0.64
5-121111	0.77	0.88	0.53	0.48	0.55	0.33	0.71	0.82	0.50
5-121112	0.77	0.88	0.53	0.48	0.55	0.33	0.71	0.82	0.50
5-121113	0.77	0.88	0.53	0.48	0.55	0.33	0.71	0.82	0.50
5-121114	0.77	0.88	0.53	0.48	0.55	0.33	0.71	0.82	0.50
5-121115	0.77	0.88	0.53	0.48	0.55	0.33	0.71	0.82	0.50
5-121211	0.77	0.87	0.59	0.48	0.54	0.37	0.71	0.81	0.55
5-121212	0.77	0.87	0.59	0.48	0.54	0.37	0.71	0.81	0.55
5-121213	0.77	0.87	0.59	0.48	0.54	0.37	0.71	0.81	0.55
5-121214	0.77	0.87	0.59	0.48	0.54	0.37	0.71	0.81	0.55
5-121215	0.77	0.87	0.59	0.48	0.54	0.37	0.71	0.81	0.55
5-131111	0.77	0.90	0.42	0.48	0.56	0.26	0.71	0.84	0.39
5-131112	0.77	0.90	0.42	0.48	0.56	0.26	0.71	0.84	0.39
5-131113	0.77	0.90	0.42	0.48	0.56	0.26	0.71	0.84	0.39
5-131114	0.77	0.90	0.42	0.48	0.56	0.26	0.71	0.84	0.39
5-131115	0.77	0.90	0.42	0.48	0.56	0.26	0.71	0.84	0.39
5-131211	0.77	0.89	0.50	0.48	0.55	0.31	0.71	0.83	0.47
5-131212	0.77	0.89	0.50	0.48	0.55	0.31	0.71	0.83	0.47
5-131213	0.77	0.89	0.50	0.48	0.55	0.31	0.71	0.83	0.47
5-131214	0.77	0.89	0.50	0.48	0.55	0.31	0.71	0.83	0.47
5-131215	0.77	0.89	0.50	0.48	0.55	0.31	0.71	0.83	0.47
5-211111	0.63	0.69	0.53	0.39	0.43	0.33	0.58	0.64	0.50
5-211112	0.63	0.69	0.53	0.39	0.43	0.33	0.58	0.64	0.50
5-211113	0.63	0.69	0.53	0.39	0.43	0.33	0.58	0.64	0.50
5-211114	0.63	0.69	0.53	0.39	0.43	0.33	0.58	0.64	0.50
5-211115	0.63	0.69	0.53	0.39	0.43	0.33	0.58	0.64	0.50
5-211211	0.63	0.68	0.56	0.39	0.42	0.35	0.58	0.63	0.52
5-211212	0.63	0.68	0.56	0.39	0.42	0.35	0.58	0.63	0.52
5-211213	0.63	0.68	0.56	0.39	0.42	0.35	0.58	0.63	0.52
5-211214	0.63	0.68	0.56	0.39	0.42	0.35	0.58	0.63	0.52

Tabla B.2 – Continúa de página anterior

Etiqueta	l_c	$l_{c1,2}$	$l_{c3,4}$	l_b	$l_{b1,2}$	$l_{b3,4}$	h_b	$h_{b1,2}$	$h_{b3,4}$
5-211215	0.63	0.68	0.56	0.39	0.42	0.35	0.58	0.63	0.52
5-221111	0.63	0.72	0.44	0.39	0.45	0.27	0.58	0.67	0.40
5-221112	0.63	0.72	0.44	0.39	0.45	0.27	0.58	0.67	0.40
5-221113	0.63	0.72	0.44	0.39	0.45	0.27	0.58	0.67	0.40
5-221114	0.63	0.72	0.44	0.39	0.45	0.27	0.58	0.67	0.40
5-221115	0.63	0.72	0.44	0.39	0.45	0.27	0.58	0.67	0.40
5-221211	0.63	0.71	0.48	0.39	0.44	0.30	0.58	0.66	0.45
5-221212	0.63	0.71	0.48	0.39	0.44	0.30	0.58	0.66	0.45
5-221213	0.63	0.71	0.48	0.39	0.44	0.30	0.58	0.66	0.45
5-221214	0.63	0.71	0.48	0.39	0.44	0.30	0.58	0.66	0.45
5-221215	0.63	0.71	0.48	0.39	0.44	0.30	0.58	0.66	0.45
5-231111	0.63	0.74	0.34	0.39	0.46	0.25	0.58	0.69	0.30
5-231112	0.63	0.74	0.34	0.39	0.46	0.25	0.58	0.69	0.30
5-231113	0.63	0.74	0.34	0.39	0.46	0.25	0.58	0.69	0.30
5-231114	0.63	0.74	0.34	0.39	0.46	0.25	0.58	0.69	0.30
5-231115	0.63	0.74	0.34	0.39	0.46	0.25	0.58	0.69	0.30
5-231211	0.63	0.73	0.41	0.39	0.45	0.26	0.58	0.68	0.38
5-231212	0.63	0.73	0.41	0.39	0.45	0.26	0.58	0.68	0.38
5-231213	0.63	0.73	0.41	0.39	0.45	0.26	0.58	0.68	0.38
5-231214	0.63	0.73	0.41	0.39	0.45	0.26	0.58	0.68	0.38
5-231215	0.63	0.73	0.41	0.39	0.45	0.26	0.58	0.68	0.38

B.2 Resultados de dimensiones en modelos de 10 niveles

Tabla B.3: Datos de las variables y dimensiones en los modelos de 10 niveles

Etiqueta	ω_y	a/r	d/r	$\alpha_{1,2}$	$\alpha_{3,4}$	λ_y	a	d
10-111111	20.94	0.52	0.53	1.48	0.52	0.27	2.03	2.05
10-111112	20.94	0.52	0.53	1.48	0.52	0.27	2.03	2.05
10-111113	20.94	0.52	0.53	1.48	0.52	0.27	2.03	2.05
10-111114	20.94	0.52	0.53	1.48	0.52	0.27	2.03	2.05
10-111115	20.94	0.52	0.53	1.48	0.52	0.27	2.03	2.05
10-111211	20.94	0.67	0.71	1.37	0.63	0.27	2.60	2.74
10-111212	20.94	0.67	0.71	1.37	0.63	0.27	2.60	2.74
10-111213	20.94	0.67	0.71	1.37	0.63	0.27	2.60	2.74
10-111214	20.94	0.67	0.71	1.37	0.63	0.27	2.60	2.74
10-111215	20.94	0.67	0.71	1.37	0.63	0.27	2.60	2.74
10-121111	20.94	0.65	0.53	1.77	0.23	0.27	2.52	2.05
10-121112	20.94	0.65	0.53	1.77	0.23	0.27	2.52	2.05
10-121113	20.94	0.65	0.53	1.77	0.23	0.27	2.52	2.05
10-121114	20.94	0.65	0.53	1.77	0.23	0.27	2.52	2.05
10-121115	20.94	0.65	0.53	1.77	0.23	0.27	2.52	2.05
10-121211	20.94	0.77	0.71	1.65	0.35	0.27	3.00	2.74
10-121212	20.94	0.77	0.71	1.65	0.35	0.27	3.00	2.74
10-121213	20.94	0.77	0.71	1.65	0.35	0.27	3.00	2.74
10-121214	20.94	0.77	0.71	1.65	0.35	0.27	3.00	2.74
10-121215	20.94	0.77	0.71	1.65	0.35	0.27	3.00	2.74
10-131111	20.94	0.82	0.53	1.91	0.09	0.27	3.18	2.05
10-131112	20.94	0.82	0.53	1.91	0.09	0.27	3.18	2.05
10-131113	20.94	0.82	0.53	1.91	0.09	0.27	3.18	2.05
10-131114	20.94	0.82	0.53	1.91	0.09	0.27	3.18	2.05
10-131115	20.94	0.82	0.53	1.91	0.09	0.27	3.18	2.05
10-131211	20.94	0.92	0.71	1.81	0.19	0.27	3.57	2.74
10-131212	20.94	0.92	0.71	1.81	0.19	0.27	3.57	2.74
10-131213	20.94	0.92	0.71	1.81	0.19	0.27	3.57	2.74
10-131214	20.94	0.92	0.71	1.81	0.19	0.27	3.57	2.74
10-131215	20.94	0.92	0.71	1.81	0.19	0.27	3.57	2.74
10-211111	15.71	0.52	0.53	1.48	0.52	0.27	2.03	2.05
10-211112	15.71	0.52	0.53	1.48	0.52	0.27	2.03	2.05
10-211113	15.71	0.52	0.53	1.48	0.52	0.27	2.03	2.05
10-211114	15.71	0.52	0.53	1.48	0.52	0.27	2.03	2.05
10-211115	15.71	0.52	0.53	1.48	0.52	0.27	2.03	2.05
10-211211	15.71	0.67	0.71	1.37	0.63	0.27	2.60	2.74
10-211212	15.71	0.67	0.71	1.37	0.63	0.27	2.60	2.74
10-211213	15.71	0.67	0.71	1.37	0.63	0.27	2.60	2.74

Tabla B.3 – Continúa de página anterior

Etiqueta	ω_y	a/r	d/r	$\alpha_{1,2}$	$\alpha_{3,4}$	λ_y	a	d
10-211214	15.71	0.67	0.71	1.37	0.63	0.27	2.60	2.74
10-211215	15.71	0.67	0.71	1.37	0.63	0.27	2.60	2.74
10-221111	15.71	0.65	0.53	1.77	0.23	0.27	2.52	2.05
10-221112	15.71	0.65	0.53	1.77	0.23	0.27	2.52	2.05
10-221113	15.71	0.65	0.53	1.77	0.23	0.27	2.52	2.05
10-221114	15.71	0.65	0.53	1.77	0.23	0.27	2.52	2.05
10-221115	15.71	0.65	0.53	1.77	0.23	0.27	2.52	2.05
10-221211	15.71	0.77	0.71	1.65	0.35	0.27	3.00	2.74
10-221212	15.71	0.77	0.71	1.65	0.35	0.27	3.00	2.74
10-221213	15.71	0.77	0.71	1.65	0.35	0.27	3.00	2.74
10-221214	15.71	0.77	0.71	1.65	0.35	0.27	3.00	2.74
10-221215	15.71	0.77	0.71	1.65	0.35	0.27	3.00	2.74
10-231111	15.71	0.82	0.53	1.91	0.09	0.27	3.18	2.05
10-231112	15.71	0.82	0.53	1.91	0.09	0.27	3.18	2.05
10-231113	15.71	0.82	0.53	1.91	0.09	0.27	3.18	2.05
10-231114	15.71	0.82	0.53	1.91	0.09	0.27	3.18	2.05
10-231115	15.71	0.82	0.53	1.91	0.09	0.27	3.18	2.05
10-231211	15.71	0.92	0.71	1.81	0.19	0.27	3.57	2.74
10-231212	15.71	0.92	0.71	1.81	0.19	0.27	3.57	2.74
10-231213	15.71	0.92	0.71	1.81	0.19	0.27	3.57	2.74
10-231214	15.71	0.92	0.71	1.81	0.19	0.27	3.57	2.74
10-231215	15.71	0.92	0.71	1.81	0.19	0.27	3.57	2.74

Tabla B.4: Resultados de secciones para columnas y vigas de las líneas resistentes en 10 niveles

Etiqueta	l_c	$l_{c1,2}$	$l_{c3,4}$	l_b	$l_{b1,2}$	$l_{b3,4}$	h_b	$h_{b1,2}$	$h_{b3,4}$
10-111111	0.91	1.00	0.77	0.56	0.62	0.48	0.84	0.93	0.72
10-111112	0.91	1.00	0.77	0.56	0.62	0.48	0.84	0.93	0.72
10-111113	0.91	1.00	0.77	0.56	0.62	0.48	0.84	0.93	0.72
10-111114	0.91	1.00	0.77	0.56	0.62	0.48	0.84	0.93	0.72
10-111115	0.91	1.00	0.77	0.56	0.62	0.48	0.84	0.93	0.72
10-111211	0.91	0.98	0.81	0.56	0.61	0.50	0.84	0.91	0.75
10-111212	0.91	0.98	0.81	0.56	0.61	0.50	0.84	0.91	0.75
10-111213	0.91	0.98	0.81	0.56	0.61	0.50	0.84	0.91	0.75
10-111214	0.91	0.98	0.81	0.56	0.61	0.50	0.84	0.91	0.75
10-111215	0.91	0.98	0.81	0.56	0.61	0.50	0.84	0.91	0.75
10-121111	0.91	1.04	0.63	0.56	0.65	0.39	0.84	0.97	0.59
10-121112	0.91	1.04	0.63	0.56	0.65	0.39	0.84	0.97	0.59
10-121113	0.91	1.04	0.63	0.56	0.65	0.39	0.84	0.97	0.59
10-121114	0.91	1.04	0.63	0.56	0.65	0.39	0.84	0.97	0.59
10-121115	0.91	1.04	0.63	0.56	0.65	0.39	0.84	0.97	0.59
10-121211	0.91	1.03	0.70	0.56	0.64	0.43	0.84	0.96	0.65
10-121212	0.91	1.03	0.70	0.56	0.64	0.43	0.84	0.96	0.65
10-121213	0.91	1.03	0.70	0.56	0.64	0.43	0.84	0.96	0.65
10-121214	0.91	1.03	0.70	0.56	0.64	0.43	0.84	0.96	0.65
10-121215	0.91	1.03	0.70	0.56	0.64	0.43	0.84	0.96	0.65
10-131111	0.91	1.07	0.49	0.56	0.66	0.31	0.84	0.99	0.46
10-131112	0.91	1.07	0.49	0.56	0.66	0.31	0.84	0.99	0.46
10-131113	0.91	1.07	0.49	0.56	0.66	0.31	0.84	0.99	0.46
10-131114	0.91	1.07	0.49	0.56	0.66	0.31	0.84	0.99	0.46
10-131115	0.91	1.07	0.49	0.56	0.66	0.31	0.84	0.99	0.46
10-131211	0.91	1.05	0.60	0.56	0.65	0.37	0.84	0.98	0.55
10-131212	0.91	1.05	0.60	0.56	0.65	0.37	0.84	0.98	0.55
10-131213	0.91	1.05	0.60	0.56	0.65	0.37	0.84	0.98	0.55
10-131214	0.91	1.05	0.60	0.56	0.65	0.37	0.84	0.98	0.55
10-131215	0.91	1.05	0.60	0.56	0.65	0.37	0.84	0.98	0.55
10-211111	0.78	0.87	0.67	0.49	0.54	0.41	0.73	0.81	0.62
10-211112	0.78	0.87	0.67	0.49	0.54	0.41	0.73	0.81	0.62
10-211113	0.78	0.87	0.67	0.49	0.54	0.41	0.73	0.81	0.62
10-211114	0.78	0.87	0.67	0.49	0.54	0.41	0.73	0.81	0.62
10-211115	0.78	0.87	0.67	0.49	0.54	0.41	0.73	0.81	0.62
10-211211	0.78	0.85	0.70	0.49	0.53	0.43	0.73	0.79	0.65
10-211212	0.78	0.85	0.70	0.49	0.53	0.43	0.73	0.79	0.65
10-211213	0.78	0.85	0.70	0.49	0.53	0.43	0.73	0.79	0.65
10-211214	0.78	0.85	0.70	0.49	0.53	0.43	0.73	0.79	0.65

Tabla B.4 – Continúa de página anterior

Etiqueta	l_c	$l_{c1,2}$	$l_{c3,4}$	l_b	$l_{b1,2}$	$l_{b3,4}$	h_b	$h_{b1,2}$	$h_{b3,4}$
10-211215	0.78	0.85	0.70	0.49	0.53	0.43	0.73	0.79	0.65
10-221111	0.78	0.90	0.55	0.49	0.56	0.34	0.73	0.84	0.51
10-221112	0.78	0.90	0.55	0.49	0.56	0.34	0.73	0.84	0.51
10-221113	0.78	0.90	0.55	0.49	0.56	0.34	0.73	0.84	0.51
10-221114	0.78	0.90	0.55	0.49	0.56	0.34	0.73	0.84	0.51
10-221115	0.78	0.90	0.55	0.49	0.56	0.34	0.73	0.84	0.51
10-221211	0.78	0.89	0.61	0.49	0.55	0.38	0.73	0.83	0.56
10-221212	0.78	0.89	0.61	0.49	0.55	0.38	0.73	0.83	0.56
10-221213	0.78	0.89	0.61	0.49	0.55	0.38	0.73	0.83	0.56
10-221214	0.78	0.89	0.61	0.49	0.55	0.38	0.73	0.83	0.56
10-221215	0.78	0.89	0.61	0.49	0.55	0.38	0.73	0.83	0.56
10-231111	0.78	0.92	0.43	0.49	0.57	0.26	0.73	0.86	0.40
10-231112	0.78	0.92	0.43	0.49	0.57	0.26	0.73	0.86	0.40
10-231113	0.78	0.92	0.43	0.49	0.57	0.26	0.73	0.86	0.40
10-231114	0.78	0.92	0.43	0.49	0.57	0.26	0.73	0.86	0.40
10-231115	0.78	0.92	0.43	0.49	0.57	0.26	0.73	0.86	0.40
10-231211	0.78	0.91	0.52	0.49	0.57	0.32	0.73	0.85	0.48
10-231212	0.78	0.91	0.52	0.49	0.57	0.32	0.73	0.85	0.48
10-231213	0.78	0.91	0.52	0.49	0.57	0.32	0.73	0.85	0.48
10-231214	0.78	0.91	0.52	0.49	0.57	0.32	0.73	0.85	0.48
10-231215	0.78	0.91	0.52	0.49	0.57	0.32	0.73	0.85	0.48

B.3 Resultados de fuerza cortante en columnas del primer nivel para cinco niveles

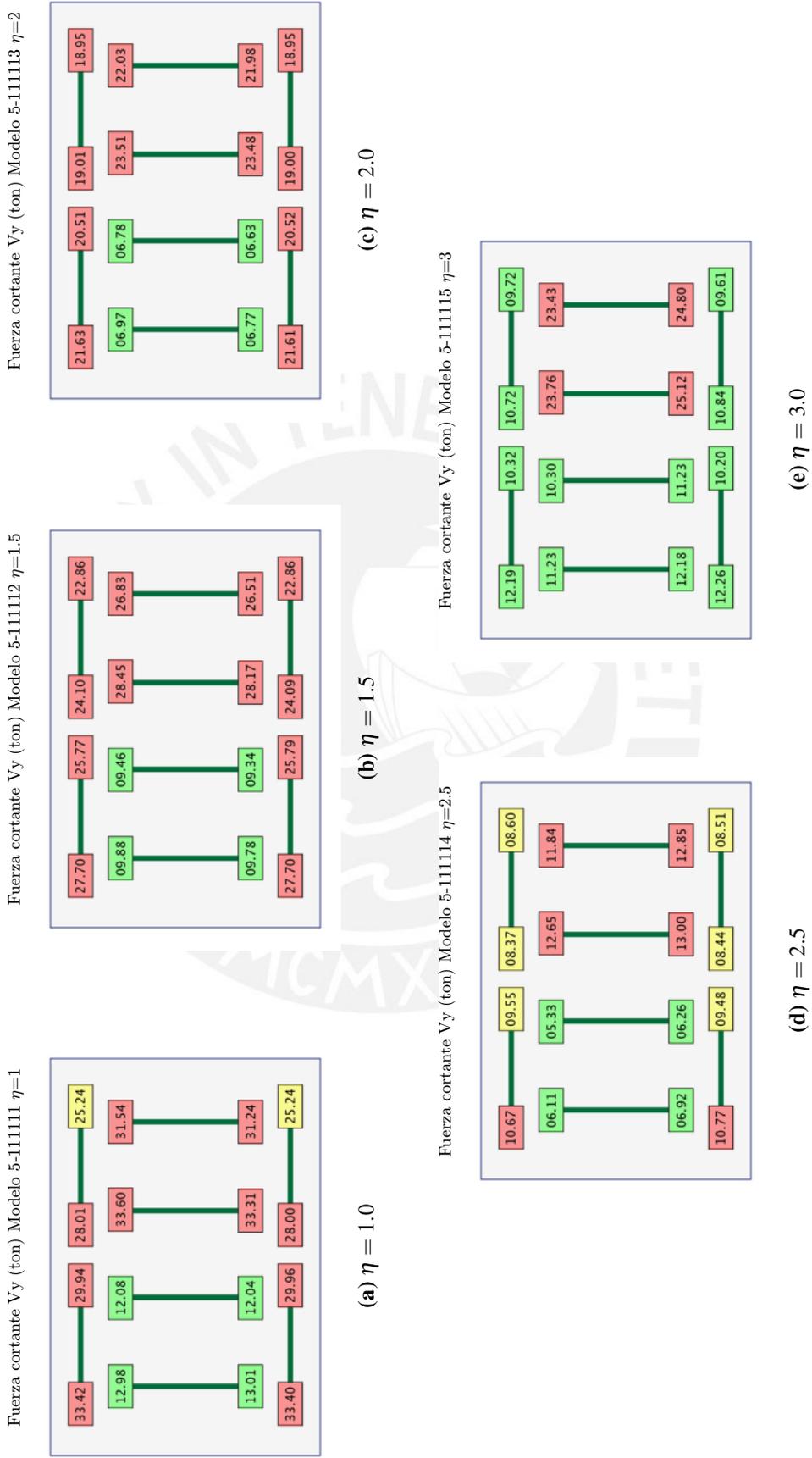


Figure B.1: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.2$, $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 0.75$

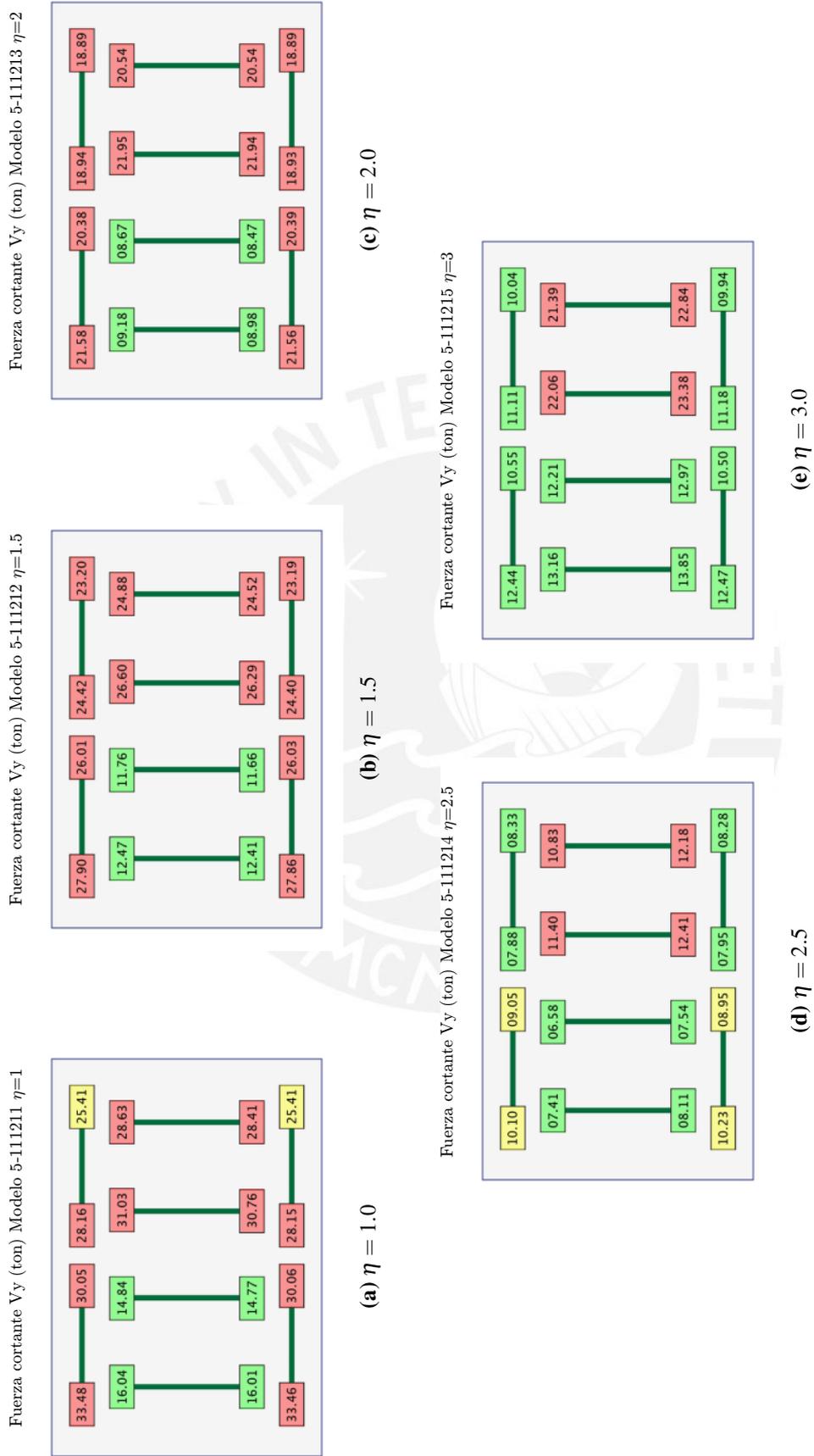


Figure B.2: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.2$, $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 1.00$

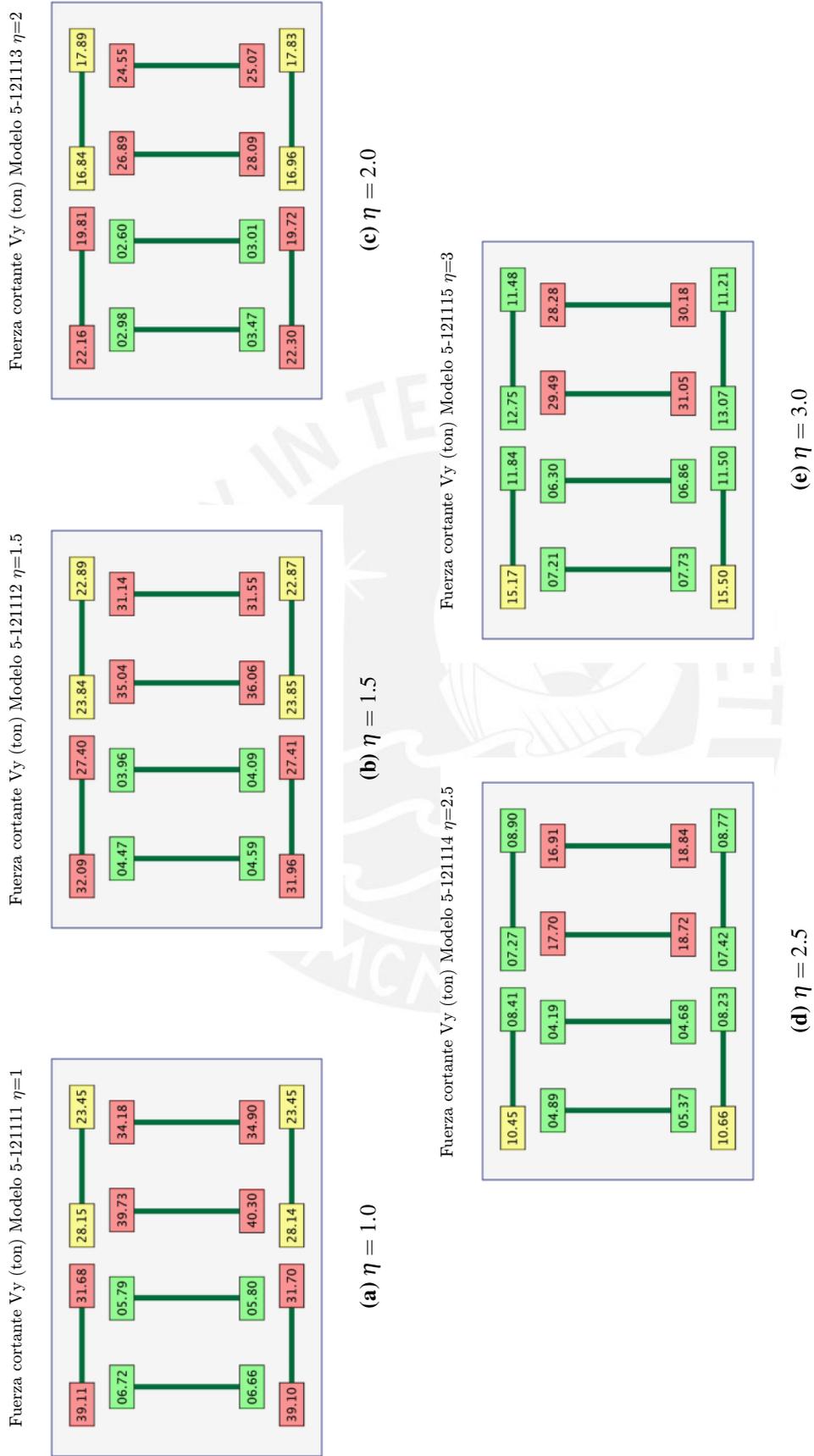


Figure B.3: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.2$, $e/r = 0.50$, $\Omega_\theta = 0.75$

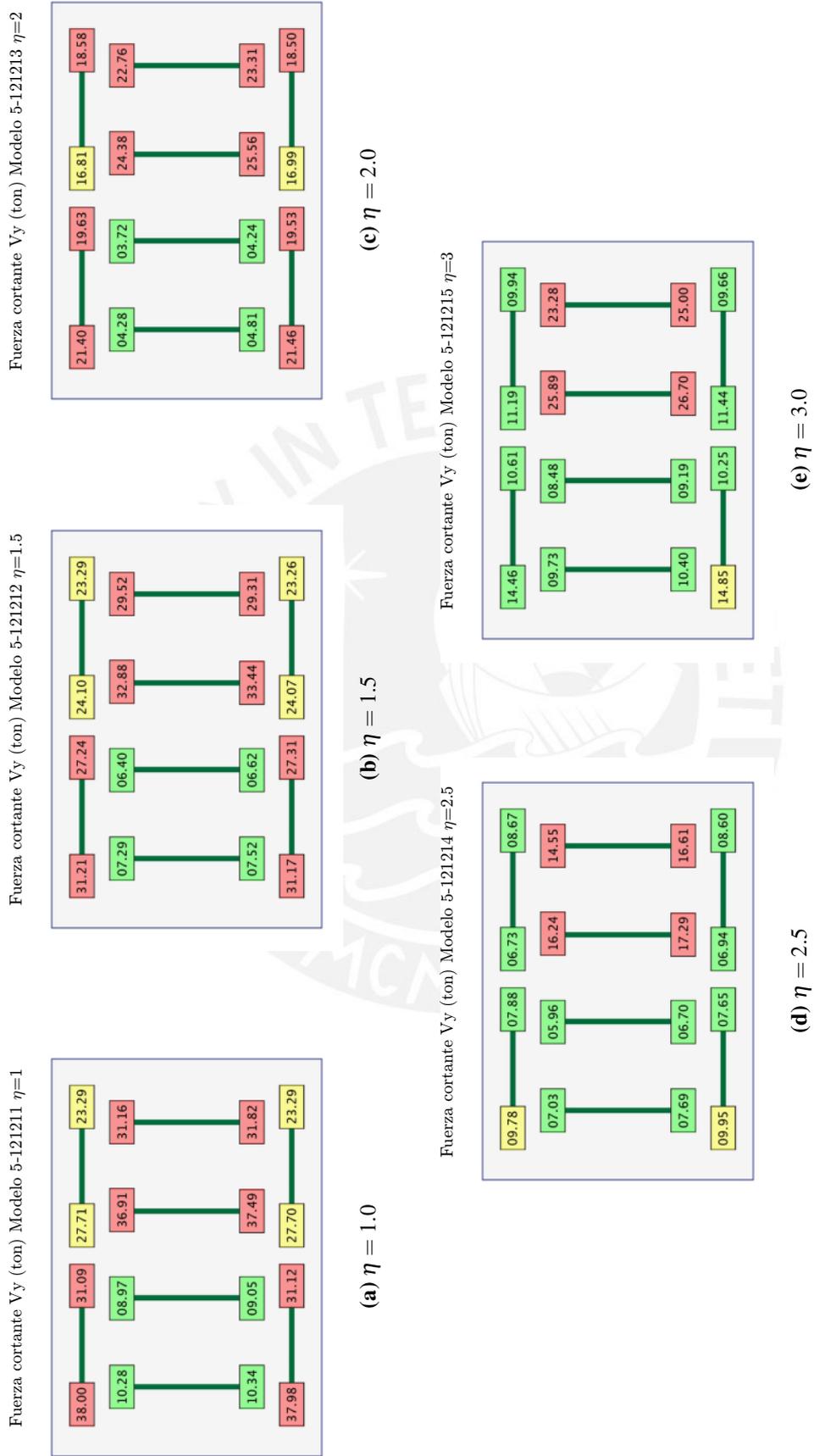


Figure B.4: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.2$, $e/r = 0.50$, $\Omega_\theta = 1.00$

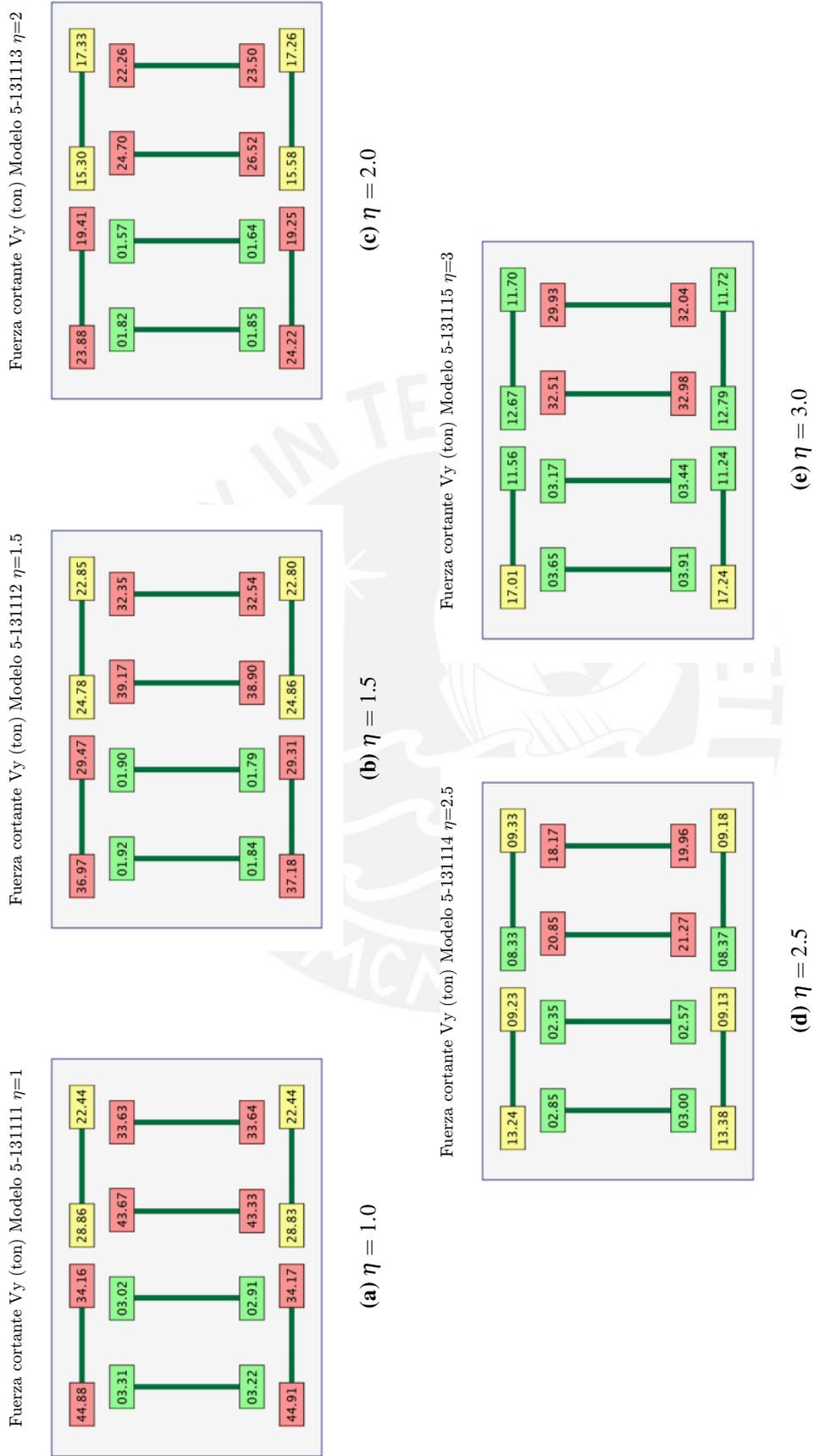


Figure B.5: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.2$, $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 0.75$

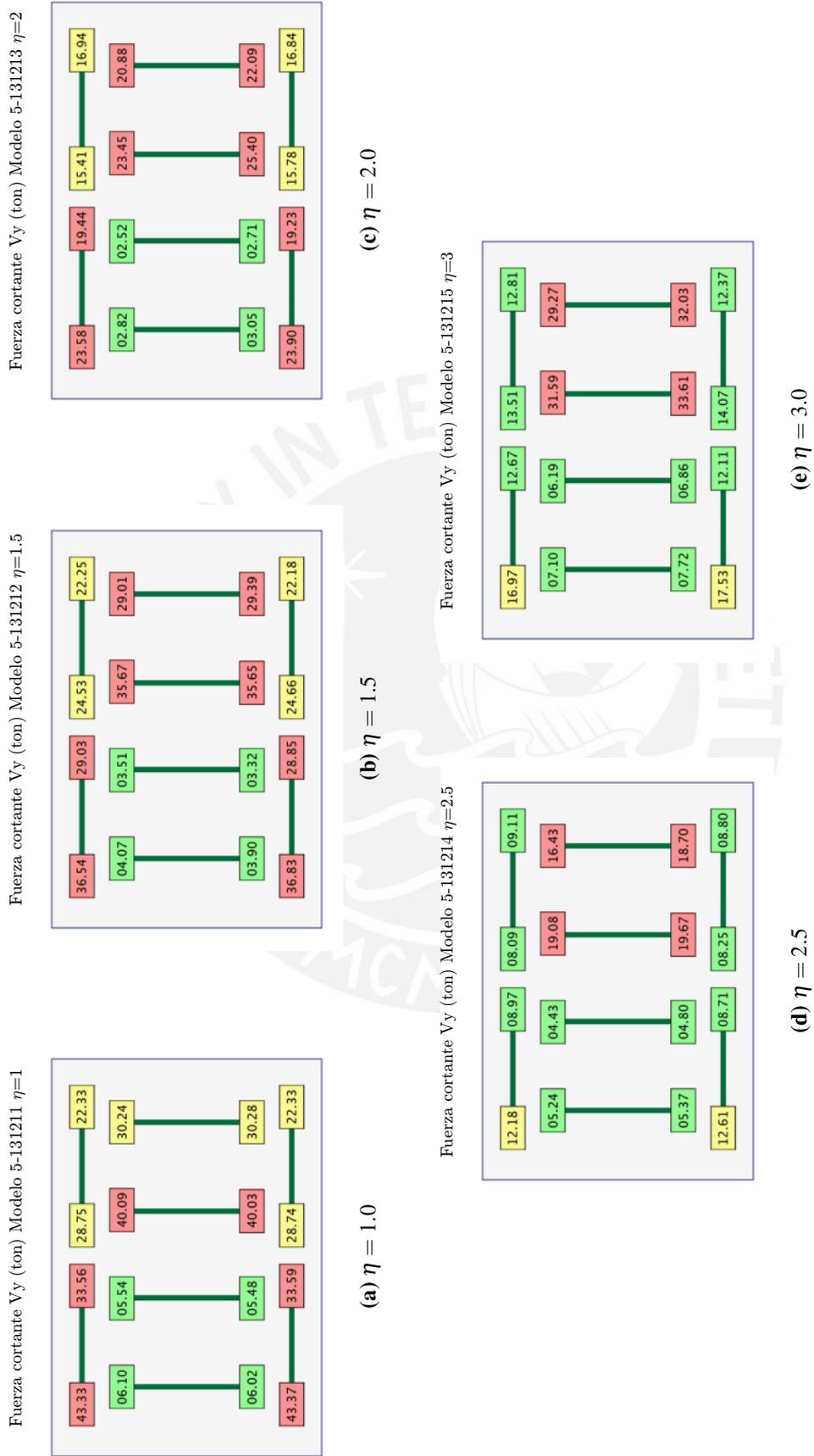


Figure B.6: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.2$, $e/r = 0.75$, $\Omega_\theta = 1.00$

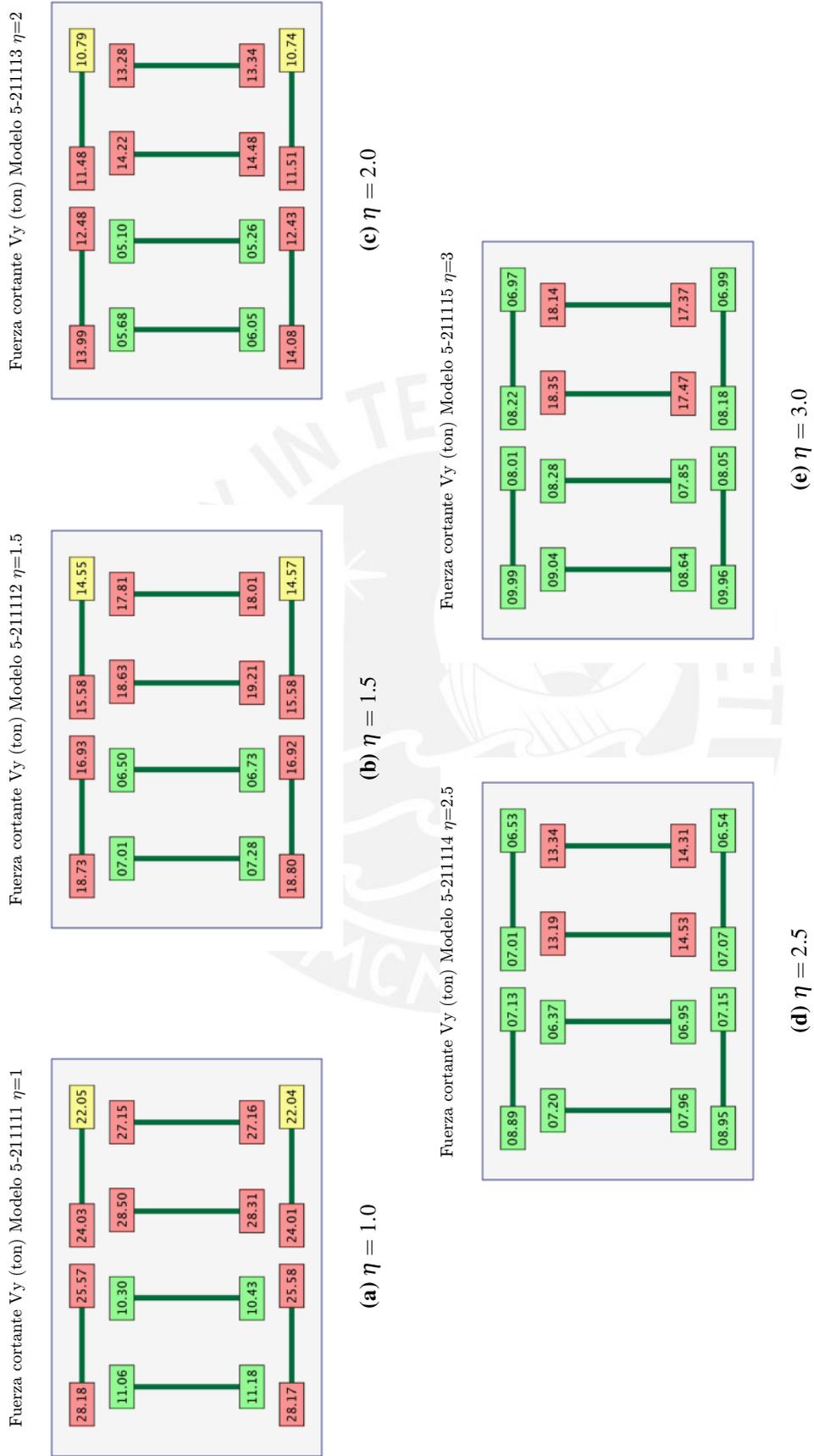


Figure B.7: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 0.75$

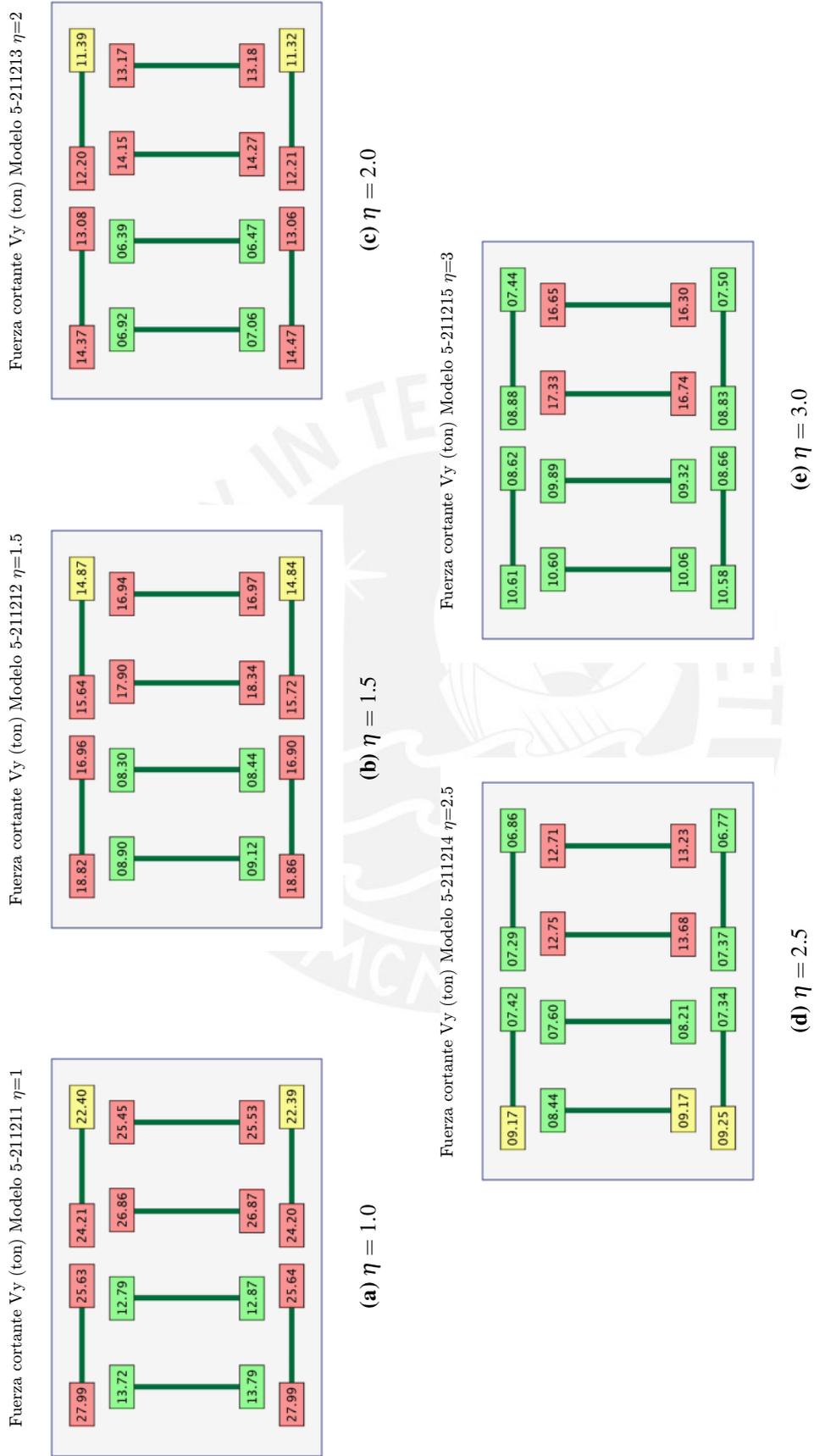


Figure B.8: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 1.00$

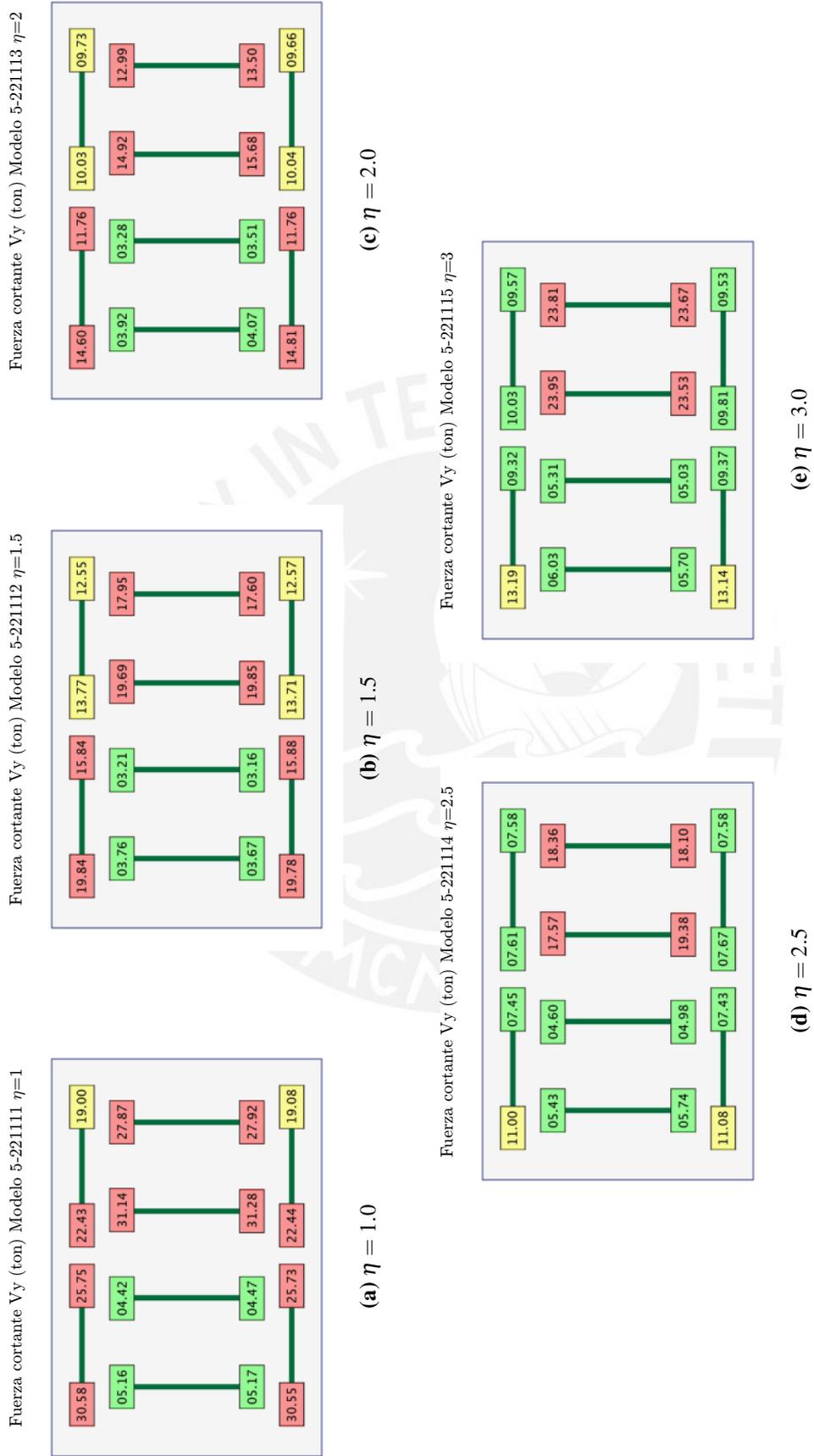


Figure B.9: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.50$, $\Omega_\theta = 0.75$

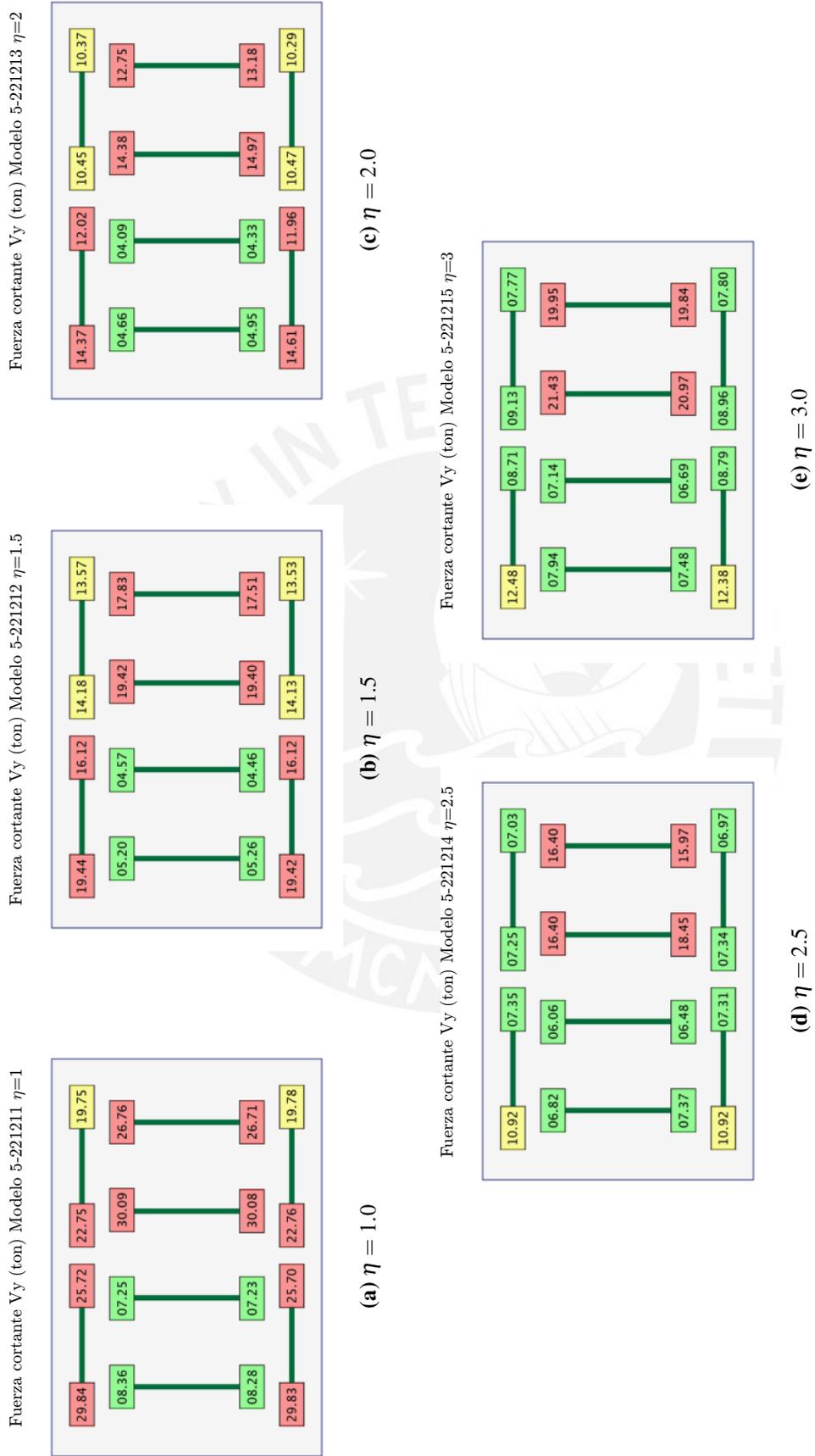


Figure B.10: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.50$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

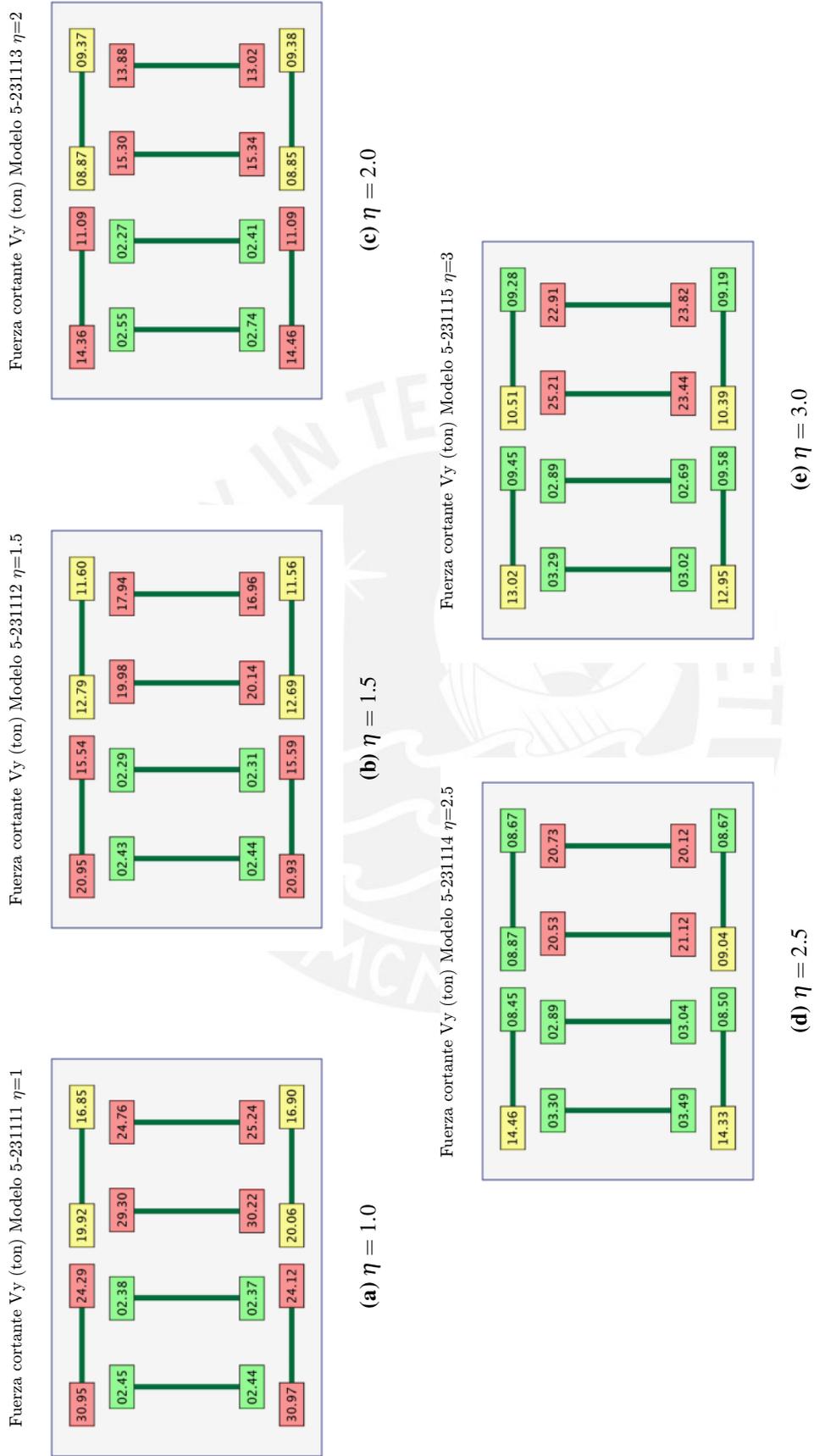


Figure B.11: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

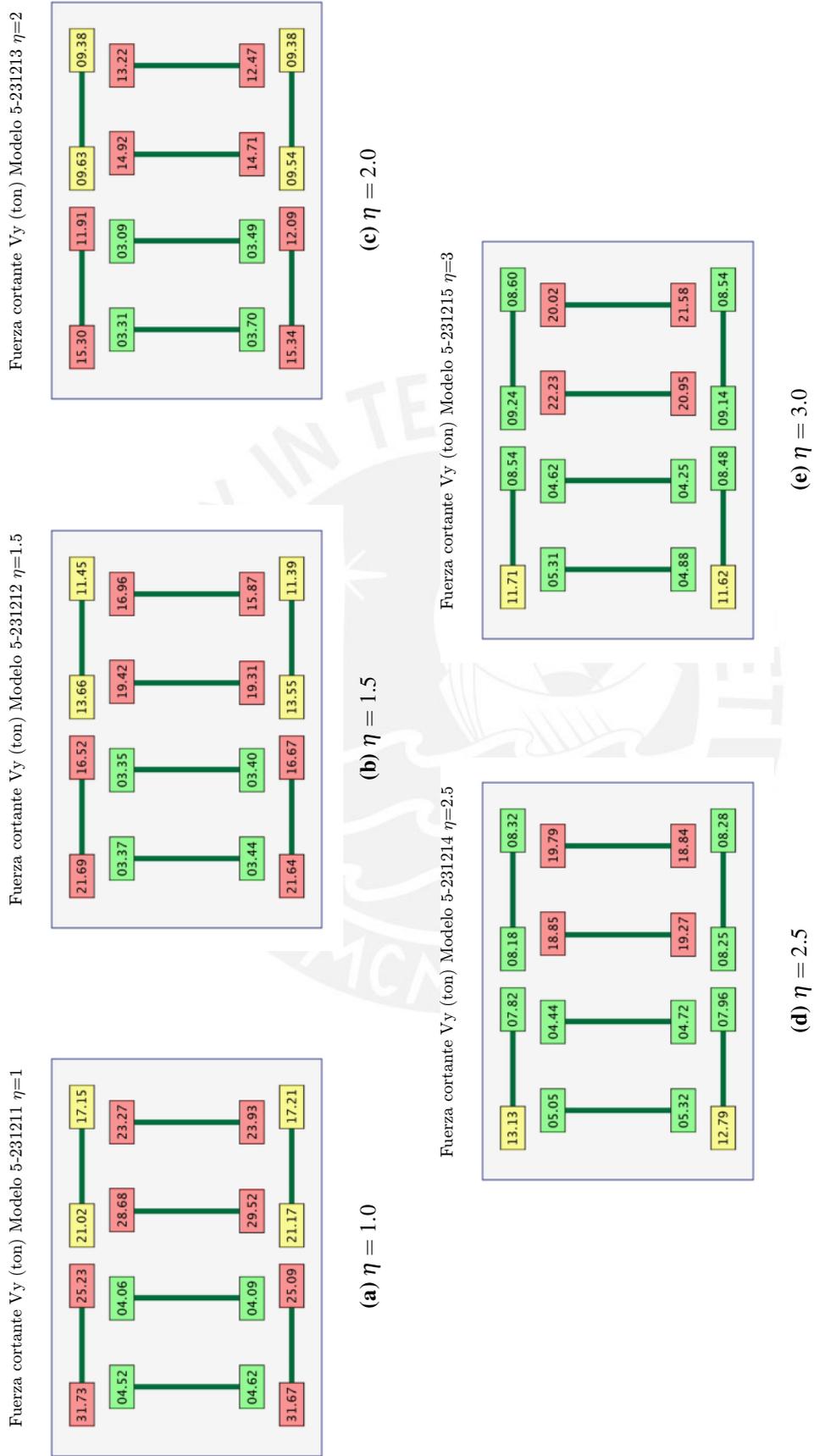


Figure B.12: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

B.4 Resultados de ductilidad demandada en columnas del primer nivel para cinco niveles

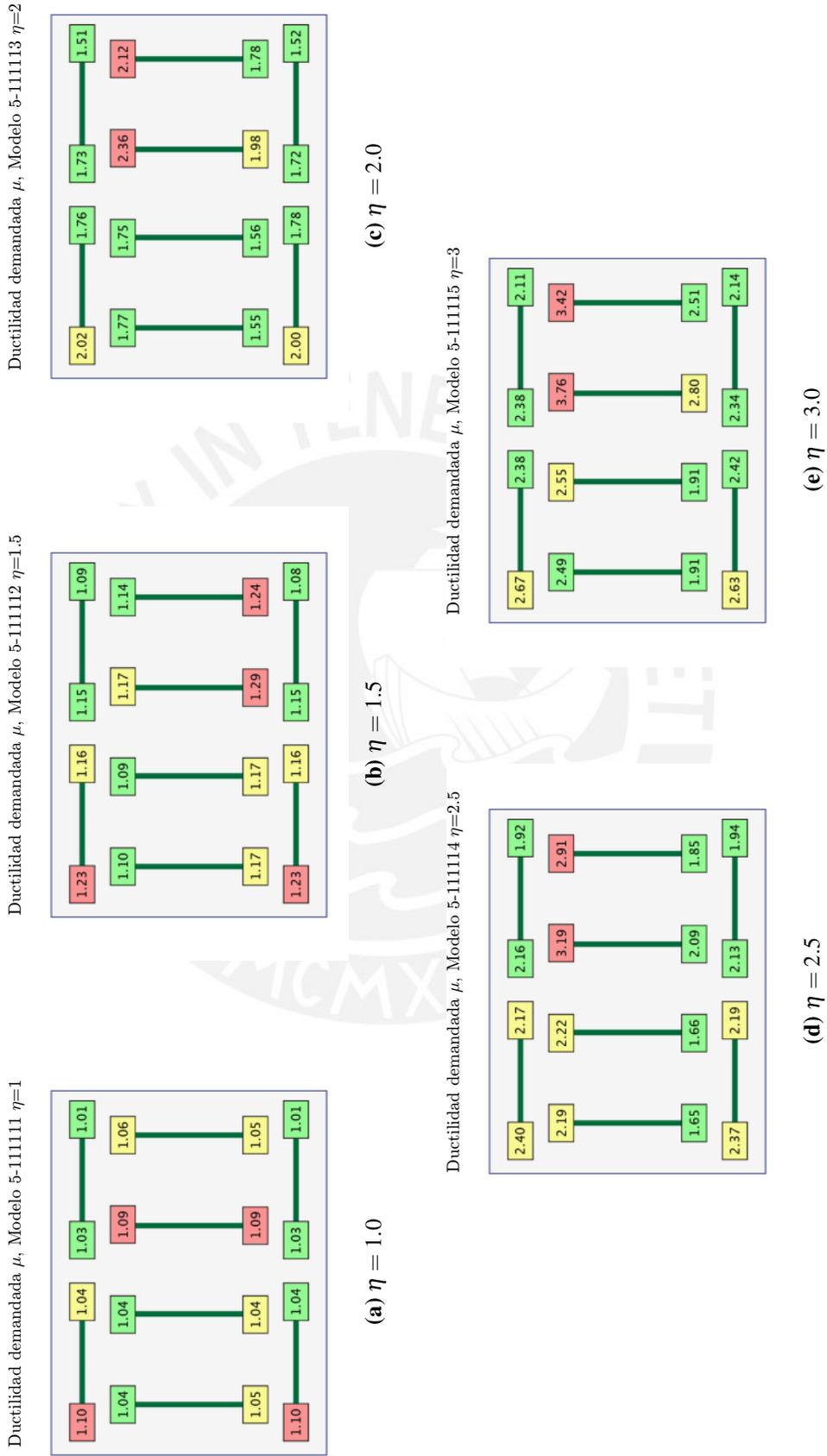


Figure B.13: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.2$, $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 0.75$

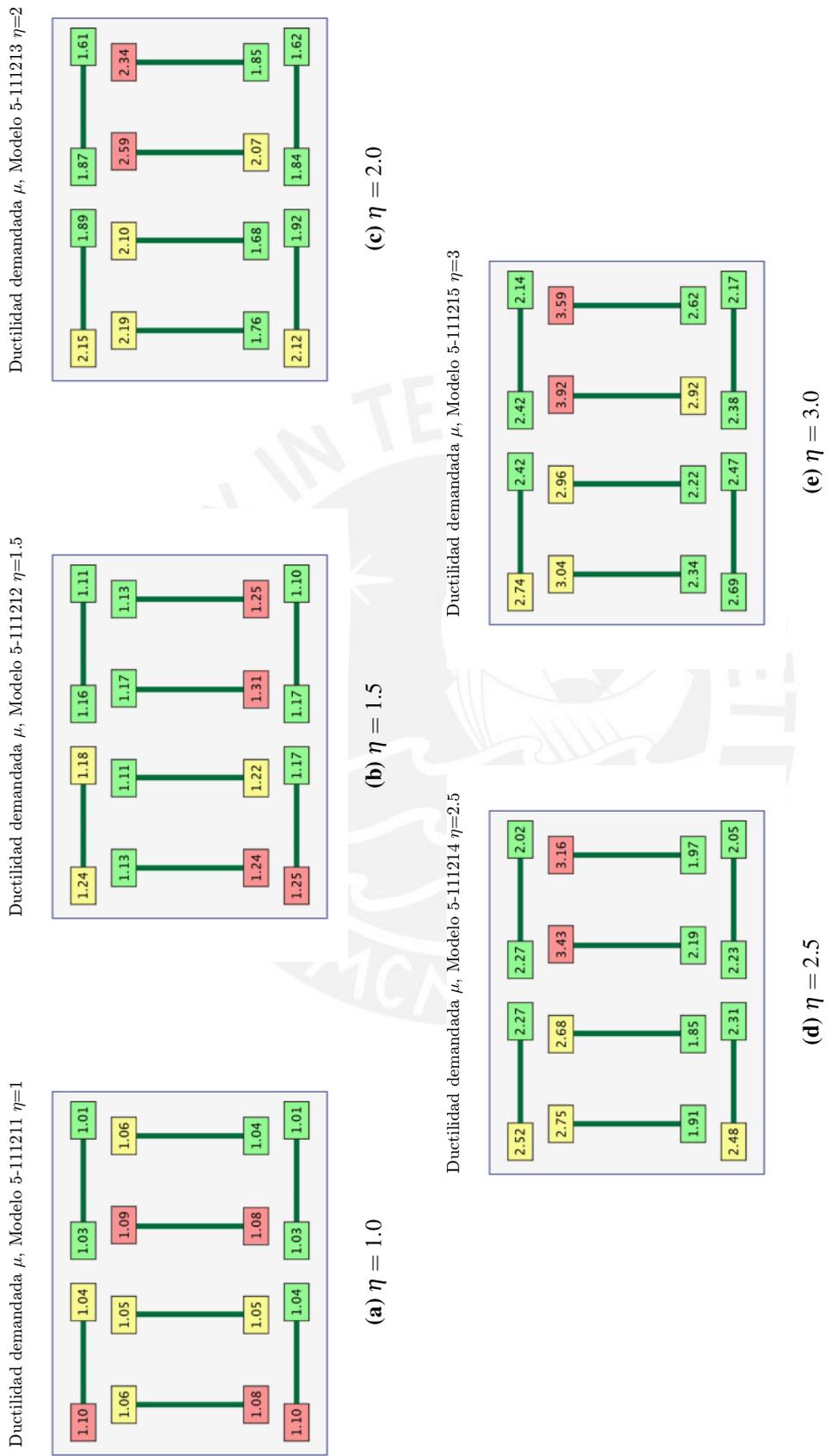


Figure B.14: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.2$, $e/r = 0.25$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

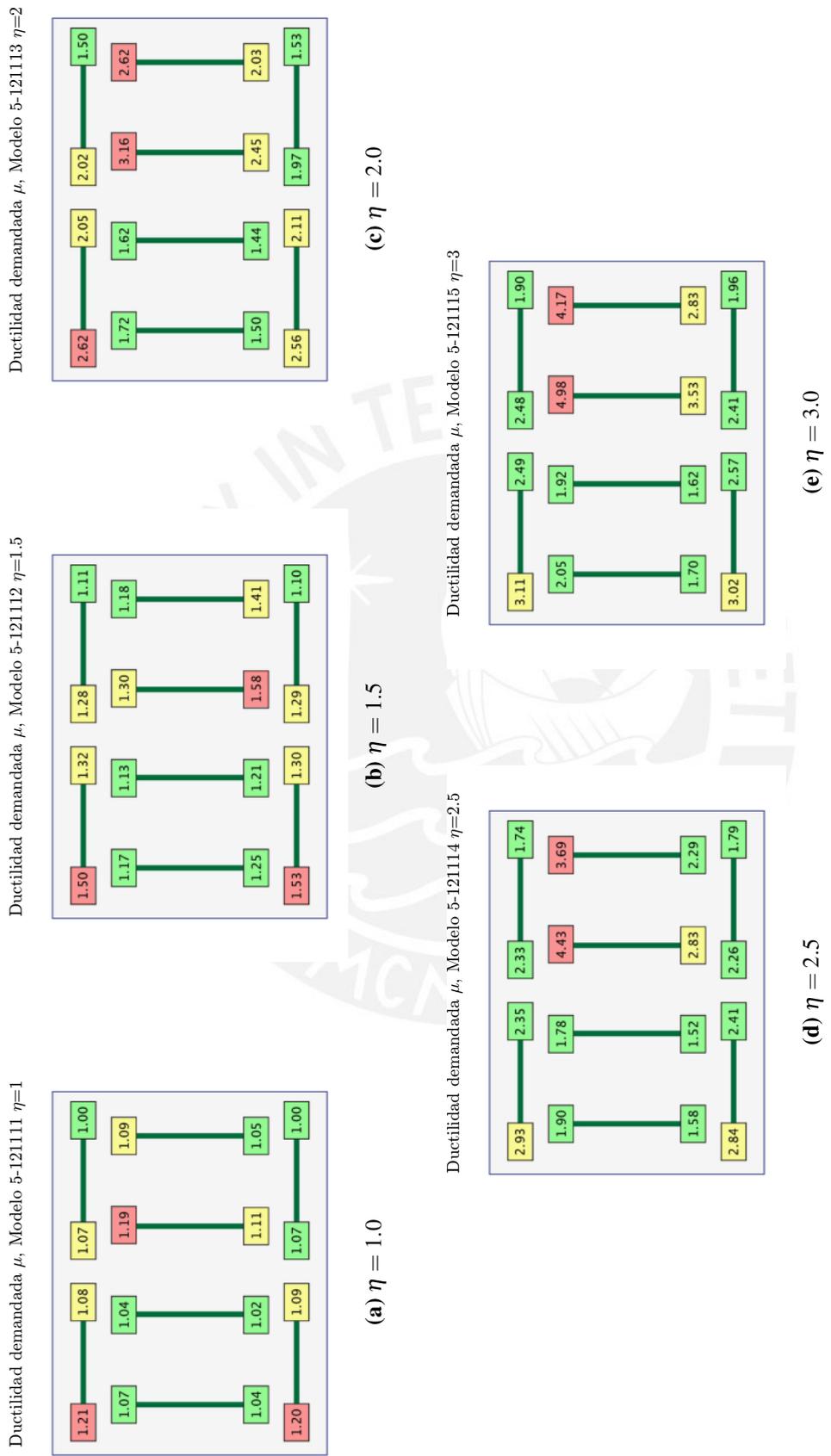


Figure B.15: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.2$, $e/r = 0.50$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

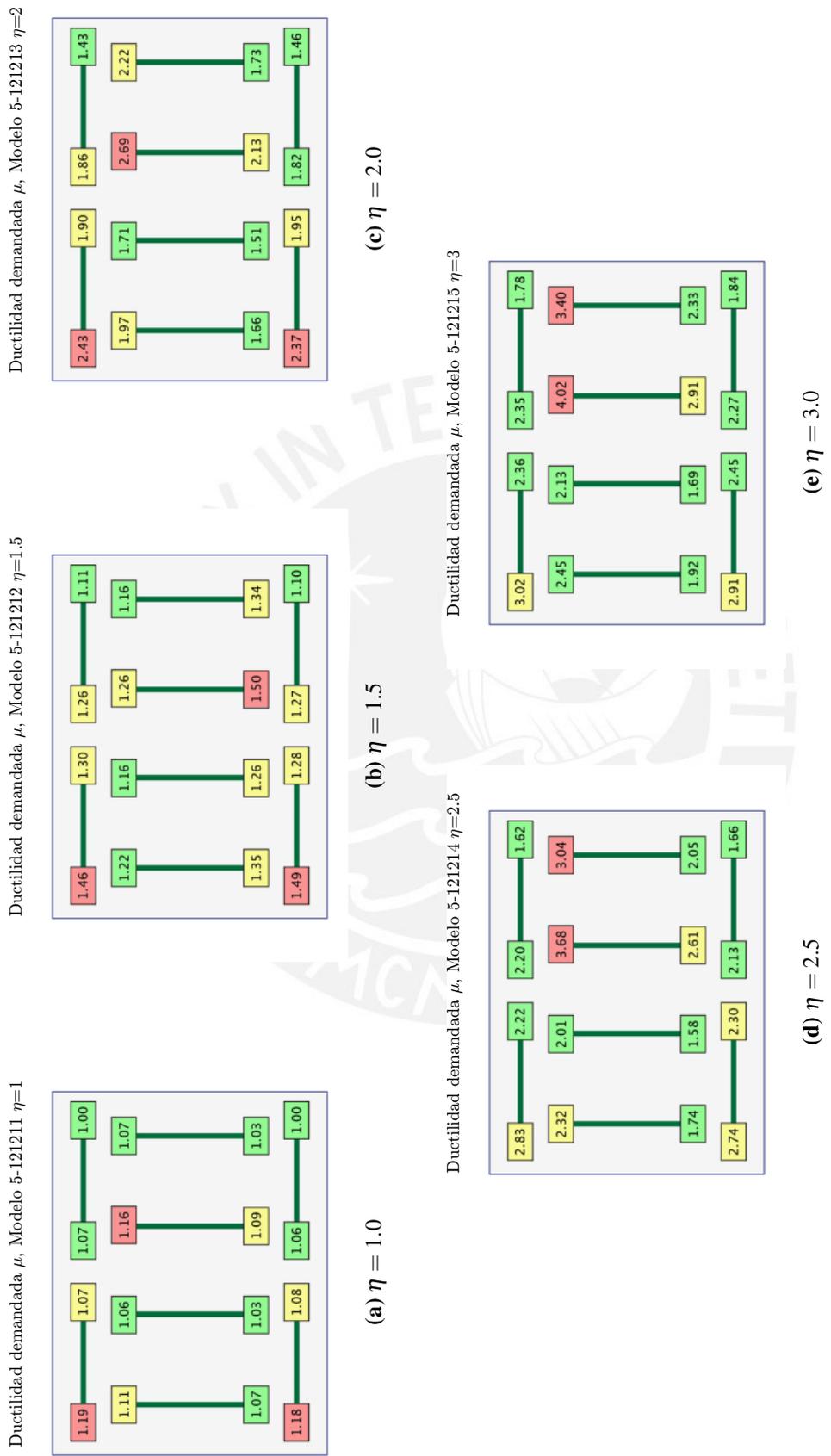


Figure B.16: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.2$, $e/r = 0.50$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

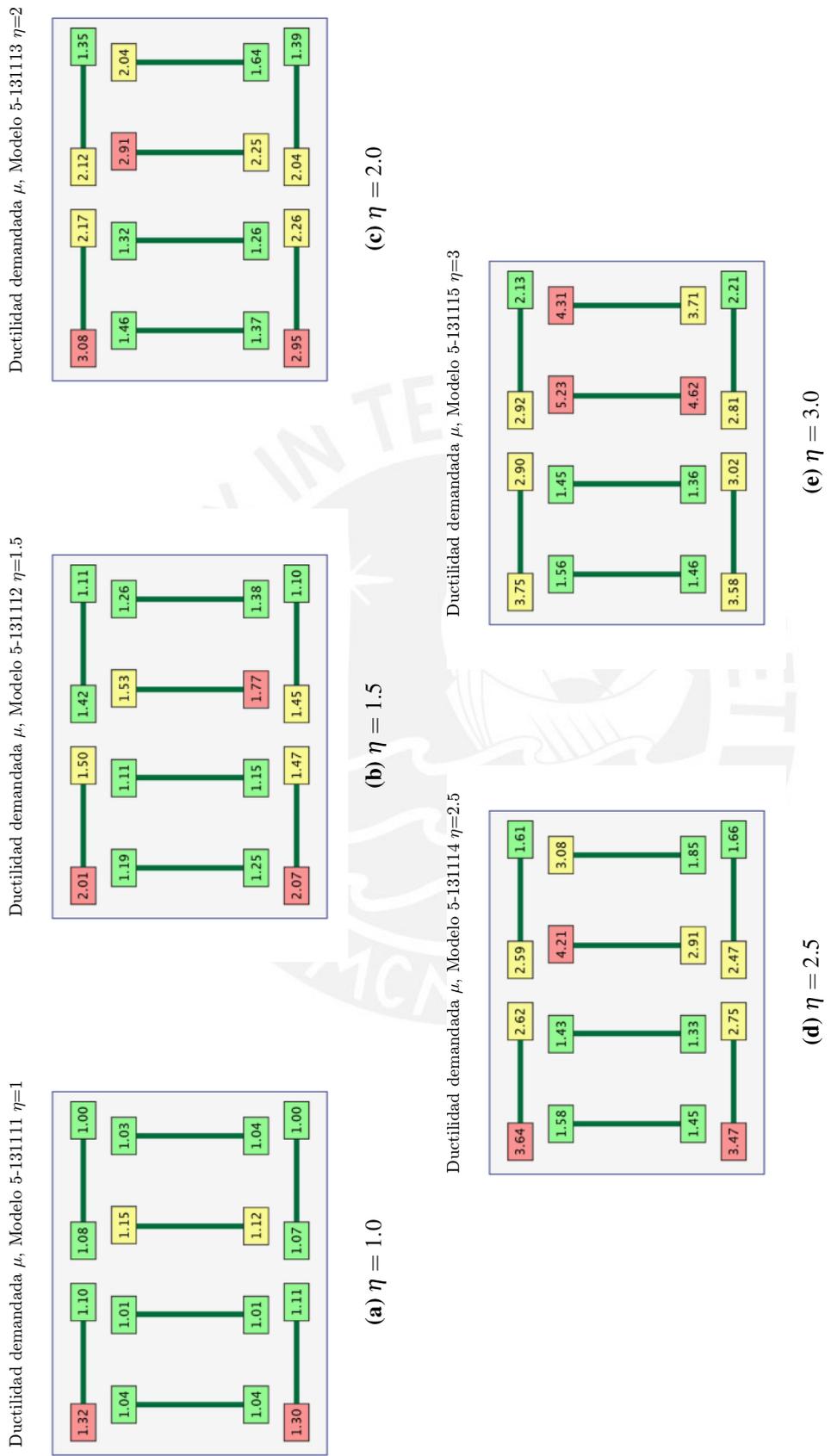


Figure B.17: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.2$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

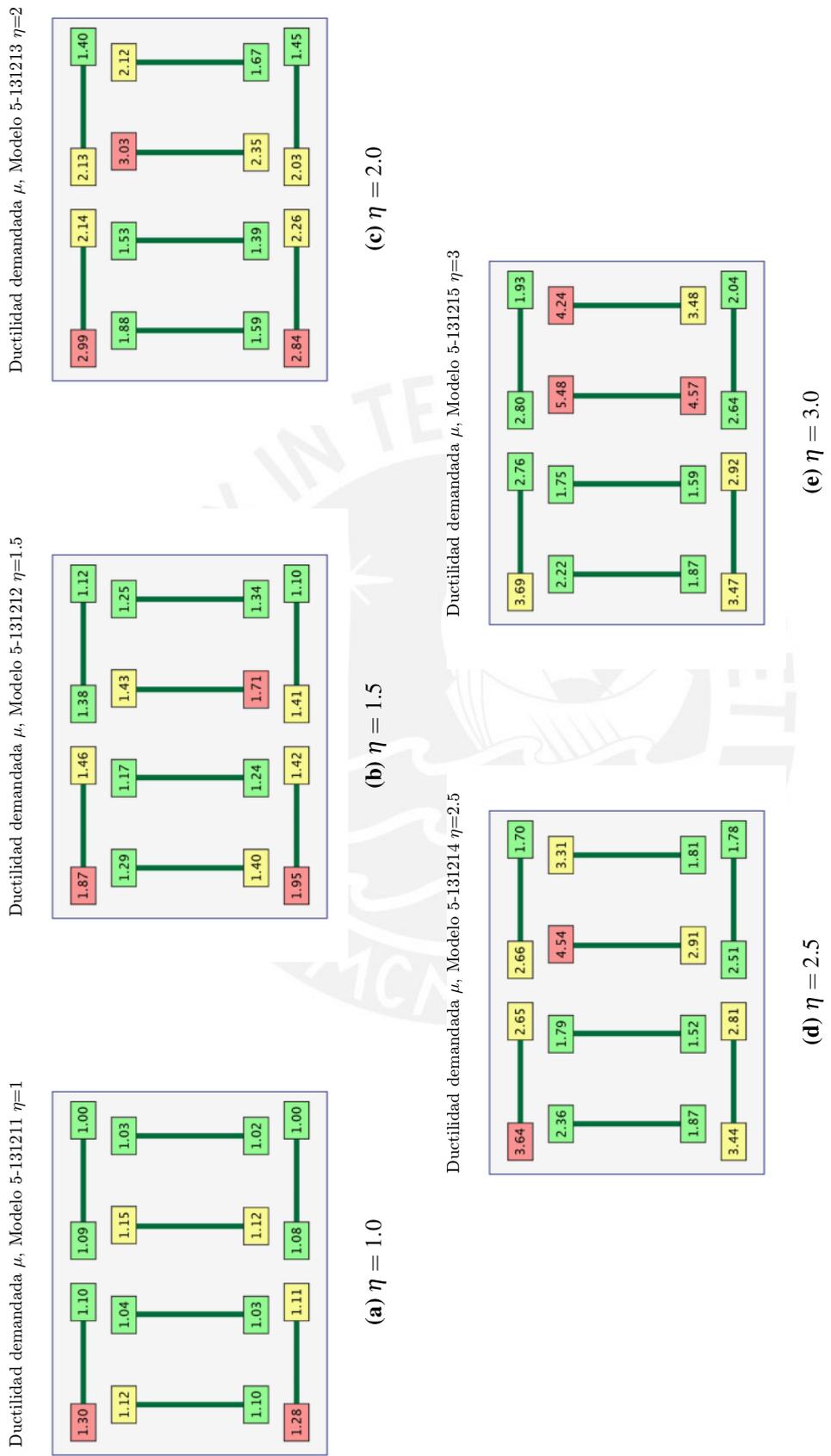


Figure B.18: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.2$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

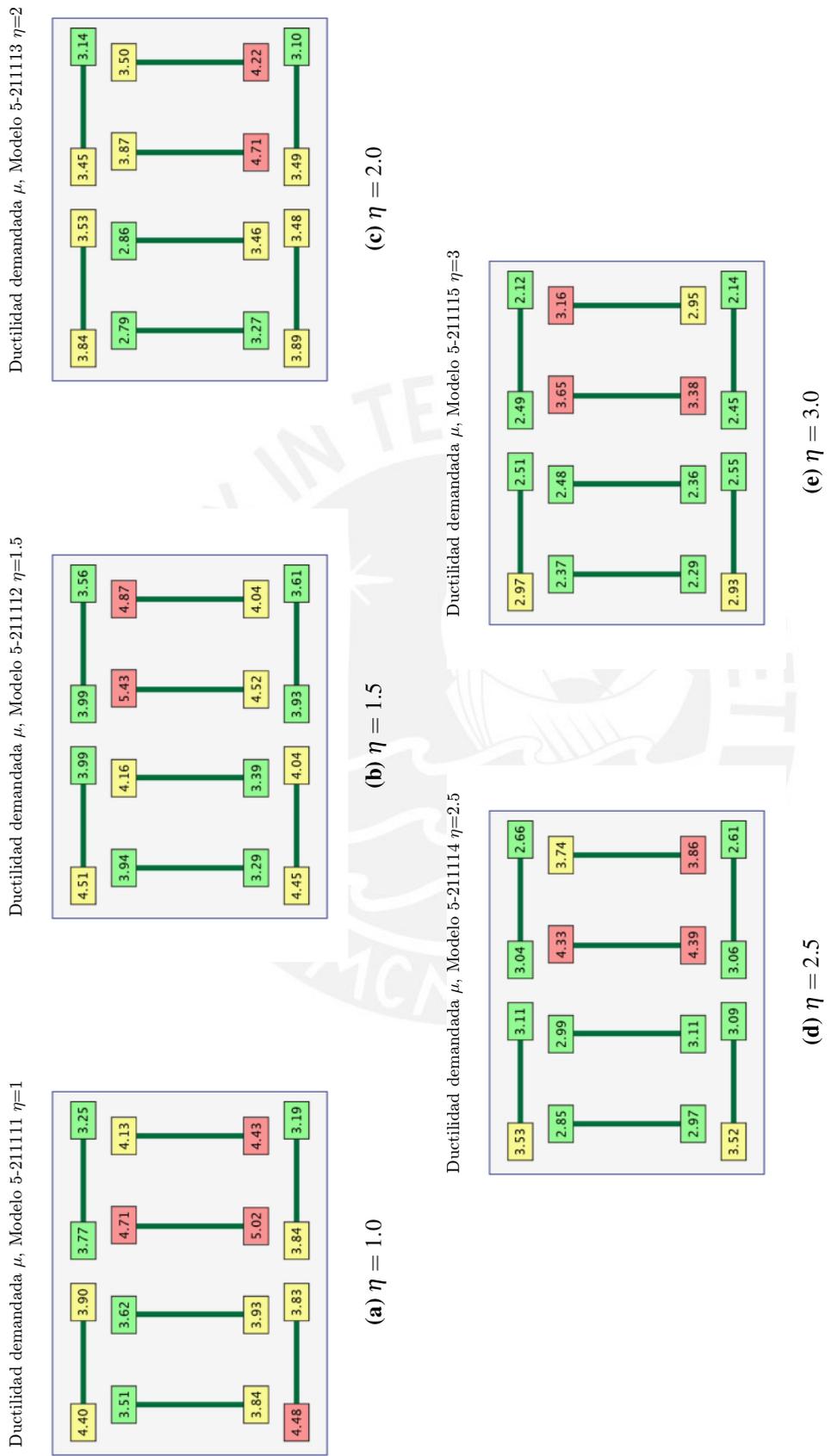


Figure B.19: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.25$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

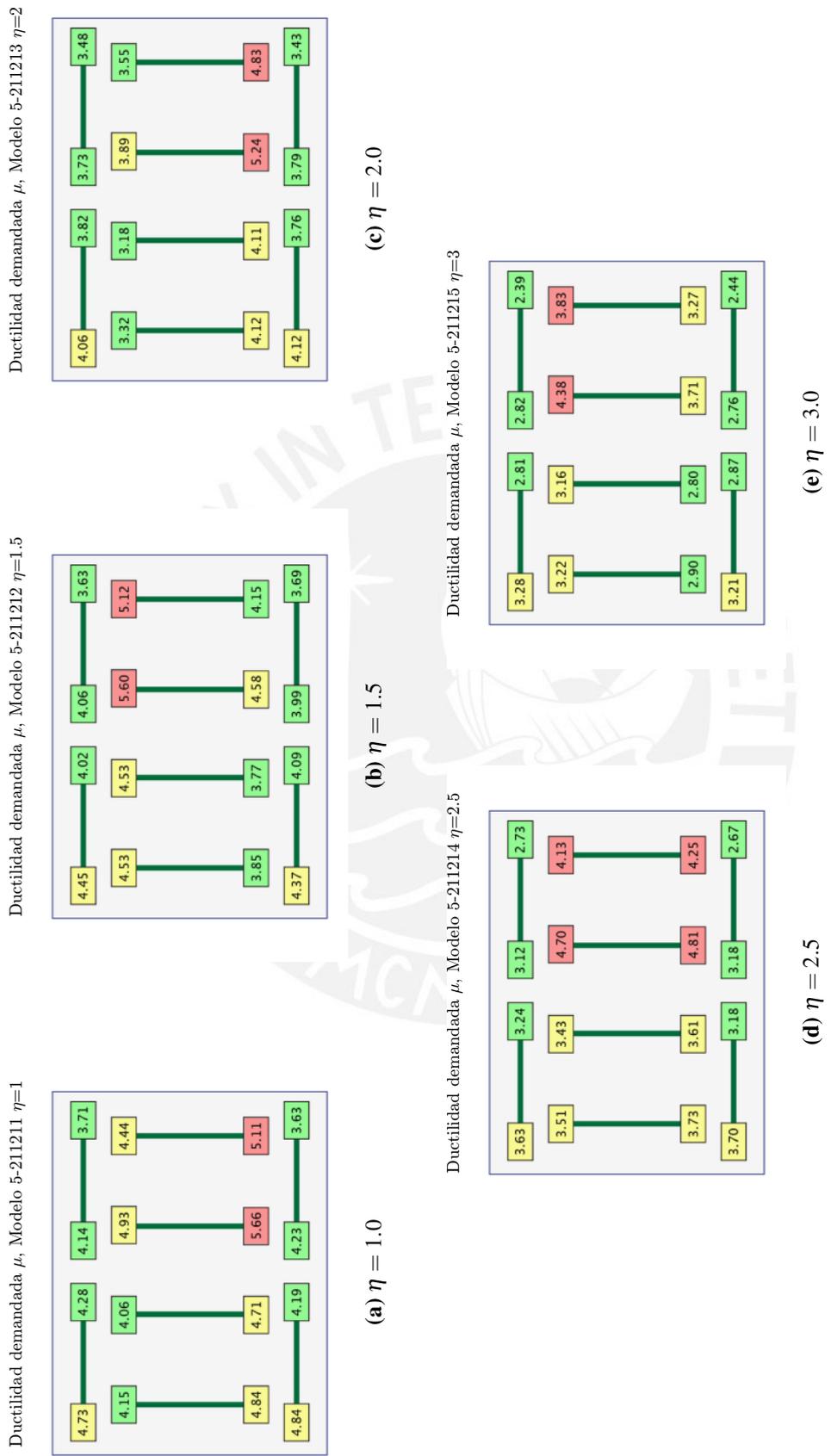


Figure B.20: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.25$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

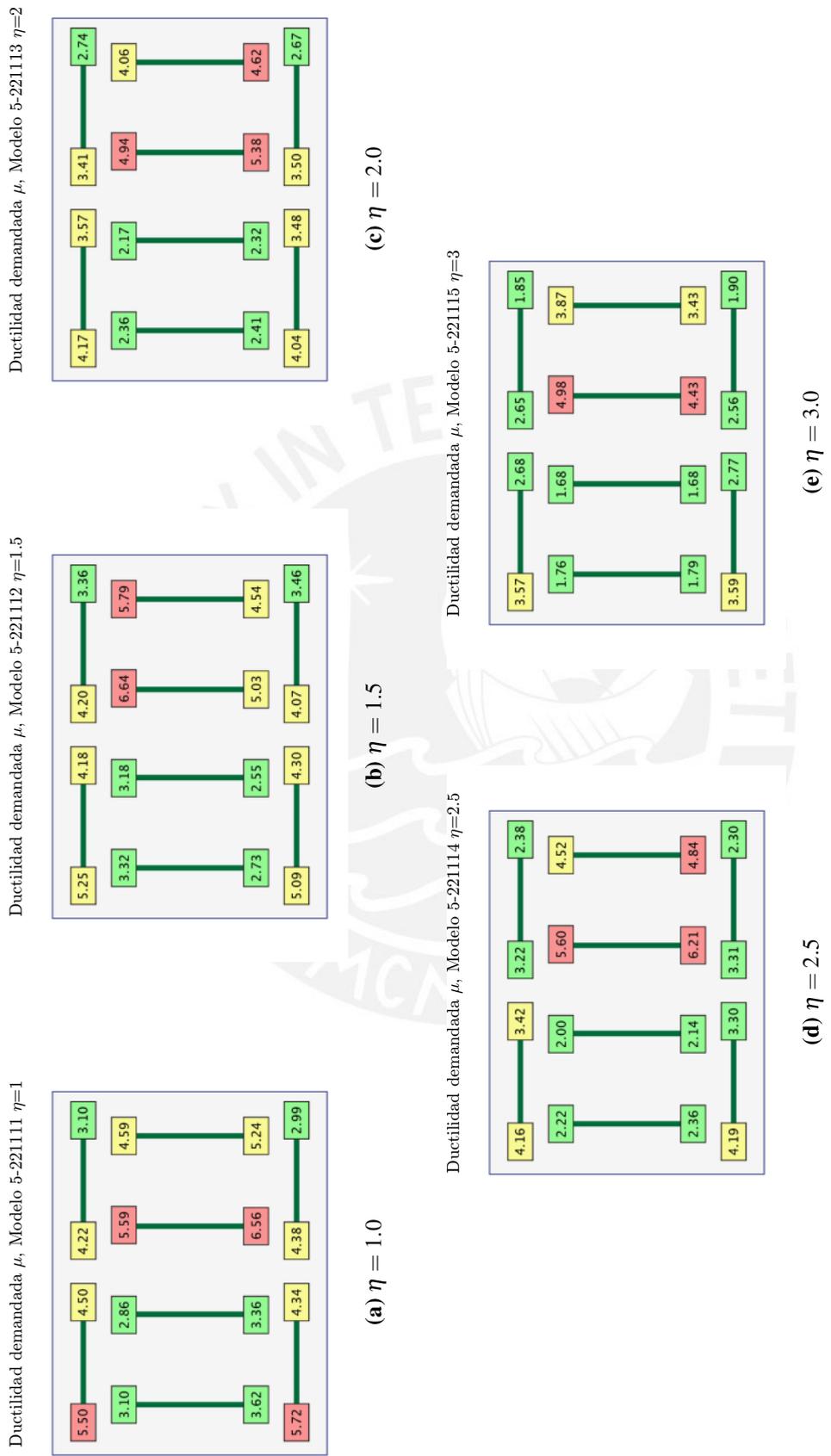


Figure B.21: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.50$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

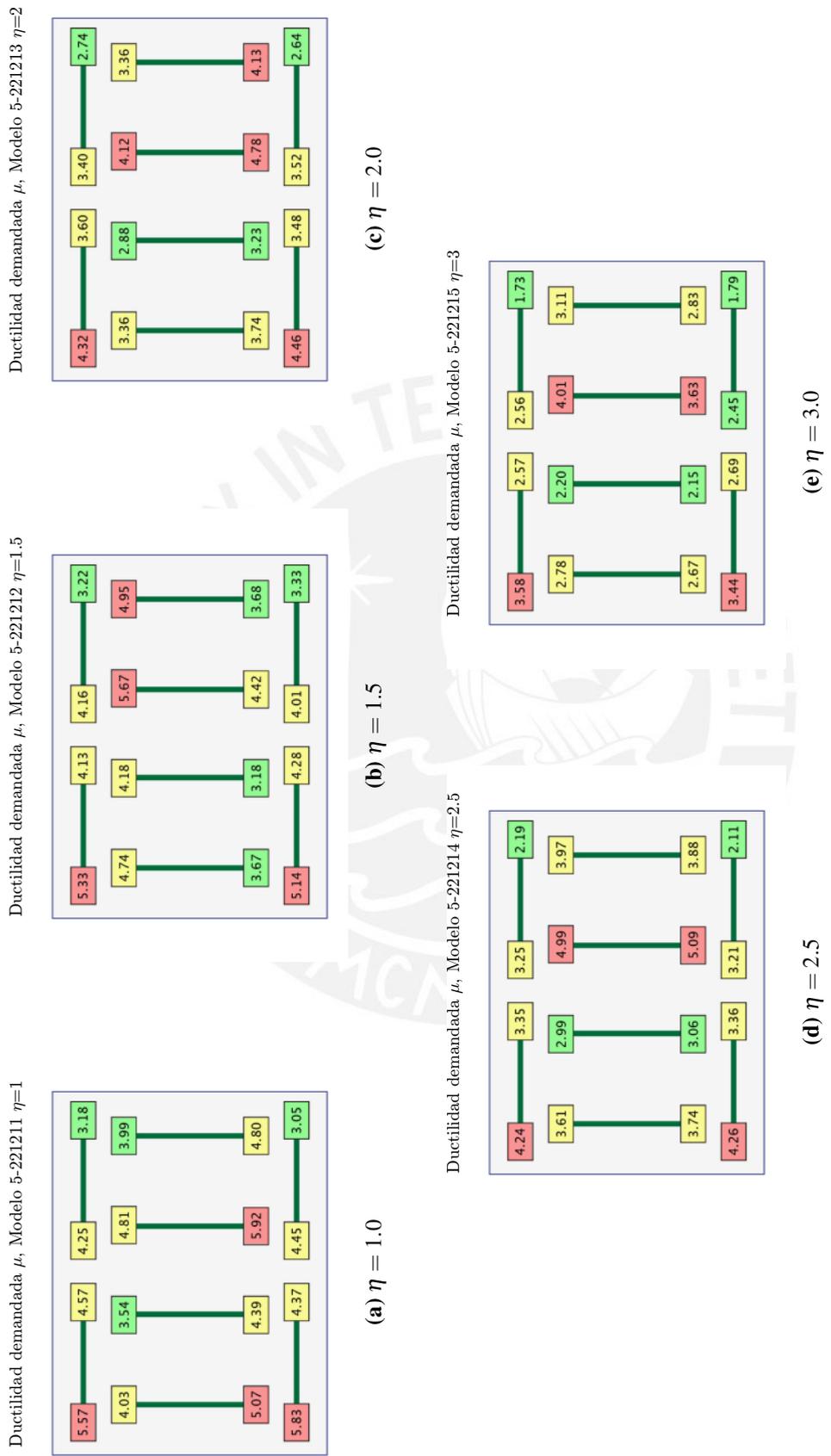


Figure B.22: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.50$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

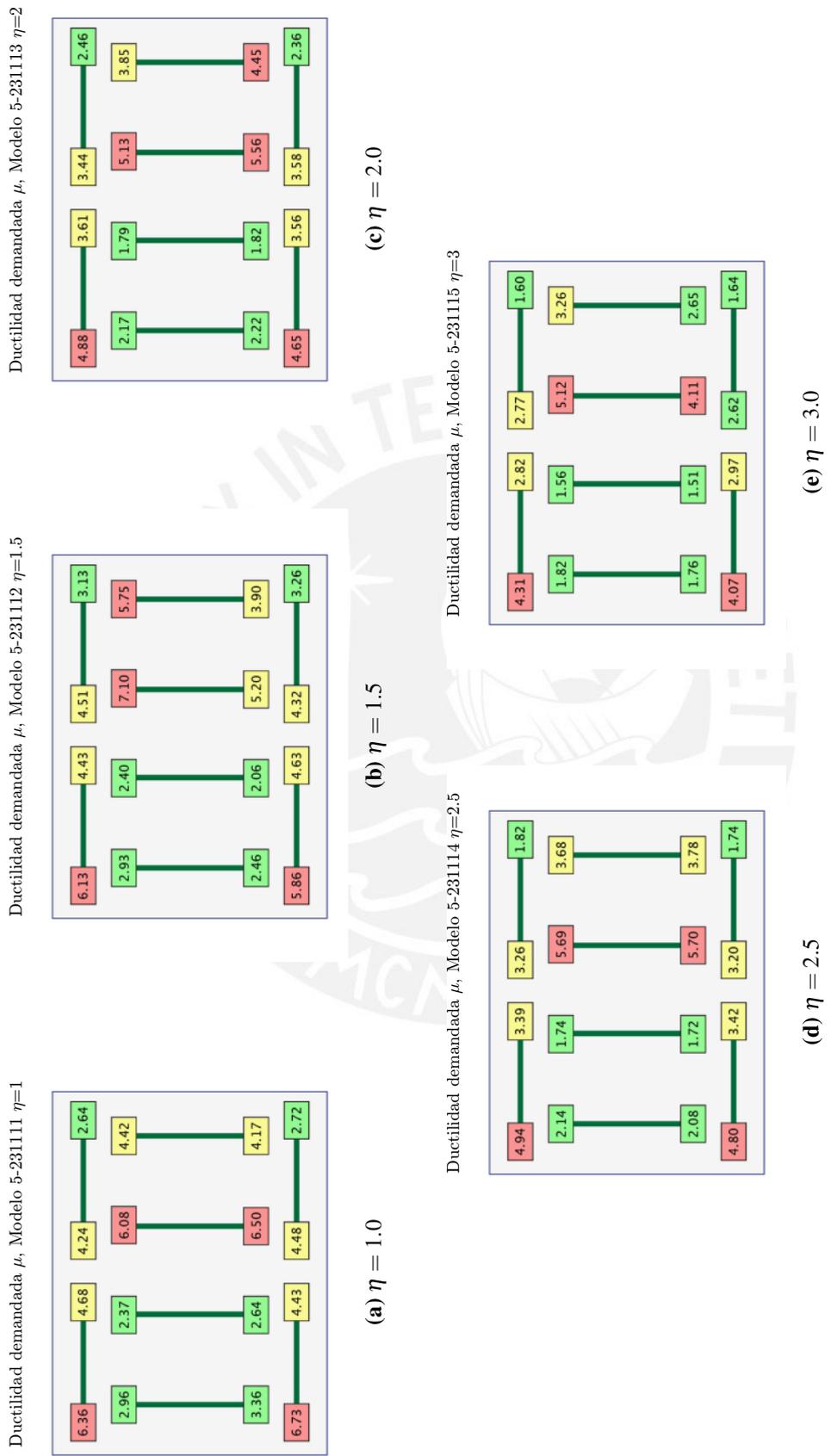


Figure B.23: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

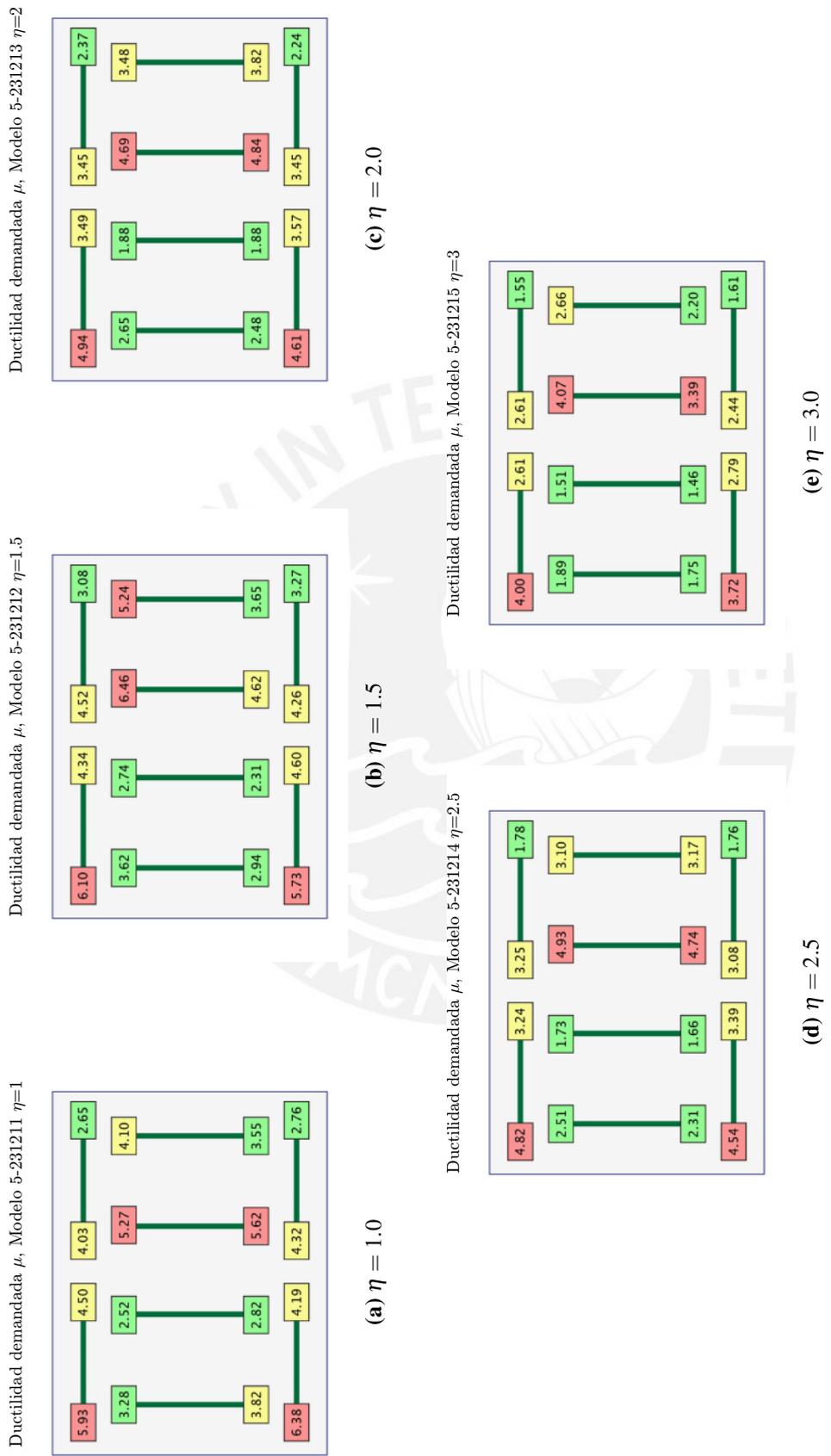


Figure B.24: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

B.5 Resultados de fuerza cortante en columnas del primer nivel para diez niveles

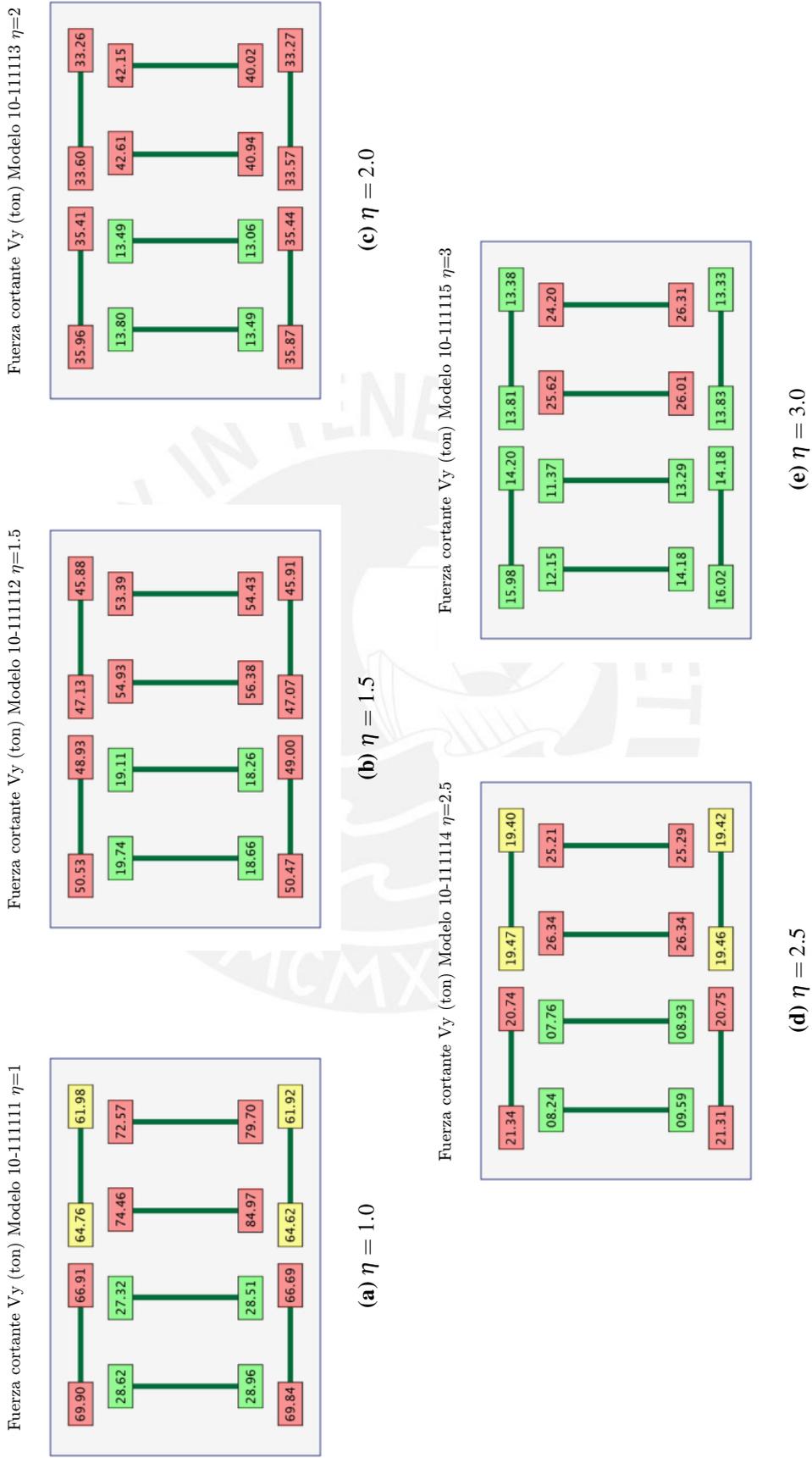


Figure B.25: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.25$, $\Omega_\theta = 0.75$

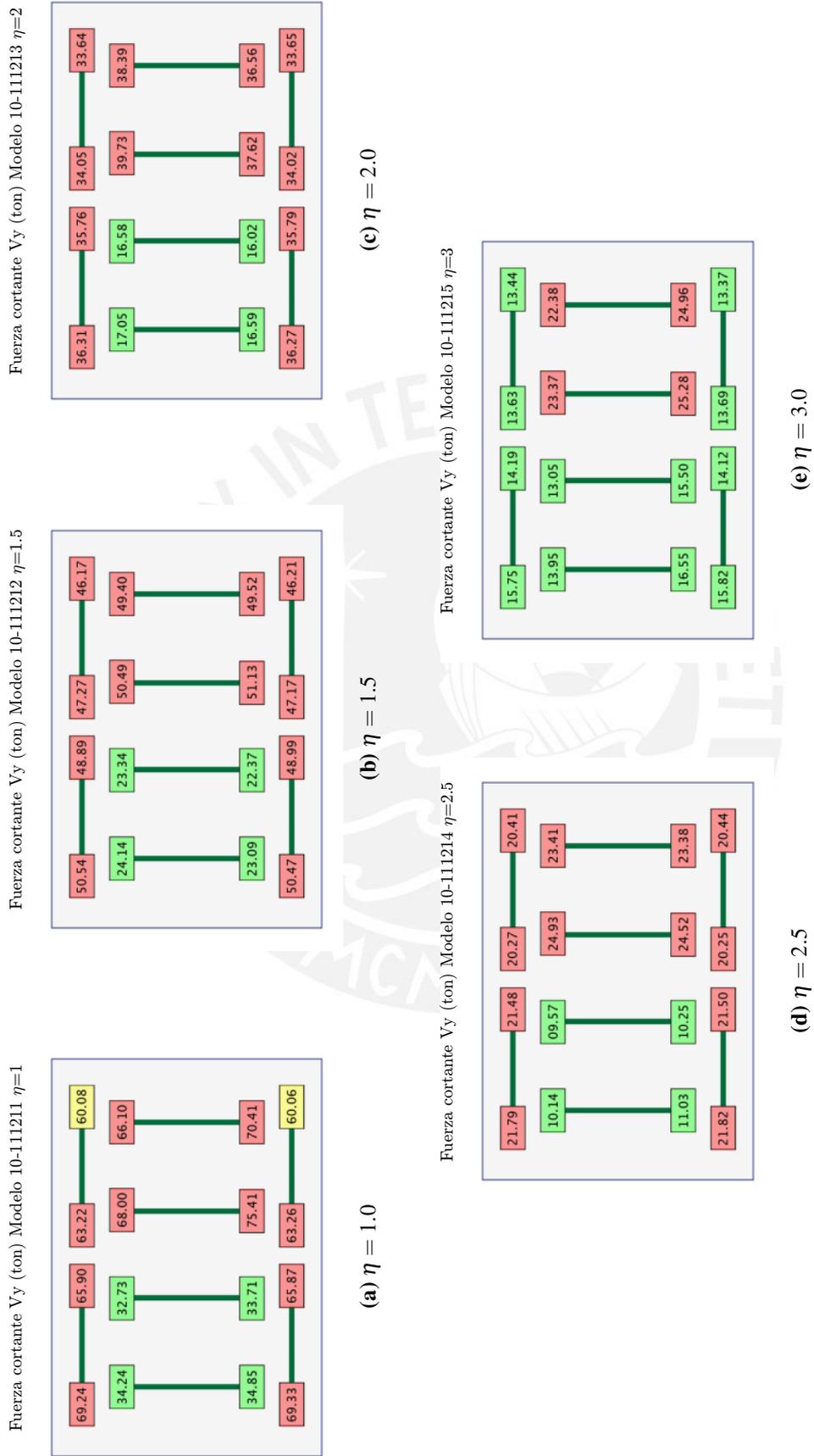


Figure B.26: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.25$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

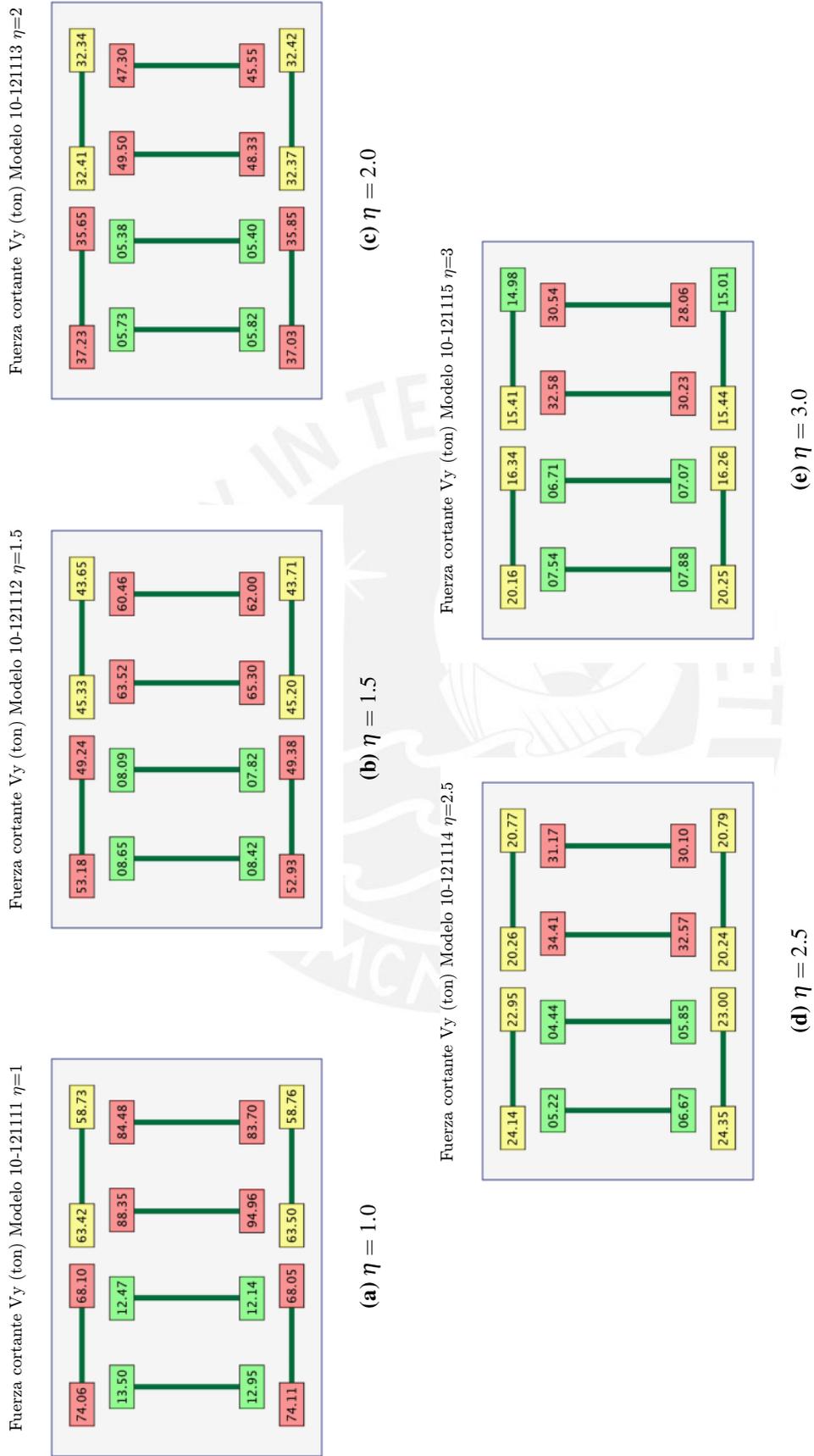


Figure B.27: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.50$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

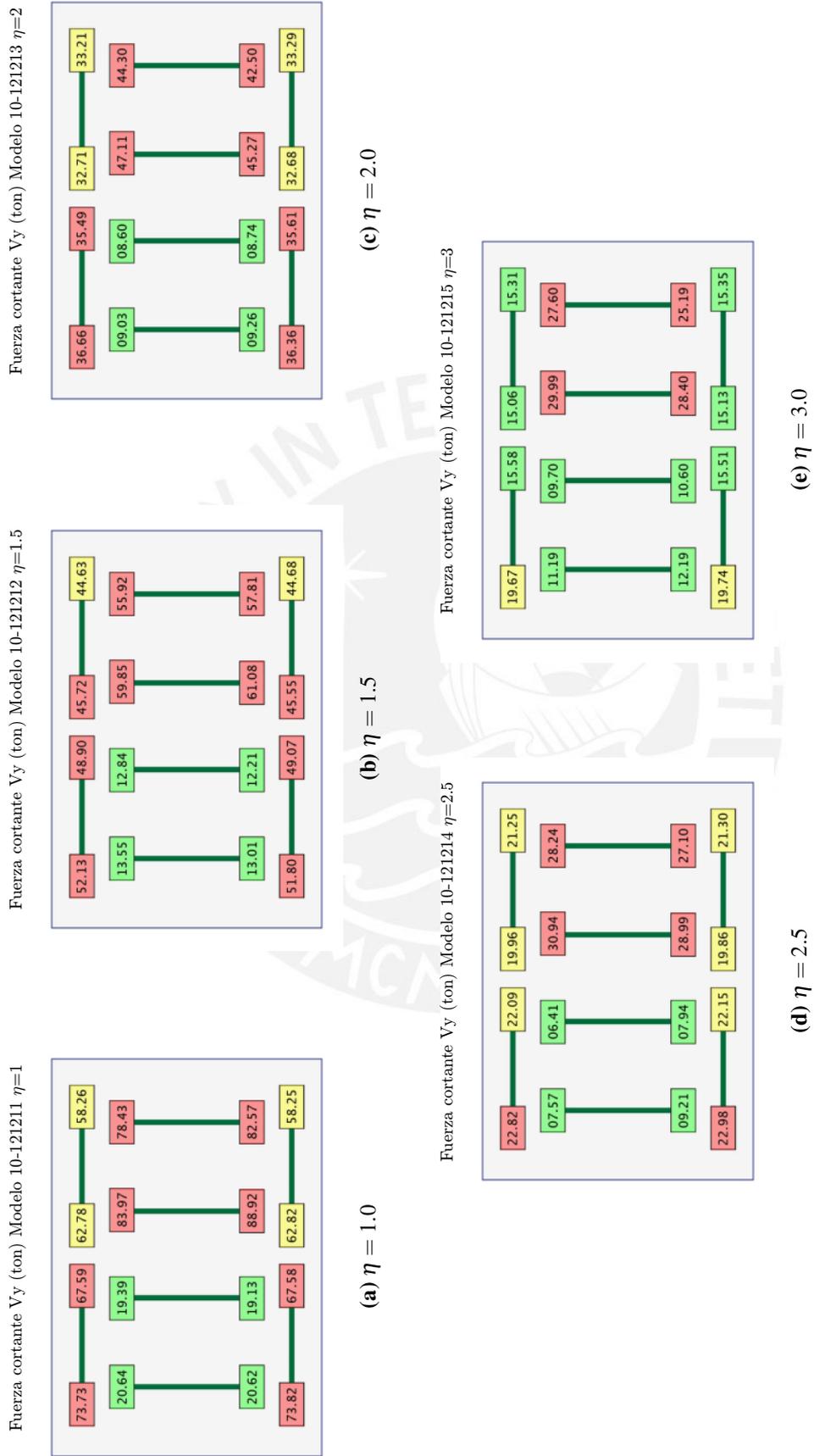


Figure B.28: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.50$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

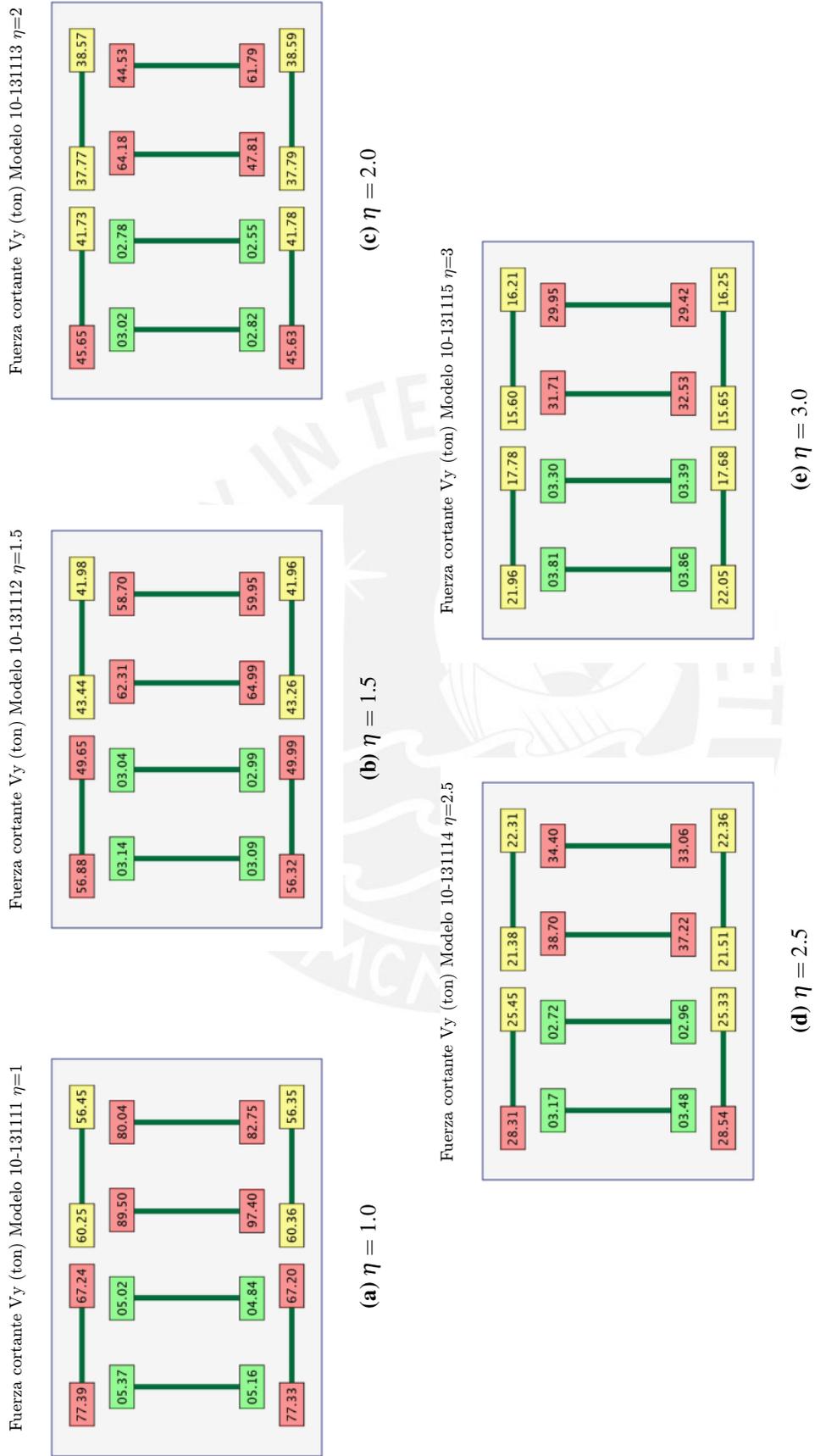


Figure B.29: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

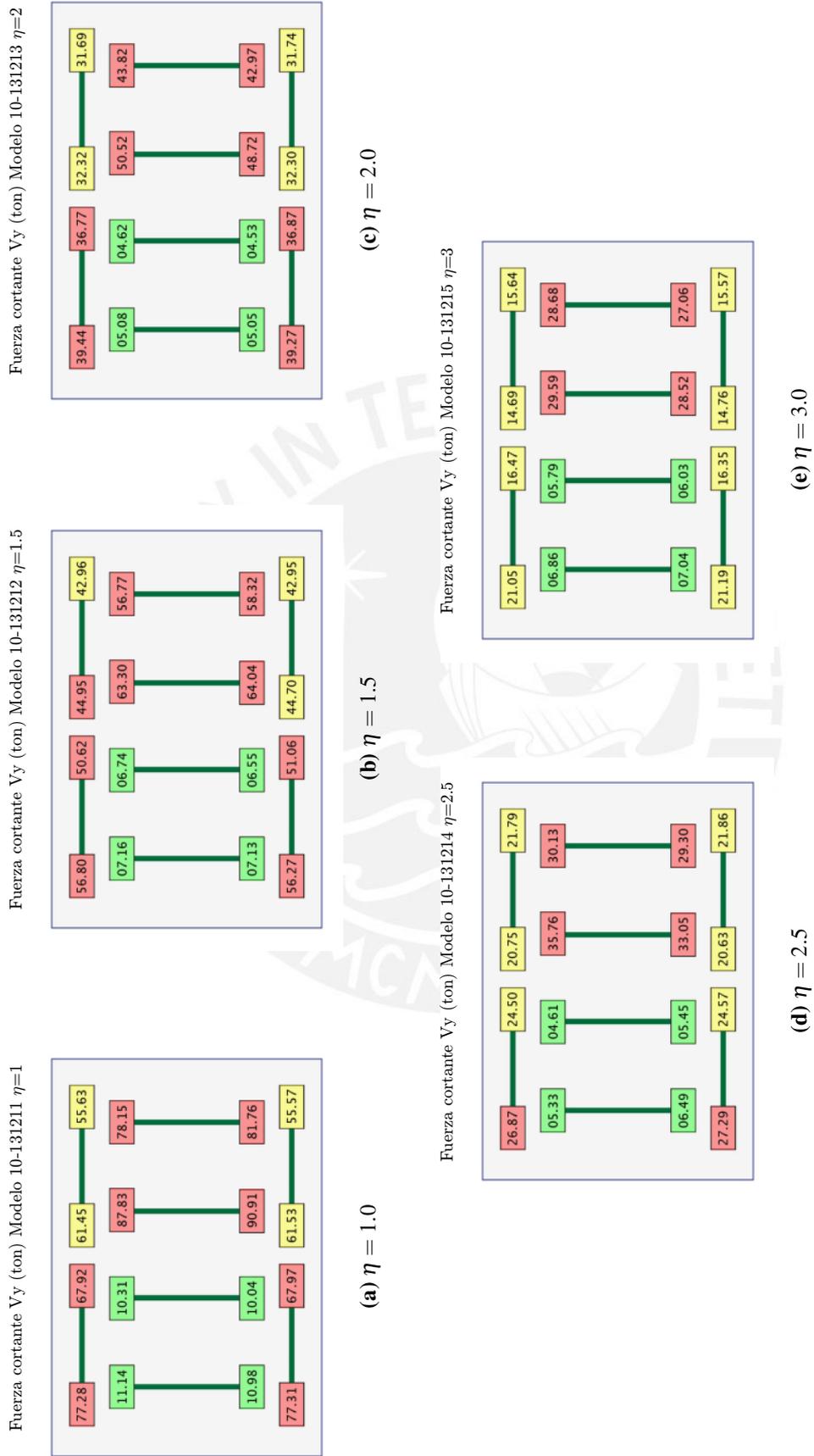


Figure B.30: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

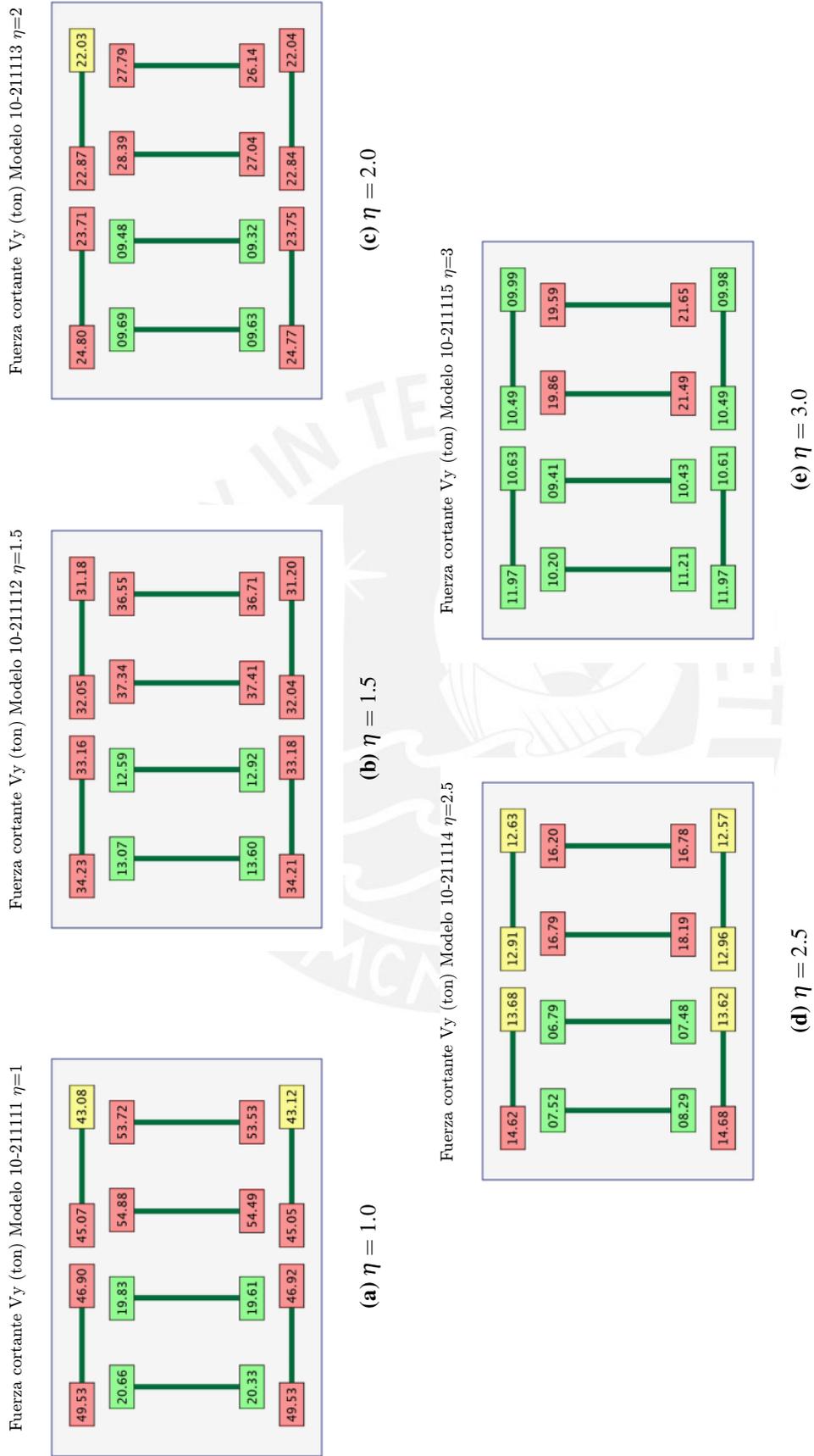


Figure B.31: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.4$, $e/r = 0.25$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

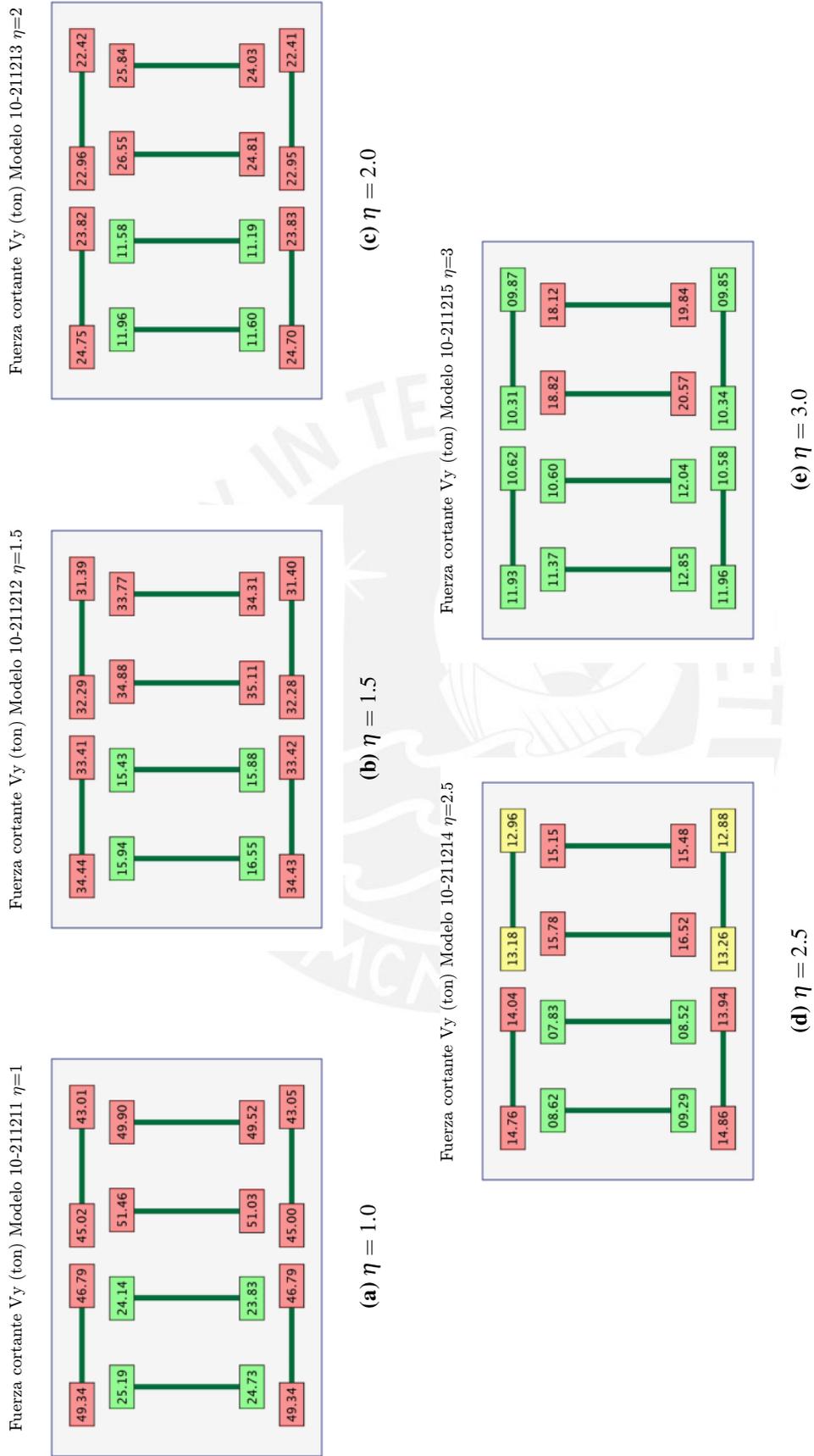


Figure B.32: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.4$, $e/r = 0.25$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

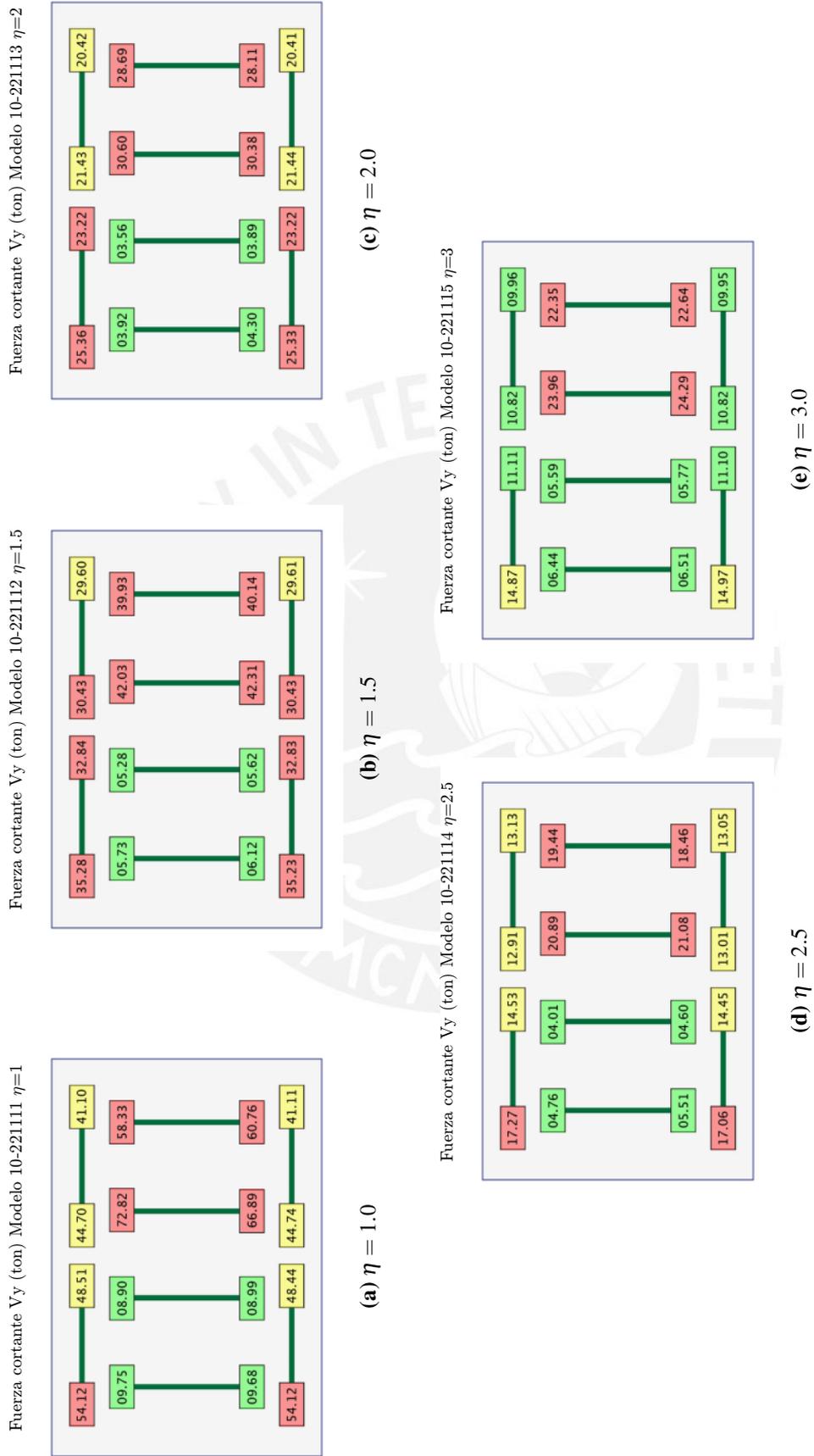


Figure B.33: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.4$, $e/r = 0.50$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

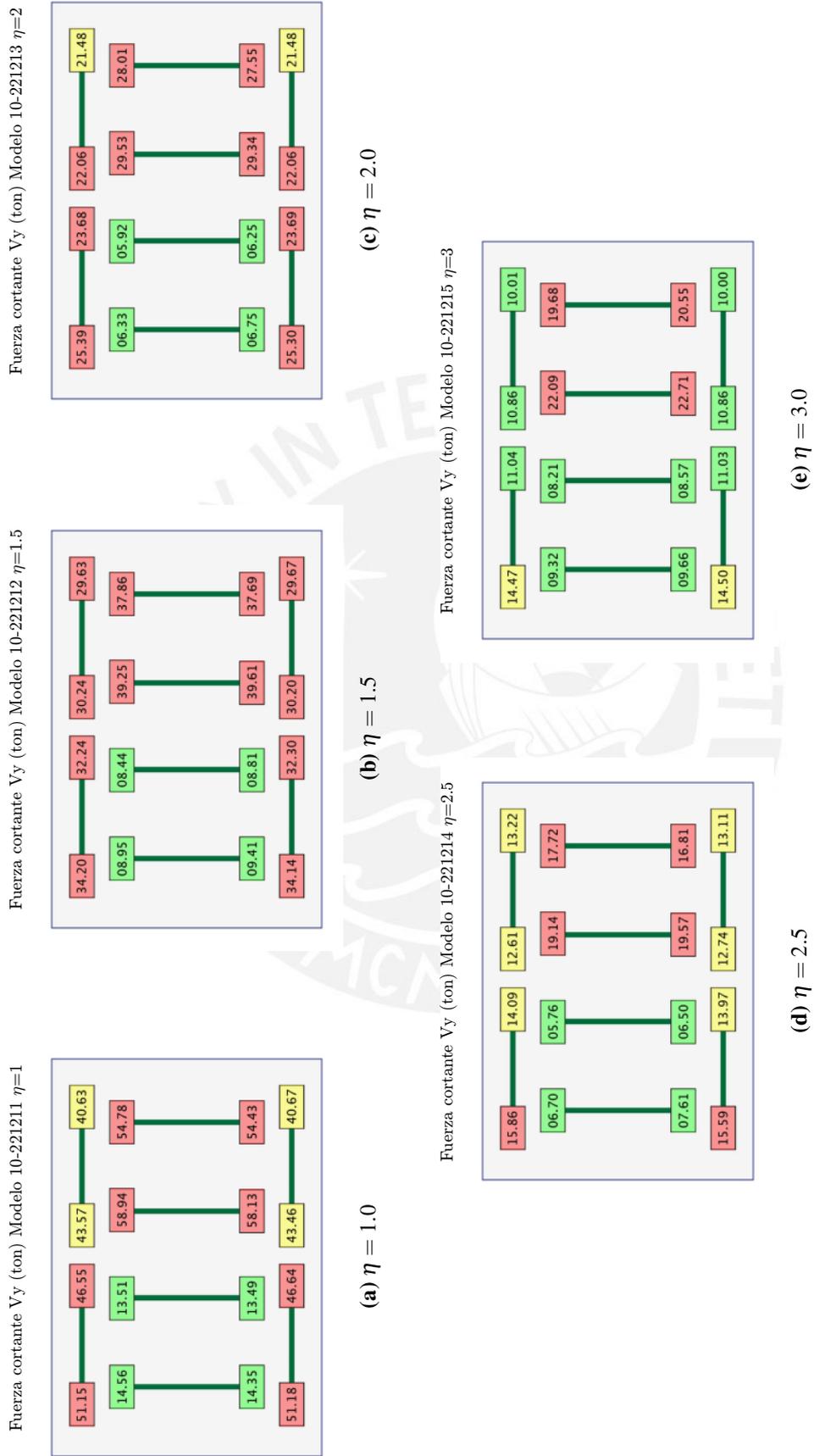


Figure B.34: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.4$, $e/r = 0.50$, $\Omega_\theta = 1.00$

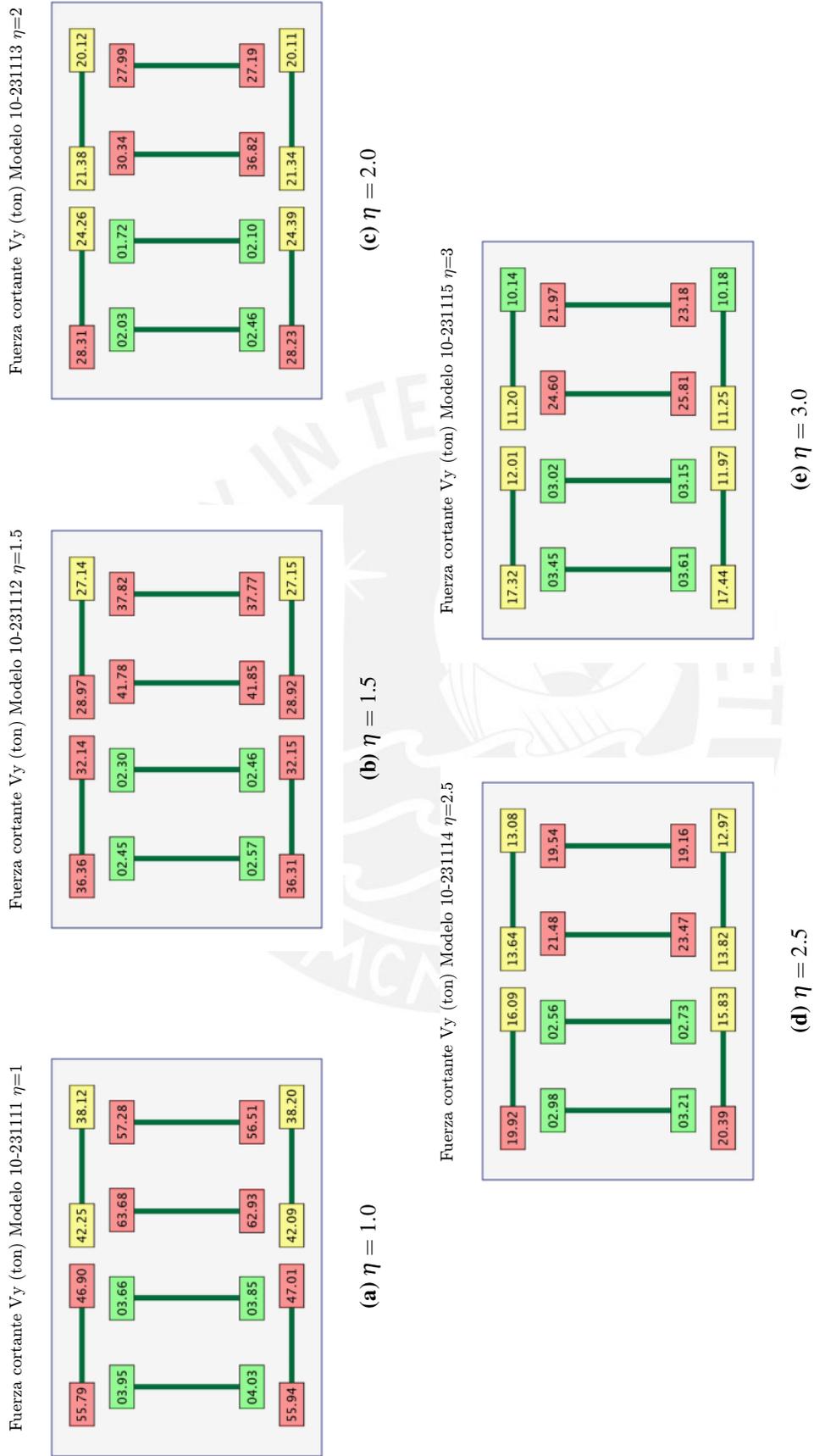


Figure B.35: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.4$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

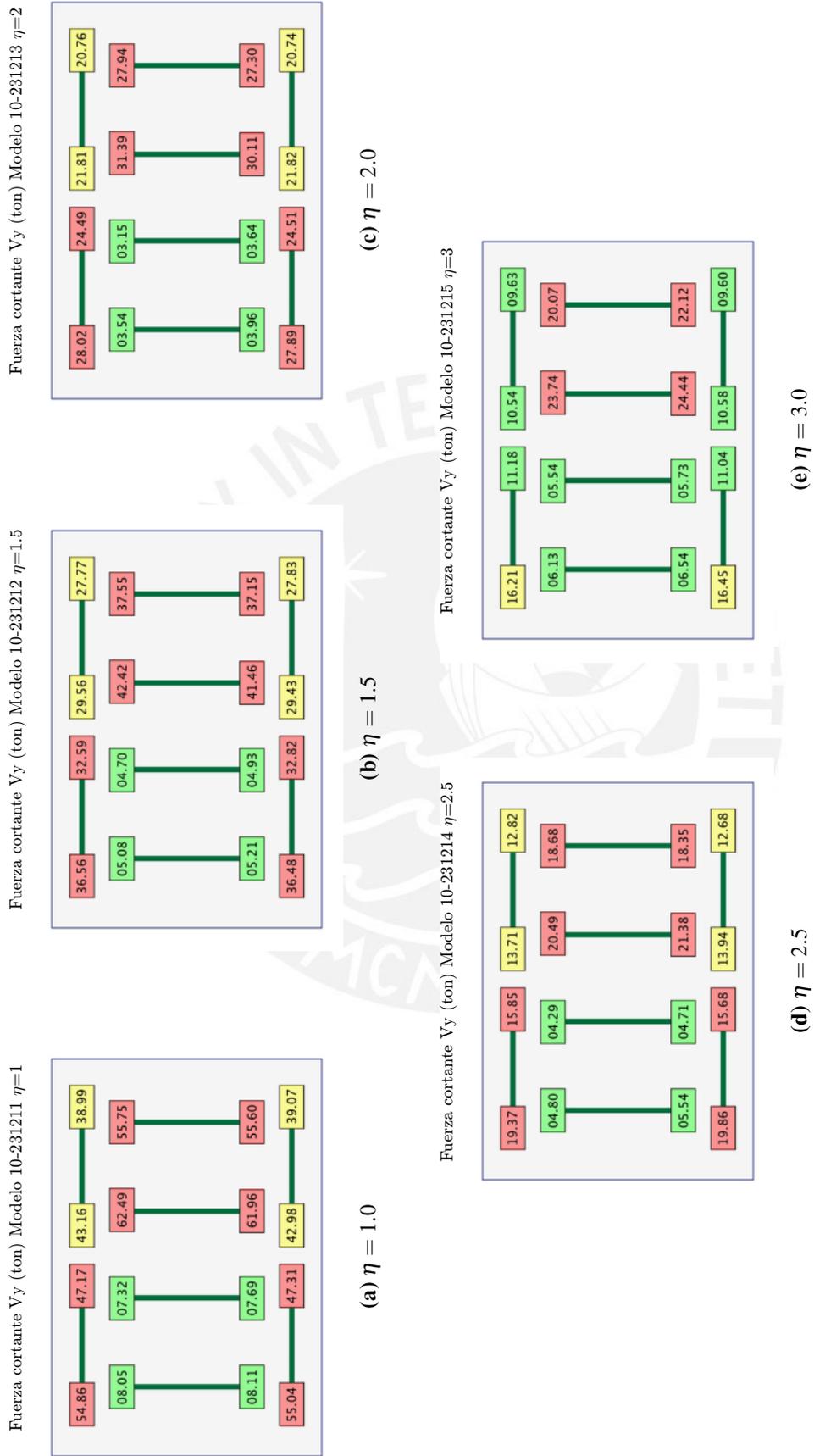


Figure B.36: Fuerza cortante en columnas del primer nivel $T_y = 0.4$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

B.6 Resultados de ductilidad demandada en columnas del primer nivel para diez niveles

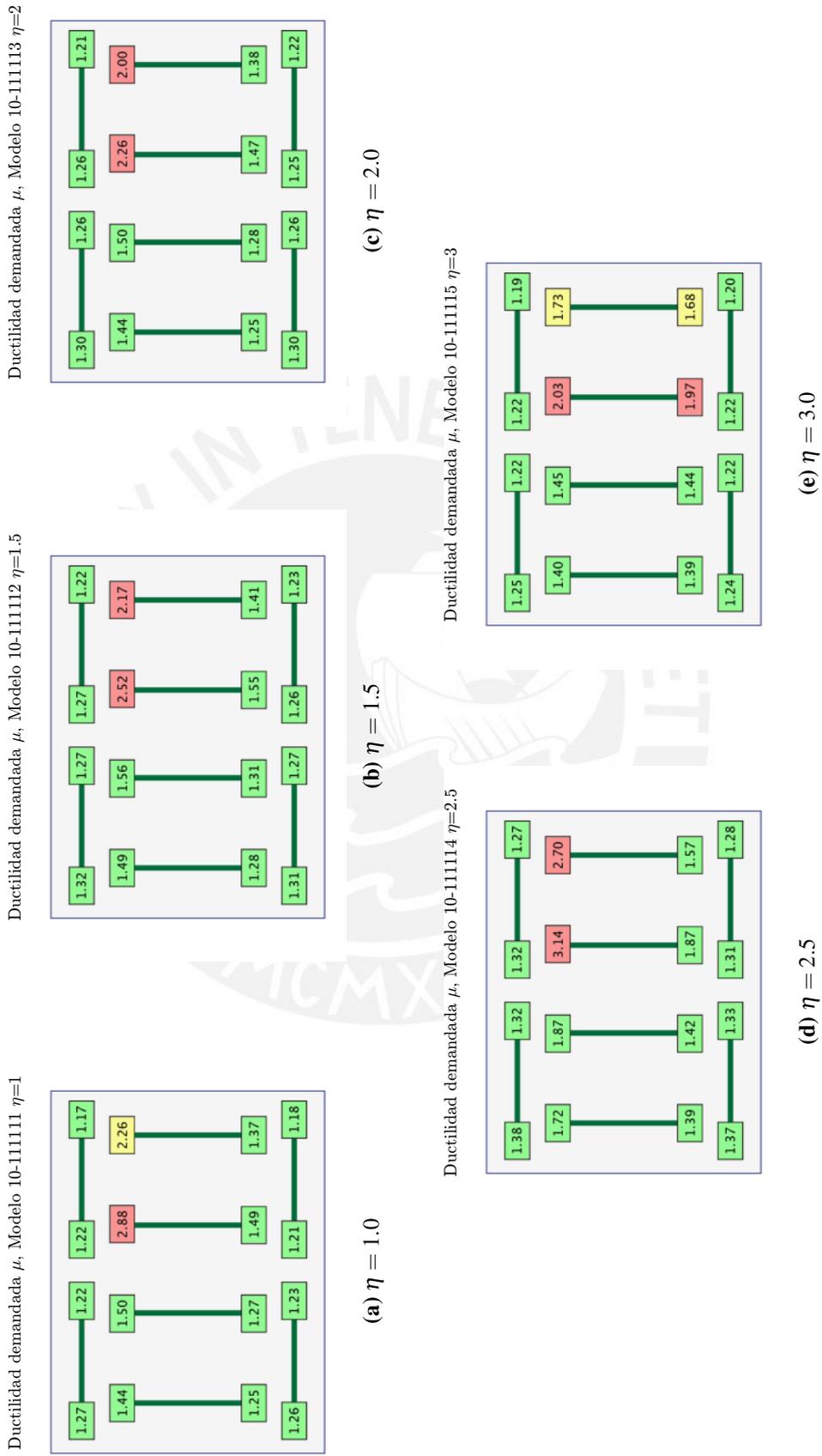


Figure B.37: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.25$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

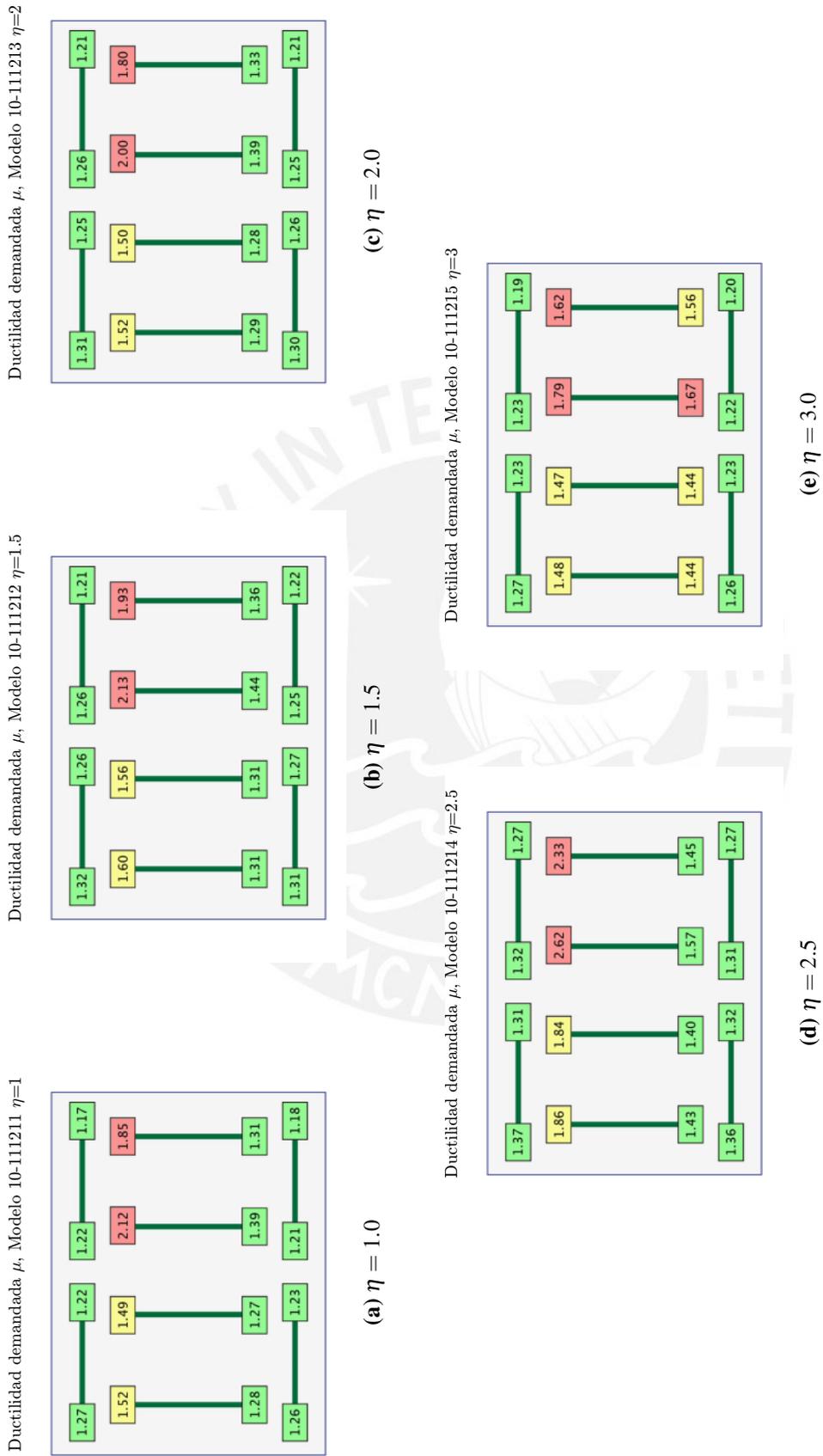


Figure B.38: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.25$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

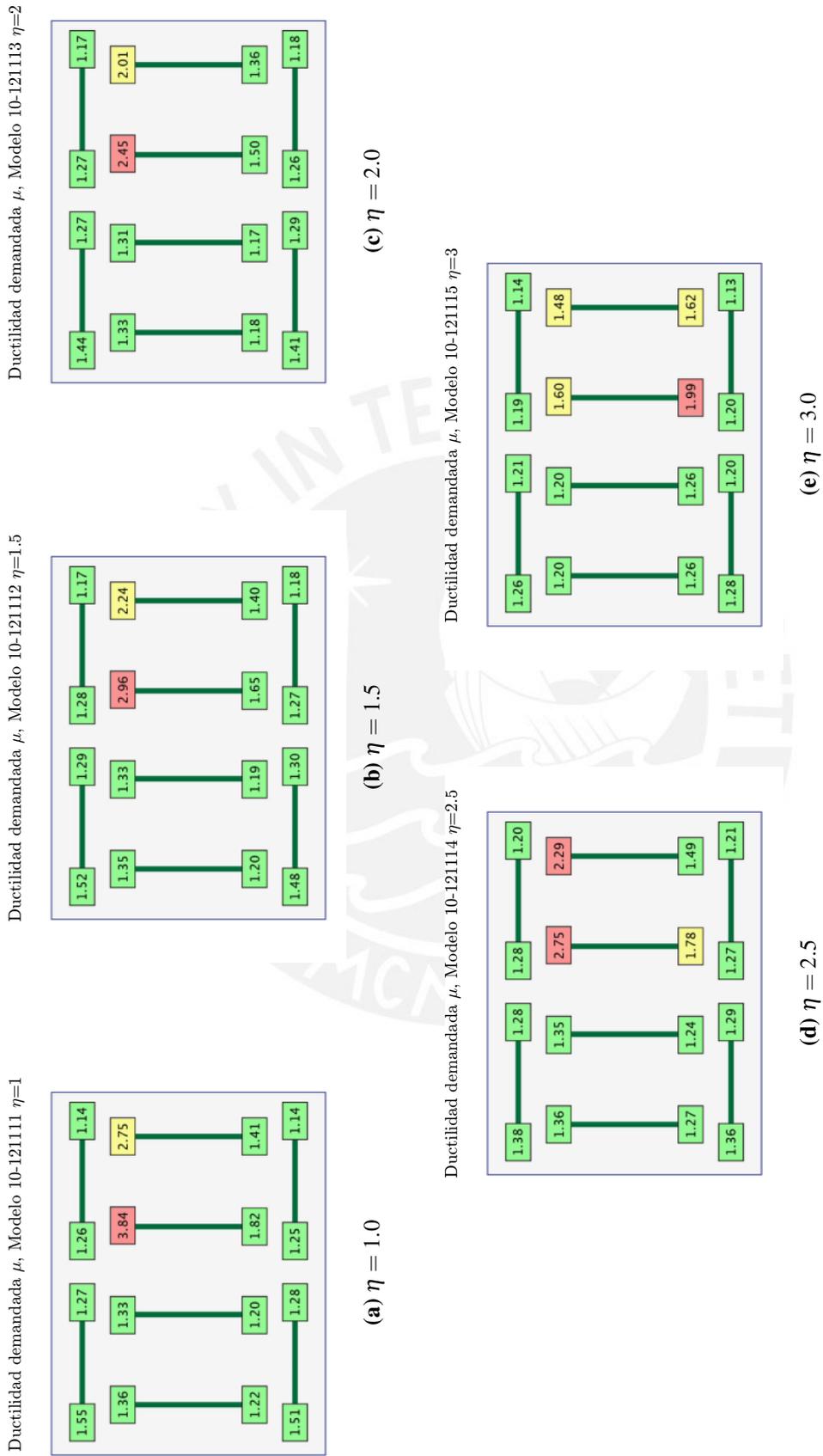


Figure B.39: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.50$, $\Omega_\theta = 0.75$

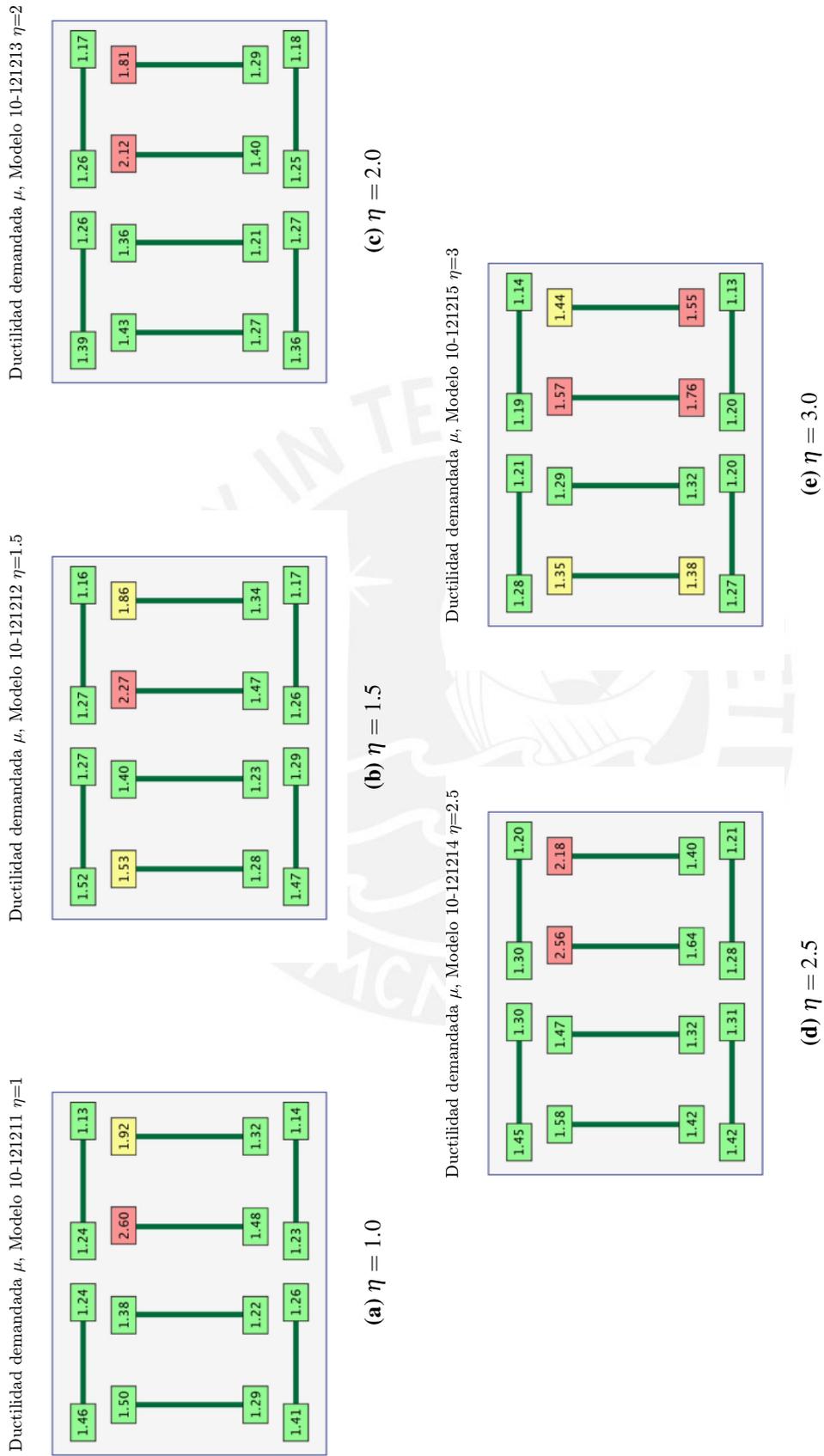


Figure B.40: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.50$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

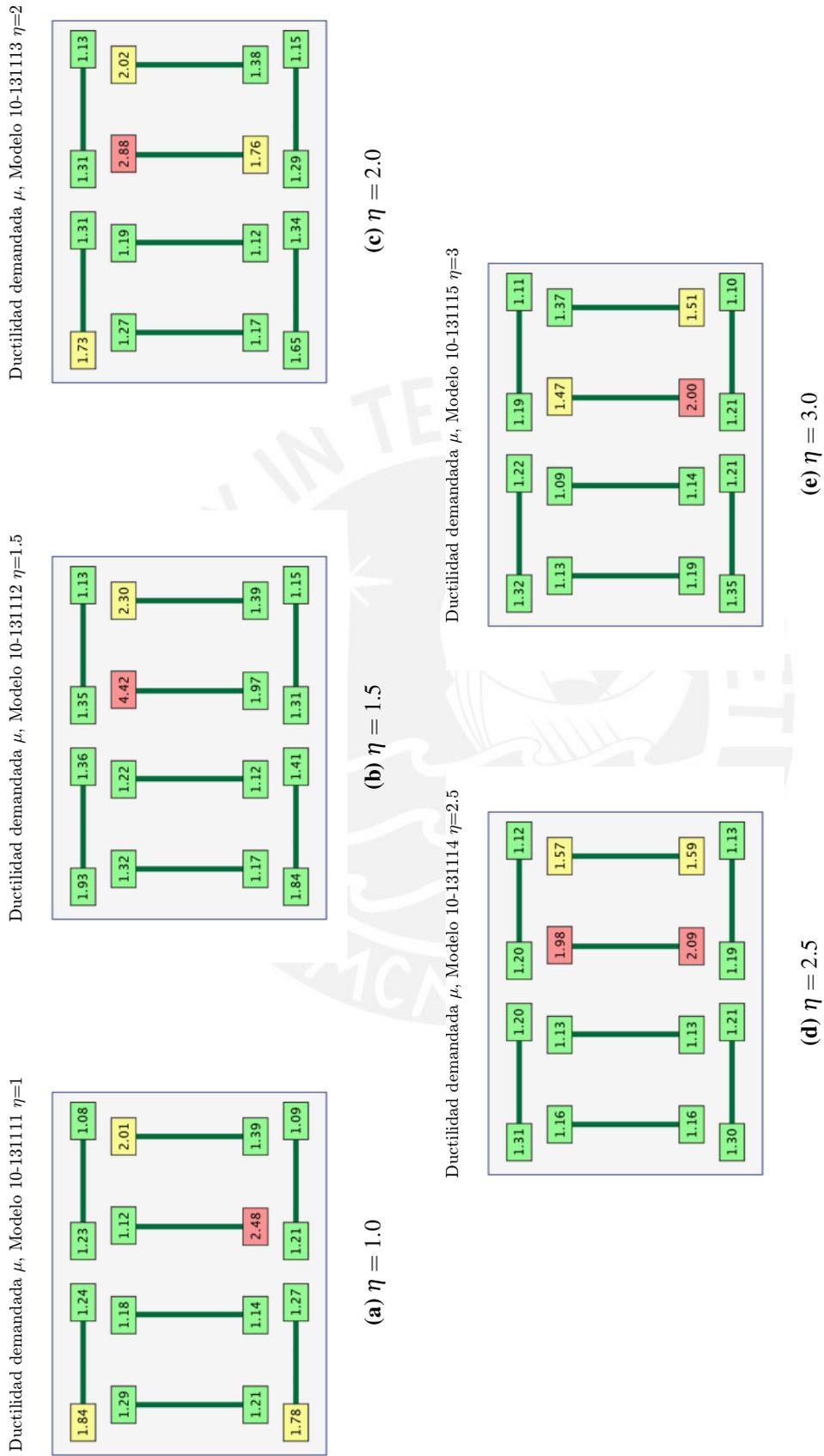


Figure B.41: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

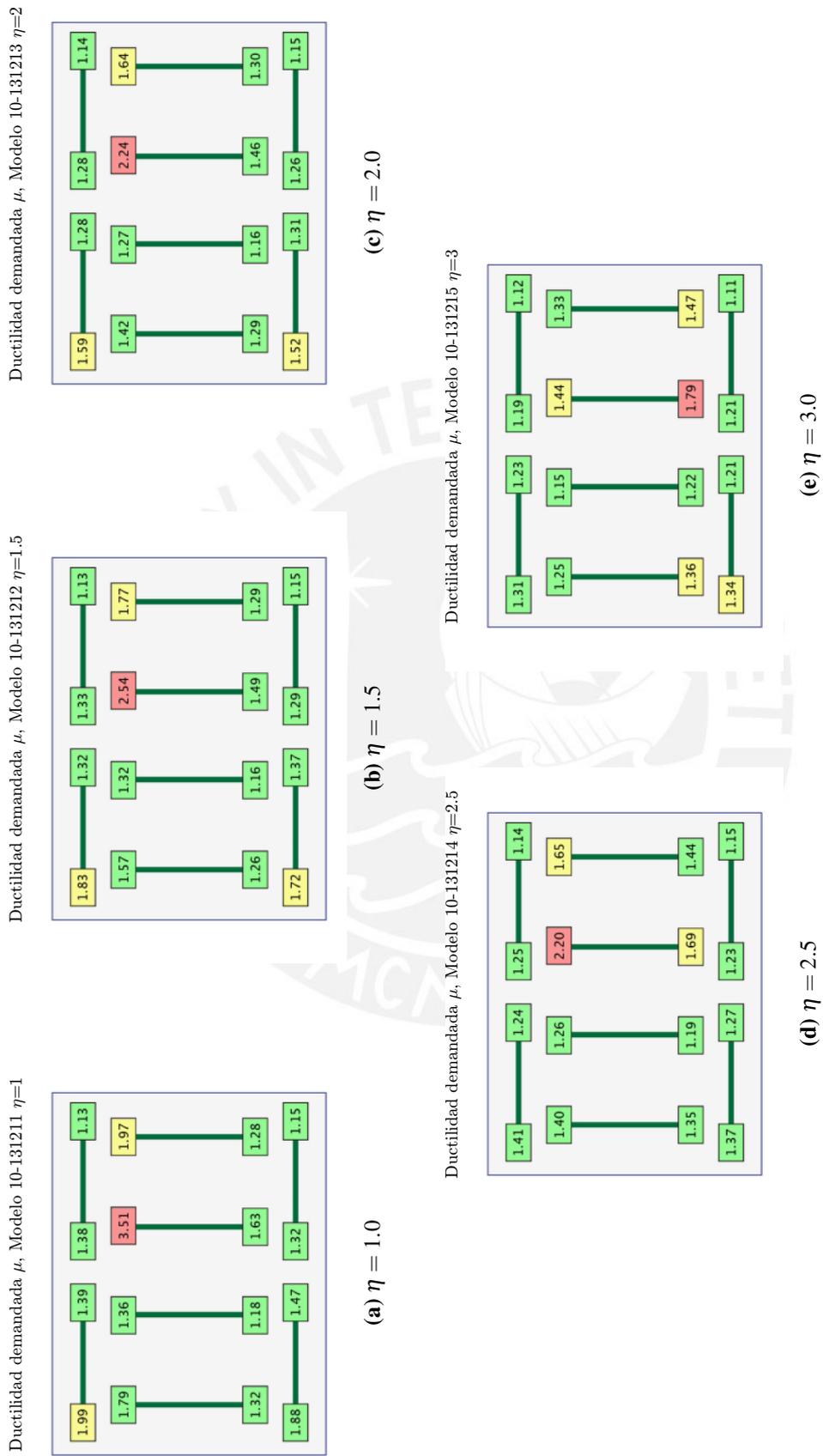


Figure B.42: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.3$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

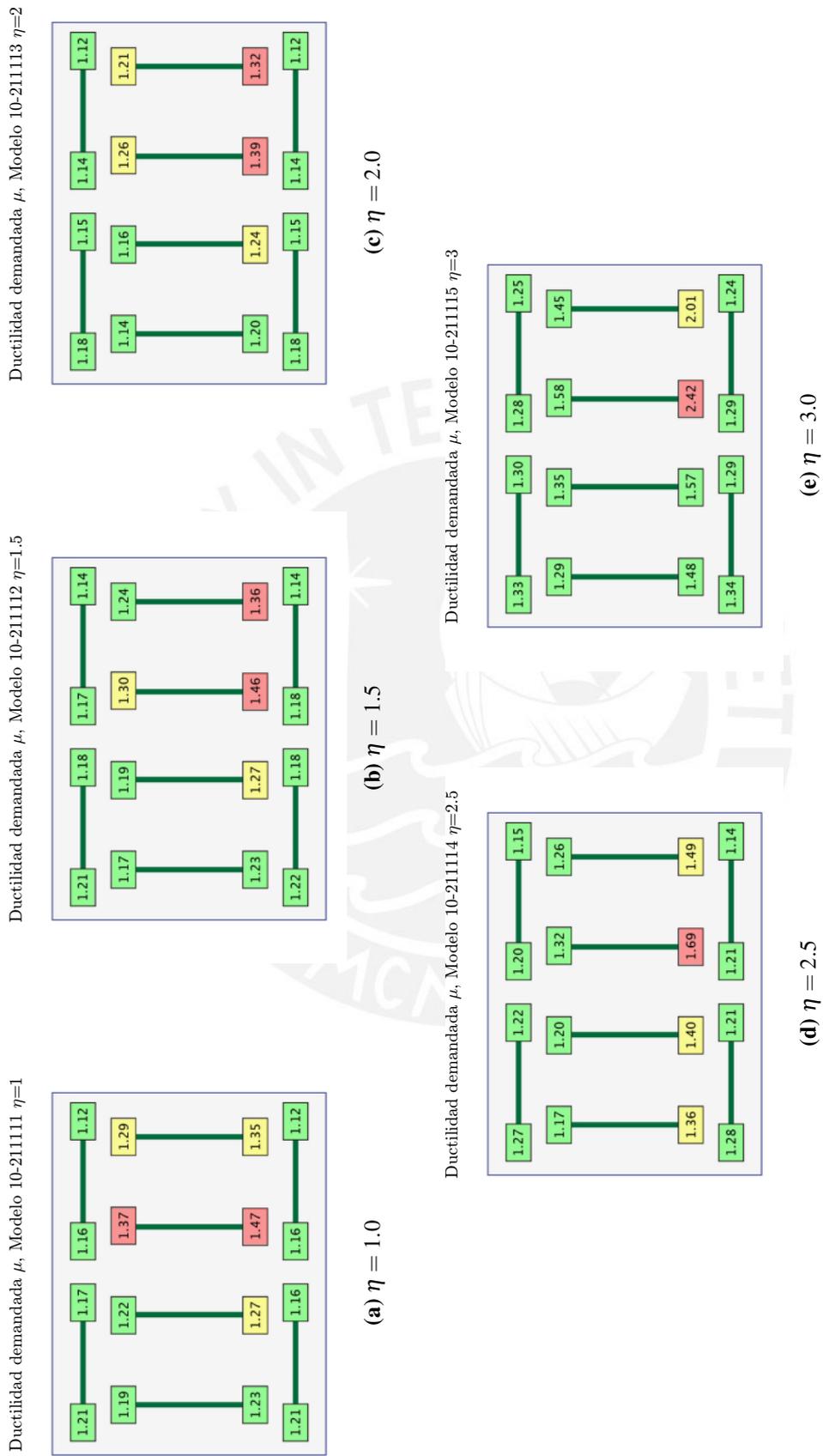


Figure B.43: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.4$, $e/r = 0.25$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

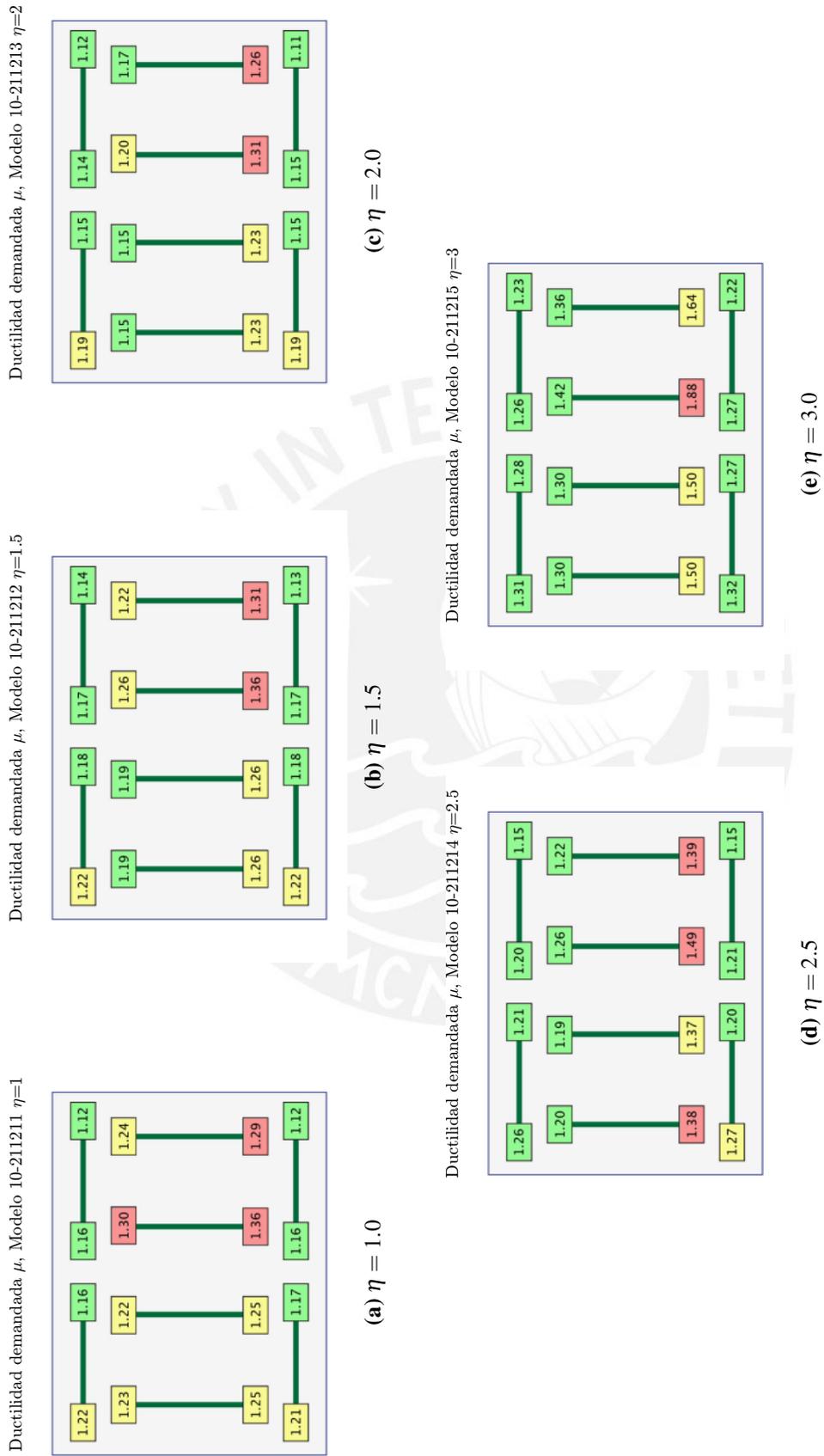


Figure B.44: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.4$, $e/r = 0.25$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

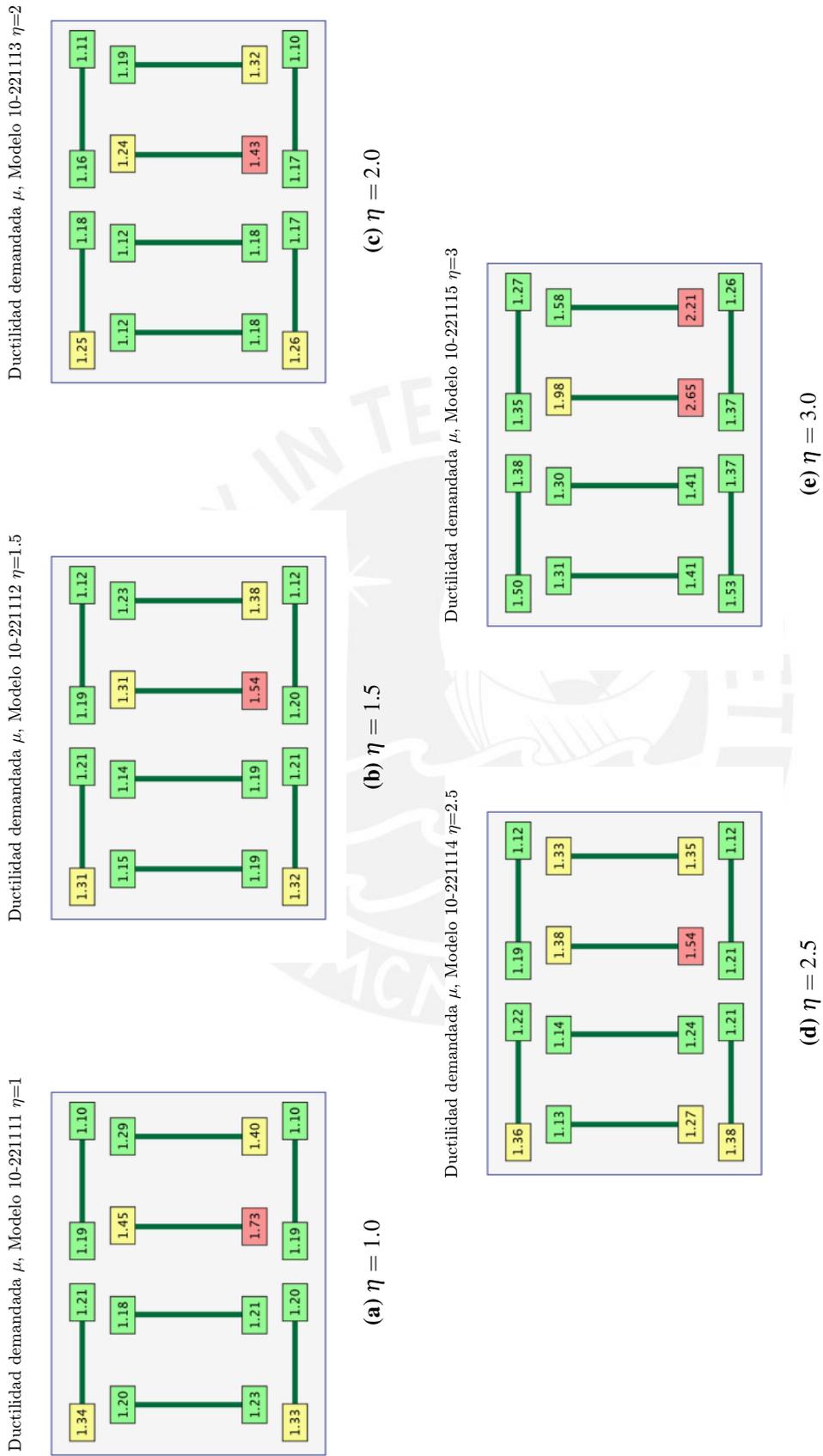


Figure B.45: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.4$, $e/r = 0.50$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

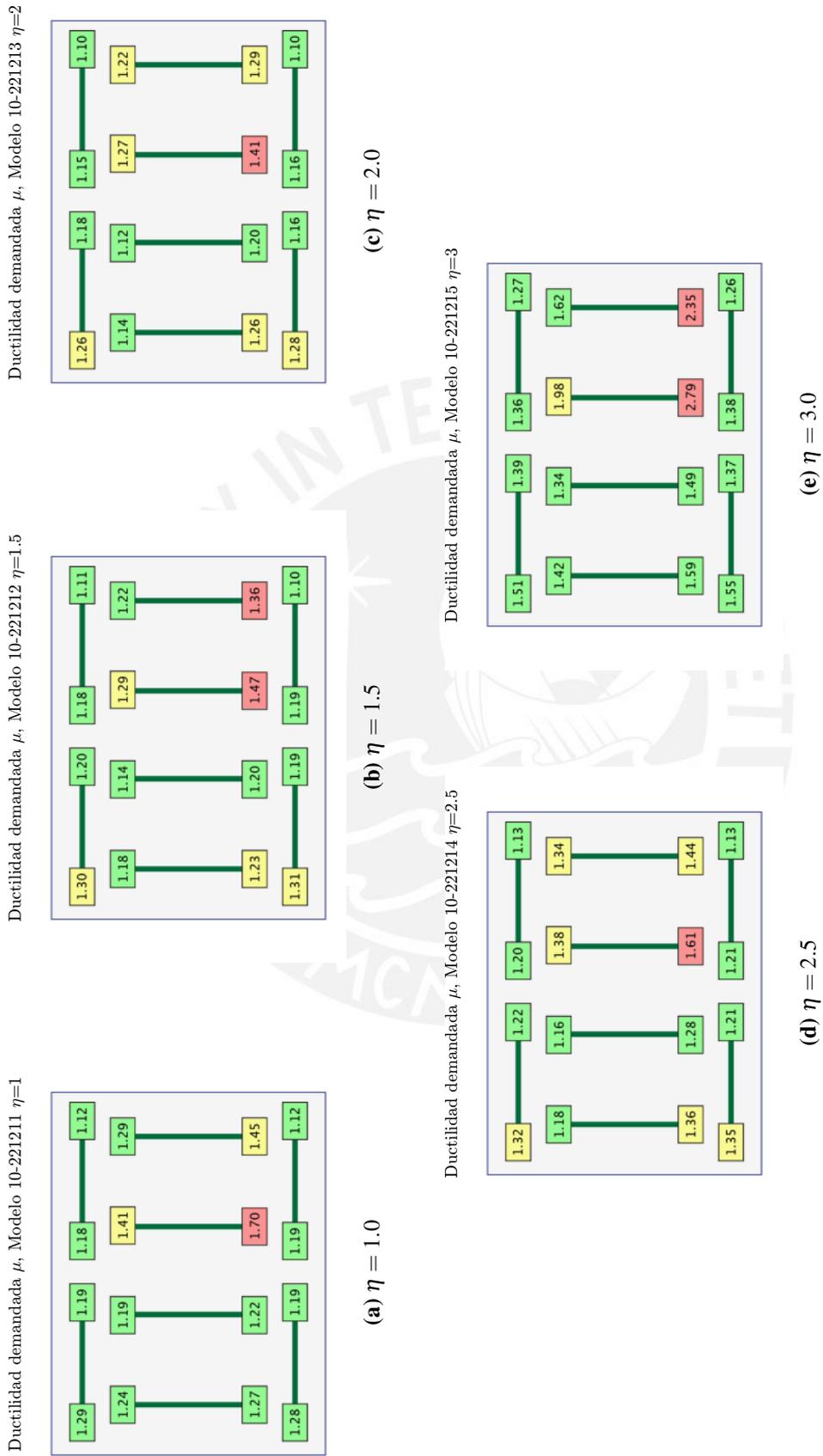


Figure B.46: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.4$, $e/r = 0.50$, $\Omega_{\theta} = 1.00$

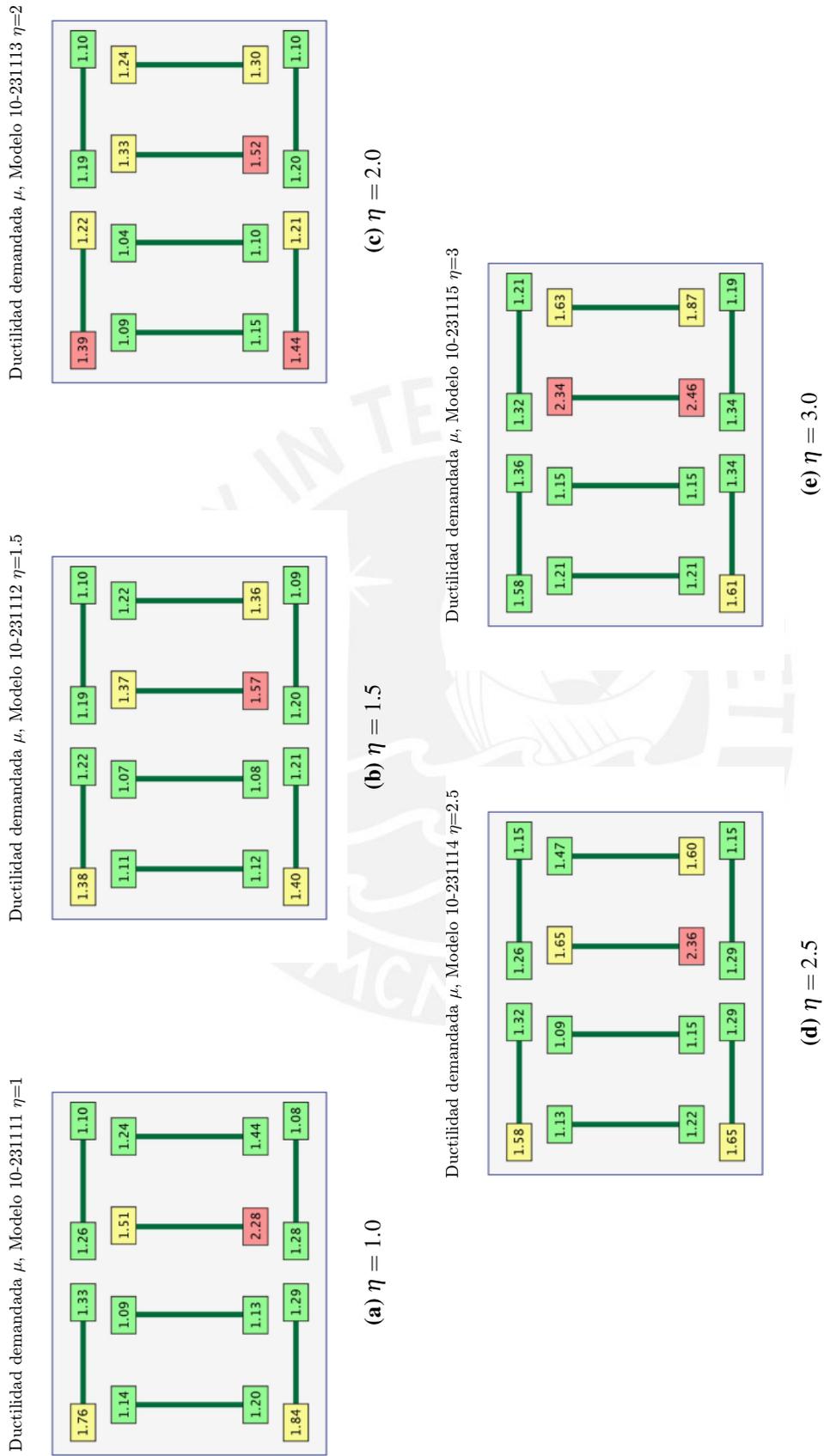


Figure B.47: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.4$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 0.75$

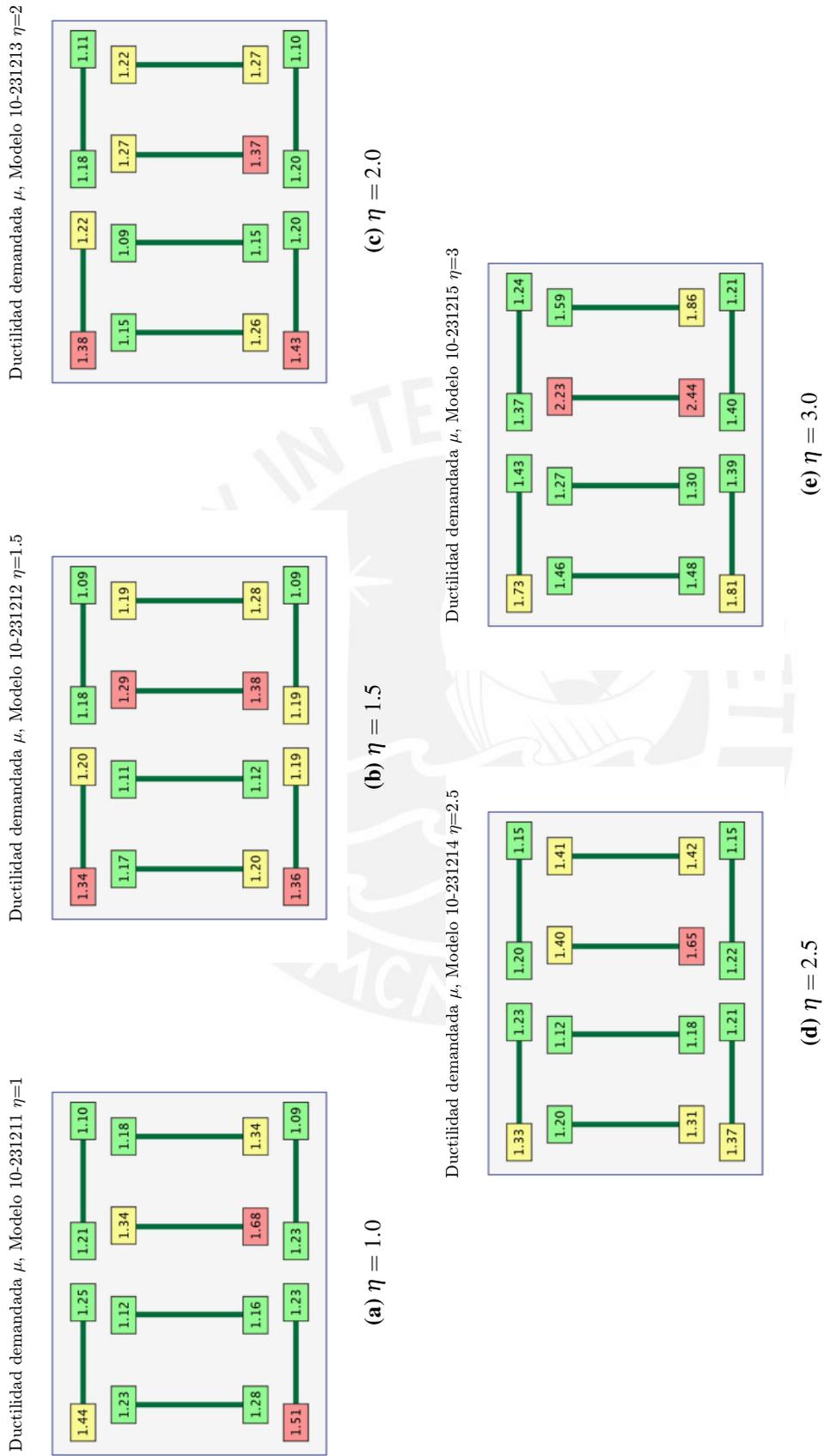


Figure B.48: Ductilidad demandada en columnas del primer nivel $T_y = 0.4$, $e/r = 0.75$, $\Omega_{\theta} = 1.00$