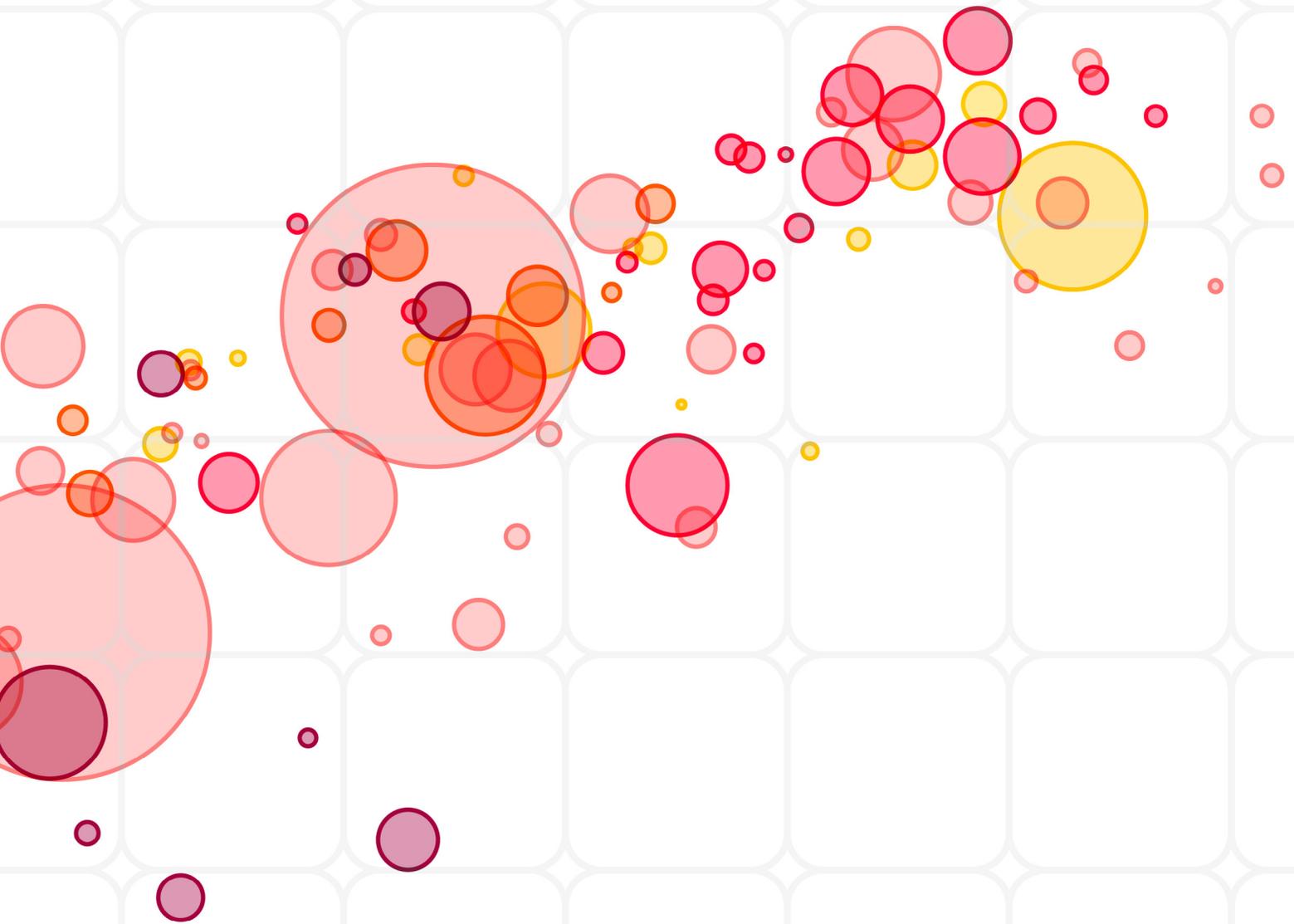


<https://revistas.ucr.ac.cr/index.php/ingenieria/index>
www.ucr.ac.cr / ISSN: 2215-2652

Ingeniería

Revista de la Universidad de Costa Rica
JULIO/DICIEMBRE 2024 - VOLUMEN 34 (2)





Respuesta sísmica de edificios de ocho niveles de concreto armado con irregularidad en planta

Seismic response of 8-story reinforced concrete buildings with irregular floor plan

Ingrid Angela Villafuerte Lujano ¹ , Víctor Iván Fernández-Dávila Gonzales ² 

¹ Ingeniera Investigadora, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú
correo: ingrid.villafuerte@pucp.edu.pe

² Profesor Asociado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú
correo: vfernandezdavila@pucp.edu.pe

Palabras Clave:

Centro de masa y rigidez, desplazamientos, diafragma rígido y flexible, irregularidad en planta, periodos de vibración

Recibido: 30/08/2023

Aceptado: 29/02/2024

Resumen

Para el modelamiento de estructuras, la hipótesis de diafragma rígido (DR) es empleada frecuentemente en el diseño sismorresistente, sin considerar si dicha hipótesis refleja una respuesta real de la edificación ante cargas de sismo. Desde una concepción arquitectónica, las edificaciones con tipologías de plantas irregulares satisfacen necesidades espaciales, funcionales y bioclimáticas; sin embargo, dichas estructuras se contraponen con su desempeño sísmico por tener respuestas diferentes. Además, se debe asumir una hipótesis para la losa de entrepiso que puede ser diafragma rígido (DR) o diafragma flexible (DF). Por lo tanto, es necesario conocer las respuestas lineales de estructuras con plantas irregulares. El objetivo del presente estudio es evaluar las configuraciones irregulares en plantas tipo L, H, T y U sobre el comportamiento sísmico de estructuras de ocho niveles, considerando las hipótesis de DR y DF. A partir de las respuestas globales y locales, se determinó que los casos de estudio con DF presentaron periodos de vibración más largos, que generaron mayores deflexiones de las estructuras, provocados por la deformación de la losa en su plano. Sin embargo, los valores de las fuerzas cortantes con DF fueron menores en comparación con los modelos con DR, debido a que la losa de entrepiso se deformó en su plano, lo que repercutió en la disminución del coeficiente de amplificación sísmica (C). Así, también, las tipologías L, T y U presentaron mayores demandas sísmicas, desplazamientos laterales y aceleraciones en los bordes en comparación al modelo H, que presentó desplazamientos laterales menores y uniformes.

Keywords:

Center of mass and rigidity, displacements, irregularity in plant, rigid and flexible diaphragm, vibration periods.

Abstract

For the modeling of structures, the hypothesis of a rigid diaphragm (DR) is frequently employed in earthquake-resistant design, without considering whether this hypothesis accurately reflects the building's actual response to seismic loads. From an architectural standpoint, buildings with irregular floor plan typologies fulfill spatial, functional, and bioclimatic needs. However, these structures contradict their seismic performance due to their differing responses. Additionally, a hypothesis must be assumed for the floor slab, which can be a rigid diaphragm (DR) or a flexible diaphragm (DF). Therefore, it is essential to understand the linear responses of structures with irregular floor plans. The objective of this study is to evaluate irregular configurations in L, H, T, and U-type floor plans regarding the seismic behavior of 8-story structures, considering both DR and DF hypotheses. Based on global and local responses, it was determined that the DF study cases exhibited longer vibration periods, resulting in greater deflections of the structures caused by the deformation of the slab in its plane. However, shear force values with DF were lower compared to DR models, due to the slab deforming in its plane, resulting in a reduction of the seismic amplification coefficient (C). Additionally, L, T, and U typologies showed higher seismic demands, lateral displacements, and accelerations at the edges compared to the H model, which exhibited smaller and uniform lateral displacements.

DOI: 10.15517/ri.v34i2.56413



1. INTRODUCCIÓN

Las edificaciones con diversos tipos de irregularidad en planta se construyen con mucha frecuencia, ya que suelen ser necesarios en el diseño arquitectónico para satisfacer las necesidades funcionales, espaciales y ambientales [1]. Sin embargo, estos edificios con geometrías irregulares en planta presentan desempeños sísmicos más demandantes en comparación con una estructura de edificios con plantas regulares [2], ya que generan excentricidad entre el centro de masa (CM) y el centro de rigidez (CR), lo cual provoca torsión y concentración de los esfuerzos en las esquinas entrantes [3]. Por lo tanto, es importante evaluar y modelar las estructuras de edificios con irregularidad en planta para conocer su capacidad de respuesta frente a eventos sísmicos.

En la actualidad, para el diseño de edificaciones, se realiza el modelamiento de las estructuras considerando la hipótesis de diafragma rígido (DR), que consiste en suponer que la losa de piso se comporta como cuerpo rígido en su propio plano, lo que permite concentrar en el CM un total de tres grados de libertad (GDL): dos desplazamientos traslacional ortogonales entre sí y un desplazamiento rotacional [4]. Por otro lado, la hipótesis de diafragma flexible (DF) consiste en considerar todos los grados de libertad mediante la discretización de la losa de piso, por medio de elementos finitos de superficie [5]. El empleo de la hipótesis DR, es una práctica común en el diseño, debido a la notable reducción de los GDL del modelo. Sin embargo, los daños extensos e incluso colapsos parciales ocasionados por la flexibilidad del diafragma que se observaron durante los terremotos [6],[7],[8] indican que, en algunos casos, esta suposición fue sobrevalorada [9].

El objetivo de este estudio es comprender el comportamiento sísmico de edificios de concreto armado de ocho pisos en forma de L, H, T y U, al considerar losas de entrepiso modeladas con la hipótesis de diafragma rígido (DR) y con la hipótesis de diafragma flexible (DF). Esto a través de la evaluación de las irregularidades y de las suposiciones de DR y DF en las respuestas globales y locales, como los periodos de vibración, desplazamientos laterales, desplazamientos relativos, fuerzas cortantes, momentos flectores y deformación en la losa de entrepiso al considerar DF. Se llevaron a cabo evaluaciones de las irregularidades en planta de acuerdo con el código de diseño sismorresistente del Perú, tales como por esquinas entrantes, torsión y torsión extrema. Además, se compararon las demandas sísmicas y su comportamiento estructural frente a la acción de cargas sísmicas, obtenidas a partir del espectro de diseño de pseudoaceleraciones de acuerdo con la NTP E.030 [10], empleando el análisis dinámico modal espectral. A diferencia de estudios anteriores sobre el tema, se analizaron cuatro configuraciones irregulares en planta tipo L, H, T y U, teniendo en cuenta, para el modelamiento de la losa de entrepiso, la hipótesis tanto de DR como la de DF.

En los modelos numéricos, al emplear la hipótesis de DF, las estructuras experimentaron mayores aceleraciones, desplazamientos y periodos de vibración frente a estructuras modeladas con diafragma rígido en edificios de baja altura [11],[12], Asimismo, al

incrementar la flexibilidad del diafragma, los periodos de vibración se aumentaron [13] y, al evaluar estructuras con diafragma rígido y al variar gradualmente la flexibilidad del diafragma, las respuestas de estructuras asimétricas con diafragmas flexibles tuvieron dependencia de los parámetros estructurales de rigidez y excentricidad de fuerza; además, son muy sensibles a la intensidad de un terremoto [9]. Sin embargo, al emplear la hipótesis de diafragma rígido en edificios altos, se obtuvo como resultado una estructura más segura [14], que conduce a un resultado conservador para estructuras con varios pisos [15]. Por otro lado, al evaluar estructuras con aberturas de diafragma ubicadas en el medio de la edificación, el uso del diafragma rígido según ASCE 7-05 determinó una predicción incorrecta [16]. Por consiguiente, la aplicación del DF y DR es determinante: donde las respuestas de estructuras con diafragma flexible aumentaron el periodo de vibración de edificios [17], la flexibilidad del diafragma influye en las aceleraciones máximas de la losa, las cuales pueden aumentar o disminuir en comparación con los edificios de diafragmas rígidos de diferentes configuraciones [18].

En las estructuras irregulares con tipologías largas, estrechas o de planta tipo T o L, no se puede descartar el efecto de la flexibilidad de la losa de entrepiso [19]. En general, las estructuras con esquinas entrantes como la tipología L provocan concentración de esfuerzos, debido a cambios de rigidez y amplificación de la torsión [20]. Dichas estructuras con plantas irregulares tienen mayor demanda sísmica que las estructuras con planta regular, puesto que elementos próximos a la planta con irregularidad tienen una mayor concentración de esfuerzos y una mayor demanda de ductilidad, lo que conlleva a la falla de los elementos estructurales [2]. Las estructuras de forma C, L y U obtuvieron fuertes daños y colapsos en las esquinas entrantes y respuestas torsionales [7]. Además, la tipología L presentó una cortante basal más baja en comparación con las estructuras regulares [21]. En general, los edificios irregulares obtuvieron mayores valores de desplazamiento en comparación con los edificios regulares ante cargas ante cargas sísmicas, así que los modelos regulares resultan más seguros. Al aplicar cargas laterales, el modelo en forma de L obtuvo el mayor valor de desplazamiento en ambas direcciones [22]. Por otro lado, los edificios de tipologías I y T obtuvieron las respuestas sísmicas más altas en comparación con las tipologías C y L; sin embargo, el comportamiento modal de las tipologías I, T, C y L es similar [23].



(a)



(b)



Fig. 1. Edificios con irregularidad horizontal: a) Tipo L, b) Tipo H y c) Tipo T.

La Fig. 1 muestra diferentes edificios recientemente construidos en el distrito de Jesús María de la provincia de Lima, Perú. Estos presentan características de configuración irregular

en planta tipo L, H y T, además, cuentan con esquinas entrantes y discontinuidades del diafragma.

2. METODOLOGÍA

El presente estudio tiene un enfoque cuantitativo con un diseño de investigación no experimental del tipo transversal, explicativa y correlacional, debido a que se evaluó la respuesta lineal de las tipologías considerando el efecto de la irregularidad en plantas tipo L, H, T y U de edificaciones de concreto armado de ocho niveles. Se empleó la metodología del análisis dinámico modal espectral, considerando como carga sísmica el espectro elástico según la Norma Técnica Peruana NTP E.030 [10]. En la Fig. 2, se presenta la metodología empleada para la investigación.

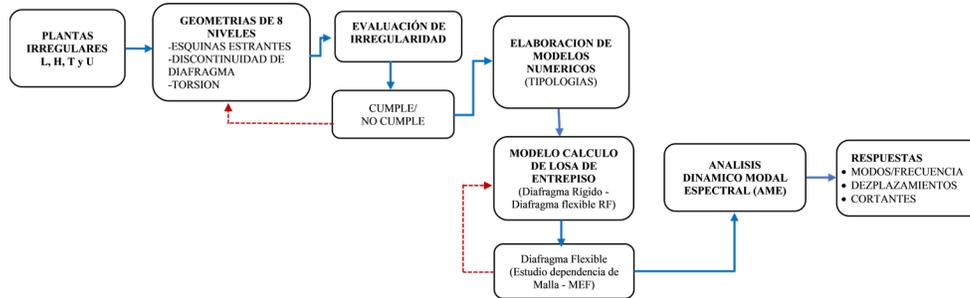


Fig. 2. Metodología empleada.

2.1 Modelos Numéricos de los Casos de Estudio

Se elaboraron ocho modelos numéricos con configuraciones de planta tipo L, T, H y U de ocho niveles. Las alturas de las edificaciones fueron consideradas para una zona residencial de densidad media y alta en el departamento de Lima, Perú. Cada nivel tiene una altura de entrepiso de 2.70 m. Se analizaron y evaluaron las tipologías que presentan irrupciones en su geometría en planta, como esquinas entrantes. Además, las plantas con las

tipologías mencionadas son formas geométricas que se pueden componer espacial y físicamente en una base reticular de 24×25 m. Los casos de estudio corresponden a edificios de concreto armado de mediana altura, conformados por vigas, columnas, losa aligerada y muros estructurales. La vigas y columnas se modelaron como elementos de barra y su conexión como nudos rígidos; mientras que, para las losas y placas, se consideró el modelamiento mediante elementos finitos (MEF). En la Fig. 3, se muestran las características de los modelos numéricos.

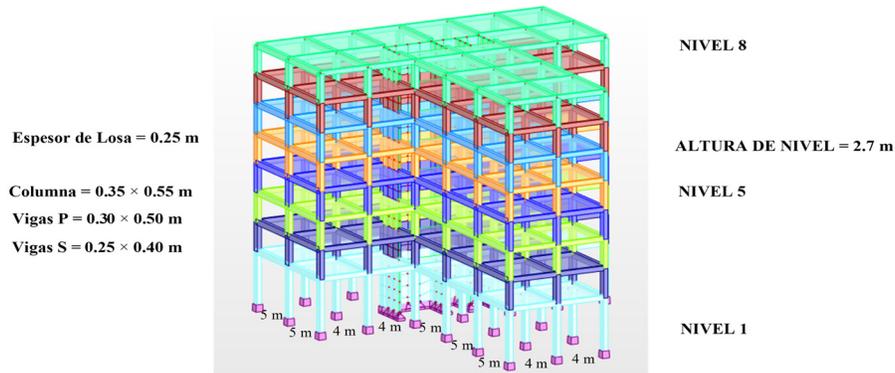


Fig. 3. Modelo Numérico.

En el CUADRO I, se han definido los parámetros de cada tipología, tales como el área construida, altura total y resistencia

del material ($f'c$). Además, se detallan las características y dimensiones de los elementos estructurales según cada tipología.

CUADRO I
PARÁMETROS DE LOS CASOS DE ESTUDIO

Tipo de planta	Área construida (m ²)	Altura total (m)	Material $f'c = 210$ kg/cm ²	Columnas (cm)	Vigas (cm)	Espesor de losa (cm)	Espesor de placas de C° A° (cm)
L-8	376.46	21.6	CA	35 × 55	VP = (30 × 50) VS = (25 × 40)	e=25	20
U-8	501.21	21.6	CA	35 × 55	VP = (30 × 50) VS = (25 × 40)	e=25	20
T-8	387.01	21.6	CA	35 × 55	VP = (30 × 50) VS = (25 × 40)	e=25	20
H-8	516.61	21.6	CA	35 × 55	VP = (30 × 50) VS = (25 × 40)	e=25	20

Para la modelación estructural de una losa de entrepiso, se empleó la hipótesis del diafragma rígido (DR). Este diafragma transmite los movimientos de un cuerpo rígido sin experimentar deformación alguna. En un análisis tridimensional, el diafragma rígido transmite seis tipos de movimientos de cuerpo rígido: tres traslaciones (dos horizontales y una vertical) y tres giros (dos en relación a ejes horizontales y uno respecto al eje vertical) [4]. Por otro lado, al aplicar la hipótesis del diafragma flexible (DF), se toma en consideración la rigidez de la losa al momento de evaluar la respuesta de una estructura y cada nodo de esta puede moverse de forma independiente con respecto al centro de masa. Asimismo, el efecto de las cargas horizontales en los elementos verticales se realiza considerando la rigidez de todos los elementos verticales y horizontales, además de la idealización de un diafragma flexible, donde cada nodo considera un desplazamiento y un giro, en cualquiera de los seis grados de libertad que posee.

En cuanto a las condiciones de contorno, según la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente del Perú, se seleccionó un perfil de tipo de suelo S1, caracterizado como roca o suelos muy rígidos. No se consideró la interacción suelo-estructura para el análisis de respuestas. Para el presente estudio, se estableció un apoyo empotrado (cimentación) para todos los elementos que sostienen la estructura y están en contacto con el suelo (S1), cuya idealización se muestra en la Fig. 4. Así, se consideró una profundidad de un metro por debajo del nivel del terreno para el modelamiento con apoyos empotrados, lo que evita desplazamientos en el plano y giro. Las edificaciones tienen una altura de 21.60 m y están soportadas por una subestructura conformada por zapatas aisladas y combinadas. Se consideró que el comportamiento de los elementos estructurales se encuentra dentro del rango elástico lineal y se asignó una relación de amortiguamiento del 5 % para todos los elementos de la estructura de concreto armado.

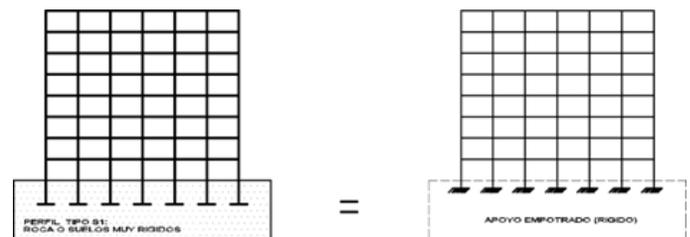


Fig. 4. Condiciones de contorno.

Los elementos estructurales de la edificación son de concreto armado y se modeló el comportamiento del concreto con un enfoque elástico lineal para elementos tipo barra, como columnas, vigas, losa de entrepiso y placa. Además, se asumió un comportamiento isotrópico para los parámetros del concreto. En el CUADRO II, se detallan las propiedades del material.

CUADRO II
PROPIEDADES DE LOS MATERIALES PARA LA ESTRUCTURA DEL MODELO NUMÉRICO

Parámetro	Notación	Columnas, vigas, losas y placas
Módulo de elasticidad (kgf/cm ²) (GPa)	E	217370.65 (21.3)
Módulo de corte (kgf/cm ²) (GPa)	G	86948.26 (8.5)
Coefficiente de Poisson	ν	0.25
Coefficiente de amortiguamiento	ζ	0.05
Peso por unidad de volumen (kg/m ³)	ρ	2400

En la Fig. 5, se observan las tipologías para cada modelo, que se construyeron sobre una cuadrícula de 4 m en dirección X y 5 m en dirección Y, a fin de que los modelos tengan similitudes en su estructuración.

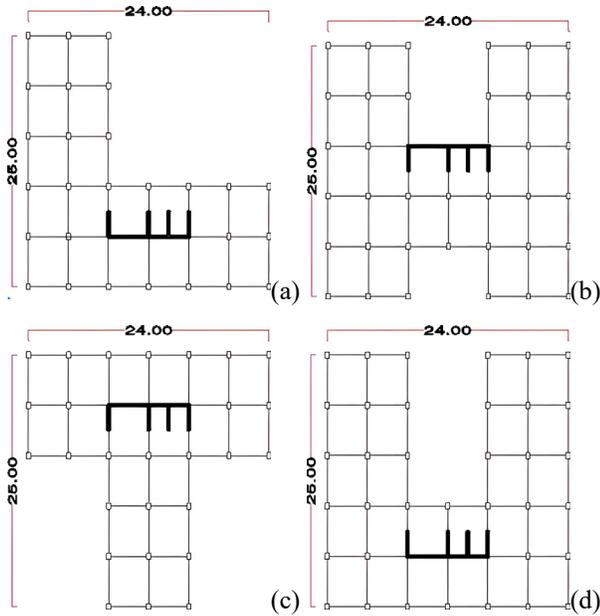


Fig.5. Tipologías de planta irregular: a) Tipo L, b) Tipo H, c) Tipo T y d) Tipo U.

En el CUADRO III, se presentan los valores de las cargas muertas y las sobrecargas que se adoptaron para el análisis estructural. Estos valores se tomaron como referencia de la Norma Técnica Peruana NTP E.020 de cargas[24].

CUADRO III
VALORES PARA METRADO DE CARGAS

Descripción	Valores	Unidad
Tabla de cargas		
Peso Unitario del C°A°	2400	kg/m ³
Unidades de albañilería sólida	1800	kg/m ³
Acabados	100	kg/m ²
Losa de e = 0.25 m	350	kg/m ²
Carga Muerta (CM)		

Descripción	Valores	Unidad
Peso propio (losa + vigueta + lad. hueco)	350	kg/m ²
Acabados	100	kg/m ²
Total	450	kg/m²
Carga muerta (muros)		
Peso de muros e = 0.15 (h = 1.2 m)	324	kg/ml
Peso de muros e = 0.15 (h = 2.2 m)	597	kg/ml
Peso de muros e = 0.15 (h = 2.4 m)	648	kg/ml
Sobrecarga		
S/C Viviendas	200	kg/m ²

2.2 Evaluación de plantas irregulares

Se evaluó la irregularidad de los modelos planteados por esquinas entrantes, discontinuidades del diafragma, irregularidad torsional y torsional extrema.

2.2.1 Evaluación de esquinas entrantes

Para la evaluación de irregularidad por esquinas entrantes, se verificaron las longitudes en ambas direcciones frente a la longitud total de la planta. Esta relación debe ser mayor al 20 % para ser considerada una configuración con irregularidad en planta ($I_p = 0.9$), según NTP E.030 [10]. Además, los códigos ASCE/SEI [25] y FEMA P- 2082-1 [26] indican que, para configurar una irregularidad por esquinas entrantes, el valor obtenido debe superar el 15 % de la relación de sus dimensiones. En el CUADRO IV, se muestra la evaluación de la irregularidad en planta.

2.2.2 Irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema el cual

En el CUADRO V, se muestra la verificación de irregularidad en planta por torsión. En el resultado del análisis, se determinó que el modelo tipo L presentó irregularidad torsional en planta en las direcciones X e Y; además, los modelos T y U presentaron irregularidad torsional en la dirección X, según la NTP E0.30 [10].

En el CUADRO VI, se muestra la verificación de irregularidad en planta por torsión extrema de los casos de estudio. En el resultado del análisis, se determinó que la tipología L presentó irregularidad torsional extrema en planta en las direcciones X e Y, según la NTP E0.30 [10].

CUADRO IV
RESUMEN DE LA EVALUACIÓN DE IRREGULARIDAD EN PLANTA POR ESQUINAS ENTRANTES

Irregularidad	Elevación	NORMA E.030			ASCE/SEI y FEMA P-2082-1 del 2020			Irregularidad a/A ó b/B >0.15
		Esquinas entrantes		Factor de irregularidad	Esquinas entrantes			
		Dirección X (%)	Dirección Y (%)	Ip	Dirección X (%)	Dirección Y (%)		
Tipo T	8 niveles	50	60	0.9	50	60	Irregular	
Tipo L	8 niveles	67	60	0.9	67	60	Irregular	
Tipo H	8 niveles	50	33	0.9	50	33	Irregular	
Tipo U	8 niveles	33	60	0.9	33	60	Irregular	

CUADRO V
IRREGULARIDAD TORSIONAL

Tipo de planta	Irregularidad torsional - Dirección X					Irregularidad torsional - Dirección Y				
	D ₁ (cm)	D ₂ (cm)	D _{máx.}	1.3 (D _{promedio})	Verificación	D ₁ (cm)	D ₂ (cm)	D _{máx.}	1.3 (D _{promedio})	Verificación
	L-8	0.073	0.459	0.459	0.346	Sí	0.65	0.156	0.65	0.524
H-8	1.053	1.237	1.237	1.489	No	1.242	1.386	1.386	1.708	No
T-8	0.48	0.9	0.9	0.897	Sí	0.41	0.55	0.55	0.624	No
U-8	0.947	0.5	0.947	0.941	Sí	0.49	0.59	0.59	0.702	No

NOTA: D₁ : Desplazamiento a y D₂ : desplazamiento b.

CUADRO VI
IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA

Tipo de planta	Irregularidad torsional extrema - Dirección X					Irregularidad torsional extrema - Dirección Y				
	D ₁ (cm)	D ₂ (cm)	D _{máx.}	1.5 (D _{promedio})	Verificación	D ₁	D ₂	D _{máx.}	1.5 (D _{promedio})	Verificación
	L-8	0.073	0.459	0.459	0.399	Sí	0.65	0.156	0.65	0.604
H-8	1.053	1.237	1.237	1.717	No	1.242	1.386	1.386	1.971	No
T-8	0.48	0.9	0.9	1.035	No	0.41	0.55	0.55	0.72	No
U-8	0.947	0.5	0.947	1.085	No	0.49	0.59	0.59	0.81	No

NOTA: D₁: Desplazamiento a y D₂: desplazamiento b.

2.3 Evaluación de la flexibilidad del diafragma según los códigos ASCE/SEI, FEMA-273 y UBC

Se ha realizado la evaluación de la flexibilidad del diafragma para las tipologías de los casos de estudio. Según FEMA-273, se indica que “para considerar un diafragma flexible, la relación entre la máxima deformación del diafragma y el promedio de derivas es mayor que 2 y para diafragmas rígidos, cuando esa misma relación es menor o igual a 0.5” [27, pp. 3-4]. Además, el

código UBC considera que “para evaluar un diafragma flexible la relación entre la deformación máxima de un diafragma es más del doble del promedio del desplazamiento del piso asociado” [28, p. 2-15]. En el CUADRO VII, se observa el valor obtenido de la máxima deformación del diafragma y el promedio de derivas, cuyos resultados varían desde 2.00 hasta 16.25. Según los resultados del CUADRO VII, corresponde a la aplicación de la hipótesis del DF.

CUADRO VII
RESUMEN EVALUACIÓN DEL DIAFRAGMA SEGÚN ASCE/SEI, FEMA Y UBC

Irregularidad	Dirección	ASCE/SEI-FEMA 273			UBC		
		$\Delta_{diap\ i}$	$\Delta_{piso\ i-1}$	$\lambda = \frac{\Delta_{diap\ i}}{\Delta_{piso\ i-1}} \geq 2$	$\Delta_{flexible}$	Δ_{piso}	$\beta = \frac{\Delta_{flexible}}{\Delta_{piso}} > 2$
Tipo L	Dir. X	1.088	0.111	9.80	1.088	0.111	9.802
	Dir. Y	1.302	0.157	8.29	1.302	0.157	8.293
Tipo H	Dir. X	0.462	0.128	3.61	0.462	0.128	3.609
	Dir. Y	1.200	0.173	6.94	1.200	0.173	6.936
Tipo T	Dir. X	1.901	0.117	16.25	1.901	0.117	16.248
	Dir. Y	0.451	0.194	2.32	0.451	0.194	2.325
Tipo U	Dir. X	1.340	0.113	11.86	1.340	0.113	11.858
	Dir. Y	0.354	0.177	2.00	0.354	0.177	2.00

2.4 Coeficiente de reducción de las Fuerzas Sísmicas (R)

El coeficiente de reducción que se consideró para la obtención del espectro de diseño fue multiplicado por el factor de irregularidad en planta, de acuerdo con la NTP E.030 [10], por: esquinas entrantes

$l_p = 0.90$, irregularidad torsional $l_p = 0.75$ y por irregularidad torsional extrema $l_p = 0.60$. En el CUADRO VIII, se presentan los valores de la cortante total, cortantes en muros, el factor de reducción básico, factor de reducción por irregularidad en planta y el valor de coeficiente de las fuerzas sísmicas (R).

CUADRO VIII
VALOR DE R PARA ESQUINAS ENTRANTES

Tipo de planta	V_{total} (kN) X	V_{muro} (kN) X	V_{total} (kN) Y	V_{muro} (kN) Y	R° Factor de reducción básico (muro estructural)	Factor de reducción		
						Ia (irregularidad en altura)	I _p (irregularidad en planta)	R
L-8	4435.65	3824.71	4577.07	3685.80	6	1	0.9	5.4
H-8	3359.28	2978.63	3120.93	2260.79	6	1	0.9	5.4
T-8	3459.53	2952.12	5582.90	4414.92	6	1	0.9	5.4
U-8	4277.06	3481.55	7808.06	5907.08	6	1	0.9	5.4

En el CUADRO IX, se presenta el valor del coeficiente de las fuerzas sísmicas (R), por irregularidad torsional y torsional extrema.

CUADRO IX
VALOR DE R PARA IRREGULARIDAD TORSIONAL Y TORSIONAL EXTREMA

Tipo de planta	R° Factor de reducción básico (muro estructural)	Factor de Reducción-Torsión			Factor de Reducción-Torsión Extrema		
		Ia	I _p	R	Ia	I _p	R
L-8	6	1	0.75	4.5	1	0.6	3.6
H-8	6	1	0.75	4.5	1	0.6	3.6
T-8	6	1	0.75	4.5	1	0.6	3.6
U-8	6	1	0.75	4.5	1	0.6	3.6

2.5 Espectros de diseño

En el CUADRO X, se muestran los parámetros para la obtención del espectro de pseudoaceleraciones de diseño según la NTP E.030[10]. Los parámetros considerados fueron los siguientes: a) zona sísmica ($Z = 0.45$), se consideró la zona en mención por ser altamente sísmica y para evaluar las respuestas en el perfil de suelo ($S1 = 1.0$); b) en la categoría de edificación de viviendas multifamiliares ($U = 1.0$); c) para el factor de amplificación sísmica (C), se consideró el periodo fundamental de cada tipología; y, d) para los factores de reducción (R), se consideró la irregularidad por esquinas entrantes, torsión y torsión extrema.

CUADRO X
PARÁMETROS PARA CONFECCIONAR EL ESPECTRO
DE DISEÑO

Tipo de planta	8 niveles				R		
	Z	U	C	S	Esq. Entrantes	Torsión	Torsión extrema
L-8	0.45	1	1.41	1	5.4	4.5	3.6
H-8	0.45	1	0.743	1	5.4	-	-
T-8	0.45	1	1.415	1	5.4	4.5	-
U-8	0.45	1	1.154	1	5.4	4.5	-

En la Fig. 6, se muestran los espectros de diseño para los casos de estudio. Se consideró $R = 5.4$ para la irregularidad en planta por esquinas entrantes, $R = 4.5$ por torsión y el valor de $R = 3.6$ por torsional extrema.

Además, se consideró la utilización del amortiguamiento de ($\zeta = 0.05$) de 5 % según la NTP E.030 [10], lo cual fue aplicado para los modelos analizados.

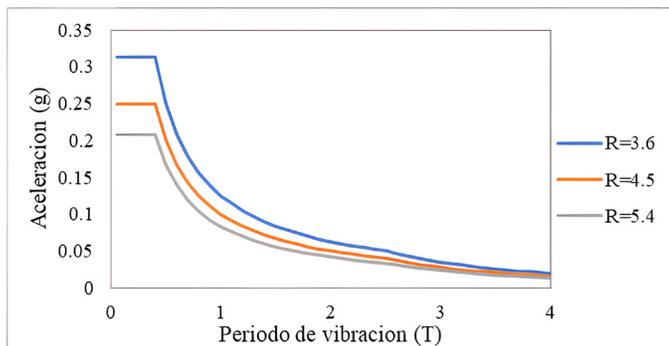


Fig. 6. Espectros de diseño.

2.6 Método de análisis : dinámico modal espectral

Con este método de análisis, se determinaron los valores espectrales máximos de desplazamientos laterales, relativos y aceleraciones de los modos de vibración, empleando un espectro de diseño según las consideraciones de los códigos y la Norma Técnica Peruana E.030 [10].

Se utilizó la metodología de la superposición modal, en la cual se extraen las formas del modo (ϕ_i) y la frecuencia correspondiente (ω_i). Los modos de vibración pueden determinarse por un procedimiento de análisis que considera apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas [29]. En la ecuación (1), se representa el modelo matemático para el equilibrio dinámico de una estructura.

$$M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + K \cdot u = P(t) \quad (1)$$

Donde: M es la matriz de masa, K es la matriz de rigidez, C es la matriz de amortiguamiento, \ddot{u} es el vector de aceleraciones, \dot{u} es el vector de velocidades, u es el vector de desplazamientos y $P(t)$ es la fuerza que varía arbitrariamente con el tiempo.

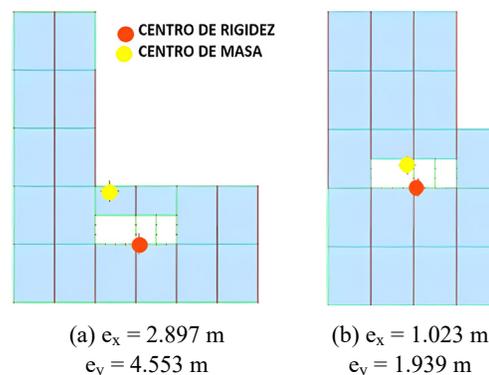
Posteriormente, se ajustaron los valores máximos según la combinación cuadrática completa (CQC), que correlaciona los valores modales máximos para obtener valores más probables de desplazamientos, fuerzas sísmicas y las respuestas modales. La forma en que el método CQC entrega el valor de una variable de respuesta r está dada por la siguiente ecuación (2):

$$r^2 = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} \cdot r_i \cdot r_j \quad (2)$$

Donde r_i es la contribución del modo de vibración i a la respuesta, r_j es la contribución del modo de vibración j a la respuesta, r es la respuesta máxima elástica esperada, que representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas y ρ_{ij} es el coeficiente de acoplamiento modal.

3. MODELOS CON DISTINTO TIPO DE IRREGULARIDAD

En estructuras con configuración irregular en planta, al ser sometidas a fuerzas sísmicas, producen una excentricidad entre el centro de masa (CM) y el centro de rigidez (CR), lo que conlleva a que no exista una fuerza de resistencia que actúa a través del CR y una fuerza de inercia que actúa a través del CM. En cambio, en estructuras con configuración regular, el CM y el CR coinciden generando mayor estabilidad a la estructura [2]. En la Fig. 7, se presentan modelos con diferentes tipos de irregularidades en planta, que cuentan con áreas iguales y, además, están relacionadas con el CM y el CR. Nótese que, cuando una estructura con configuración en planta es regular, el CM y el CR se aproximan e incluso, dependiendo de la tipología, tienden a coincidir, lo cual genera una menor excentricidad en comparación con estructuras con irregularidad en planta.



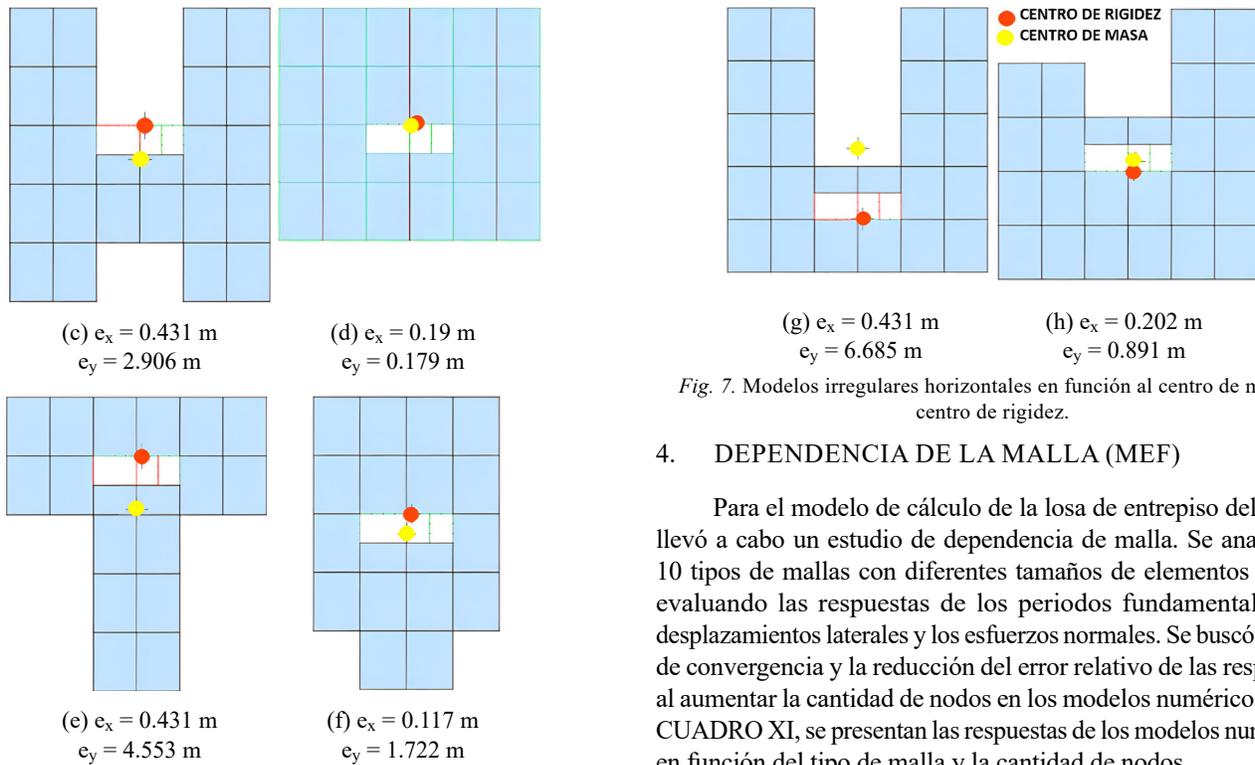


Fig. 7. Modelos irregulares horizontales en función al centro de masa y centro de rigidez.

4. DEPENDENCIA DE LA MALLA (MEF)

Para el modelo de cálculo de la losa de entrepiso del DF, se llevó a cabo un estudio de dependencia de malla. Se analizaron 10 tipos de mallas con diferentes tamaños de elementos finitos, evaluando las respuestas de los periodos fundamentales, los desplazamientos laterales y los esfuerzos normales. Se buscó la zona de convergencia y la reducción del error relativo de las respuestas al aumentar la cantidad de nodos en los modelos numéricos. En el CUADRO XI, se presentan las respuestas de los modelos numéricos en función del tipo de malla y la cantidad de nodos.

CUADRO XI
ESTUDIO DE DEPENDENCIA DE MALLA PARA MODELO DE 8 NIVELES DE C° A°

Ítem	Descripción (N.º nudos)	Longitud elemento finito (m)	NODOS	Desplazamientos laterales (cm) X	error relativo	Esfuerzo normal (σ) MPa XX	error relativo	Modo fundamental (s)	Error relativo
C1	Malla Coons (4)	2.4	942	1.912		1.174		0.955	
C2	Malla Coons (4)	1.9	1276	1.945	1.70%	0.963	-21.91%	0.954	-0.10%
C3	Malla Coons (4)	1	4495	1.95	0.26%	1.404	31.41%	0.963	0.93%
C4	Malla Coons (3, 4)	1	4495	1.938	-0.62%	1.276	-10.03%	0.961	-0.21%
D1	Malla Delaunay (3)	1	10317	1.956	0.92%	1.771	27.95%	0.966	0.52%
C5	Malla Coons (4)	0.5	14497	1.965	0.46%	1.6	-10.69%	0.966	0.00%
C6	Malla Coons (3, 4)	0.5	14497	1.957	-0.41%	1.39	-15.11%	0.964	-0.21%
D2	Malla Delaunay (3)	0.5	16262	1.963	0.31%	1.767	21.34%	0.967	0.31%
C7	Malla Coons (4)	0.4	21154	1.973	0.51%	1.732	-2.02%	0.967	0.00%
C8	Malla Coons (4)	0.33	29791	1.972	-0.05%	1.673	-3.53%	0.968	0.10%
C9	Malla Coons (4)	0.28	32852	1.973	0.05%	1.815	7.82%	0.968	0.01%
C10	Malla Coons (4)	0.25	51800	1.978	0.76%	1.891	6.56%	0.968	0.10%

En la Fig. 8, se muestran las diferentes mallas que se aplicaron a la losa de entrepiso para la modelación como diafragma flexible. Para los modelos numéricos con DF, se consideró el mallado C3 por estar dentro de la zona de convergencia.

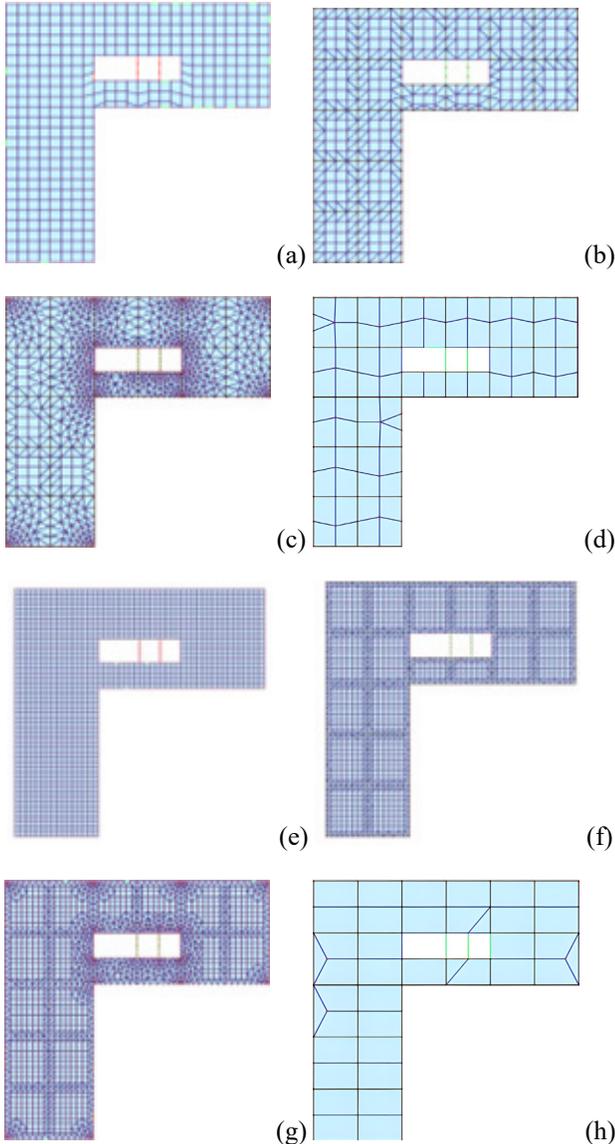


Fig. 8. Estudio de dependencia de malla: a) Mallado C3, b) Mallado C4, c) Mallado D1, d) Mallado C2, e) Mallado C5, f) Mallado C6, g) Mallado D2 y h) Mallado C1.

En la Fig. 9, se presentan las respuestas de los modos fundamentales y los esfuerzos normales. Se destaca una zona de convergencia al emplear 4.495 y 51.800 nodos, donde las respuestas muestran una aproximación. Este tipo de mallado fue seleccionado para el modelamiento de la losa de entrepiso como diafragma flexible.

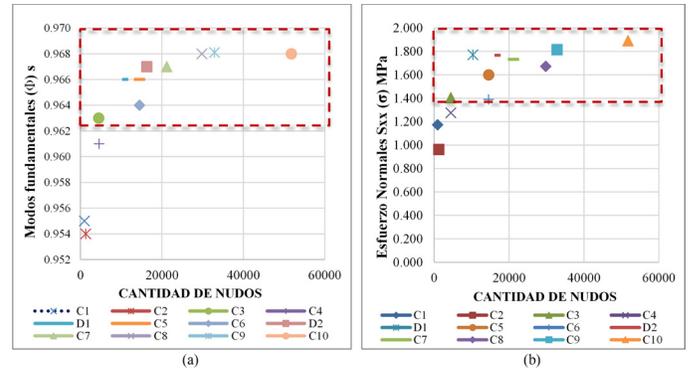


Fig. 9. Estudio de dependencia de malla (convergencia de respuestas): a) Respuestas de modos fundamentales (modo 1) (s) y b) Respuestas de esfuerzos normales Sxx (σ) (MPa).

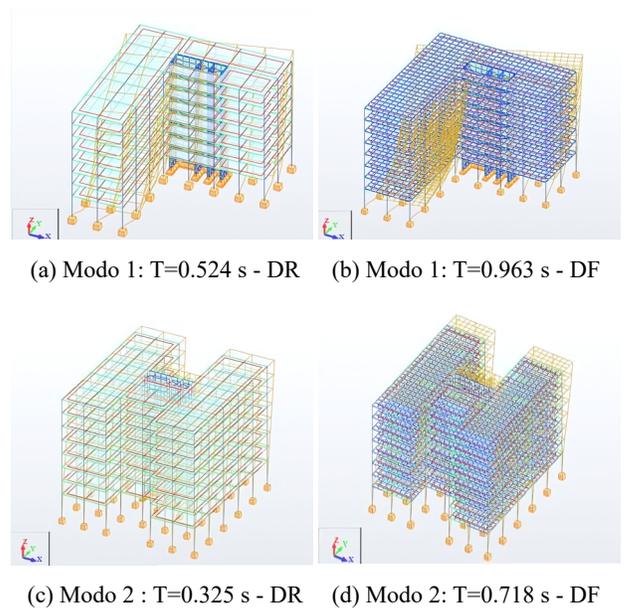
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

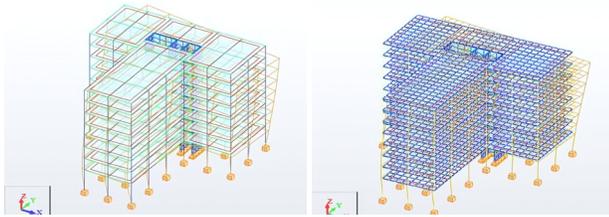
Se evaluó mediante la metodología del análisis dinámico modal espectral, a fin de determinar las respuestas globales y locales con influencia del efecto irregular en planta y se realizó la comparación de los casos de estudio.

5.1. Respuestas de los periodos de vibración

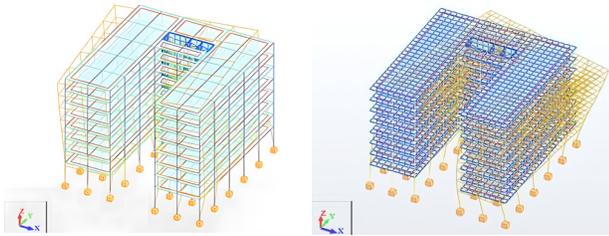
En los casos de estudio, se observó que los periodos de vibración asociados con DF generaron deflexiones mayores en la estructura en comparación con aquellos modelados con DR. Esta diferencia se atribuye a la flexibilidad considerada en la losa de entrepiso, lo que influyó directamente en los periodos de vibración.

En la Fig. 10, se muestran diferentes periodos de vibración para los modos 1, 2 y 3, en los cuales se aprecia que los modelos con DF obtuvieron los mayores periodos de vibración.





(e) Modo 3: T=0.265 s - DR (f) Modo 3: T=0.394 s - DF



(g) Modo 3: T=0.272 s - DR (h) Modo 3: T=0.426 s - DF

Fig. 10. Periodos de vibración de los casos de estudio.

En la Fig. 11, se presenta un resumen de las comparaciones de los periodos de vibración de los tres modos en los casos de

estudio. El modelo U_8_DF presentó el periodo fundamental de vibración más elevado. Esta observación se atribuye a la mayor distancia entre el centro de masa (CM) y el centro de rigidez (CR), es decir, obtuvo una excentricidad mayor en comparación con los demás modelos analizados. La influencia directa de esta mayor excentricidad se reflejó en la respuesta dinámica de la estructura, lo cual dio lugar a un periodo de vibración más prolongado.

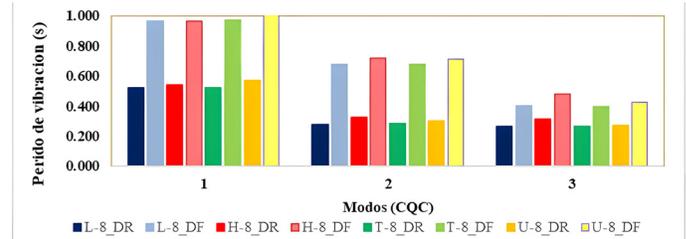


Fig. 11. Resumen de periodos de vibración de tres modos.

Los resultados obtenidos muestran que los periodos fundamentales de vibración fueron más largos en los modelos con DF en un 90.3 %, lo cual se muestra en el CUADRO XII. Además, se presentan las respuestas de la variación de los periodos de vibración de los tres modos de cada tipología.

CUADRO XII
VARIACIÓN DE LOS PERIODOS DE VIBRACIÓN CONSIDERANDO DR Y DF

Modos	L-8		H-8		T-8		U-8		Promedio General	Promedio de cada modo
	Δ	Prom.	Δ	Prom.	Δ	Prom.	Δ	Prom.		
	%	%	%	%	%	%	%	%		
1 (Θ)	83.8		79.3		86.4		76.7			81.54
2 (Y)	146.0	93.4	120.9	84.9	141.9	92.3	137.8	90.4	90.3	136.66
3 (X)	50.6		54.5		48.7		56.6			52.59

Los resultados expuestos en la Fig. 12 indican que, al comparar estructuras irregulares y similares con variaciones en la excentricidad, se evidencia una diferenciación en los modos de vibración. Es decir, al reducir la excentricidad y la irregularidad en planta de la estructura, esto resulta en una disminución del

periodo fundamental del modelo estructural. Por consiguiente, se evidencia que el periodo fundamental no solo es función de la altura del edificio según el método convencional, sino que también acumula una influencia significativa de la forma horizontal del edificio [30].

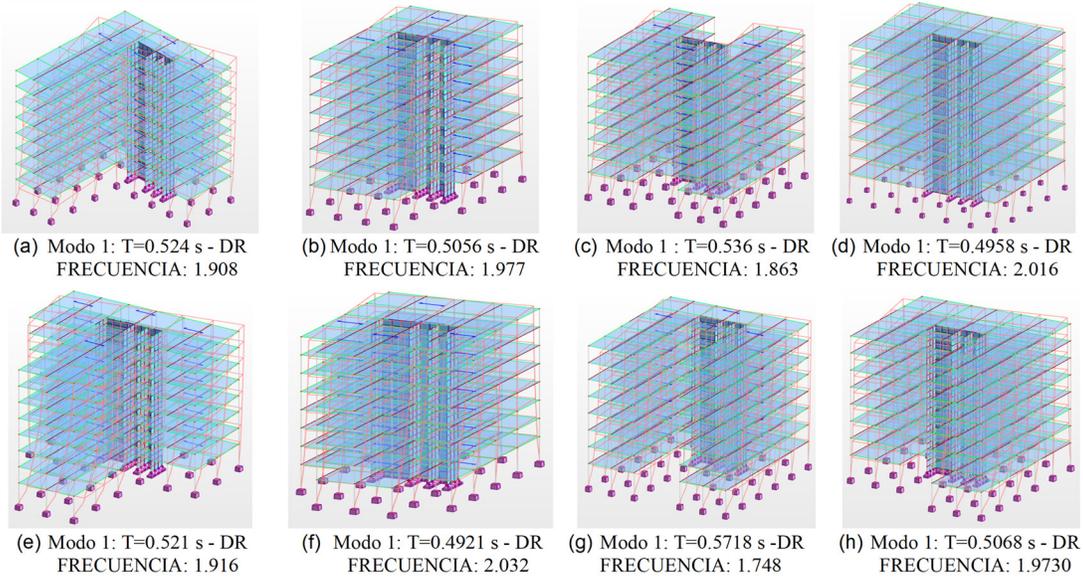


Fig. 12. Resumen de periodos de vibración del modo 1.

5.2 Desplazamientos laterales

Al diseñar los modelos numéricos, se debe considerar cuidadosamente la deformación lateral y la deriva de las estructuras para evitar una deformación excesiva. En estructuras irregulares, las deformaciones excesivas dañan los elementos estructurales y no estructurales de los edificios [31]. Los mayores desplazamientos laterales obtenidos se presentaron en los casos con DF en comparación con los modelos con DR. Estos desplazamientos están relacionados directamente con las respuestas de los periodos de vibración. Además, se obtuvieron deflexiones diferentes en la estructura. Los casos con DF fueron los que mostraron ser menos conservadores, por lo que requerirán mejorar la rigidez lateral para reducir los desplazamientos laterales.

Por esquinas entrantes

Se consideró el valor de $R = 5.4$ para evaluar la irregularidad horizontal por esquinas entrantes a todos los casos de estudio. Se determinó que el modelo L_8 presentó mejor comportamiento de los desplazamientos laterales en el octavo nivel en las direcciones de análisis X para casos con DR y DF. Por otro lado, en dirección Y, los modelos T_8 y L_8 obtuvieron menor desplazamiento lateral. Sin embargo, los desplazamientos laterales fueron evaluados en el centro de masa, lo cual no refleja los desplazamientos laterales en los bordes. Las estructuras con irregularidades horizontales requieren evaluar sus desplazamientos laterales en distintos puntos para obtener datos más representativos al aplicar cargas sísmicas. La Fig. 13 muestra las respuestas de los desplazamientos laterales en el octavo nivel, en dirección X e Y.

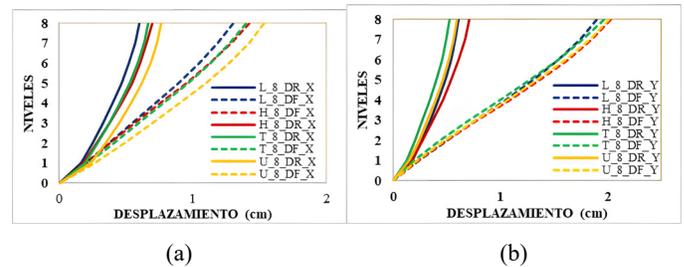


Fig. 13. Desplazamientos laterales: a) Sismo X y b) Sismo Y.

Por irregularidad torsional

Se consideró el valor de $R = 4.5$ para evaluar por irregularidad horizontal torsional a los casos de estudio de las tipologías L, T y U. La tipología H solo cuenta con la irregularidad por esquinas entrantes, debido a su configuración simétrica. La Fig. 14 muestra que el mayor desplazamiento en dirección X e Y, corresponde a la tipología U.

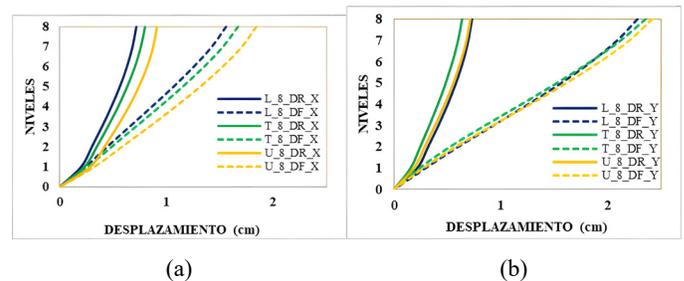


Fig. 14. Desplazamientos laterales Considerando la Irregularidad Torsional: a) Sismo X y b) Sismo Y.

Irregularidad torsional extrema

Se consideró el valor de $R = 3.6$ para evaluar la irregularidad horizontal torsional extrema para la tipología L. Esta configuración presenta esquinas entrantes y modo oscilatorio de alta frecuencia, que genera una concentración alta de esfuerzos en esquinas entrantes, debido a cambios abruptos en la rigidez y amplificaciones de la torsión. Estos factores provocan fallas en los elementos estructurales [30],[31]. La Fig. 15 muestra los desplazamientos laterales por irregularidad torsional extrema de los casos de estudio de la tipología L.

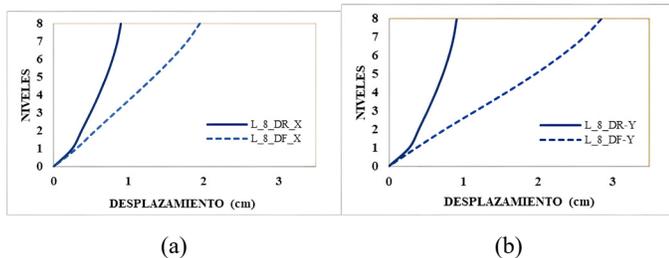


Fig. 15. Desplazamientos laterales considerando la irregularidad torsional extrema: a) Sismo X y b) Sismo Y.

Al evaluar los desplazamientos laterales y considerar los factores de reducción $R = 5.4$, $R = 4.5$ y $R = 3.6$, se determinó que el modelo L_8 obtuvo el mayor desplazamiento lateral, mientras que el modelo H_8 presentó el valor más bajo, por lo que fue el más ventajoso en comparación con los demás casos de estudio.

En la Fig. 16, se observa que, al evaluar los desplazamientos laterales en cada intersección de ejes de los modelos L, T y U, se presentaron valores no uniformes de los desplazamientos. Es decir, los valores menores se ubicaron en la zona cercana al centro de masa y los valores más elevados se ubicaron en los extremos o bordes de las plantas irregulares. Esto se debe a que las tres configuraciones irregulares presentaron asimetría en ambas direcciones X e Y. Sin embargo, el modelo H presentó una distribución más regular de los desplazamientos laterales, debido a que esta estructura presentó una simetría estructural en ambos sentidos de análisis.

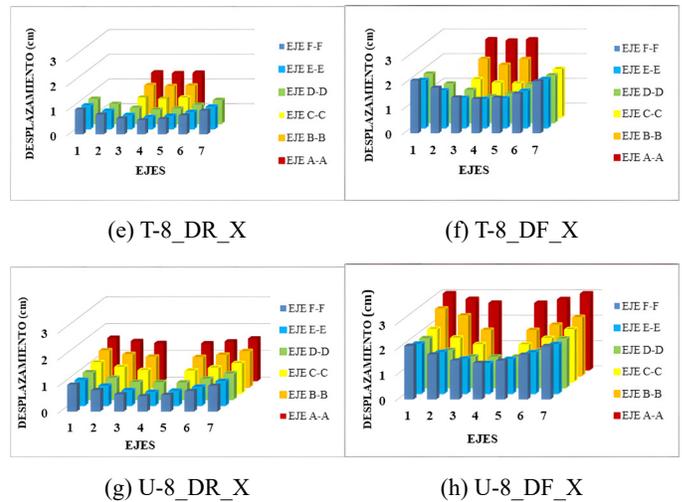
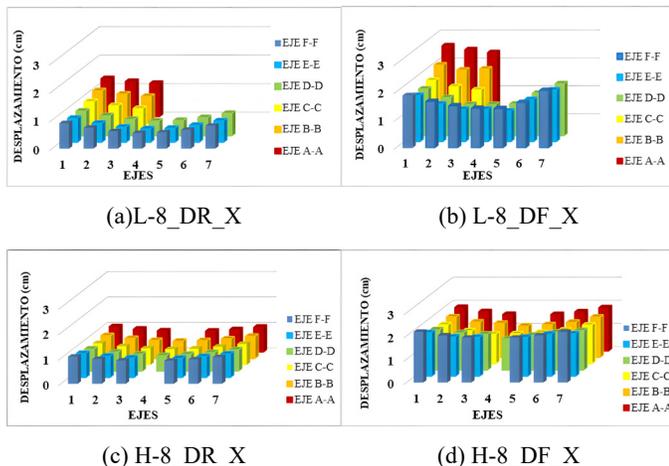


Fig. 16. Desplazamientos laterales en ejes de los casos de estudio.

La relación total de respuesta a la deriva de entrepisos aumenta a medida que aumenta la irregularidad de la planta. La respuesta a la deriva de entrepisos a lo largo de la altura del edificio muestra que los pisos intermedios se ven más afectados que los pisos inferiores y superiores [30]. En la Fig. 17, se presentan las respuestas de los desplazamientos laterales de ocho modelos numéricos con tipologías L, H, T y U, todos ellos con diafragma rígido (DR). En todos los casos de estudio, se observa que las respuestas de desplazamiento lateral de la estructura son directamente proporcionales a la excentricidad. Es decir, a menor excentricidad, se obtuvieron menores desplazamientos laterales, con la excepción de la tipología L en dirección X y la tipología U en dirección Y, debido a la disminución de la rigidez lateral.

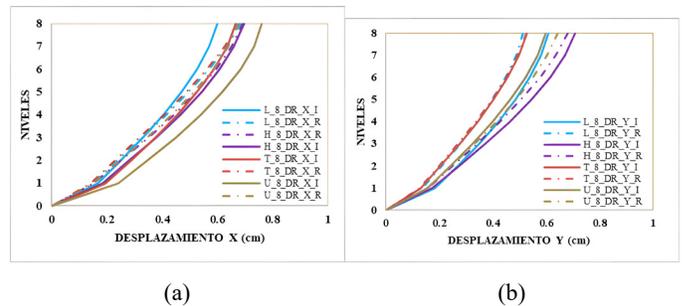


Fig. 17. Desplazamientos laterales en ejes de los casos de estudio: a) Sismo X y b) Sismo Y.

5.3 Desplazamientos relativos

Al evaluar los desplazamientos relativos, los casos de estudio con DF presentaron desplazamientos no uniformes de los diferentes niveles. Esto se debió a la presencia de deformaciones y esfuerzos en la losa de los niveles intermedios. Por otro lado, los modelos con DR presentaron una disminución gradual y uniforme en los desplazamientos relativos.

En los modelos con DR, los mayores desplazamientos relativos se presentaron en el primer nivel, sin embargo, en los modelos con DF, el mayor desplazamiento relativo se ubicó en el cuarto nivel. En la Fig. 18, se observa la comparación de los desplazamientos relativos de los modelos con DR y DF.

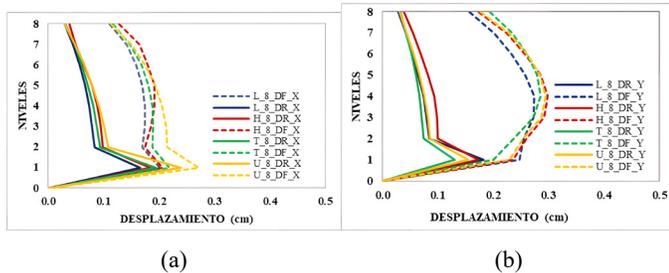


Fig. 18. Desplazamientos relativos: a) Sismo X y b) Sismo Y.

5.4 Fuerza cortante

Al evaluar los casos de estudio por esquinas entrantes con DR, resultaron ser más conservadores. Las columnas y muros de corte presentaron fuerzas cortantes mayores, con una variación del 15.85 % en comparación con los modelos con DF ante cargas sísmicas en dirección X y 80.25 %, en dirección Y. La transmisión de cargas laterales en DR es directamente proporcional a la rigidez de los elementos verticales como columnas y placas, sin embargo, es proporcional al área tributaria de la losa de entrepiso con DF.

La disminución de las fuerzas cortantes al aplicar la carga sísmica de los casos de estudio con DF se debe a que la losa de entrepiso se deformó en su plano, lo que repercutió en la disminución del coeficiente de amplificación sísmica (C). Los modelos con DR obtuvieron mayor demanda sísmica que los modelos con DF, sobre todo en el primer nivel y va disminuyendo para ambos casos en los niveles superiores. Las configuraciones que presentaron simetría en el sentido de análisis obtuvieron mayores valores de la fuerza cortante. En la Fig. 19, se muestran los resultados de las fuerzas cortantes de los casos de estudio. Además, los modelos H y U presentaron los mayores valores de fuerza cortante en comparación con los modelos L y T, debido a que los casos H y U tienen mayor peso en comparación con los demás casos.

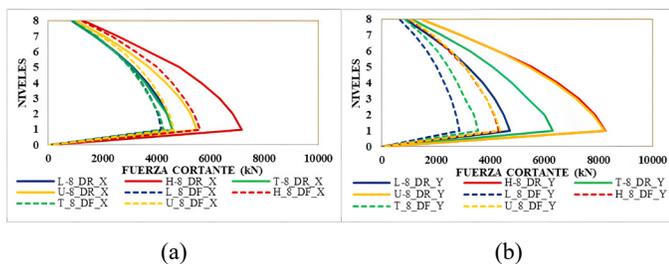


Fig. 19 Fuerza cortante total de los casos de estudio: a) Sismo X y b) Sismo Y.

5.5 Momentos flectores

En el Cuadro XIII, se observa la variación de los momentos flectores en columnas del primer nivel, aplicando los modelos

con DR y DF. Se obtuvo una variación promedio de 4.12 % de los diferentes casos de estudio. La planta tipo T presentó la mayor variación, con un 6.25%. Los casos de estudio con DF presentaron mayores momentos flectores, por lo que requerirán mayor refuerzo longitudinal en las columnas. La tipología L presentó valores desiguales y elevados a diferencia de la tipología T. Dichos resultados se correlacionan con las asimetrías de los casos de estudio. Al comparar la tipología U y H, presentaron valores más uniformes de los momentos flectores.

CUADRO XIII
VARIACIÓN DEL MOMENTO FLECTOR EN COLUMNAS DEL 1ER NIVEL DE 8 NIVELES

Descripción	Tipologías de los casos de estudio para 8 niveles			
	L	H	T	U
Pu (tonf)	101.12	95.07	101.33	102.93
Momento flector DR (kN·m)	165.40	123.73	98.17	105.49
Momento flector DF (kN·m)	166.95	128.22	104.31	111.47
Δ	1.55	4.489	6.14	5.98
%	0.94	3.63	6.25	5.67
Promedio total (%)	4.12			

Al examinar las demandas mediante un diagrama de interacción para columnas en el primer nivel, se observa que la tipología L presenta mayores demandas, con un momento flexionante más pronunciado en comparación con las tipologías H, T y U. Esto es debido a que la tipología L ante eventos sísmicos presenta una torsión extrema de acuerdo a la NTP 0.30 [10], tal como se muestra en la Fig. 20.

En una configuración irregular horizontal tipo L, el desplazamiento lateral y la acción de torsión dominan el comportamiento sísmico, lo cual causa daños locales a las columnas exteriores y amenaza la robustez del edificio durante el terremoto [30], por lo que las columnas de las esquinas entrantes y bordes de la estructura tendrán mayor demanda sísmica.

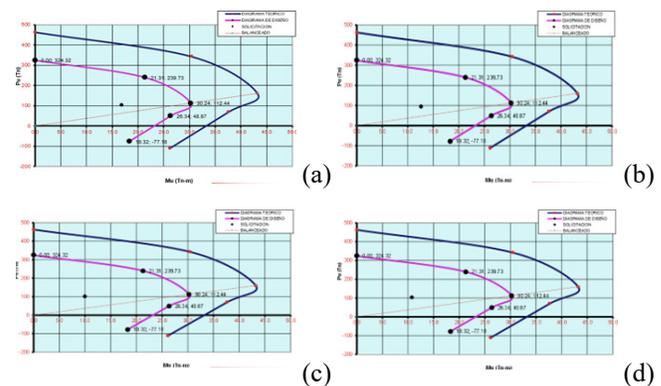


Fig. 20. Diagramas de interacción (columnas exterior primer nivel): a) Planta L, b) Planta T, c) Planta H y d) Planta U.

5.6 Esfuerzos en losa de entrepiso diafragma flexible (DF)

Se obtuvieron respuestas de los esfuerzos normales y de corte en la losa de entrepiso del primer nivel de los casos de estudio con DF. Se aplicó el espectro de diseño amplificado (SMC) para la obtención de las respuestas en dirección X. En los casos de estudio con DF, se observaron que, al aplicar el espectro amplificado, la tipología H presentó mayor valor en los esfuerzos normales (sxx), con 2.13 MPa, la tipología T presentó mayores esfuerzos normales (syy), con 0.75 MPa, y la tipología L presentó mayores esfuerzos de corte (sxy), con 0.71 MPa. En la Fig. 21, se observa que, en el modelo L_8 con DF, los mayores esfuerzos se presentaron en zonas cercanas a las esquinas entrantes y a los muros de concreto armado, que varían en cada nivel.

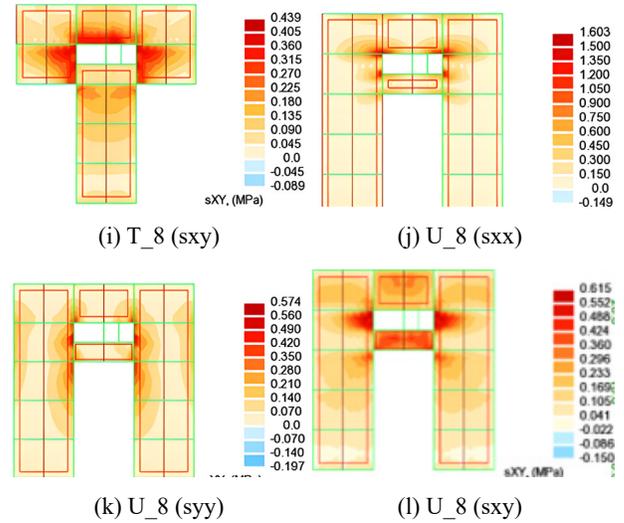
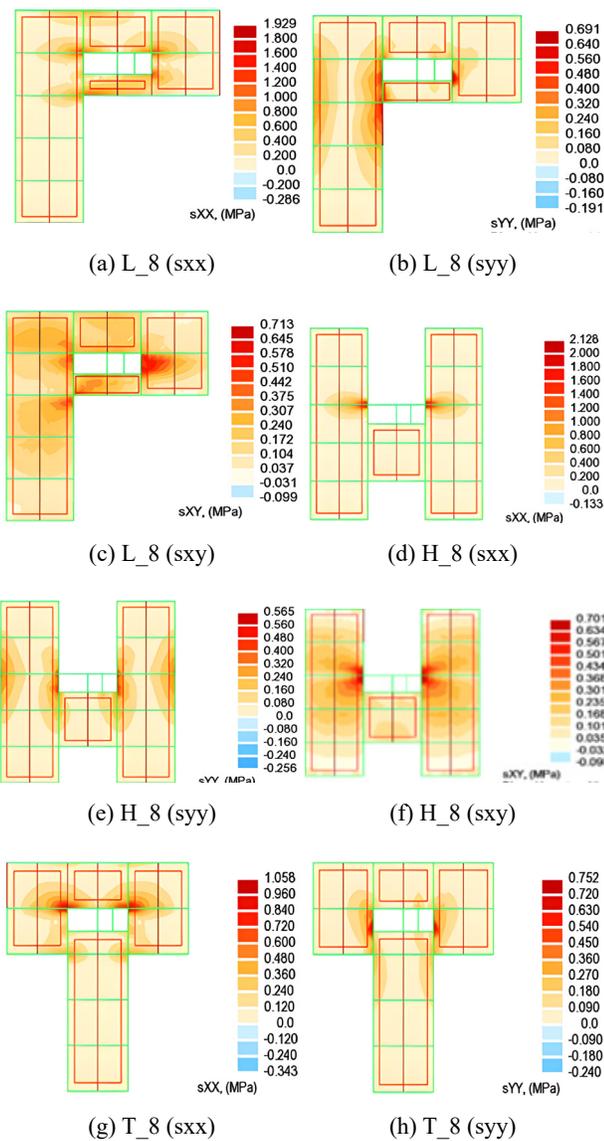


Fig. 21. Tensiones de los casos de estudio en el sismo en dirección X.

6. CONCLUSIONES

En este estudio, se han evaluado las respuestas sísmicas de edificios de concreto armado considerando el efecto de la configuración en planta. A partir de dicho análisis, se desprenden las siguientes conclusiones.

Primeramente, al verificar las premisas para la aplicación de la hipótesis de DR, según los códigos ASCE/SEI, FEMA y UBC, se determinó que la relación de las deformaciones máximas de las losas y los desplazamientos relativos presentaron valores mayores a 2 ($\lambda \geq 2$). Por lo tanto, la suposición de la hipótesis de DR no aplicaría a las configuraciones irregulares horizontales L, T, H y U, debido a que las losas de entrepiso de las tipologías presentaron deformaciones en su plano.

En segundo lugar, en la respuesta lineal de los modelos estructurales con plantas irregulares considerando DF, se evidenció que la flexibilidad del diafragma conlleva a una mayor deflexión de la estructura, ya que se incrementaron los desplazamientos y aceleraciones. Esto debido a que los periodos de vibración fundamentales fueron mayores en un 90.3 % frente a los casos con DR.

Además, los periodos fundamentales de los modelos numéricos L, H, T y U están directamente relacionados con la excentricidad del centro de masa (CM) y del centro de rigidez (CR); es decir, a mayor excentricidad de una configuración en planta, se tendrá mayor periodo de vibración.

Por otra parte, los elementos laterales de los casos de estudio con DR resultaron ser más conservadores, debido a que presentaron fuerzas cortantes mayores, con una variación de un 15.85 % en comparación con los modelos con DF ante cargas sísmicas en dirección X y 80.25 %, en dirección Y. El modelo H resultó ser más conservador.

Asimismo, los momentos flectores (M_y) en la base de las columnas del primer piso con DF fueron mayores en un 4.12 % frente a los casos con DR, lo que conllevará a una mayor demanda de refuerzo en el diseño de las columnas. Además, el modelo L presentó los momentos flectores más altos, provocados por la torsión y la asimetría en ambas direcciones.

De igual forma, al comparar los desplazamientos laterales, los casos de estudio con DF resultaron ser menos conservadores, por consiguiente, requerirán reforzar su rigidez lateral, debido a que obtuvieron mayores desplazamientos frente a los casos con DR. El modelo H presentó mejor desempeño frente a los demás casos por tener una configuración simétrica, además, por presentar únicamente una irregularidad en planta por esquinas entrantes. En comparación, el modelo L resultó ser más desventajoso por presentar irregularidad en planta por esquinas entrantes, torsión y torsión extrema.

Por otro lado, de las cuatro tipologías analizadas, la figura H tiene un desplazamiento similar en toda la intersección de los ejes, desde del centro de masa hasta los bordes, al aplicar la hipótesis de DR y DF. Al evaluar el desplazamiento lateral, esta tipología ha obtenido el menor valor frente a las demás tipologías. Por lo tanto, para las tipologías L, U y T, es necesario evaluar los desplazamientos laterales en diferentes puntos o intersección de ejes, debido a que el desplazamiento en el centro de masa no representa el comportamiento real de la estructura.

Además, al emplear el modelo de DF, se observó en todos los casos de estudio una reducción en la fuerza cortante, lo cual obedece a la deformación de la losa en su plano. El modelo H registró el valor más bajo en comparación con los otros casos, tanto al considerar la losa como DR y DF. Esta particularidad se debe a que la tipología H carece de torsión en su configuración horizontal al aplicar cargas sísmicas.

Del mismo modo, al comparar las configuraciones irregulares en planta frente a las regulares, estas presentaron mayores desplazamientos laterales, con la excepción de la tipología L en el sentido de análisis X y la tipología U en el sentido de análisis Y. Esto debido a la disminución de la rigidez lateral y la presentación de mayor excentricidad.

De igual forma, al examinar las demandas mediante un diagrama de interacción para columnas en el primer nivel, se observa que la tipología L presentó mayores demandas en comparación con las tipologías H, T y U. Esto ocasionado por la torsión.

Por último, para ampliar las respuestas de edificios irregulares, se deberán analizar más tipologías con esquinas entrantes, discontinuidades y torsión; por ejemplo, tipologías O, Y, X. Asimismo, para profundizar la investigación, se recomienda comparar los modelos numéricos con modelos físicos elaborados a escala.

ROLES DE AUTORES

Ingrid Angela Villafuerte Lujano: Conceptualización; Metodología; Diseño de la investigación; Visualización; Redacción – borrador original.

Víctor Iván Fernández-Dávila Gonzales: Conceptualización; Metodología; Diseño de la investigación; Administración del proyecto; Supervisión; Redacción – revisión y edición

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su profundo agradecimiento a la Dirección del Programa de Maestría en Ingeniería Civil de 461 la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).

REFERENCIAS

- [1] O. López y E. Raven, “An Overall Evaluation of Irregular Floor Plan Shaped Building Located in Seismic Areas”, *Earthquake Spectra*, vol. 15, no. 1, pp. 105-120, feb. 1999, doi: 10.1193/1.1586031.
- [2] R. Archana y M. Abdul, “Structural irregularity quantification in buildings using Vital signs”, *Structures*, vol. 34, pp. 2592- 2599, dic. 2021, doi: 10.1016/j.istruc.2021.09.026.
- [3] C. Arnold y R. Reitherman, *Configuración y Diseño Sísmico de Edificios*. Ciudad de México, México: Editorial LIMUSA, 1987.
- [4] A. Tena, “Distribución de fuerzas laterales en estructuras con diafragmas rígidos”, en *Análisis de estructuras con métodos matriciales*. Ciudad de México, México: Editorial Limusa, 2007.
- [5] H. Eivani y A. S. Moghadam, “Seismic response of torsional structures considering the possibility of diaphragm flexibility”, *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 77, no. 4, pp. 463–472, feb. 2021, doi: 10.12989/sem.2021.77.4.463.
- [6] A. Tena, H. Hernández y E. Godínez, “Comportamiento sísmico de edificaciones en la Ciudad de México durante el sismo Puebla-Morelos de 2017”, *Asian Journal of Civil Engineering*, vol. 22, pp. 649–675, ene.2021, doi: 10.1007/s42107-020-00338-9.
- [7] A. Tena, “Conditions of structural irregularity: Relationships with observed earthquake damage in Mexico City in 2017”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 143, p. 106630, doi:10.1016/j.soildyn.2021.106630.

- [8] E. Godínez et al., “The September 7, 2017 Tehuantepec, Mexico, earthquake: Damage assessment in masonry structures for housing”, *International Journal of Disaster Risk Reduction*, vol. 56, p. 102123, abr. 2021, doi: 10.1016/j.ijdr.2021.102123.
- [9] H. Eivani, A.Tena y A.S. Moghadam, “Proper configuration of stiffness and strength centers in asymmetric single-story structures with semi-flexible diaphragms”, *Structures*, vol. 40, pp. 149-162, jun. 2022, doi: 10.1016/j.istruc.2022.04.022.
- [10] *Diseño sismorresistente*, Norma Técnica E.030, Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima, Perú, dic. 2018.
- [11] D. Basu y S. Jain, “Seismic Analysis of Asymmetric Buildings with Flexible Floor Diaphragms”, *Journal of structural engineering*, vol. 130, no. 8, pp. 1169-1176, ago. 2004, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:8(1169).
- [12] A. Tena y D. P. Abrams, “Seismic Behavior of Structures with Flexible Diaphragms”, *Journal of Structural engineering*, vol. 122, no. 4, pp. 439-445, abr. 1996, doi: 10.1061/(asce)0733 9445(1996)122:4(439).
- [13] V. Sadashiva, G. Macrae, B. Deam y M. Spooner, “Quantifying the seismic response of structures with flexible diaphragms”, *Earthquake Engineering Structures*, vol. 41, no. 10, pp. 1365-1389, ene. 2012, doi: 10.1002/eqe.1187.
- [14] M. Bhuiyan y R. León, “Effect of Diaphragm Flexibility on Tall Building Responses”, presentado en el Structures Congress 2013, Pittsburgh, Estados Unidos, may. 2-4, 2013.
- [15] A. Masi, M. Dolce y F. Caterina, “Seismic response of irregular multi-storey buildings with flexible inelastic diaphragms”, *The structural design of tall buildings*, vol. 6, no. 2, pp. 99-124, jun. 1999, doi: 10.1002/(SICI)1099-1794(199706)6:2%3C99::AID-TAL81%3E3.0.CO;2-X.
- [16] M. Al Harash, A. Rathore y N. Panahshahi, “Inelastic Seismic Response of Rectangular RC Buildings with Plan Aspect Ratio of 3:1 with Floor Diaphragm Openings”, presentado en el Structures Congress 2010, Orlando, Estados Unidos, may. 12-14, 2010, pp. 1971-1980, doi: 10.1061/41130(369)179.
- [17] P. Mortazavi y J.Humar, “Consideration of diaphragm flexibility in the seismic design of one-story buildings”, *Engineering Structures*, vol. 127, pp. 748-758, nov. 2016, doi:10.1016/j.engstruct.2016.09.011.
- [18] S. Ruggieri y V. Vukobratović, “Acceleration demands in single-storey RC buildings with flexible diaphragms”, *Engineering Structures*, vol. 275, p. 115276, ene. 2023, doi: 10.1016/j.engstruct.2022.115276.
- [19] S. Kunnath, N. Panahshah y A. Reinhorn, “Seismic response of RC buildings with inelastic floor diaphragms”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 117, no.4, pp. 1218-1237, abr. 1991, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:4(1218).
- [20] S.E. Abdel Raheem, M. Ahmed, M. Ahmed y A. Abdel-shafy, “Evaluation of plan configuration irregularity effects on seismic response demands of L-shaped MRF buildings”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 16, no. 9, pp. 3845-3869, ene. 2018, doi:10.1007/s10518-018-0319-7.
- [21] H. Singh, A. Mathur y S. Hussain, “Seismic analysis of irregular buildings with Re-Entrant corners and Auto-claved Aerated concrete blocks”, *Materials Today: Proceedings*, vol. 62, pp. 1643- 1650, 2022, doi: 10.1016/j.matpr.2022.04.372.
- [22] S. Biswas, “A Comparative Study of Behavior of Multi-Storied Regular and Irregular Buildings under Static and Dynamic Loading”, *Open Journal of Civil Engineering*, vol. 10, no. 4, pp. 337-352, ene. 2020, doi: 10.4236/ojce.2020.104026.
- [23] M. Haque, M. Zisan, G. Kibria y A. Kumar, “Influencia de las irregularidades planares en las respuestas sísmicas de la construcción de RC”, *Asian Journal of Civil Engineering*, vol. 22, no. 5, pp. 995-1009, jul. 2021, doi: 10.1007/s42107-021-00360-5.
- [24] *Cargas*, Norma Técnica E.020, Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima, Perú, nov. 2021.
- [25] *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-16, American Society of Civil Engineers, Estados Unidos, 2016.
- [26] *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*, FEMA P-2082-1, Federal Emergency Management Agency of the U.S. Department of Homeland Security, Estados Unidos, sep. 2020.
- [27] *NEHRP Guidelines for the Seismic rehabilitation of buildings*, FEMA-273, Federal Emergency Management Agency of the U.S. Department of Homeland Security, Estados Unidos, oct. 1997.
- [28] *Uniform Building code*, UBC-1997, International Conference of Building Officials, Estados Unidos, vol. 2, abr. 1997.
- [29] A. K. Chopra, *Dinámica de Estructuras*, 4 ed. Naucalpan de Juárez, México: Pearson Educación, 2014.
- [30] S. E. Abdel Raheem, M. Ahmed, M. Ahmed, A. Abdel-shafy y G.A. Aly, “Seismic performance of L-shaped multi-storey buildings with moment-resisting frames”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, vol. 171, no. 5, pp. 395-408, may. 2018, doi: 10.1680/jstbu.16.00122.
- [31] B. Kumar Bohara, K. Hussain Ganaie y P. Saha, “Effect of position of steel bracing in L-shape reinforced concrete buildings under lateral loading”, *Res. Eng. Struct. Mater.*, vol. 8, no. 1, pp. 155-177, 2022, doi: 10.17515/resm2021.295st0519.