

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**“DISEÑO SÍSMICO DE SISTEMAS DE PISO RÍGIDO EN  
EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO”**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR  
FREDDY RICARDO GONZALES CARDENAS**

**ASESOR  
DR. ING. ROQUE ALBERTO SÁNCHEZ MEZA**

**Lima - Perú**

**2022**

© 2022, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”**

Gonzales Cardenas, Freddy Ricardo

[fgonzales@uni.pe](mailto:fgonzales@uni.pe)

954139337

## **DEDICATORIA**

A mi familia, en especial a mis padres, Fredegundo y Patricia, por su apoyo invaluable.

## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, a Dios por permitirme ser un instrumento en la realización de esta investigación, guiándome en todo el proceso y colocándome a las personas correspondientes para este fin.

A mis compañeros, profesores y al capítulo estudiantil ACI de la universidad que han contribuido en mi formación profesional, y a mis familiares que me han acompañado en este proceso de aprendizaje.

Inmensa gratitud al Dr. Roque Sánchez Meza, asesor de la presente tesis, por su apoyo incondicional, paciencia, y disposición de tiempo en la revisión de esta tesis.

Especial agradecimiento al Dr. Miguel Torres Matos por su apoyo en la parte inicial de esta investigación, y por facilitarme utilizar las instalaciones del IIFIC en su calidad de director.



<b>ÍNDICE</b>	
<b>RESUMEN</b> .....	3
<b>ABSTRACT</b> .....	4
<b>PRÓLOGO</b> .....	5
<b>LISTA DE TABLAS</b> .....	6
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	7
<b>LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS</b> .....	20
<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN</b> .....	25
1.1. GENERALIDADES .....	25
1.2. PROBLEMÁTICA.....	27
1.3. OBJETIVOS .....	28
1.3.1. Objetivo general .....	28
1.3.2. Objetivos específicos.....	28
<b>CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL</b> .....	29
2.1. ESTADO DEL ARTE .....	29
2.1.1. Definición de un diafragma estructural.....	30
2.1.2. Comportamiento de un diafragma.....	33
2.1.3. Requerimientos según diferentes normativas .....	37
2.1.4. Filosofía de diseño sísmico de diafragmas .....	42
2.1.5. Fuerzas de diseño para diafragmas según diferentes normativas	46
2.1.6. Métodos para el análisis de diafragmas ante fuerzas sísmicas.....	54
2.2. FUNDAMENTO TEÓRICO .....	64
2.2.1. Hipótesis de diseño .....	64
2.2.2. Evaluación del comportamiento rígido de un diafragma.....	64
2.2.3. Envolvente de aceleraciones máximas de piso.....	65
2.2.4. Diseño del diafragma.....	70
2.2.5. Diseño de vigas por flexión y fuerza axial .....	77
2.2.6. Diseño de la conexión losa - muro estructural .....	83
<b>CAPÍTULO III: APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO PROPUESTO</b> .....	85
3.1. MODELOS ANALÍTICOS DE EDIFICIOS .....	85
3.1.1. Descripción.....	85
3.1.2. Análisis sísmico .....	87
3.2. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO RÍGIDO DEL DIAFRAGMA	89

3.3.	EVALUACIÓN DE LAS FUERZAS DE DISEÑO DEL DIAFRAGMA ....	89
3.4.	APLICACIÓN DEL DISEÑO DEL DIAFRAGMA.....	91
3.4.1.	Método del Panel y Barra .....	92
3.4.2.	Método Puntal - Tirante .....	119
3.4.3.	Método de la Viga Horizontal.....	130
3.5.	APLICACIÓN DEL DISEÑO DE VIGAS POR FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL	134
3.5.1.	Diseño de vigas por flexo-tracción .....	134
3.5.2.	Diseño de vigas por corte .....	142
3.6.	DISEÑO DE LA CONEXIÓN LOSA - MURO ESTRUCTURAL .....	154
3.6.1.	Sismo en la dirección X .....	154
3.6.2.	Sismo en la dirección Y .....	155
	<b>CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>157</b>
	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>163</b>
	<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>166</b>
	<b>REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>167</b>
	<b>ANEXOS .....</b>	<b>174</b>
	<b>ANEXO 01.....</b>	<b>175</b>
	<b>ANEXO 02.....</b>	<b>179</b>
	<b>ANEXO 03.....</b>	<b>183</b>
	<b>ANEXO 04.....</b>	<b>284</b>

## RESUMEN

Los terremotos en los últimos 25 años han evidenciado fallas en edificaciones debido al colapso de las losas, las cuales son diseñadas únicamente ante cargas gravitacionales y nunca son revisadas ante la acción sísmica horizontal, siendo una práctica común. En ese contexto, el objetivo de este trabajo de investigación es proponer un procedimiento práctico para el diseño sísmico de sistemas de piso rígido en edificios de concreto armado.

Se revisa el estado del arte enfocado al análisis y diseño de sistemas de piso de concreto armado ante fuerzas sísmicas en el plano, según diferentes normativas e investigaciones. Con base a esta revisión, se propone un procedimiento de diseño para sistemas de piso que tengan un comportamiento de diafragma rígido. Primero, se evalúa la envolvente de fuerzas para diafragmas utilizando el procedimiento del ASCE 7-16 debido a su sustento analítico y experimental, pero empleando los parámetros sísmicos de la norma E.030 (2018). Luego, se propone el método Panel y Barra para el análisis y diseño del diafragma, considerando sólo las ecuaciones de equilibrio y los parámetros de diseño de la norma E.060 (2009). También se presentan los métodos de la Viga Horizontal y Puntal - Tirante, para fines comparativos. Finalmente, se propone verificar el acero de las vigas, obtenido de un diseño convencional, mediante los efectos combinados de flexión y fuerza axial debido a su interacción con la losa ante la acción de la fuerza sísmica horizontal.

Este procedimiento se aplicó a cuatro edificios de concreto armado, cuyos sistemas de pisos tienen la misma configuración en planta y están conformados por losas aligeradas unidireccionales de concreto vaciadas in-situ. De los resultados, se concluye que el diseño con las fuerzas de la E.030 estaría del lado de la inseguridad, tanto en el refuerzo de la losa como en la verificación por flexotracción y corte de las vigas, recomendándose el procedimiento propuesto para un diseño racional de diafragmas rígidos en edificios.

## ABSTRACT

The earthquakes in the last 25 years have shown failures in buildings due to the collapse of the slabs, which are designed only for gravitational loads and are never checked for horizontal seismic action, being a common practice. In this context, the objective of this research work is to propose a practical procedure for the seismic design of rigid floor systems in reinforced concrete buildings.

The state of the art focused on the analysis and design of reinforced concrete floor systems against seismic forces in the plane is reviewed, according to different regulations and investigations. Based on this review, a design procedure for floor systems with rigid diaphragm behavior is proposed. First, the force envelope for diaphragms is evaluated using the ASCE 7-16 procedure due to its analytical and experimental support, but using the seismic parameters of standard E.030 (2018). Then, the Panel and Bar method is proposed for the analysis and design of the diaphragm, considering only the equilibrium equations and the design parameters of the E.060 (2009) standard. The Horizontal Beam and Strut–Tie methods are also presented for comparison purposes. Finally, it is proposed to verify the steel of the beams, obtained from a conventional design, through the combined effects of bending and axial force due to their interaction with the slab under the action of the horizontal seismic force.

This procedure was applied to four reinforced concrete buildings, whose floor systems have the same floor plan configuration and are made up of unidirectional lightened concrete slabs poured in-situ. From the results, it is concluded that the design with the forces of E.030 would be on the side of insecurity, both in the reinforcement of the slab and in the verification by flexo-traction and shear of the beams, recommending the proposed procedure for a rational design of rigid diaphragms in buildings.

## PRÓLOGO

La presente tesis presenta un procedimiento para el análisis y diseño de las losas de piso ante acciones sísmicas en su plano.

Las aceleraciones sísmicas de piso se obtienen con base en el procedimiento propuesto en el ASCE 7-16 que ha sido validado mediante evidencia analítica y experimental. La normativa sísmica peruana E.030 emplea otra metodología, pero que dista de la mencionada pues la norma peruana se enfoca en la maximización del cortante en la base y deja de lado las aceleraciones máximas que pueden producirse en cada nivel, por lo que se obtienen demandas por piso inferiores que el ASCE 7.

El diseño presentado en esta tesis se basa en la metodología de Panel y Barra propuesta por Blaauwendraad (1996) y se compara con otras empleadas en la ingeniería práctica. Se presentan las bondades del procedimiento desarrollado y un ejemplo aplicativo. Los resultados del diseño se contrastan con la cuantía mínima por contracción (0.0018) recomendada en la E.060, para estudiar si dicha cuantía es suficiente durante un evento sísmico intenso. Además, se revisa el diseño de las vigas perimetrales o de borde de la losa pues ante las aceleraciones de piso podrían requerir incrementar su acero longitudinal lo que se traduce en un mayor cortante que debe ser resistido para evitar una falla frágil.

En conclusión, el presente trabajo de investigación expone una metodología simple de análisis y diseño sísmico para ser empleado en la ingeniería práctica y que se mantiene del lado de la seguridad.

*Dr. Ing. Roque A. Sánchez Meza*

*Asesor*

## LISTA DE TABLAS

Tabla N°2.1 Espesor mínimo de un diafragma según diferentes normativas de concreto armado.....	31
Tabla N°2.2 Factor de reducción de las fuerzas de diseño de diafragmas, $R_s$ ...	66
Tabla N°2.3 Modificador del coeficiente de contribución modal.....	68
Tabla N°2.4 Coeficiente de fricción .....	84
Tabla N°3.1 Dimensiones de la sección transversal de los elementos estructurales .....	87
Tabla N°3.2 Parámetros empleados para el diseño sísmico correspondiente a los modelos analíticos de los edificios en estudio.....	88
Tabla N°3.3 Parámetros sísmicos empleados para obtener las aceleraciones horizontales máximas de piso en los cuatro edificios en estudio, mediante el enfoque del ASCE 7 (2016) .....	90

## LISTA DE FIGURAS

Figura N°2.1 Esquema del colapso del edificio CTV ante el sismo de Christchurch (Canterbury Earthquakes Royal Commission, 2012) .....	30
Figura N°2.2 Transferencia de la fuerza inercial en el diafragma (Blandón, 2005) .....	31
Figura N°2.3 Representación esquemática de las funciones de los diafragmas estructurales (Adaptado y modificado de Moehle et al., 2010) .....	32
Figura N°2.4 Fuerza de transferencia generada en el diafragma debido a la incompatibilidad de deformaciones entre un sistema de pórticos y de muros (Moehle et al., 2010) .....	32
Figura N°2.5 (a) Sistema estructural sometido a un estado de carga. Tipos de comportamiento de un diafragma: (b) rígido, (c) flexible, y (d) semi-rígido (Adaptado y modificado de Naeim y Boppana, 2001) .....	34
Figura N°2.6 Definición de la relación de aspecto en planta del edificio $A/B$ .....	35
Figura N°2.7 Distribución de la fuerza distribuida hacia los elementos verticales, según el tipo de comportamiento del diafragma .....	36
Figura N°2.8 Condición de diafragma flexible según el ASCE 7 (2016) .....	39
Figura N°2.9 Condición de un diafragma rígido según el Eurocode 8 (2004) .....	40
Figura N°2.10 Distribución de fuerzas laterales de diseño y experimentales durante un ensayo de intensidad alta para tres escenarios importantes (Restrepo et al., 2014) .....	44
Figura N°2.11 Distribución de fuerzas inerciales de piso de diseño y experimental para la dirección ortogonal de un edificio de 5 niveles a escala, sujeto a un ensayo pseudo-dinámico correspondiente a un sismo de nivel de diseño (Priestley et al., 1999) .....	44
Figura N°2.12 Criterio de estimación de fuerzas para el diseño sísmico de edificios (Adaptado y modificado de Rodríguez et al., 2007) .....	45
Figura N°2.13 Analogía de la cadena dúctil, enfoque de diseño por capacidad, para el mecanismo de resistencia de diafragmas (Adaptado y modificado de Paulay y Priestley, 1992) .....	46
Figura N°2.14 Cálculo del coeficiente de aceleración de diseño $C_{px}$ en edificios con $N \leq 2$ y en edificios con $N \geq 3$ según el ASCE 7 (2016) .....	49
Figura N°2.15 Envoltorio de aceleraciones horizontales de piso como fracción de la aceleración de la gravedad, $a_i$ , para el diseño de diafragmas de acuerdo a la NTCDS (2017) .....	51

Figura N°2.16 Envolvente de fuerzas inerciales mediante los métodos ESA y pESA (Adaptado de Moroder, 2016) .....	53
Figura N°2.17 Nueva envolvente de fuerzas inerciales mediante los métodos ESA y pESA (Adaptado de Moroder, 2016) .....	54
Figura N°2.18 Representación esquemática de las componentes del modelo de Viga Horizontal para un diafragma (Hsiao y Tezcan, 2012) .....	55
Figura N°2.19 Representación del elemento cuerda en un diafragma (Adaptado y modificado de Moehle et al., 2010) .....	56
Figura N°2.20 Representación del elemento colector en un diafragma (Adaptado y modificado de Moehle et al., 2010) .....	56
Figura N°2.21 Refuerzo de la conexión en un diafragma mediante el mecanismo de fuerza cortante por fricción (ACI 318-19) .....	57
Figura N°2.22 Idealización del modelo de Viga Horizontal para un diafragma con comportamiento rígido y flexible .....	57
Figura N°2.23 Modelo Puntal - Tirante para el sistema de piso sujeto a fuerzas sísmicas (Blandón y Rodríguez, 2005) .....	58
Figura N°2.24 Modelo Puntal - Tirante para el diafragma, superpuesto con la trayectoria de esfuerzos principales obtenida de un análisis de elementos finitos (León, 2006) .....	60
Figura N°2.25 Distribución de fuerzas en el plano de un diafragma con aberturas (Norachan, 2016).....	61
Figura N°2.26 Diafragma con geometría irregular (Moehle et al., 2010).....	61
Figura N°2.27 Representación esquemática de las fuerzas internas y el refuerzo en los elementos panel y barra (Blaaunwendraad, 2018) .....	62
Figura N°2.28 Modelo Panel y Barra para el diafragma de concreto armado en estudio (Blaaunwendraad, 2018) .....	62
Figura N°2.29 (a) Dimensiones y carga de la viga de gran peralte. Modelo Panel y Barra: (b) Fuerza resultante de corte en los paneles, (c) Fuerza en las barras, y (d) Modelo Puntal - Tirante, obtenido a partir del modelo Panel y Parra (Blaaunwendraad, 2018).....	63
Figura N°2.30 Envolvente de los coeficientes de aceleración absoluta horizontal de diseño en una edificación ( $a_i$ ) .....	66
Figura N°2.31 Representación física de la reducción sólo del primer modo, correspondiente a la expresión de la aceleración absoluta de diseño del último nivel en una edificación ( $a_n$ ) .....	67



Figura N°2.32 Interpretación gráfica del factor (a) $\Gamma_1$ (b) $\Gamma_2$ con el número de niveles en una edificación (Adaptado del ASCE 7-16) .....	69
Figura N°2.33 Aceleración espectral elástica de acuerdo a la norma E.030 (2018) .....	69
Figura N°2.34 Fuerzas internas que actúan en un panel y en las barras que lo rodean (Adaptado y modificado de Blaauwendraad y Hoogenboom, 1996) .....	71
Figura N°2.35 Distribución de la fuerza actuante en el panel $j$ hacia sus nudos	72
Figura N°2.36 Modelo de la Viga Horizontal para diafragmas rígidos (Adaptado y modificado de Fanella y Mota, 2018) .....	76
Figura N°2.37 Efecto de la fuerza axial de compresión en la resistencia a flexión de una sección de viga de concreto armado, a partir de su diagrama de interacción .....	78
Figura N°2.38 Diagrama de interacción momento flector - fuerza axial simplificado en la zona de tracción de una viga de concreto armado .....	79
Figura N°2.39 Diagrama de interacción simplificado en la zona de tracción de una viga de concreto armado para el cálculo de $A_{st1}$ .....	80
Figura N°2.40 Diagrama de fuerzas cortantes con y sin fuerza axial de compresión en la viga mediante el concepto del diseño por capacidad para el sismo orientado de derecha a izquierda, según la norma E.060 (2009).....	81
Figura N°2.41 Diagrama de fuerzas cortantes con y sin fuerza axial de compresión en la viga mediante el concepto del diseño por capacidad para el sismo orientado de izquierda a derecha, según la norma E.060 (2009).....	82
Figura N°2.42 Representación esquemática del refuerzo $A_{vf}$ en la interface losa - muro estructural.....	83
Figura N°3.1 Configuración en planta y en elevación para el modelo analítico del edificio Edi-05 .....	86
Figura N°3.2 Configuración en planta y en elevación para el modelo analítico del edificio Edi-10 .....	86
Figura N°3.3 Configuración en planta y en elevación para el modelo analítico del edificio Edi-15 .....	86
Figura N°3.4 Configuración en planta y en elevación para el modelo analítico del edificio Edi-20 .....	87
Figura N°3.5 Espectro de diseño para un edificio en Zona 4, Suelo S1, Uso de oficinas, y con sistema de muros estructurales, de acuerdo a la norma E.030 (2018).....	88

Figura N°3.6 Envoltente de $F_{di}/W_{di}$ y $F_{di}$ de los edificios en estudio para el sismo de diseño en la dirección X, mediante los enfoques del ASCE 7 (2016) y de la E.030 (2018).....	91
Figura N°3.7 Envoltente de $F_{di}/W_{di}$ y $F_{di}$ de los edificios en estudio para el sismo de diseño en la dirección Y, mediante los enfoques del ASCE 7 (2016) y de la E.030 (2018).....	91
Figura N°3.8 Diafragma en estudio para el análisis de las fuerzas sísmicas en el plano.....	92
Figura N°3.9 Distribución de los paneles para el modelo Panel y Barra del diafragma en estudio .....	93
Figura N°3.10 Transferencia de la fuerza inercial actuante en el panel hacia sus nudos.....	93
Figura N°3.11 Fuerzas inerciales resultantes en los nudos del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección X.....	94
Figura N°3.12 Distribución del flujo de corte en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección X.....	94
Figura N°3.13 Equilibrio de fuerzas externas e internas en el eje 1 del modelo Panel y Barra del diafragma, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección X.....	95
Figura N°3.14 Orientación y valor del flujo de corte en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección X .....	95
Figura N°3.15 Diagrama de cuerpo libre de las barras horizontales ubicadas en los ejes 1 y 2 del modelo Panel y Barra del diafragma, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección X .....	97
Figura N°3.16 Diagrama de cuerpo libre de las barras verticales ubicadas entre los ejes 1 y 2 del modelo Panel y Barra del diafragma, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección X .....	97
Figura N°3.17 Distribución de fuerzas axiales obtenidas en las barras del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección X.....	98
Figura N°3.18 Fuerzas inerciales resultantes en los nudos del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar, para el sismo en la dirección Y	98

Figura N°3.19 Distribución del flujo de corte en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección Y.....	99
Figura N°3.20 Equilibrio de fuerzas externas e internas en los ejes A, B y C del modelo Panel y Barra del diafragma, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección Y.....	100
Figura N°3.21 Orientación y valor del flujo de corte en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección Y.....	101
Figura N°3.22 Diagrama de cuerpo libre de las barras verticales ubicadas entre los ejes A y C del modelo Panel y Barra del diafragma, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección Y.....	102
Figura N°3.23 Diagrama de cuerpo libre de las barras horizontales ubicadas entre los ejes A y C del modelo Panel y Barra del diafragma, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección Y.....	103
Figura N°3.24 Distribución de las fuerzas axiales obtenidas en las barras del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección Y.....	104
Figura N°3.25 Distribución del flujo de corte en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, considerando aberturas.....	104
Figura N°3.26 Diagrama de cuerpo libre del modelo Panel y Barra del diafragma ubicado entre los ejes 1 y 2, considerando las aberturas, para el sismo en la dirección X.....	105
Figura N°3.27 Equilibrio de fuerzas externas e internas en los ejes 1, 2 y B del modelo Panel y Barra del diafragma, considerando aberturas, para el sismo en la dirección X.....	106
Figura N°3.28 Orientación y valor del flujo de corte en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, considerando las aberturas, para el sismo en la dirección X.....	107
Figura N°3.29 Diagrama de cuerpo libre de las barras horizontales ubicadas entre los ejes 1 y 2 del modelo Panel y Barra del diafragma, considerando aberturas, para el sismo en la dirección X.....	108
Figura N°3.30 Diagrama de cuerpo libre de las barras verticales ubicadas entre los ejes 1 y 2 del modelo Panel y Barra del diafragma, considerando aberturas, para el sismo en la dirección X.....	109

Figura N°3.31 Distribución de fuerzas axiales obtenidas en las barras del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, considerando aberturas, para el sismo en la dirección X.....	109
Figura N°3.32 Fuerza sísmica en la dirección X: (a) Cuantía máxima del diafragma con el enfoque del ASCE 7 (2016) (b) Flujo de corte máximo del diafragma para las fuerzas del ASCE 7 (2016).....	110
Figura N°3 33 Resultados en el borde de las aberturas del diafragma en estudio para el sismo en la dirección X: (a) Área del refuerzo longitudinal requerido (b) Esfuerzo de compresión .....	111
Figura N°3.34 Diagrama de cuerpo libre del modelo Panel y Barra del diafragma ubicado entre los ejes A y B, considerando las aberturas, para el sismo en la dirección Y.....	112
Figura N°3.35 Equilibrio de fuerzas externas e internas en los ejes A, B y 1 del modelo Panel y Barra del diafragma, considerando aberturas, para el sismo en la dirección Y.....	112
Figura N°3.36 Orientación y valor del flujo de corte en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, considerando las aberturas, para el sismo en la dirección Y .....	114
Figura N°3.37 Diagrama de cuerpo libre de las barras verticales ubicadas entre los ejes A y B del modelo Panel y Barra del diafragma, considerando aberturas, para el sismo en la dirección Y .....	115
Figura N°3.38 Diagrama de cuerpo libre de las barras horizontales ubicadas entre los ejes A y B del modelo Panel y Barra del diafragma, considerando aberturas, para el sismo en la dirección Y .....	116
Figura N°3.39 Distribución de fuerzas axiales obtenidas en las barras del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, considerando aberturas, para el sismo en la dirección Y .....	117
Figura N°3.40 Fuerza sísmica en la dirección Y: (a) Cuantía máxima del diafragma con el enfoque del ASCE 7 (2016) (b) Flujo de corte máximo del diafragma para las fuerzas de la E.030 (2018) .....	118
Figura N°3.41 Resultados en el borde de las aberturas del diafragma en estudio para el sismo en la dirección Y: (a) Área del refuerzo longitudinal requerido (b) Esfuerzo de compresión .....	118
Figura N°3.42 Modelo del diafragma en el programa SAP2000 para el cálculo de las reacciones de los elementos verticales .....	119

Figura N°3.43 Fuerzas de reacción obtenidas de los elementos verticales para el edificio Edi-05 ante la fuerza sísmica en la dirección X.....	120
Figura N°3.44 Fuerzas de reacción obtenidas de los elementos verticales para el edificio Edi-10 ante la fuerza sísmica en la dirección X.....	120
Figura N°3.45 Fuerzas de reacción obtenidas de los elementos verticales para el edificio Edi-15 ante la fuerza sísmica en la dirección X.....	121
Figura N°3.46 Fuerzas de reacción obtenidas de los elementos verticales para el edificio Edi-20 ante la fuerza sísmica en la dirección X.....	121
Figura N°3.47 Trayectoria de esfuerzos principales elásticos en plano del diafragma en estudio, para la fuerza sísmica en la dirección X.....	122
Figura N°3.48 Modelo Puntal - Tirante del diafragma en estudio para el edificio Edi-05 ante la fuerza sísmica en la dirección X.....	122
Figura N°3.49 Modelo Puntal - Tirante del diafragma en estudio para el edificio Edi-10 ante la fuerza sísmica en la dirección X.....	123
Figura N°3.50 Modelo Puntal - Tirante del diafragma en estudio para el edificio Edi-15 ante la fuerza sísmica en la dirección X.....	123
Figura N°3.51 Modelo Puntal - Tirante del diafragma en estudio para el edificio Edi-20 ante la fuerza sísmica en la dirección X.....	124
Figura N°3.52 Cuantía máxima del diafragma con el modelo Puntal - Tirante para los edificios en estudio ante la fuerza sísmica en la dirección X .....	124
Figura N°3.53 Fuerzas de reacción obtenidas de los elementos verticales para el edificio Edi-05 ante la fuerza sísmica en la dirección Y.....	125
Figura N°3.54 Fuerzas de reacción obtenidas de los elementos verticales para el edificio Edi-10 ante la fuerza sísmica en la dirección Y.....	126
Figura N°3.55 Fuerzas de reacción de los elementos verticales para el edificio Edi-15 ante la fuerza sísmica en la dirección Y .....	126
Figura N°3.56 Fuerzas de reacción obtenidas de los elementos verticales para el edificio Edi-20 ante la fuerza sísmica en la dirección Y.....	127
Figura N°3.57 Trayectoria de esfuerzos principales elásticos en el plano del diafragma en estudio, para la fuerza sísmica en la dirección Y.....	127
Figura N°3.58 Modelo Puntal - Tirante del diafragma en estudio para el edificio Edi-05 ante la fuerza sísmica en la dirección Y.....	128
Figura N°3.59 Modelo Puntal - Tirante del diafragma en estudio para el edificio Edi-10 ante la fuerza sísmica en la dirección Y.....	128

Figura N°3.60 Modelo Puntal - Tirante del diafragma en estudio para el edificio Edi-15 ante la fuerza sísmica en la dirección Y.....	129
Figura N°3.61 Modelo Puntal - Tirante del diafragma en estudio para el edificio Edi-20 ante la fuerza sísmica en la dirección Y.....	129
Figura N°3.62 Cuantía máxima del diafragma con el modelo Puntal - Tirante para los edificios en estudio ante la fuerza sísmica en la dirección Y .....	130
Figura N°3.63 Modelo de la Viga Horizontal del diafragma en estudio para la fuerza sísmica en la dirección X .....	131
Figura N°3.64 Fuerza cortante máxima por unidad de longitud del modelo de la Viga Horizontal del diafragma para los edificios en estudio ante la fuerza sísmica en la dirección X .....	132
Figura N°3.65 Modelo de la Viga Horizontal del diafragma en estudio para la fuerza sísmica en la dirección Y .....	133
Figura N°3.66 Fuerza sísmica en la dirección Y: (a) Cuantía máxima del diafragma con el enfoque del ASCE 7 (2016) (b) Fuerza cortante máxima por unidad de longitud del diafragma con el enfoque de la E.030 (2018) .....	133
Figura N°3.67 Secciones de las vigas en estudio para el diseño por flexo-tracción, correspondiente la fuerza sísmica en la dirección X .....	134
Figura N°3.68 Distribución en altura de $N_u/N_{u\text{máx}}$ en la sección 1 de las vigas para los cuatro edificios en estudio, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección X.....	135
Figura N°3.69 Distribución en altura de $N_u/N_{u\text{máx}}$ en la sección 2 de las vigas para los cuatro edificios en estudio, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección X.....	135
Figura N°3.70 Distribución en altura de $N_u/N_{u\text{máx}}$ en la sección 3 de las vigas para los cuatro edificios en estudio, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección X.....	136
Figura N°3.71 Distribución en altura de $N_u/N_{u\text{máx}}$ en la sección 4 de las vigas para los cuatro edificios en estudio, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección X.....	136
Figura N°3.72 Distribución en altura de $N_u/N_{u\text{máx}}$ en la sección 1 de las vigas para los cuatro edificios, diseñadas por flexo-tracción, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección X .....	137
Figura N°3.73 Distribución en altura de $N_u/N_{u\text{máx}}$ en la sección 2 de las vigas para los cuatro edificios, diseñadas por flexo-tracción, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección X .....	137

Figura N°3.74 Distribución en altura de $N_u/N_{u\text{máx}}$ en la sección 3 de las vigas para los cuatro edificios, diseñadas por flexo-tracción, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección X .....	138
Figura N°3.75 Secciones de las vigas en estudio para el diseño por flexo-tracción, correspondiente la fuerza sísmica en la dirección Y .....	138
Figura N°3.76 Distribución en altura de $N_u/N_{u\text{máx}}$ en la sección 1 de las vigas para los cuatro edificios en estudio, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección Y .....	139
Figura N°3.77 Distribución en altura de $N_u/N_{u\text{máx}}$ en la sección 2 de las vigas para los cuatro edificios en estudio, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección Y .....	139
Figura N°3.78 Distribución en altura de $N_u/N_{u\text{máx}}$ en la sección 3 de las vigas para los cuatro edificios en estudio, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección Y .....	140
Figura N°3.79 Distribución en altura de $N_u/N_{u\text{máx}}$ en la sección 4 de las vigas para los cuatro edificios en estudio, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección Y .....	140
Figura N°3.80 Distribución en altura de $N_u/N_{u\text{máx}}$ en la sección 3 de las vigas para los cuatro edificios, diseñadas por flexo-tracción, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección Y .....	141
Figura N°3.81 Distribución en altura de $N_u/N_{u\text{máx}}$ en la sección 4 de las vigas para los cuatro edificios, diseñadas por flexo-tracción, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección Y .....	141
Figura N°3.82 Secciones de las vigas en estudio para la verificación del diseño por corte, correspondiente la fuerza sísmica en la dirección X.....	142
Figura N°3.83 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 1 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando $P_u = 0$ y $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X .....	143
Figura N°3.84 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 2 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando $P_u = 0$ y $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X .....	143
Figura N°3.85 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 3 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando $P_u = 0$ y $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X .....	143

Figura N°3.86 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 4 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X ..... 144

Figura N°3.87 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 5 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X ..... 144

Figura N°3.88 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 6 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X ..... 144

Figura N°3.89 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 7 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X ..... 144

Figura N°3.90 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 8 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X ..... 145

Figura N°3.91 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 9 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X ..... 145

Figura N°3.92 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 10 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X ..... 145

Figura N°3.93 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 11 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X ..... 145

Figura N°3.94 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 12 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X ..... 146

Figura N°3.95 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 13 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X ..... 146

Figura N°3.96 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 14 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X ..... 146



Figura N°3.97 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 15 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X ..... 146

Figura N°3.98 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 16 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X ..... 147

Figura N°3.99 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 17 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X ..... 147

Figura N°3.100 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 18 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X ..... 147

Figura N°3.101 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 19 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X ..... 147

Figura N°3.102 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 20 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X ..... 148

Figura N°3.103 Secciones de las vigas en estudio para la verificación del diseño por corte, correspondiente la fuerza sísmica en la dirección Y ..... 148

Figura N°3.104 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 1 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y ..... 149

Figura N°3.105 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 2 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y ..... 149

Figura N°3.106 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 3 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y ..... 149

Figura N°3.107 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 4 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y ..... 150

Figura N°3.108 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 5 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y ..... 150

Figura N°3.109 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 6 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y ..... 150

Figura N°3.110 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 7 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y ..... 150

Figura N°3.111 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 8 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y ..... 151

Figura N°3.112 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 9 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y ..... 151

Figura N°3.113 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 10 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y ..... 151

Figura N°3.114 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 11 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y ..... 151

Figura N°3.115 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 12 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y ..... 152

Figura N°3.116 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 13 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y ..... 152

Figura N°3.117 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 14 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y ..... 152

Figura N°3.118 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 15 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y ..... 152

Figura N°3.119 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 16 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y ..... 153

Figura N°3.120 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 17 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando $P_u = 0$ y $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y .....	153
Figura N°3.121 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 18 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando $P_u = 0$ y $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y .....	153
Figura N°3.122 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 19 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando $P_u = 0$ y $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y .....	153
Figura N°3.123 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 20 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando $P_u = 0$ y $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y .....	154
Figura N°3.124 Ubicación de la conexión losa - muro estructural, para la fuerza sísmica en la dirección X .....	155
Figura N°3.125 $A_{vf}$ y $s_{req}$ en la conexión losa - muro estructural de los cuatro edificios en estudio, para la fuerza sísmica en la dirección X.....	155
Figura N°3.126 Ubicación de la conexión losa - muro estructural, para la fuerza sísmica en la dirección Y .....	156
Figura N°3.127 $A_{vf}$ y $s_{req}$ en la conexión losa - muro estructural de los cuatro edificios en estudio, para la fuerza sísmica en la dirección Y.....	156
Figura N°4.1 Envoltura de $a_i$ del ASCE 7 normalizada con respecto a las $a_i$ de la E.030 de los edificios en estudio para el sismo en ambas direcciones.....	157
Figura N°4.2 Envoltura de $a_i$ obtenida con el procedimiento del ASCE 7 y ubicación del $T_2$ en el espectro de diseño de los edificios en estudio para el sismo en la dirección Y .....	158
Figura N°4.3 Esquema del peralte del diafragma ( $B$ ) y las fuerzas de tracción ( $T_u$ ) generadas para el sismo en ambas direcciones .....	158
Figura N°4.4 Secciones de vigas que requieren refuerzo longitudinal adicional por flexo-tracción en los edificios en estudio para el sismo ambas direcciones.....	160
Figura N°4.5 Variación de $V_u/\phi_v V_n$ de la viga definida por las secciones 2 y 3 con y sin $P_u$ de los edificios en estudio para el sismo en la dirección X .....	161
Figura N°4.6 Variación de $V_u/\phi_v V_n$ de la viga definida por las secciones 4 y 5 con y sin $P_u$ de los edificios en estudio para el sismo en la dirección Y .....	161

### LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

- $a_i$  : Aceleración horizontal en el nivel donde el elemento no estructural está anclado según la norma E.030 / Coeficiente de aceleración absoluta horizontal de diseño del diafragma en el nivel  $i$
- $a_m$  : Aceleración cuando  $h_i/h_n$  es igual a 0.8
- $a_n$  : Aceleración absoluta máxima del centro de masa del último nivel de la norma NTCDS / aceleración del último nivel del edificio
- $a_{nj}$  : Aceleración absoluta como fracción de la gravedad del centro de masa del nivel que corresponde al extremo superior del edificio, asociada a una respuesta dinámica del  $j$ -ésimo modo de vibrar en la dirección de análisis según la norma NTCDS
- $a_o$  : Aceleración máxima del terreno según la norma NTCDS / aceleración del terreno
- $a_1$  : Ordenada del espectro elástico de aceleraciones para el periodo fundamental del sistema
- $a_2$  : Aceleración espectral elástica de los modos superiores
- $A$  : Dimensión en planta del edificio medida perpendicular a la fuerza inercial
- $A_c$  : Área de la sección transversal de la barra / Área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante
- $A_{cv}$  : Área bruta del concreto
- $A_s$  : Área requerida de acero en una barra sujeta a fuerzas de tracción / Área requerida de acero para el tirante más crítico / Área del refuerzo requerido en la cuerda
- $A_{sh}$  : Área del refuerzo transversal en la barra
- $A_{st}$  : Área del refuerzo longitudinal total en la sección de una viga
- $A_{st1}$  : Área requerida del refuerzo longitudinal total en la sección de una viga por flexo-tracción
- $A_v$  : Área del refuerzo de cortante
- $A_{vf}$  : Área del refuerzo de cortante por fricción
- $b_c$  : Dimensión transversal del núcleo de la barra, medida centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal
- $b_w$  : Ancho de la sección transversal de la barra / Ancho de la sección de la viga

$B$	: Dimensión en planta del edificio medida paralela a la fuerza inercial
$C$	: Factor de amplificación sísmica según la norma E.030
$C_{pi}$	: Coeficiente de aceleración correspondiente a una altura relativa del 80% de la norma ASCE 7-16
$C_{pn}$	: Coeficiente de aceleración en el último nivel de la norma ASCE 7-16
$C_{po}$	: Coeficiente de aceleración en la base de la norma ASCE 7-16
$C_{px}$	: Coeficiente de aceleración en el nivel $x$ de la norma ASCE 7-16
$C_s$	: Coeficiente de respuesta sísmica del primer modo de la norma ASCE 7-16
$C_{s2}$	: Coeficiente de respuesta sísmica de los modos superiores de la norma ASCE 7-16
$C_u$	: Fuerza axial de compresión de diseño en la cuerda
$C_1$	: Coeficiente asociado al comportamiento del elemento no estructural según la norma E.030
$d$	: Distancia perpendicular entre las fuerzas de las cuerdas / peralte efectivo de la sección de la viga
$d_b$	: Diámetro de la menor varilla de refuerzo longitudinal en la barra
$E_c$	: Módulo de elasticidad del concreto
$f'_c$	: Resistencia especificada a la compresión del concreto
$f_y$	: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo
$f_{yt}$	: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal
$F_i$	: Fuerza de diseño aplicada en el nivel $i$ de los sistemas sismorresistentes evaluadas a partir de la distribución triangular por el método estático
$F_{px}$	: Fuerza sísmica de diseño del diafragma en el nivel $x$ de la norma ASCE 7-16
$h$	: Peralte de la sección transversal de la barra
$h_i$	: Altura del $i$ -ésimo nivel del edificio con respecto a la base
$h_n$	: Altura total del edificio
$h_x$	: Espaciamiento máximo entre varillas longitudinales restringidas lateralmente en la barra
$I_e$	: Factor de importancia del edificio de la norma ASCE 7-16

$l_n$	: Luz libre de la viga
$L$	: Peralte del diafragma en la dirección de análisis
$M_{pr}$	: Momento flector probable
$M_n$	: Momento flector nominal
$M_u$	: Momento flector de diseño en el plano vertical
$M_{u,max}$	: Momento flecto máximo en el modelo de la Viga Horizontal del diafragma
$n$ y $N$	: Número de niveles del edificio
$N_c$	: Fuerza de compresión en la barra
$N_{pr}$	: Fuerza de tracción probable en la sección de la viga
$N_t$	: Fuerza de tracción en la barra
$N_u$	: Fuerza axial de tracción de diseño en la sección de la viga
$N_{u\ máx}$	: Fuerza de tracción máxima permisible en la sección de la viga
$P_e$	: Peso del elemento no estructural según la norma E.030
$P_u$	: Fuerza axial de compresión
$Q'$	: Factor de reducción por comportamiento sísmico según la norma NTCDS
$R$	: Factor de reducción de fuerzas del sistema resistente a fuerzas laterales de la norma E.030
$R_M$	: Factor de reducción de la respuesta elástica
$R_s$	: Factor de reducción de las fuerzas de diseño de diafragmas
$s$	: Espaciamiento del refuerzo transversal, medido de centro a centro
$S$	: Factor de Suelo de la norma E.030
$S_a(T_1, \xi)$	: Aceleración espectral para la respuesta elástica, correspondiente al periodo $T_1$ y amortiguamiento $\xi$
$S_{DS}$	: Aceleración espectral para periodos cortos de la norma ASCE 7-16
$T_L$	: Periodo que define el inicio de la zona del factor $C$ con desplazamiento constante según la norma E.030
$T_P$	: Periodo que define la plataforma del factor $C$ según la norma E.030
$T_u$	: Fuerza axial de tracción de diseño en la cuerda / Fuerza del tirante más crítico
$T_1$	: Periodo fundamental de vibración de la estructura en cierta dirección de análisis

$U$	: Factor de Uso de la norma E.030
$V_n$	: Resistencia nominal a cortante / Resistencia nominal a cortante por fricción
$V_u$	: Demanda de fuerza cortante en la viga / Fuerza cortante actuante en la conexión de la losa - muro estructural
$V_{u,max}$	: Fuerza cortante máxima en el modelo de la Viga Horizontal del diafragma
$w_i$	: Peso tributario del nivel $i$
$w_m$	: Carga muerta que actúa en la viga
$w_{px}$	: Peso tributario del diafragma en el nivel $x$
$w_v$	: Carga viva que actúa en la viga
$W_{di}$	: Peso tributario del diafragma en el nivel $i$
$z_s$	: Modificador del coeficiente de contribución modal de la norma ASCE 7-16
$Z$	: Factor de Zona de la norma E.030
$\Gamma_1, \Gamma_{m1}$ y $\eta_1$	: Factor de contribución del primero modo
$\Gamma_2, \Gamma_{m2}$ y $\eta_2$	: Factor de contribución de los modos superiores
$v_j$	: Flujo de corte en el panel $j$
$\phi$	: Factor de reducción por tracción en la barra
$\phi_f$	: Factor de reducción por flexión en la cuerda
$\phi_o$	: Factor de sobrerresistencia probable en la sección de una viga de concreto armado
$\phi_v$	: Factor de reducción por corte / Factor de reducción de corte por fricción
$\phi_t$	: Factor de reducción del tirante
$\rho_t$	: Cuantía del refuerzo distribuido orientado en forma paralela al cortante
$\sigma_c$	: Esfuerzo de compresión en la barra
$\delta_D$	: Máxima deflexión lateral en el plano del diafragma
$\delta_{flex}$	: Máximo desplazamiento en el plano del diafragma, tomando en cuenta la flexibilidad en su plano
$\delta_{MDD}$	: Desplazamiento máximo del diafragma en su plano cuando actúa en él una fuerza lateral
$\delta_{rig}$	: Máximo desplazamiento en el plano del diafragma, considerado como rígido

- $\Delta A_{st}$  : Incremento de área del refuerzo longitudinal en la sección de la viga
- $\Delta_{ADVE}$  : Diferencia de desplazamientos promedios de los elementos verticales adyacentes, entre dos niveles sucesivos, ante la misma fuerza lateral para el cálculo de  $\delta_{MDD}$
- $\Delta_{lat}$  : Deformación lateral promedio de los elementos verticales del entrepiso ubicado inmediatamente por debajo del diafragma
- $\mu$  : Coeficiente de fricción según la norma E.060
- $\Omega_i$  : Factor de amplificación asociado al diafragma del i-ésimo nivel según la norma NTCDS
- $\Omega_o$  : Factor de sobrerresistencia del sistema



## CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

### 1.1. GENERALIDADES

En el campo profesional de la ingeniería estructural del Perú, los sistemas de piso ante fuerzas sísmicas en su plano, no se considera como parte del diseño sísmico de un proyecto estructural de viviendas y/o edificios según la norma E.030 “Diseño Sismorresistente” (2018). Probablemente porque se acepta la hipótesis de diafragma infinitamente rígido. Esta hipótesis podría conllevar a que los ingenieros de la práctica de diseño consideren lógico y adecuado que el diafragma sea infinitamente resistente, y de esta manera se obvie su proceso de diseño, tomando en cuenta la cuantía mínima que sigue los requerimientos por cambios volumétricos y de temperatura que estipula la norma E.060 “Concreto Armado” (2009). Sin embargo, suponiendo que el diafragma sea infinitamente rígido y no se deforme, no significa que no ocurra un flujo de fuerzas producto de la fuerza inercial en su plano, que se transfieren hacia los elementos verticales del sistema lateral resistente de la estructura (pórticos y/o muros).

A partir del sismo de Northridge (1994) en Estado Unidos, se empezó a tomar conciencia de la importancia del diseño sísmico del diafragma en edificios para poder garantizar un desempeño objetivo. Debido que se informaron ampliaciones de aceleración en edificios instrumentados de hasta 4.6 veces la aceleración máxima del suelo (Hall, 1995), y ante la evidencia de un inadecuado comportamiento del anclaje entre las conexiones del diafragma de concreto prefabricado y los muros de concreto armado en diversos edificios de estacionamiento (EERI, 1994). En esa época, las normativas de diseño sísmico no contemplaban un criterio claro para estimar aceleraciones de piso para el diseño de diafragmas ni un método de diseño ante fuerzas en su plano. En algunos de los edificios donde se produjo el colapso del diafragma, los pórticos y muros quedaron sin daños; es decir, permanecieron en el intervalo elástico, contrario a la filosofía de diseño sísmico estipulada en las normativas de diseño alrededor del mundo, donde se espera un comportamiento inelástico en ciertas regiones (denominadas rótulas plásticas) como mecanismo de disipación de energía ante el sismo de diseño (magnitud severa). Estos acontecimientos motivaron una serie de trabajos de investigación, tanto teóricos como experimentales, con la finalidad de proponer métodos simples y realistas para su aplicación en la práctica de diseño por los ingenieros estructurales.

El sistema de piso además de transferir las cargas de gravedad hacia los elementos verticales, debe proporcionar la denominada acción de diafragma; es decir, unir todos los elementos resistentes a fuerzas laterales para que actúen en conjunto en cada nivel de una edificación, y transferir la fuerza inercial hacia los elementos verticales.

Si ciertas partes del sistema de piso o sus conexiones con los elementos verticales (pórticos y/o muros) no presentan la suficiente capacidad, podrían llegar a fallar (falla local) como se ha evidenciado y reportado en ensayos experimentales (Blandón y Rodríguez, 2005; Cabrera, 2008) y en eventos sísmicos (Kam et al., 2011; Henry y Ingham, 2012). Con lo cual, no se conseguirían desarrollar la hipótesis de diafragma rígido y la transferencia de las fuerzas inerciales hacia los elementos verticales, pudiéndose propiciar un colapso progresivo de la estructura. Un claro ejemplo de esto se produjo en el edificio CTV (Canterbury Television) de 6 niveles de concreto armado durante el sismo de Christchurch (2011), de magnitud  $M_w$  6.2, donde una inadecuada resistencia en la conexión del núcleo de muro con la losa habría propiciado el colapso de la estructura y la muerte de 135 personas. Por lo tanto, son importantes en el proceso de diseño sísmico de sistemas de piso: la magnitud de la fuerza inercial de diseño y un método de diseño racional.

Diversas normativas extranjeras han adoptado nuevos enfoques con respecto al diseño sísmico de los sistemas de piso. El ACI 318 “Building Code Requirements for Structural Concrete”, a partir de la versión 2014, ha incluido un capítulo sobre las consideraciones para el diseño de diafragmas (Capítulo 12), mientras que el ASCE/SEI 7–16 “Minimum Design Load and Associated Criteria for Buildings and Other Structures” y el NTCDS “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo” (2017) han adoptado un enfoque nuevo para estimar fuerzas de diseño en diafragmas, basado en el método de Reducción del Primer Modo (Rodríguez et al., 2002), siendo este más racional, realista y simple. Además, la nueva versión del NZS 1170.5 “New Zealand Standard for Structural Design Actions” (Amendment 1, Sep. 2016), actualmente en revisión, enfatiza que los diafragmas deben ser considerados como parte del sistema resistente primario a fuerzas laterales, teniendo en consideración la continuidad del flujo de fuerzas hacia los elementos verticales de la estructura.

## 1.2. PROBLEMÁTICA

En todo proyecto estructural de edificaciones, los sistemas de piso deberían ser diseñados tanto por cargas de gravedad como por cargas horizontales (fuerzas sísmicas). Sin embargo, el diseño de los sistemas de piso ante fuerzas sísmicas es obviado en la mayoría de casos, justificando su inherente gran rigidez en el plano y proporcionando sólo refuerzo mínimo correspondiente a cambios volumétricos y de temperatura. Por otro lado, para lograr un adecuado desempeño de un edificio durante un evento sísmico de magnitud severa, se recomienda el diseño de los sistemas de piso ante fuerzas sísmicas en su plano, y así garantizar su transferencia hacia los elementos verticales.

Para el caso del Perú, dentro de la norma E.030 “Diseño Sismorresistente” (2018) sólo existe el enfoque de estimación de fuerzas sísmicas para el diseño de los elementos verticales resistente a fuerzas laterales, y que se reducen por un factor R (efecto de sobrerresistencia y de ductilidad) esperando un comportamiento no lineal inelástico para la disipación de energía; sin embargo, este enfoque no sería adecuado y racional para el diseño de los sistemas de piso, porque el enfoque de distribución de fuerzas inerciales está en función de la estimación del cortante basal máximo y este no necesariamente representa las fuerzas inerciales máximas de piso. En caso los sistemas de piso se diseñen con estas fuerzas reducidas, el refuerzo requerido debe detallarse para proveer cierto nivel de ductilidad, lo cual escapa de la práctica de diseño. Con respecto a la norma E.060 “Concreto Armado” (2009), en las consideraciones para el diseño de los Diafragmas Estructurales del capítulo 21 (Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico) no se indica qué tipo de análisis se debe realizar para obtener las fuerzas de diseño en diafragmas, y en su diseño sólo se hace mención a la cuantía mínima de refuerzo, el cual debe cumplir con lo estipulado en la sección 9.7 donde el refuerzo requerido es por cambios volumétricos y no para resistir fuerzas sísmicas en el plano.

La presente tesis pretende proponer una metodología de diseño simple y racional para los sistemas de piso rígido ante fuerzas sísmicas en el plano. Este procedimiento consiste en estimar la envolvente de aceleraciones horizontales de piso, luego obtener el acero requerido en el diafragma y en sus conexiones con los elementos verticales, ante fuerzas inerciales en el plano, y finalmente verificar el acero de refuerzo (longitudinal y transversal) de las vigas que conforman el

sistema de piso, mediante los efectos combinados de flexión y fuerza axial, siendo esta última la fuerza transmitida de la losa hacia las vigas.

### 1.3. OBJETIVOS

#### 1.3.1. Objetivo general

Proponer un procedimiento sencillo de aplicar para diseñar los sistemas de piso de concreto armado ante fuerzas inerciales sísmicas que actúan en el plano.

#### 1.3.2. Objetivos específicos

- Resumir los criterios más relevantes para el diseño sísmico de sistemas de piso en edificios de concreto armado.
- Proponer una metodología para estimar la demanda sísmica de las aceleraciones máximas de piso en edificios, según recomendaciones de las normas internacionales y usando los parámetros de nuestra norma E.030 “Diseño Sismorresistente” (2018).
- Proponer métodos simplificados para el diseño del refuerzo del sistema de piso ante fuerzas en el plano, y compararlo con los requerimientos prescritos en nuestra norma E.060 “Concreto Armado” (2009).
- Analizar el efecto de las fuerzas inerciales que transmiten las losas hacia las vigas que conforman el sistema de piso.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

### 2.1. ESTADO DEL ARTE

Las estructuras de edificios están generalmente conformadas por elementos continuos horizontales, tales como vigas y sistemas de piso; elementos verticales, como columnas y muros estructurales; y los elementos que representan la cimentación. Todos estos actúan en conjunto para formar un sistema tridimensional resistente a fuerzas verticales y horizontales, y poder satisfacer las condiciones de servicio y resistencia. Este último implica cumplir la demanda permisible de desplazamientos de piso, prescrita en las normas de diseño sismorresistente, y así minimizar los daños estructurales ante un evento sísmico. Por otro lado, la mayor parte del peso de una edificación lo conforman los sistemas de piso, generándose una fuerza inercial horizontal por sismo en cada nivel. Esta fuerza sísmica se transfiere, siguiendo un flujo de cargas, hacia los elementos resistentes a fuerzas laterales de la estructura en cada nivel, y estos la distribuyen hacia la cimentación.

En el instante que un sistema de piso de una edificación esté sujeta a su fuerza inercial máxima en el plano, este elemento debe ser capaz de resistir esta demanda de fuerza y asegurar su distribución hacia los elementos verticales. Si al menos una parte del diafragma, especialmente en alguna de sus conexiones con los elementos verticales, no es capaz de resistir esta demanda, la transferencia de fuerzas hacia los elementos verticales sería interrumpida y el mecanismo de falla esperado en la edificación no podría ser alcanzado. Un claro ejemplo de este escenario viene a ser el colapso del edificio CTV de concreto armado de 6 niveles (Canterbury Earthquakes Royal Commission, 2012), conformado por un sistema de muros estructurales, y la muerte de 135 personas durante el sismo de Christchurch (2011) de magnitud  $M_w$  6.2 debido a que la conexión de la losa con el núcleo del muro fue insuficiente (ver Figura N°2.1). Así, el análisis y diseño de los sistemas de piso ante fuerzas sísmicas en su plano representan una parte crítica y esencial dentro del proceso de diseño sismorresistente de edificios.

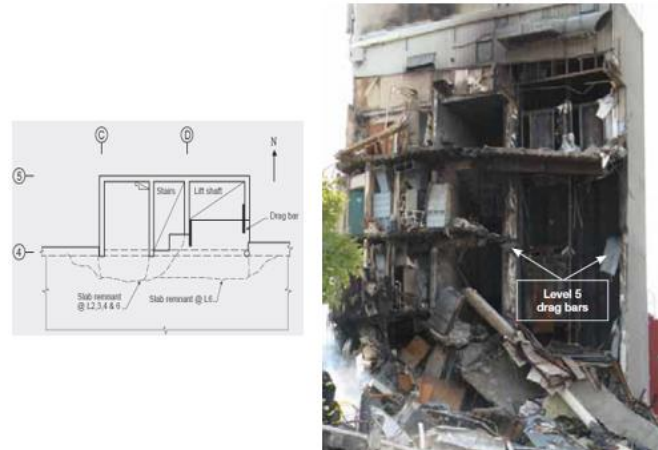


Figura N°2.1 Esquema del colapso del edificio CTV ante el sismo de Christchurch (Canterbury Earthquakes Royal Commission, 2012)

Aunque el procedimiento de diseño sísmico de los sistemas de piso es obviado en la práctica profesional del Perú, a pesar de su gran importancia, este se puede sintetizar en tres etapas: evaluar la fuerza de diseño, transformar esta fuerza en un flujo de fuerzas internas, y obtener el acero requerido. Este último toma en cuenta el acero distribuido y el correspondiente a la interface entre el plano del sistema de piso y el plano del elemento vertical, denominado conexión.

A continuación, se revisa el estado del arte enfocado al análisis y diseño de sistemas de piso de concreto armado ante fuerzas sísmicas en el plano, basado en reportes de investigaciones y en requerimientos de las normativas de Estados Unidos (ASCE 7 y ACI 318), Europa (Eurocode 8), México (NTCDS y NTCDC), Nueva Zelanda (NZS 1170.5 y NZS 3101), y Perú (E.030 y E.060).

#### 2.1.1. Definición de un diafragma estructural

Si bien un sistema de piso es diseñado frecuentemente para soportar cargas de gravedad, proporcionando resistencia y rigidez fuera de su plano, este debe actuar como un diafragma estructural dentro del comportamiento sísmico en una edificación. Para lo cual, el sistema de piso debe ser capaz de transferir la fuerza inercial horizontal de sismo hacia los elementos verticales del sistema estructural sismorresistente. La Figura N°2.2 ilustra de manera esquemática esta acción de diafragma para cierto sistema de piso.

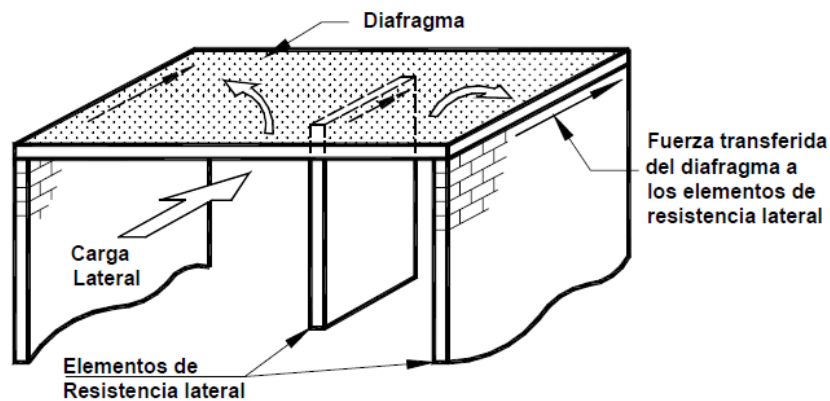


Figura N°2.2 Transferencia de la fuerza inercial en el diafragma (Blandón, 2005)

Una práctica común para que los sistemas de piso se comporten como diafragmas estructurales es el empleo de un espesor mínimo para las losas macizas y las losas compuestas. En las losas compuestas, este espesor corresponde a la sobrelosa colocada in-situ sobre los elementos de piso prefabricado. La Tabla N°2.1 sintetiza el valor del espesor mínimo requerido, según las normativas de concreto armado mencionadas en la sección 2.1. Implícitamente, este espesor mínimo no sólo trata que el sistema de piso actúe como un diafragma, sino que tenga un comportamiento de diafragma rígido. Sin embargo, hay otros factores que influyen en este tipo de comportamiento del diafragma, como se describirá en la sección 2.1.2.1.

Tabla N°2.1 Espesor mínimo de un diafragma según diferentes normativas de concreto armado

Norma Técnica	ACI 318 (2019)	Eurocode 8 (2004)	NTCDC (2017)	NZS 3101 (2006)	NTE E.060 (2009)
<b>Sección</b>	18.12.6	5.11.3.5	7.8.3	13.3.7.2	21.11.4
<b>Espesor (mm)</b>	50	40 <sup>a</sup> /70 <sup>b</sup>	60 <sup>c</sup>	50	50

<sup>a</sup> Luz entre los apoyos sea menos de 8 m. Caso contrario, el espesor no debe ser menor que 50 mm (Losa compuesta)

<sup>b</sup> Losa maciza

<sup>c</sup> Luz máxima de los tableros mayor o igual a 6 m. Caso contrario, el espesor no debe ser menor que 30 mm

Así, las principales funciones de un diafragma en una edificación es resistir y transferir las fuerzas de gravedad y la fuerza horizontal sísmica hacia los elementos verticales (ver Figura N°2.3). En base a la segunda ley de Newton, la fuerza sísmica se obtiene multiplicando la aceleración absoluta que actúa en cierto sistema de piso por su correspondiente masa. Estas fuerzas son nada despreciables, ya que los sistemas de piso representan cerca del 50% del peso total de una edificación; además, las aceleraciones máximas de piso pueden llegar a magnificarse con respecto a la aceleración máxima del terreno (PGA, por sus

siglas en inglés), especialmente cuando se espera un comportamiento inelástico de la estructura (Rodríguez et al., 2007).

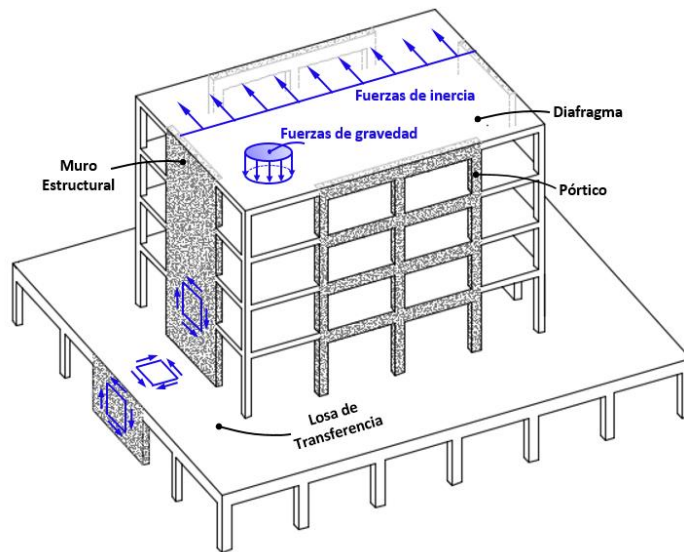


Figura N°2.3 Representación esquemática de las funciones de los diafragmas estructurales (Adaptado y modificado de Moehle et al., 2010)

No siendo menos importante, un diafragma debe ser capaz de resistir las fuerzas de transferencia. Estas fuerzas se generan cuando existe una discontinuidad de los elementos resistentes a fuerzas laterales en la altura (ver Figura N°2.3) o el perfil de desplazamiento de los elementos verticales ante fuerzas laterales son diferentes, particularmente en un sistema estructural dual. Este último se debe a la incompatibilidad de deformaciones entre el sistema de pórticos y de muros, los cuales son interconectados por el diafragma, como se aprecia en la Figura N°2.4.

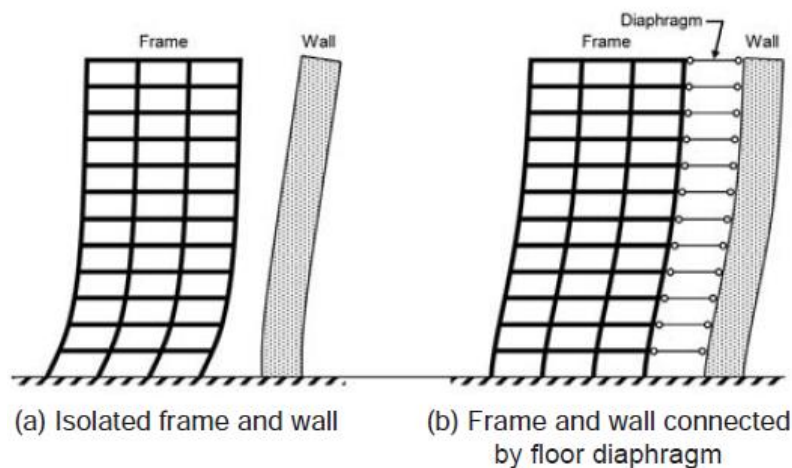


Figura N°2.4 Fuerza de transferencia generada en el diafragma debido a la incompatibilidad de deformaciones entre un sistema de pórticos y de muros (Moehle et al., 2010)



Una vez definido un diafragma estructural y sus principales funciones, la respuesta dinámica de la estructura va depender de cómo un diafragma se comporte ante fuerzas sísmicas en su plano, como describirá en la siguiente sección.

### 2.1.2. Comportamiento de un diafragma

Ante la acción sísmica que actúa en una edificación, el comportamiento de los sistemas de piso resulta fundamental en la respuesta dinámica de la estructura (periodo fundamental, formas de modo, cortantes de piso, momentos de piso, distorsiones y aceleraciones de piso); así como también, en la distribución de las fuerzas inerciales hacia el sistema resistente de fuerzas laterales. De acuerdo a su rigidez, la idealización del comportamiento de un diafragma para el análisis estructural en una edificación sujeta a fuerzas horizontales se clasifica como: rígido, flexible y semi-rígido. Esto principalmente depende de la relación entre la rigidez en el plano del diafragma y la rigidez lateral del sistema resistente a fuerzas laterales de la estructura.

En la Figura N°2.5 se ilustra de manera esquemática la deformada de un diafragma, asociada a cada tipo de comportamiento, ante la acción de una fuerza horizontal uniformemente distribuida. Tomando como referencia la estructura de la Figura N°2.5a y manteniendo constante el espesor del diafragma y de los muros estructurales de la estructura, se presentan los siguientes escenarios:

- Al aumentar  $H$  y disminuir  $L$ , el diafragma tiende a tener un comportamiento rígido; es decir, la deformada del diafragma es insignificante con respecto a los elementos verticales (Figura N°2.5b).
- Al disminuir  $H$  y aumentar  $L$ , el diafragma tiende a tener un comportamiento flexible; es decir, la deformada de los elementos verticales es insignificante en comparación al diafragma (Figura N°2.5c).
- La Figura N°2.5d representa un diafragma semi-rígido, donde las deformaciones tanto del diafragma y como de los elementos verticales contribuyen a la deformación total del sistema.

donde  $H$  viene a ser la altura del muro estructural y  $L$  la luz del diafragma en cada tramo. Es importante mencionar que esta clasificación del comportamiento de un diafragma se emplea en la práctica de diseño sísmico de edificaciones, con la finalidad de obtener las fuerzas de diseño en aquellos elementos estructurales donde se espera una respuesta inelástica, tales como: vigas, columnas, y muros.

A continuación, se definen los tres tipos de idealización del comportamiento de un diafragma.

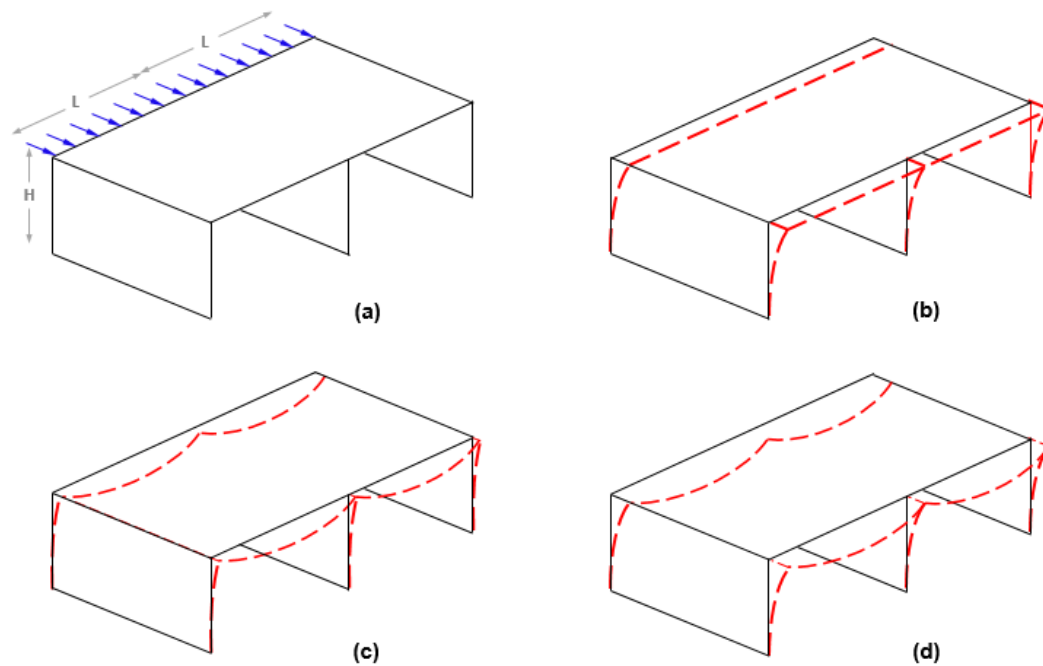


Figura N°2.5 (a) Sistema estructural sometido a un estado de carga. Tipos de comportamiento de un diafragma: (b) rígido, (c) flexible, y (d) semi-rígido (Adaptado y modificado de Naeim y Boppana, 2001)

### 2.1.2.1. Diafragma rígido

Cuando la rigidez en su propio plano es mucho mayor a la rigidez lateral de los elementos verticales, el diafragma se considera infinitamente rígido. Aunque el término infinito no tiene un significado numérico en ingeniería, se ha adoptado la definición empleada en la literatura. Además, la deformación relativa axial entre dos puntos arbitrarios del diafragma se considera nula, generándose un movimiento de cuerpo rígido en el plano. En consecuencia, la distribución de la fuerza sísmica horizontal hacia los elementos verticales se realiza en proporción directa a sus rigideces relativas. Debido a la inherente gran rigidez de un diafragma rígido, este además debe ser capaz de distribuir fuerzas cortantes por torsión debido a la excentricidad, hacia los elementos verticales. Esto conlleva a que el movimiento de cuerpo rígido del diafragma no sólo sea traslacional, sino rotacional.

Con la finalidad de predecir la respuesta sísmica, la idealización del diafragma rígido resulta aceptable en la mayoría de edificios de concreto armado. Específicamente en aquellas conformadas por un sistema estructural de pórticos y cuya geometría sea regular (Saffarini y Qudaimat, 1992; Ju y Lin, 1999; Moeini

y Rafezy, 2011; Sarnik et al., 2018), donde la rigidez lateral de los elementos verticales es pequeña con respecto a la rigidez en el plano del diafragma. Sin embargo, ciertas configuraciones de edificios podrían exhibir una significativa flexibilidad en el diafragma, invalidando la hipótesis de diafragma rígido y pudiendo conducir a resultados erróneos en la predicción de la respuesta sísmica. Por ejemplo, en edificios rectangulares con presencia de muros estructurales, especialmente ubicados en los lados extremos, y con una alta relación de aspecto en planta del edificio ( $A/B > 3$ ), ignorar la flexibilidad del diafragma influye de manera significativa en la demanda requerida de resistencia y ductilidad para los elementos verticales, siendo más severa a medida que el número de niveles disminuye (Saffarini y Qudaimat, 1992; Basu y Jain, 2004; Tena-Colunga et al., 2015; Porco et al., 2017; Ruggieri et al., 2018; Pecce et al., 2019). Si además existe la presencia de aberturas en el diafragma para este tipo de configuración de edificios, la flexibilidad en su plano se amplifica (Khaloo et al., 2014; Khajehdehi et al., 2018).

La Figura N°2.6 muestra de forma esquemática las variables del parámetro  $A/B$ , donde  $A$  y  $B$  vienen a ser las dimensiones en planta del edificio medidas perpendicular y paralela a la dirección de la fuerza inercial, respectivamente.

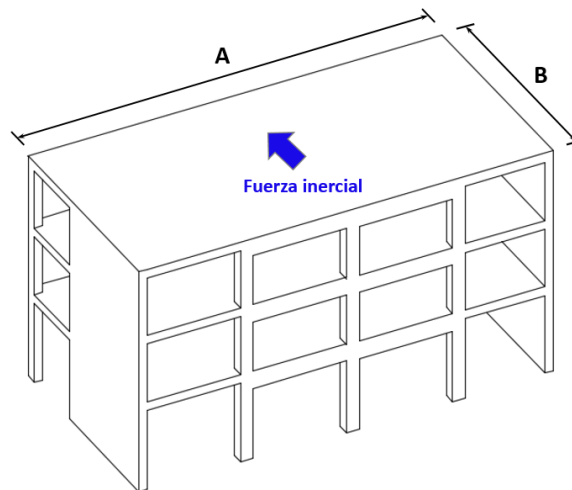


Figura N°2.6 Definición de la relación de aspecto en planta del edificio  $A/B$

Dentro de la práctica de diseño, es común suponer el comportamiento de un diafragma como rígido en su propio plano para el análisis sísmico de edificios. De acuerdo a Scarry (2014), esto ocurre debido a la falsa creencia de que el diafragma es completamente rígido y resistente, soportando fuerzas de cualquier magnitud y pudiéndose deformar sin daño alguno. Esta creencia es parcialmente

atribuida al poco alcance de las normativas de estructuras y textos de ingeniería, donde el diseño sísmico de diafragmas no es considerado dentro de la formación académica universitaria ni en el ámbito profesional.

Una de las ventajas de la suposición del diafragma rígido es su implementación en la mayoría de softwares comerciales para el análisis estructural de edificios; además, reduce el tiempo de cómputo requerido. Este último se debe a la simplificación del modelo analítico de la estructura, donde el número de grados de libertad en cada nivel se restringe a tres (dos desplazamientos laterales en el plano del diafragma y una rotación perpendicular al diafragma). Estos grados de libertad actúan en el centro de masa de cada diafragma, en el cual se concentran sus propiedades inerciales.

### 2.1.2.2. Diafragma flexible

Se supone que la rigidez en su plano es mucho menor a la rigidez lateral de los elementos verticales; es decir, el diafragma se considera infinitamente flexible. A diferencia del diafragma rígido, las deformaciones en su plano no son restringidos, existiendo una deformación relativa entre dos puntos arbitrarios del diafragma. Así, la distribución de la fuerza lateral se hace en proporción directa a la masa tributaria correspondiente a cada elemento vertical. Además, el diafragma no es capaz de distribuir las fuerzas cortantes adicionales por torsión, debido a su poca rigidez en comparación con los elementos verticales (Tena-Colunga et al., 1996; De La Colina, 1999; Tena-Colunga et al., 2015). La Figura N°2.7 ilustra de manera conceptual la distribución de fuerzas entre un diafragma rígido y uno flexible hacia los elementos verticales.

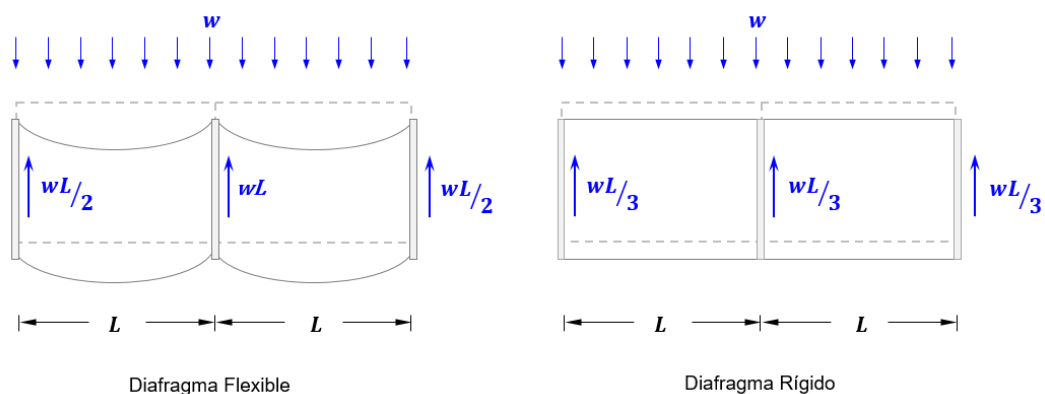


Figura N°2.7 Distribución de la fuerza distribuida hacia los elementos verticales, según el tipo de comportamiento del diafragma

Este tipo de idealización del diafragma es frecuente en estructuras de madera; sin embargo, se debe tener en cuenta la evaluación de la relación entre la rigidez lateral de los elementos verticales y la rigidez en el plano del diafragma.

### 2.1.2.3. Diafragma semi-rígido

Estrictamente un diafragma no tiene un comportamiento rígido ni flexible, sino un comportamiento intermedio; es decir, semi-rígido. Por lo cual, la rigidez en el plano de un diafragma semi-rígido es finita y está en función de su espesor, geometría en planta, y de las propiedades del material que lo conforma. Así, la distribución de la fuerza sísmica horizontal hacia los elementos verticales depende tanto de la rigidez en el plano del diafragma como de la rigidez lateral de los elementos verticales.

Este tipo de comportamiento es incorporado en la mayoría de softwares comerciales de análisis estructural, al igual que el comportamiento de diafragma rígido; sin embargo, el tiempo de cómputo requerido es mayor. En edificios cuyos diafragmas tienen un comportamiento rígido, la diferencia de resultados al idealizar el diafragma como rígido y semi-rígido es mínima.

### 2.1.3. Requerimientos según diferentes normativas

Descrito lo anterior, cuantificar y evaluar la veracidad de la hipótesis del comportamiento de un diafragma es complicado, debido a los diferentes parámetros que influyen en este. Así, las normas de diseño sísmico de edificios optan, de forma general, por dos criterios para definir si un diafragma se puede idealizar como rígido o flexible (Doudoumis y Athanatopoulou, 2001; Moeini y Rafezy, 2011; Ruggieri et al., 2018). Un criterio es cualitativo y está asociado a la geometría en planta del diafragma, mientras que el segundo criterio es cuantitativo, y está en función de la deformación en el plano del diafragma.

A continuación, se presenta los requerimientos prescritos en las diferentes normativas de diseño sísmico, mencionadas en la sección 2.1, para categorizar el comportamiento de un diafragma ante fuerzas en su plano dentro del modelo analítico de una edificación.

#### 2.1.3.1. E.030 (2018)

Dentro de los requerimientos para el análisis estructural de la vigente norma E.030 “Diseño Sismorresistente” (2018), el artículo 25.3 expresa que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos en la medida que puedan suponerse razonablemente, permitiendo utilizar un modelo de masas concentradas con tres

grados de libertad en cada nivel, como se describió en la sección 2.1.2.1. Con base al artículo 25.4, se debe verificar que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia necesaria para asegurar que la distribución en planta de las fuerzas horizontales sea en función de las rigideces de los elementos verticales; es decir, verificar la hipótesis de diafragma rígido. Sin embargo, no se especifica algún tipo de parámetro, cualitativo y/o cuantitativo, para evaluar y categorizar el comportamiento del diafragma en su plano. Esto conlleva a que el ingeniero estructural de diseño, con base a su propio criterio, elija cierto comportamiento.

Además, tanto la condición del factor de irregularidad torsional (Tabla N°9) como la aplicación de la excentricidad accidental (artículo 28.5), son exclusivos para diafragmas rígidos. Esto concuerda, de manera implícita, con la característica de este tipo de diafragma, el cual es capaz de resistir fuerzas cortantes por los efectos de torsión.

#### 2.1.3.2. ASCE 7 (2016)

Para losas de concreto armado, la sección 12.3.1.2 de la norma ASCE 7 (2016) “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures” permite idealizar el diafragma como rígido en estructuras que no presenten algún tipo de irregularidad horizontal y cuyo parámetro A/B (ver Figura N°2.6) sea menor o igual que 3. En caso no se satisface el requerimiento anterior, la sección 12.3.1.3 permite que el diafragma sea idealizado como flexible, siempre que se cumpla la siguiente condición (ver Figura N°2.8):

$$\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} > 2 \quad (2.1)$$

donde:

$\delta_{MDD}$  : desplazamiento máximo del diafragma en su plano cuando actúa en él una fuerza lateral

$\Delta_{ADVE}$ : diferencia de desplazamientos promedios de los elementos verticales adyacentes, entre dos niveles sucesivos, ante la misma fuerza lateral para el cálculo de  $\delta_{MDD}$

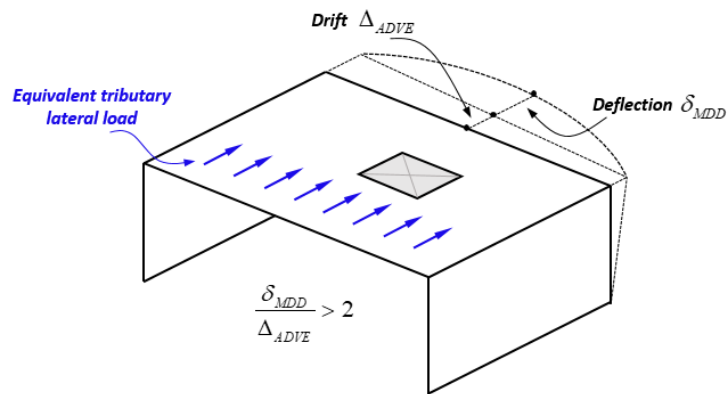


Figura N°2.8 Condición de diafragma flexible según el ASCE 7 (2016)

Si esta última condición no se cumple, el comportamiento de diafragma es idealizado como rígido. Estos vienen a ser los dos criterios, cualitativo y cuantitativo, para idealizar el diafragma como rígido o flexible. Sin embargo, la sección 12.3.1 indica que un diafragma se debe considerar semi-rígido con fines de realizar un análisis estructural, independientemente si el diafragma es categorizado como rígido o flexible. Finalmente, los requerimientos de la norma ASCE 7 (2016) para la evaluar la flexibilidad de un diafragma son los mismos que su versión anterior, ASCE/SEI 7-10 “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”.

#### 2.1.3.3. Eurocode 8 (2004)

La sección 5.10(3) del Eurocode 8 “Design of structures for earthquake resistance” (2004) especifica que sólo en estructuras DCH (Ductility Class High), el diseño sísmico debe incluir la verificación de diafragmas de concreto armado en un estado límite último, siempre que tengan las siguientes características:

- geometría irregular o formas divididas en planta, diafragmas con esquinas entrantes.
- aberturas irregulares y grandes en el diafragma.
- distribución irregular de masas y/o rigideces.
- sótanos con muros ubicados en el perímetro o sólo en la parte del área de planta baja.

Para lo cual, la sección 4.3.1(4) indica que un diafragma se puede considerar rígido en su plano si se cumple la siguiente condición:

“Aquel diafragma en el que, cuando es modelado con flexibilidad en su plano, sus desplazamientos horizontales ante la acción sísmica no exceden por más del 10%

al correspondiente desplazamiento horizontal absoluto que resultaría de una suposición de diafragma rígido.”

Esta condición, de forma alterna, se puede expresar mediante:

$$\frac{\delta_{rig}}{\delta_{flex}} > 0.9 \quad (2.2)$$

donde:

$\delta_{rig}$  : máximo desplazamiento en el plano del diafragma, considerado como rígido  
(ver Figura N°2.9a)

$\delta_{flex}$ : máximo desplazamiento en el plano del diafragma, tomando en cuenta la flexibilidad en su plano (ver Figura N°2.9b)

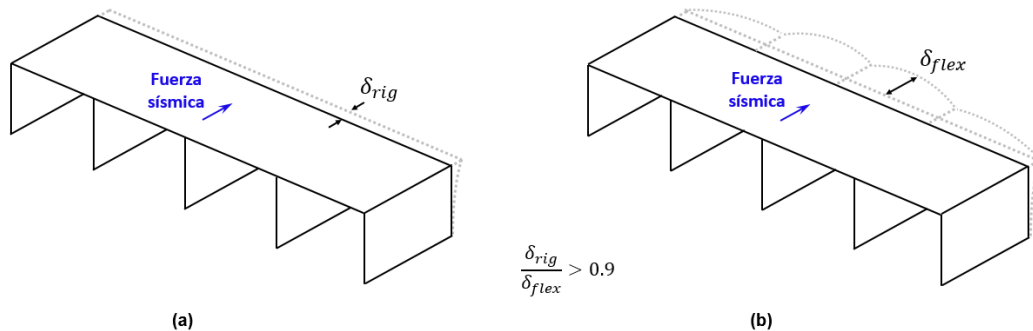


Figura N°2.9 Condición de un diafragma rígido según el Eurocode 8 (2004)

Además, esta normativa permite que las masas y los momentos de inercias de cada piso se agrupen en sus respectivos centros de gravedad, siempre que el diafragma sea considerado rígido.

#### 2.1.3.4. NTCDS (2017)

De acuerdo a los criterios generales en diafragmas de piso, apéndices y contenidos, correspondiente a la sección 2.7.1 de la NTCDS “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo” (2017), las deformaciones en el plano de los diafragmas se deben tomar en cuenta para el cálculo de las fuerzas de inercia, independiente del método de análisis sísmico a emplear. Sin embargo, estas deformaciones se pueden ignorar para el caso de un diafragma rígido, el cual se define mediante la siguiente condición:

$$\frac{\delta_D}{\Delta_{lat}} < 0.5 \quad (2.3)$$

donde:

$\delta_D$  : máxima deflexión lateral en el plano del diafragma



$\Delta_{lat}$ : deformación lateral promedio de los elementos verticales del entrepiso ubicado inmediatamente por debajo del diafragma

Para evaluar las deformaciones de la ecuación 2.3, se realiza un análisis elástico del modelo tridimensional de la estructura sometido a fuerzas laterales de diseño, correspondiente al estado límite de seguridad contra colapso. De forma alternativa al criterio cuantitativo presentado, se considera que el diafragma es rígido para sistemas de piso conformado por losas de concreto armado, siempre que se cumplan siguientes requisitos cualitativos:

- El parámetro  $A/B$  (ver Figura N°2.6) sea menor o igual que 4.
- En planta no se tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores al 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente (requisito 4 de la sección 5.1).
- El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan el 20 por ciento de su área en planta, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Este requerimiento no aplica para la azotea (requisito 6 de la sección 5.1).

#### 2.1.3.5. NZS 1170.5 (2004)

Dentro de la sección C6.1.4 de la norma NZS 1170.5 “Structural Design Actions - Earthquake actions” (2004), correspondiente a la respuesta de diafragmas, indica que la suposición de diafragma rígido podría no ser válida cuando existe: discontinuidades abruptas, variaciones grandes en la rigidez en su plano o grandes esquinas entrantes en el diafragma. Para lo cual, se requiere tomar en cuenta la flexibilidad en el plano del diafragma para evaluar estos efectos en la distribución de la fuerza lateral hacia los elementos verticales. Vemos que estos requerimientos son netamente cualitativos, al igual que su versión anterior (NZS 4203:1992).

Sin embargo, en el Apéndice A de la norma NZS 1170.5 (incorporating Amendment 1, Sep. 2016) se introduce un criterio cuantitativo para categorizar el comportamiento del diafragma en su plano. Así, un diafragma es considerado rígido cuando el desplazamiento máximo en su plano es menor o igual a dos veces al desplazamiento promedio de entrepiso de los elementos verticales del piso en estudio, para el escenario del estado límite último. En caso no se cumpla la condición anterior, el diafragma se considera flexible. Una vez categorizado el diafragma, se acepta modelar el diafragma como infinitamente rígido en su plano, siempre que se cumpla alguna de estas condiciones (cláusula 6.1.4.1):

- El diafragma sea categorizado como rígido y la estructura sea regular de acuerdo a la cláusula 4.5.
- La estructura no es regular y la respuesta considerando la flexibilidad del diafragma es comparable al diafragma rígido.

#### 2.1.4. Filosofía de diseño sísmico de diafragmas

En la práctica de diseño sismorresistente de edificios, el análisis de los elementos resistentes a fuerzas laterales como: vigas, columnas, y muros estructurales, se basa en una distribución de fuerzas obtenida de un análisis estático o dinámico modal espectral. Esta distribución de fuerzas sísmicas horizontales está en función a un espectro de diseño de pseudo-aceleraciones, el cual se define con base en la normativa vigente. Este espectro se obtiene reduciendo el espectro elástico por un factor, comúnmente denominado coeficiente de reducción, ya que se espera un comportamiento no lineal inelástico de estos elementos ante un sismo de nivel de diseño (magnitud severa), los cuales deben ser diseñados y detallados de forma adecuada para proveer la ductilidad requerida. Este comportamiento es idealizado por rótulas plásticas, que representan deformaciones inelásticas en regiones críticas de los elementos, como mecanismo de colapso para la disipación de energía ante un evento sísmico.

El enfoque descrito previamente, para elementos resistentes a fuerzas laterales, se basa en predecir el cortante basal máximo y obtener una distribución de fuerzas a lo largo de la altura de la estructura. Sin embargo, esta distribución de fuerzas no sería correcta y racional aplicarlo a diafragmas, por lo siguiente:

- Los diafragmas no desarrollan ductilidad, ante fuerzas en su plano, en comparación a los elementos resistentes a fuerzas laterales de la estructura, a menos que este sea considerado explícitamente. El desarrollo de ductilidad en losas no es práctica habitual de diseño en nuestro medio: normas E.030 “Diseño Sismorresistente” (2018) y E.060 “Concreto Armado” (2009).
- Las fuerzas inerciales de diseño para los diafragmas deben estar asociadas a las aceleraciones máximas de piso, y no corresponden a la distribución de fuerzas asociada al escenario del cortante basal máximo (Panagiotou et al., 2011; Restrepo et al., 2014).

De forma complementaria, las fuerzas inerciales máximas de piso llegan a ser mucho mayores a las prescritas por las normativas de diseño sismorresistente para los elementos resistentes a fuerzas laterales ante un sismo de diseño, como

consecuencia de la sobrerresistencia del sistema y la contribución de los modos superiores, especialmente cuando los elementos estructurales empiezan a responder en el intervalo inelástico (Priestley et al., 1999; Rodriguez et al., 2006; Sánchez, 2008; Panagiotou et al., 2011; Restrepo et al., 2014; Kelly y Ghosh, 2014; Nagae et al., 2015; Jimenez y Massone, 2018; Fatemi et al., 2020). Entonces, evaluar las fuerzas de diseño en diafragmas con base a la distribución de fuerzas del sistema resistente a fuerzas laterales, llevaría a diseños del lado de la inseguridad.

En la Figura N°2.10 se muestra la respuesta sísmica de un edificio en miniatura de 4 niveles, el cual fue sujeto a un ensayo de alta intensidad (NS El Centro 1940, escalado al 70%) en una mesa vibradora. La Figura N°2.10a muestra la distribución de fuerzas laterales de diseño, de acuerdo al NZS 4203 “Standards New Zealand” (1992), mientras que las Figuras N°2.10b, N°2.10c y N°2.10d muestran las respuestas inelásticas de las fuerzas inerciales de piso para los escenarios de cortante basal máximo, momento basal máximo, y desplazamiento máximo del último nivel, respectivamente. Se puede apreciar que las fuerzas inerciales máximas de piso en recuadro rojo ocurren en diferentes instantes de tiempo y sus magnitudes son mucho mayores a lo prescrito por la normativa local. Esta diferencia también se evidencia en el trabajo realizado por Priestley et al. (1999) durante el ensayo pseudo-dinámico de un edificio prefabricado a escala de 5 niveles para el sismo de diseño, definido según los parámetros del UBC “Uniform Building Code” (1997). La Figura N°2.11 muestra la envolvente de las fuerzas inerciales de piso para la dirección ortogonal de la estructura, cuyo sistema está conformado por muros estructurales. Además, en ambas figuras se aprecia que las fuerzas máximas de piso no muestran una tendencia decreciente hacia los niveles inferiores, como se esperaría de una respuesta predominante del primer modo.

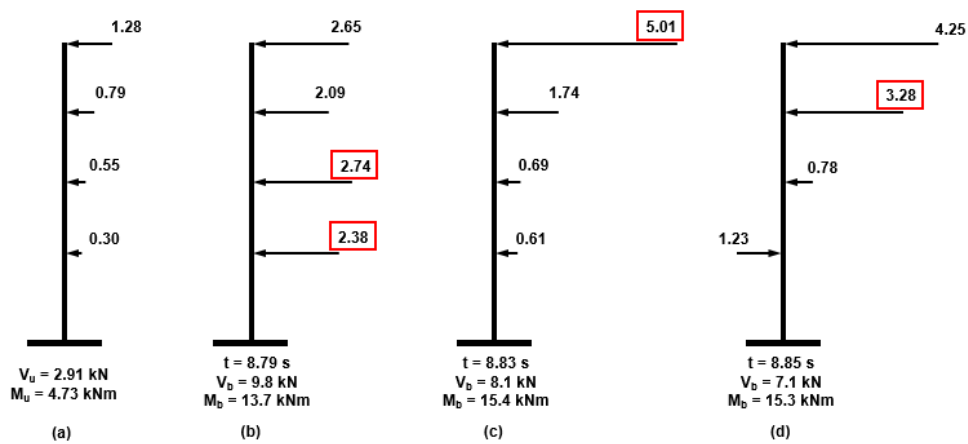


Figura N°2.10 Distribución de fuerzas laterales de diseño y experimentales durante un ensayo de intensidad alta para tres escenarios importantes (Restrepo et al., 2014)



Figura N°2.11 Distribución de fuerzas inerciales de piso de diseño y experimental para la dirección ortogonal de un edificio de 5 niveles a escala, sujeto a un ensayo pseudo-dinámico correspondiente a un sismo de nivel de diseño (Priestley et al., 1999)

De acuerdo al reporte de las referencias presentadas, las fuerzas inerciales máximas de piso no ocurren en el mismo instante de tiempo. Así, estimar el cortante basal máximo como la sumatoria de la envolvente de las fuerzas inerciales máximas de piso no sería una manera adecuada y racional de evaluarlo, obteniéndose resultados muy conservadores. Entonces, de lo descrito anteriormente, el enfoque de estimación de fuerzas horizontales para el diseño sismorresistente de edificios (Figura N°2.12a) constaría de dos partes: sistema resistente a fuerzas laterales (Figura N°2.12b) y diafragmas (Figura N°2.12c).

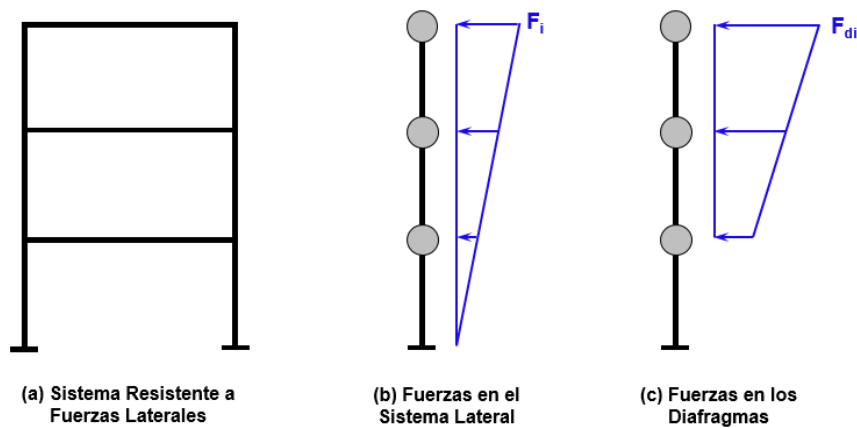


Figura N°2.12 Criterio de estimación de fuerzas para el diseño sísmico de edificios (Adaptado y modificado de Rodríguez et al., 2007)

Una vez evaluado la envolvente de las fuerzas inerciales máximas de los diafragmas para el sismo de diseño, tomando en cuenta los factores de amplificación de la sobrerresistencia y del efecto dinámico de los modos superiores, se espera que estos permanezcan en el intervalo elástico. Así, el escenario de la respuesta global del edificio es dominado por los elementos verticales; es decir, se espera la fluencia (deformaciones inelásticas) de estos elementos como primer mecanismo de disipación de energía ante un evento sísmico de intensidad severa (Kelly y Ghosh, 2014). La intención de este enfoque es garantizar la distribución de estas fuerzas inerciales hacia los elementos resistentes a fuerzas laterales, y así cumplir con la filosofía y principios de las normativas de diseño sismorresistente.

Por otro lado, no es recomendable esperar que el diafragma tenga un comportamiento inelástico ante un sismo de diseño (obviar los factores de amplificación para el cálculo de las fuerzas inerciales), ya que no sólo compromete al diseño y detallado del diafragma en sí, sino que la distribución de fuerzas inerciales hacia los elementos verticales sería diferente al correspondiente de una respuesta elástica del diafragma (Kunnath et al., 1991; Fleischman et al., 2005; Al Harash et al., 2010).

Finalmente, la Figura N°2.13 sintetiza de manera esquemática el desempeño esperado en una edificación ante un sismo de diseño, haciendo la analogía de la cadena dúctil dentro del concepto de diseño por capacidad (Paulay y Priestley, 1992), donde los eslabones representan los elementos sismorresistentes para cada nivel y los diafragmas vienen a ser los elementos entre estos eslabones. A continuación, se ilustra el escenario deseado para el  $i$ -ésimo diafragma, cuya

fuerza inercial horizontal máxima actuante,  $F_{di}$ , debe ser menor o igual a su resistencia de diseño,  $\phi F_{ni}$ , donde se espera que el diafragma se deforme en su intervalo elástico y los elementos sismorresistentes de los diferentes niveles disipen la energía ante el evento sísmico; es decir, se deforman en el intervalo inelástico. Por otro lado, un escenario no deseado resultaría cuando  $\phi F_{ni} < F_{di}$ , lo cual conllevaría a un posible colapso del edificio. Para los diafragmas en los niveles restantes, de forma análoga, la condición del escenario deseado también debe verificarse.

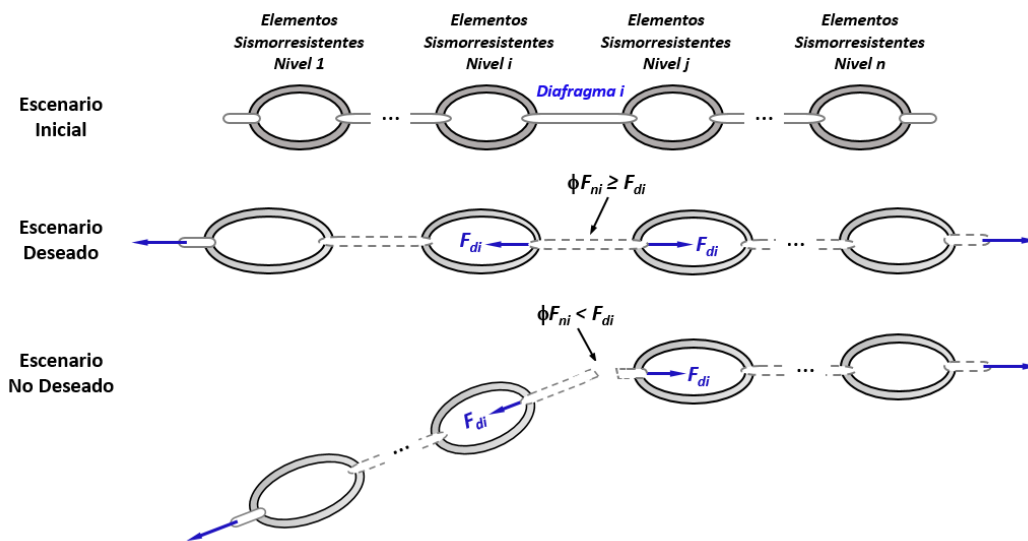


Figura N°2.13 Analogía de la cadena dúctil, enfoque de diseño por capacidad, para el mecanismo de resistencia de diafragmas (Adaptado y modificado de Paulay y Priestley, 1992)

### 2.1.5. Fuerzas de diseño para diafragmas según diferentes normativas

En esta sección se presenta los requerimientos mínimos de las normativas de diseño sismorresistente, ya presentadas en la sección 2.1.3, con respecto a la estimación de fuerzas inerciales horizontales para el diseño de diafragmas ante un evento sísmico.

#### 2.1.5.1. E.030 (2018)

De acuerdo a esta normativa, sólo existe el enfoque de fuerzas para el sistema resistente a fuerzas laterales, el cual se obtiene mediante el procedimiento del análisis estático (artículo 28) o dinámico modal espectral (artículo 29), y no para el diseño sísmico del diafragma. Así, evaluar las fuerzas de diseño de los diafragmas con este enfoque conllevaría a subestimarlas, como se indicó en la sección 2.1.4, y se obtendría resultados del lado de la inseguridad.

Por otro lado, la ausencia de un enfoque de fuerzas para el diseño sísmico de diafragmas influye en la obtención de las fuerzas de diseño para elementos no estructurales (artículo 38), mediante la siguiente ecuación:

$$F = \frac{a_i}{g} C_1 P_e \quad (2.4)$$

donde:

$a_i$ : aceleración horizontal en el nivel donde el elemento no estructural está anclado

$C_1$ : coeficiente asociado al comportamiento del elemento no estructural

$P_e$ : peso del elemento no estructural

En la ecuación anterior, la aceleración  $a_i$  debe estar asociada a la fuerza inercial máxima del diafragma (ver Figura N°2.12c) donde se ubica el elemento no estructural. Sin embargo, la normativa indica evaluarlo mediante un análisis dinámico de la estructura; es decir, a partir de las fuerzas del sistema resistente a fuerzas laterales (ver Figura N°2.12b), donde se reducen las contribuciones de todos los modos. Así, el procedimiento para el diseño de un elemento no estructural también estaría del lado de la inseguridad.

#### 2.1.5.2. ASCE 7 (2016)

Esta normativa estadounidense especifica dos enfoques para la evaluación de las fuerzas de diseño de diafragmas en su plano. El primero, correspondiente a la sección 12.10.1.1, es para diafragmas de concreto prefabricado en estructuras correspondientes a una Categoría de Diseño Sísmico B y para diafragmas de concreto colocados in-situ, los cuales deben ser diseñados para las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis estructural, pero no deben ser menores que las determinadas de acuerdo a la ecuación 2.5:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px} \quad (2.5)$$

donde:

$F_{px}$  : fuerza sísmica de diseño del diafragma en el nivel  $x$

$F_i$  : fuerza de diseño aplicada en el nivel  $i$ , de los sistemas sismorresistentes evaluadas a partir de la distribución triangular por el método estático

$w_{px}$  : peso tributario del diafragma en el nivel  $x$

$w_i$  : peso tributario del nivel  $i$

Las fuerzas  $F_{px}$  son mayores a las fuerzas  $F_i$ , ya que estas representan los valores máximos y no ocurren simultáneamente. Además, se especifica los siguientes valores límites para  $F_{px}$ :

$$0.2S_{DS}I_e w_{px} \leq F_{px} \leq 0.4S_{DS}I_e w_{px} \quad (2.6)$$

donde el parámetro  $S_{DS}$  representa la aceleración espectral para periodos cortos, y el parámetro  $I_e$  viene a ser el factor de importancia del edificio. El producto  $0.4S_{DS}I_e$  es interpretado como la aceleración máxima del terreno (PGA) dividido por la aceleración de la gravedad,  $g$ . Esto implica que las aceleraciones de piso no se magnifican con respecto al PGA, siendo incompatible con las aceleraciones de piso reportadas en edificios instrumentados durante el sismo de Northridge en 1994 (Hall, 1995). Al igual que los requerimientos para el comportamiento de un diafragma, los requerimientos de fuerzas de diseño en diafragmas con este primer enfoque son los mismos que la versión anterior de esta normativa, ASCE 7-10 "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures".

El segundo enfoque, correspondiente a la sección 12.10.3.2 e incorporado a partir de la versión 2016 de la norma ASCE 7, es obligatorio para diafragmas de concreto prefabricado en estructuras asignadas a una Categoría de Diseño Sísmico C, D, E o F, y opcional para diafragmas de concreto colocados in-situ o diafragmas de concreto prefabricado en estructuras correspondientes a la Categoría de Diseño Sísmico B. Así, las fuerzas de diseño para el diafragma vienen dadas por:

$$F_{px} = \frac{C_{px}}{R_s} w_{px} \quad (2.7)$$

donde:

$C_{px}$  : coeficiente de aceleración en el nivel  $x$

$R_s$  : factor de reducción de fuerzas en el diafragma, empleado para obtener la fuerza de diseño del diafragma

Además, la fuerza  $F_{px}$  obtenida de la ecuación 2.7 no deber ser menor que:

$$F_{px} = 0.2S_{DS}I_e w_{px} \quad (2.8)$$



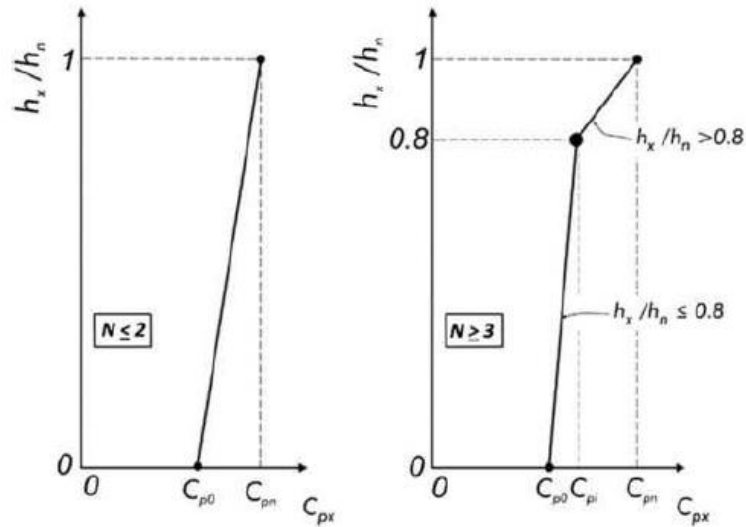


Figura N°2.14 Cálculo del coeficiente de aceleración de diseño  $C_{px}$  en edificios con  $N \leq 2$  y en edificios con  $N \geq 3$  según el ASCE 7 (2016)

La Figura N°2.14 muestra la distribución en altura del coeficiente  $C_{px}$ , el cual se basa en el Método de Reducción del Primer Modo (Rodríguez et al., 2002), donde  $N$  viene a ser el número de niveles del edificio en estudio,  $h_x/h_n$  representa la altura relativa del diafragma en el nivel  $x$ ,  $C_{p0}$  y  $C_{pn}$  resultan ser los coeficientes de aceleraciones de diseño en la base y en el último nivel, respectivamente. Para edificios con un número de niveles mayor a dos,  $C_{pi}$  representa el coeficiente de aceleración de diseño correspondiente a una altura relativa del 80%.

Los coeficientes  $C_{p0}$  y  $C_{pn}$  se calculan mediante las ecuaciones 2.9 y 2.10:

$$C_{p0} = 0.4S_{DS}I_e \quad (2.9)$$

$$C_{pn} = \sqrt{(\Gamma_{m1}\Omega_0 C_s)^2 + (\Gamma_{m2} C_{s2})^2} \geq C_{pi} \quad (2.10)$$

donde  $C_s$  y  $C_{s2}$  vienen a ser los coeficientes de respuesta sísmica del primer modo y de los modos superiores, respectivamente,  $\Omega_0$  es el factor de sobrerresistencia del sistema,  $\Gamma_{m1}$  y  $\Gamma_{m2}$  representan los factores de contribución del primer modo y de los modos superiores, respectivamente.

El coeficiente  $C_{pi}$  viene dado por el mayor valor de las ecuaciones 2.11 y 2.12:

$$C_{pi} = 0.8C_{p0} \quad (2.11)$$

$$C_{pi} = 0.9\Gamma_{m1}\Omega_0 C_s \quad (2.12)$$

El coeficiente  $C_{s2}$  debe ser el menor valor de las ecuaciones 2.13-2.15:

$$C_{s2} = (0.15N + 0.25)I_e S_{DS} \quad (2.13)$$

$$C_{s2} = I_e S_{DS} \quad (2.14)$$

$$\text{para } N \geq 2 \quad C_{s2} = \frac{I_e S_{D1}}{0.03(N-1)} \quad (2.15a)$$

$$\text{para } N = 1 \quad C_{s2} = 0 \quad (2.15b)$$

Finalmente, los factores de contribución modal  $\Gamma_{m1}$  y  $\Gamma_{m2}$  vienen dados por las ecuaciones 2.16 y 2.17, respectivamente:

$$\Gamma_{m1} = 1 + \frac{z_s}{2} \left(1 - \frac{1}{N}\right) \quad (2.16)$$

$$\Gamma_{m2} = 0.9z_s \left(1 - \frac{1}{N}\right)^2 \quad (2.17)$$

donde  $z_s$  viene a ser el factor de forma modal, y está en función del tipo de sistema resistente a fuerzas laterales. Estos sistemas estructurales son definidos a partir de la Tabla 12.2-1 de la norma ASCE 7 (2016).

#### 2.1.5.3. Eurocode 8 (2004)

De acuerdo a la sección 4.4.2.5 de esta normativa, denominado “Resistencia de diafragmas horizontales”, se indica que estos elementos deben ser capaces de transmitir, con suficiente sobrerresistencia, las acciones sísmicas de diseño hacia los sistemas resistentes a fuerzas laterales a las cuales están conectadas. Para lo cual, las fuerzas de diseño de diafragmas se obtienen a partir de las fuerzas del análisis, multiplicadas por un factor de sobrerresistencia,  $\gamma_d$ , mayor a 1. Esta normativa indica que este factor depende del modo de falla esperado, recomendando un valor de 1.3 para modos de falla frágil, y 1.1 para modos de falla dúctil.

#### 2.1.5.4. NTCDS (2017)

En esta normativa mexicana, las aceleraciones de piso se obtienen mediante el empleo de los requerimientos de la sección 2.7.2, siendo diferentes a las obtenidas de un análisis dinámico convencional, orientado al cálculo de las distorsiones laterales que generan las fuerzas cortantes de diseño en los elementos del sistema resistente a fuerzas laterales. Así, en edificios que tengan diafragmas rígidos y exhiban planta sensiblemente simétrica (cumplir requisito 12 de la sección 5.1), la aceleración absoluta en cualquier punto del  $i$ -ésimo diafragma como fracción de la aceleración de la gravedad, viene dado por:

$$a_i = \Omega_i a_0 \quad (2.18)$$

donde  $a_0$  es la ordenada en el origen del espectro de diseño, definido de acuerdo al inciso 3.1.2, y  $\Omega_i$  viene a ser el factor de amplificación asociado al diafragma del  $i$ -ésimo nivel, determinado mediante:

$$\Omega_i = \left(\frac{h_i}{h_n}\right) \left(\frac{a_n}{a_0} - 1\right) + 1 \quad (2.19)$$

donde  $a_n$  es la aceleración absoluta máxima como fracción de la aceleración de la gravedad del centro de masa del nivel  $n$ , correspondiente al último nivel;  $h_i$  y  $h_n$ , son las alturas del  $i$ -ésimo nivel y del nivel  $n$  con respecto a la base, respectivamente. La Figura 2.15 ilustra esta distribución de aceleraciones de piso, descrita en las ecuaciones 2.18 y 2.19.

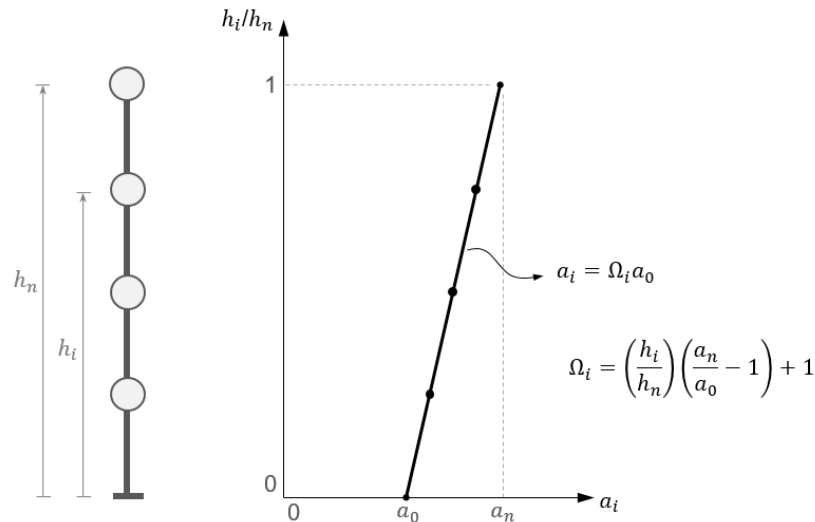


Figura N°2.15 Envolvente de aceleraciones horizontales de piso como fracción de la aceleración de la gravedad,  $a_i$ , para el diseño de diafragmas de acuerdo a la NTCDS (2017)

Además, el valor de  $a_n$  se determina mediante la ecuación 2.20 o, en forma aproximada, con la ecuación 2.21:

$$a_n = \sqrt{\left(\frac{a_{n1}}{Q'}\right)^2 + \sum_{j=2,\dots,n} a_{nj}^2} \quad (2.20)$$

$$a_n = \sqrt{\left(\frac{1.6a_1}{Q'}\right)^2 + \eta_a a_0^2} \quad (2.21)$$

donde:

$a_1$  : ordenada del espectro elástico de aceleraciones para el periodo fundamental del sistema

$a_0$  : aceleración máxima del terreno

$a_{nj}$  : aceleración absoluta como fracción de la gravedad del centro de masa del nivel que corresponde al extremo superior del edificio, asociada a una respuesta dinámica lineal del  $j$ -ésimo modo de vibrar en la dirección de análisis

$Q'$  : factor de reducción por comportamiento sísmico

El parámetro  $\eta_a$ , usado para estimar  $a_n$ , se calcula como:

$$\eta_a = 1.4\sqrt{n-1} \leq 5 \quad (2.22)$$

Es importante resaltar que el factor  $Q'$  sólo toma en cuenta la ductilidad de la estructura, debido a su capacidad de disipar energía en la respuesta inelástica; es decir, la relación  $\frac{a_1}{Q'}$  está asociada a la resistencia de fluencia y no a la resistencia de diseño, siendo congruente al enfoque de la norma ASCE 7 (2016).

De acuerdo a Rodríguez y Restrepo (2012), la ecuación 2.21 representa el límite superior de:

$$a_n = \sqrt{\left[\frac{\eta_1 S_a(T_1, \xi)}{R_M g}\right]^2 + \eta_2 \ln(n) a_0^2} \quad (2.23)$$

donde  $S_a(T_1, \xi)$  es la aceleración espectral para la respuesta elástica,  $T_1$  es el periodo fundamental del edificio,  $R_M$  es el factor de reducción de la respuesta elástica,  $\eta_1$  y  $\eta_2$  son los factores de contribución del primer modo y de los modos superiores, respectivamente. Así, la ecuación 2.21 se obtiene con  $\eta_1 = 1.6$  para el límite superior, mediante el empleo del modelo continuo de una viga a flexión (Rodríguez et al., 2007). Además, se propuso el término  $\eta_a$  (ecuación 2.22) para simplificar el término  $\eta_2 \ln(n)$ , para el límite superior, con base a estudios realizado por Schoettler (2010).

Una vez obtenidas las aceleraciones de piso,  $a_i$ , las correspondientes fuerzas de diseño en el plano de los diafragmas,  $F_{di}$ , vienen dadas por:

$$F_{di} = \frac{a_i}{R_s} W_{di} \geq 0.5 a_0 W_{di} \quad (2.24)$$

donde:

$W_{di}$  : peso tributario correspondiente al diafragma del i-ésimo piso

$R_s$  : factor de reducción por sobrerresistencia para las fuerzas de diseño de los diafragmas

Este enfoque de máximas aceleraciones de piso es incorporado por primera vez en la versión 2017 de la NTCDS, en comparación a la NTCDS (2004), y también se basa en el Método de Reducción del Primer Modo (Rodríguez et al., 2002; Rodríguez et al., 2007).

#### 2.1.5.5. NZS 1170.5:2004 (Nueva Zelanda)

En esta normativa no se indica un enfoque de fuerzas inerciales para el diseño sísmico de diafragmas; sin embargo, la sección de comentarios C6.1.4 del NZS 1170.5 Supp1 (2004) sugiere que las acciones sísmicas tomen en cuenta los principios del diseño por capacidad. Por lo cual, se recomienda emplear el método pESA (pseudo-Equivalent Static Analysis), cuya envolvente de fuerzas inerciales considera la aceleración máxima del terreno (PGA) y la sobrerresistencia de la estructura (Bull, 2004), debido a la respuesta inelástica del sistema resistente a fuerzas laterales. La Figura N°2.16 ilustra esta envolvente de fuerzas, donde la fuerza PGA se extiende desde la base de la estructura hasta que intercepta con la distribución de fuerzas del método pESA, obtenidas de multiplicar las fuerzas estáticas del método ESA (Equivalent Static Analysis) por el factor de sobrerresistencia de la estructura (valor mínimo en el intervalo de 2.0 a 2.5). Con respecto a la fuerza PGA, esta se obtiene al multiplicar el peso sísmico del sistema de piso por el espectro elástico de peligro de sitio para carga horizontal.

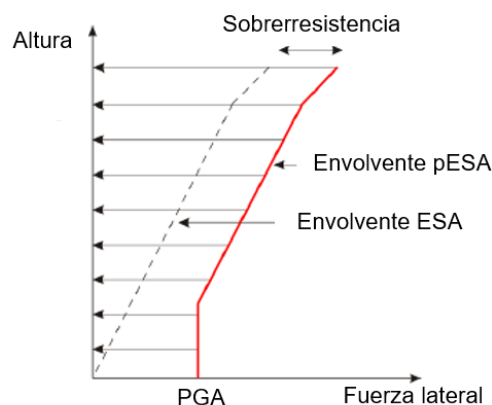


Figura N°2.16 Envolvente de fuerzas inerciales mediante los métodos ESA y pESA (Adaptado de Moroder, 2016)

Gardiner et al. (2008) evaluaron las fuerzas inerciales para estructuras regulares usando el método alternativo pESA, siendo comparables al de un análisis sofisticado tiempo-historia no lineal. Además, se verificó que el método tradicional ESA subestima las fuerzas máximas en los diafragmas, específicamente en los niveles inferiores. Posteriormente, Gardiner (2011) evaluó y modificó el método pESA. La Figura N°2.17 muestra esta envolvente de fuerzas, identificándose dos regiones. La región superior, denominada pESA1, se obtiene escalando las fuerzas del método ESA por el factor de sobrerresistencia de la estructura. La región inferior, denominada pESA2, se obtiene multiplicando el peso de cada nivel

por el factor  $L_{fc}$ . A diferencia de la envolvente de fuerzas propuesta por Bull (2004), este factor considera los efectos de los modos superiores y la aceleración máxima del terreno (PGA), los cuales no son tomados en cuenta por los métodos ESA y análisis modal espectral.

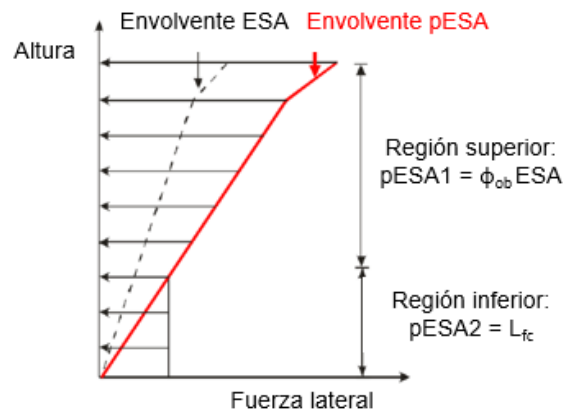


Figura N°2.17 Nueva envolvente de fuerzas inerciales mediante los métodos ESA y pESA  
(Adaptado de Moroder, 2016)

A partir de la norma NZS 1170.5 (incorporating Amendment 1, Sep. 2016), actualmente en revisión, los diafragmas se consideran como parte del sistema primario resistente a fuerzas laterales (sección 5.7.1). Además, sus acciones de diseño deben incluir no sólo los efectos del sobrerresistencia de la estructura, sino los efectos de los modos superiores (sección 5.7.2). Estas acciones incluyen: cargas muerta y viva, aceleraciones de diseño de piso, fuerzas de transferencia, interacción con los elementos verticales que soportan el diafragma, y deformación entre los elementos del diafragma.

#### 2.1.6. Métodos para el análisis de diafragmas ante fuerzas sísmicas

Una vez obtenida la fuerza de diseño en el plano del diafragma ante acciones sísmicas, se procede a realizar el análisis estructural. Para esto, es importante idealizar la fuerza inercial que actúa en el plano del diafragma, el cual depende del método de análisis a emplear. Esto conlleva a obtener un flujo de fuerzas internas y el correspondiente refuerzo requerido en el diafragma. A continuación, se describe los métodos más utilizados para el análisis de diafragmas ante fuerzas en el plano.

##### 2.1.6.1. Método de la Viga Horizontal

Este método viene a ser un enfoque simple y tradicional para el diseño de diafragmas ante fuerzas en su plano. Estos son idealizados como vigas simple o continuamente apoyadas, donde los apoyos representan a los elementos

verticales del sistema resistente a fuerzas laterales. Ante una fuerza sísmica, el diafragma actúa como el alma de una viga  $I$  y resiste fuerzas de corte, mientras que los extremos del diafragma actúan como las alas de la viga, los cuales resisten fuerzas axiales de tracción y de compresión (ver Figura N°2.18). La fuerza sísmica es idealizada como una carga uniforme o trapezoidal, la cual es distribuida a lo largo de la dimensión del diafragma perpendicular a la dirección de esta fuerza.

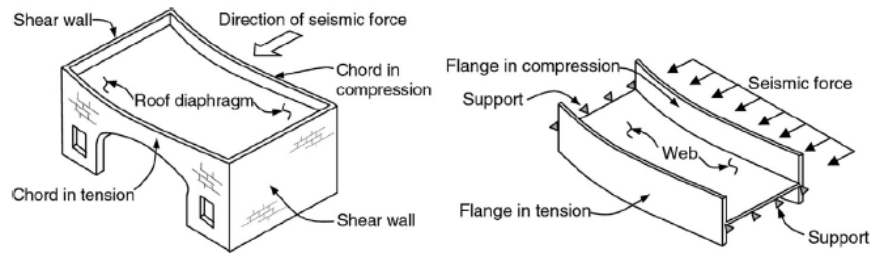


Figura N°2.18 Representación esquemática de las componentes del modelo de Viga Horizontal para un diafragma (Hsiao y Tezcan, 2012)

Se presenta el diafragma de la Figura N°2.19, con fines de ilustrar y definir los elementos que conforman un diafragma para este método de diseño: cuerda, colector y conexión. El modelo de este diafragma viene a ser una viga simplemente apoyada sujeta a una carga uniformemente distribuida, y cuyos apoyos fijos idealizan a los muros estructurales (ver Figura N°2.19a). Una cuerda es aquel elemento ubicado en la dirección perpendicular de la fuerza inercial y en el borde del diafragma (ver Figura N°2.19b). El diseño de este elemento está gobernado por el par de fuerzas axiales de tracción ( $T_u$ ) y de compresión ( $C_u$ ), obtenidas del diagrama de momento flector (ver Figura N°2.19c). Por otro lado, el elemento que sea capaz de resistir y transferir la fuerza de corte del diafragma hacia los elementos verticales, se le denomina colector (ver Figura N°2.20a). Para obtener las fuerzas de diseño en un colector, se supone que la fuerza de corte es distribuida de manera uniforme a lo largo del peralte del diafragma (ver Figura N°2.20b). Así, la Figura N°2.20 muestra cómo los elementos colectores son requeridos para transferir la fuerza inercial del diafragma hacia los muros estructurales, pudiéndose ubicarse dentro del muro (extremo A) o expandirse fuera de este (extremo B), en un ancho efectivo  $b_{ef}$ .

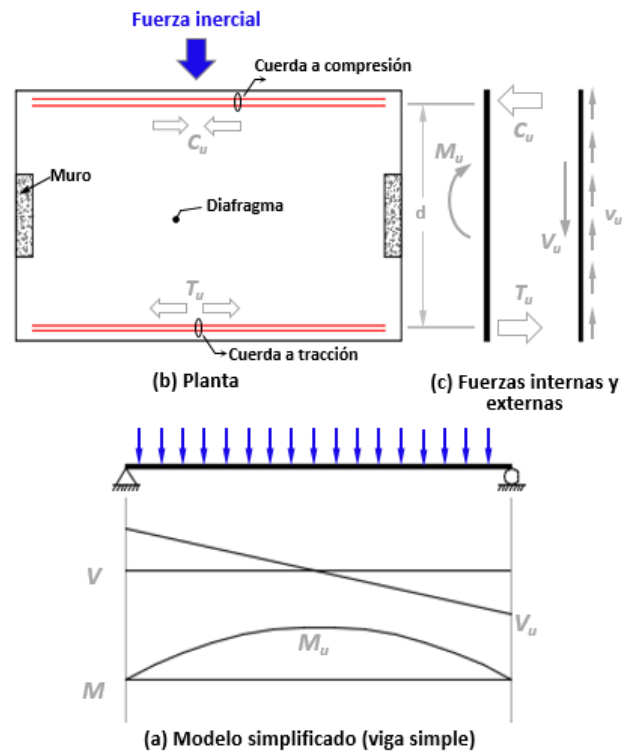


Figura N°2.19 Representación del elemento cuerda en un diafragma (Adaptado y modificado de Moehle et al., 2010)

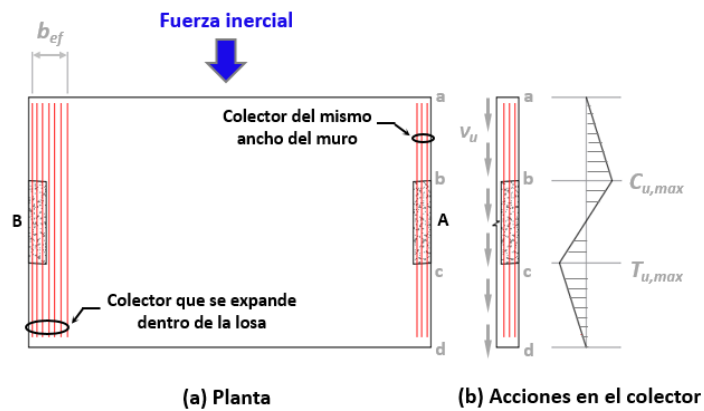


Figura N°2.20 Representación del elemento colector en un diafragma (Adaptado y modificado de Moehle et al., 2010)

A una viga que es utilizada como colector para transferir las fuerzas de corte, se le denomina viga-colectora, la cual debe diseñarse para resistir el efecto combinado de las fuerzas de gravedad (momento flector y fuerza cortante) y las fuerzas sísmicas (fuerza axial de compresión y de tracción).

Finalmente, una conexión viene a ser la interface entre el plano diafragma y el plano del muro estructural de una edificación. Dentro del diseño sismorresistente, este elemento es esencial para poder garantizar la transmisión de la fuerza inercial hacia los elementos verticales. Generalmente, la transmisión de esta fuerza se da



mediante el mecanismo de resistencia a fuerza cortante por fricción, cuyo refuerzo es uniformemente distribuido a lo largo de la longitud del muro y orientado perpendicular a este (ver Figura N°2.21).

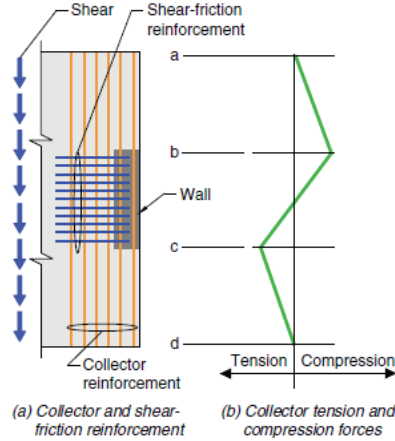


Figura N°2.21 Refuerzo de la conexión en un diafragma mediante el mecanismo de fuerza cortante por fricción (ACI 318-19)

Al modelar el diafragma como una viga, los elementos verticales pueden ser idealizados mediante apoyos rígidos o flexibles. Para un diafragma que tenga un comportamiento rígido, los elementos verticales deben ser modelados mediante resortes (apoyos flexibles) que representan su rigidez lateral, mientras que los apoyos fijos (rígidos) representarían a los elementos verticales para un diafragma con un comportamiento flexible (ver Figura N°2.22). Esta idealización es compatible con el requerimiento R14.2.4.2 de la norma ACI 318 “Building Code Requirements for Structural Concrete” (2019).

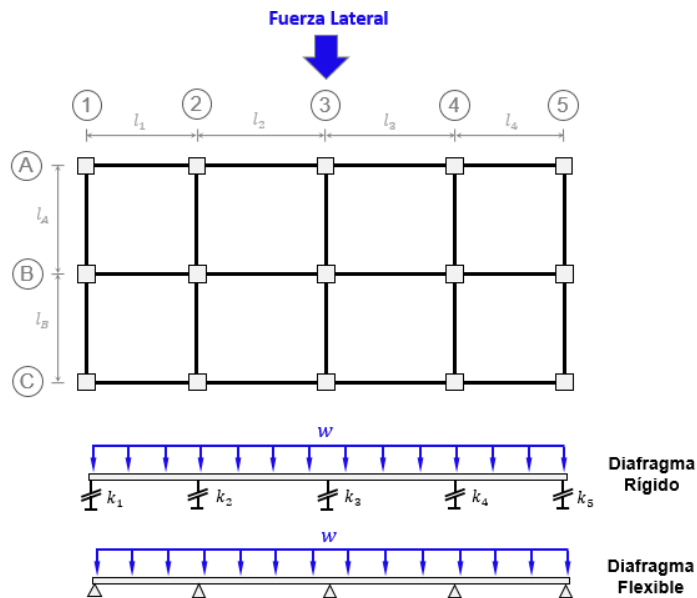


Figura N°2.22 Idealización del modelo de Viga Horizontal para un diafragma con comportamiento rígido y flexible

En efecto, los diafragmas actúan como viga de gran peralte; sin embargo, estos típicamente son diseñados de acuerdo a la teoría clásica de vigas, donde se supone que las secciones planas permanecen planas (hipótesis de Bernoulli). Por lo cual, la relación claro a peralte del diafragma no restringe la aplicación de este método simplificado. Frecuentemente, este método es una alternativa práctica para diafragmas regulares y rectangulares de concreto armado, siempre que no existen esquinas entrantes y/o aberturas de dimensiones considerables.

#### 2.1.6.2. Método Puntal - Tirante

El método Puntal - Tirante es una herramienta simple y racional para el diseño de elementos de concreto armado en general (Schlaich et al., 1987), ampliamente usado en regiones discontinuas (regiones D); es decir, en áreas donde la hipótesis de Bernoulli (regiones B) no es válida. Particularmente, este método está ganando popularidad en el diseño sísmico de diafragmas regulares e irregulares de concreto armado, (Bull, 2004; Blandón y Rodríguez, 2005; León, 2006; Moehle et al., 2010; Gardiner, 2011; NIST, 2017). Por ejemplo, la Figura N°2.23 ilustra la solución de un modelo Puntal - Tirante para el diseño sísmico del diafragma en estudio, donde la fuerza inercial de piso ( $2P$ ) es distribuida en toda el área del diafragma y es dividida en seis fuerzas en su plano ( $P/3$ ).

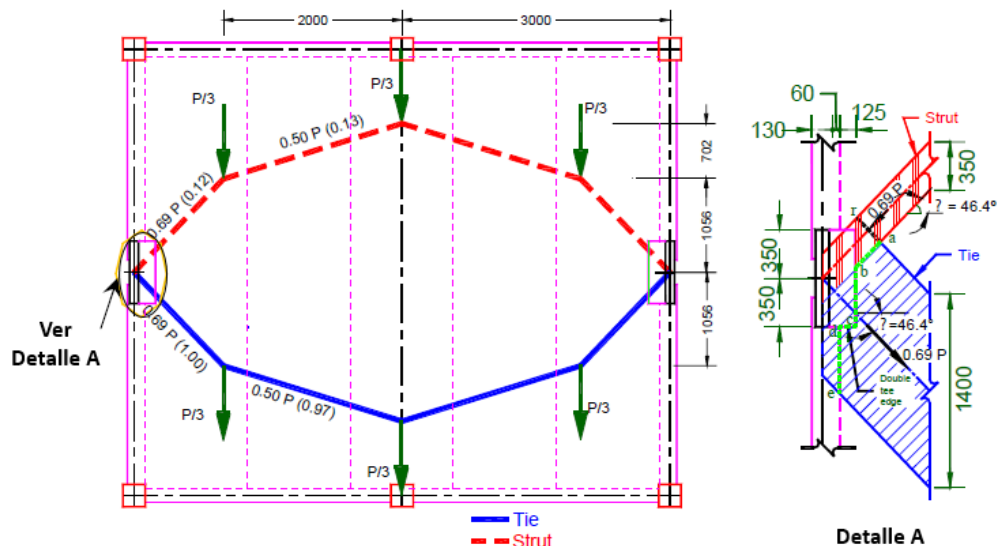


Figura N°2.23 Modelo Puntal - Tirante para el sistema de piso sujeto a fuerzas sísmicas (Blandón y Rodríguez, 2005)

Este método se basa en la analogía de la armadura (Ritter, 1899; Mörsch, 1912), donde el flujo de fuerzas internas en una estructura continua de concreto armado es representado por:

- Puntales: elementos sujetos a fuerzas en compresión, resistidos sólo por el concreto. Estos están alineados con la resultante del campo de esfuerzos en compresión.
- Tirantes: elementos sujetos a fuerzas en tracción, resistidos sólo por el acero de refuerzo. Estos están alineados con la resultante del campo de esfuerzos en tracción.
- Nudos: representa el punto de intersección de puntales, tirantes, o una combinación de ambos.

Si bien el método Puntal - Tirante es de carácter conservador para propósitos de diseño, uno de los desafíos es obtener un modelo óptimo, especialmente cuando el diafragma es estáticamente indeterminado y presenta una geometría compleja. Esto se debe a que no existe un modelo único, ya que este método se basa en el límite inferior de la teoría de plasticidad, donde el único requerimiento es cumplir el equilibrio de fuerzas. Para esto, Schlaich et al. (1987) recomienda bosquejar el modelo inicial en base a la trayectoria de esfuerzos principales obtenida de la solución lineal elástica del análisis por el método de elementos finitos. Esto último se ilustra en la Figura N°2.24, donde las líneas negras continuas y discontinuas vendrían a representar los tirantes y puntales del modelo para el diafragma en estudio, respectivamente. En el caso que se tenga que elegir un modelo óptimo, dentro de los varios posibles, el principio de la energía de deformación mínima resulta útil. De forma complementaria, se describe las desventajas de este método:

- Este método depende exclusivamente de la geometría del modelo elegido, para una carga específica. Ante acciones reversibles, como las que ocurre en un evento sísmico, se podría requerir un modelo diferente. Así, el número de análisis podría incrementarse en la medida en que las condiciones de cargas incrementen, especialmente en diafragmas irregulares.
- En la ubicación del tirante en cierto modelo se requiere refuerzo concentrado; sin embargo, el refuerzo de un diafragma es normalmente distribuido.
- Este método se enfoca en la resistencia última, por lo que las condiciones de servicio (deflexión y ancho de grietas) no son considerados.

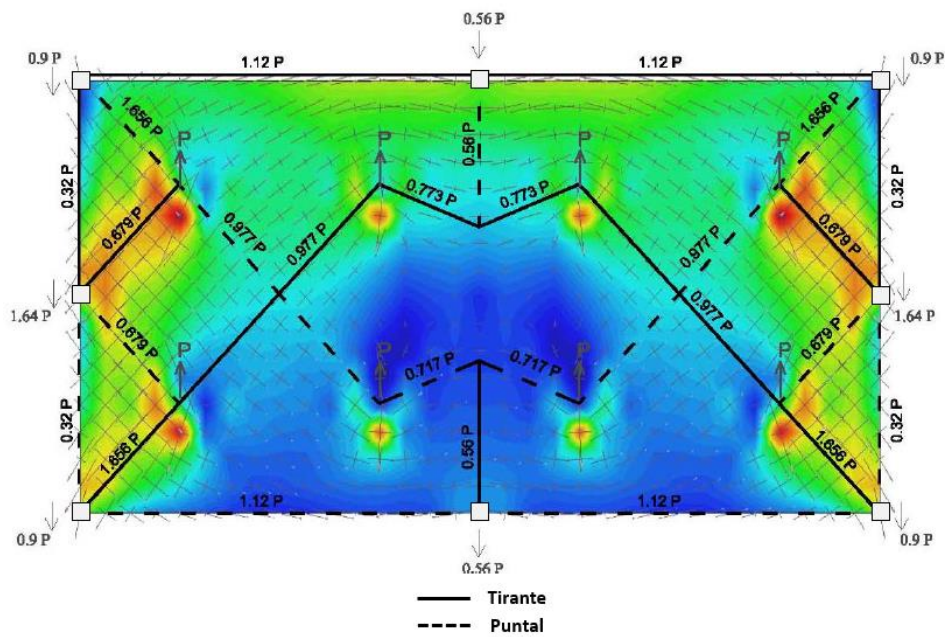


Figura N°2.24 Modelo Puntal - Tirante para el diafragma, superpuesto con la trayectoria de esfuerzos principales obtenida de un análisis de elementos finitos (León, 2006)

### 2.1.6.3. Método de Elementos Finitos

A través de un análisis del método de elementos finitos para un diafragma ante fuerzas en el plano, se obtiene la mejor representación del flujo de fuerzas dentro del diafragma, debido a su naturaleza continua. Este método resulta bastante útil, particularmente en diafragmas donde se generen fuerzas de transferencia entre los elementos verticales, fuerzas alrededor de las aberturas (ver Figura N°2.25), y en aquellos que presentan una geometría irregular (ver Figura N°2.26). Sin embargo, puede presentar las siguientes limitaciones:

- Si bien el tiempo requerido de análisis no es una limitante en la actualidad, el tiempo para modelar las condiciones de borde representativas de un sistema de piso sí es considerable.
- Debido al proceso automatizado de los softwares de análisis, un ingeniero sin experiencia creería ciegamente en los resultados obtenidos, sin pensar que estos son coherentes con el equilibrio de fuerzas.

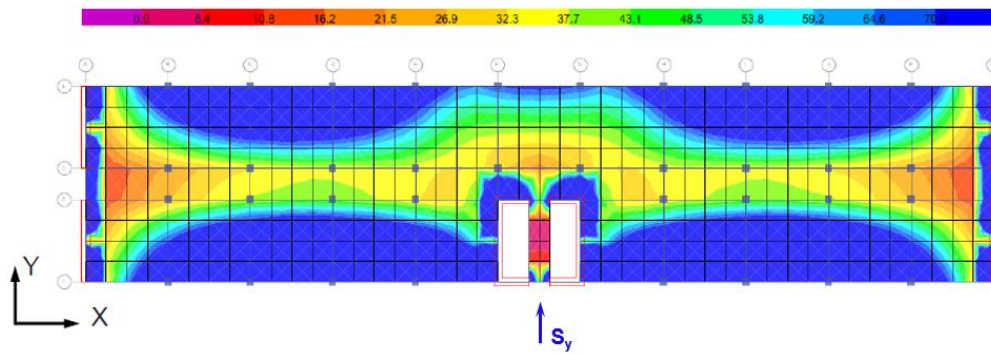


Figura N°2.25 Distribución de fuerzas en el plano de un diafragma con aberturas (Norachan, 2016)

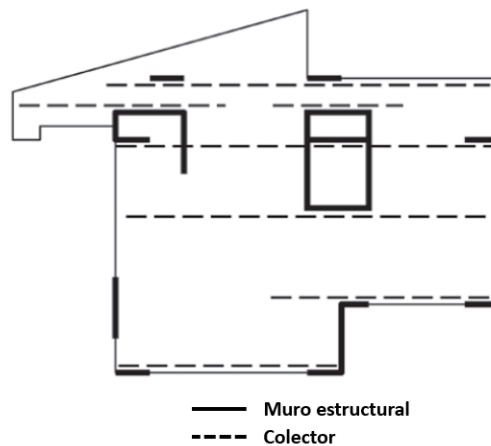


Figura N°2.26 Diafragma con geometría irregular (Moehle et al., 2010)

Una simplificación para este método en el análisis de diafragmas, es que los elementos (tipo membrana o shell) sean modelados en el intervalo lineal elástico. Con este enfoque se obtendrían resultados aceptables, ya que se espera que los diafragmas se mantengan elásticos para un sismo de diseño, de acuerdo a la filosofía de la mayoría de las normativas de diseño sísmico para diafragmas.

#### 2.1.6.4. Método Panel y Barra

El método Panel y Barra (Blaauwendraad y Hoogenboom,1996), introducido inicialmente en Europa, viene a ser un procedimiento orientado al diseño de estructuras de concreto armado tipo placa con fuerzas en el plano, cuyo modelo está conformado por elementos panel y barra. Los paneles transfieren fuerzas de corte de manera uniforme en toda el área, y las barras transfieren fuerzas axiales (ver Figura N°2.27). El tipo de fuerzas que actúan en estos elementos se basa en la esencia del método de fuerzas, el cual fue inicialmente utilizado en el análisis de estructuras de aviones, idealizados mediante paneles y barras (Argyris, 1954). Así, el modelo Panel y Barra se inspiró con base en la analogía entre estas

estructuras de aviones y las estructuras de concreto armado tipo placa, y en la configuración real del refuerzo de este último, el cual es concentrado en sus bordes y en el perímetro de agujeros, si existieran, mientras que en grandes áreas de la estructura el refuerzo es distribuido.

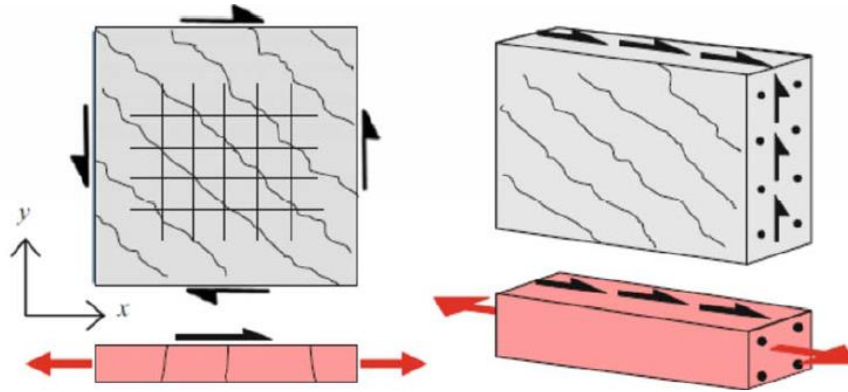


Figura N°2.27 Representación esquemática de las fuerzas internas y el refuerzo en los elementos panel y barra (Blaauwendraad, 2018)

En principio, el método Panel y Barra se aplicó al diseño de vigas de gran peralte y muros; sin embargo, resulta una alternativa para el diseño de diafragmas de concreto armado ante fuerzas en su plano. La Figura N°2.28 ilustra el modelo Panel y Barra para un diafragma con presencia de aberturas, donde las barras representan a las vigas y los bordes de los agujeros, y el conjunto de paneles a la losa en sí. Es importante mencionar que los paneles fueron propuestos para representar áreas considerables de concreto armado (Blaauwendraad y Hoogenboom, 1996).

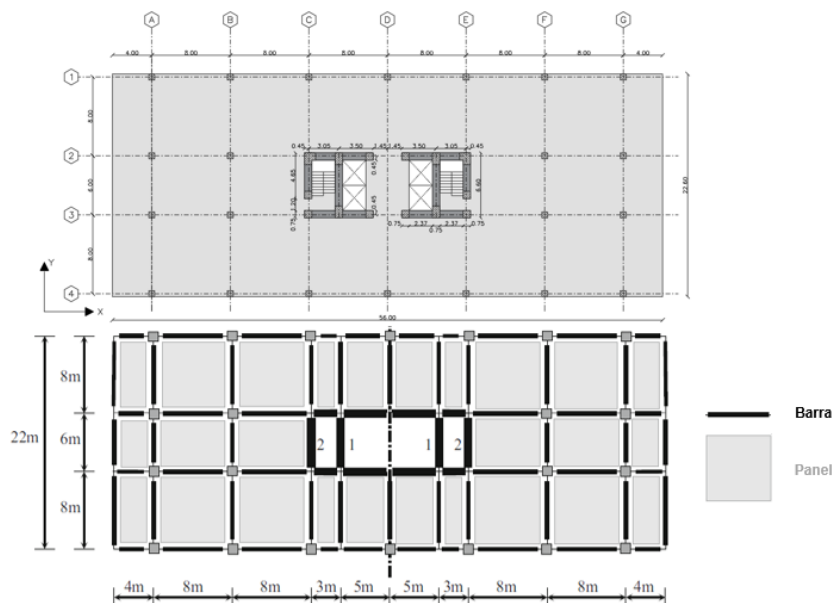


Figura N°2.28 Modelo Panel y Barra para el diafragma de concreto armado en estudio (Blaauwendraad, 2018)

A continuación, se presentan ventajas de este método, las cuales son limitaciones del método Puntal - Tirante (Blaauwendraad, 2018):

- Se llega a representar a toda la estructura con los elementos panel y barra del modelo.
- El modelo Panel y Barra de una estructura es único, el cual se emplea para todos los casos y combinaciones de carga. Esto resulta útil para fuerzas sísmicas, donde las acciones son reversibles.
- El método considera los requerimientos de servicio, tales como deflexión y ancho de grieta.
- La solución de estructuras estáticamente indeterminadas no es un problema, ya que este método no sólo usa las ecuaciones de equilibrio, sino las de compatibilidad.

Dicho esto, este método viene a ser una herramienta atractiva en la práctica de diseño para este tipo de estructuras de concreto armado. Además, a partir del modelo Panel y Barra, se puede obtener su correspondiente modelo Puntal - Tirante. Para esto, las barras en compresión y en tracción son reemplazadas por puntales y tirantes, respectivamente, y los paneles por puntales orientados en una de sus diagonales. La Figura N°2.29 ilustra este procedimiento para una viga de gran peralte sujeta a una fuerza puntual ( $F_u$ ) y con un agujero en la zona inferior izquierda, donde las barras de color verde y rojo indican fuerzas de compresión y de tracción, respectivamente.

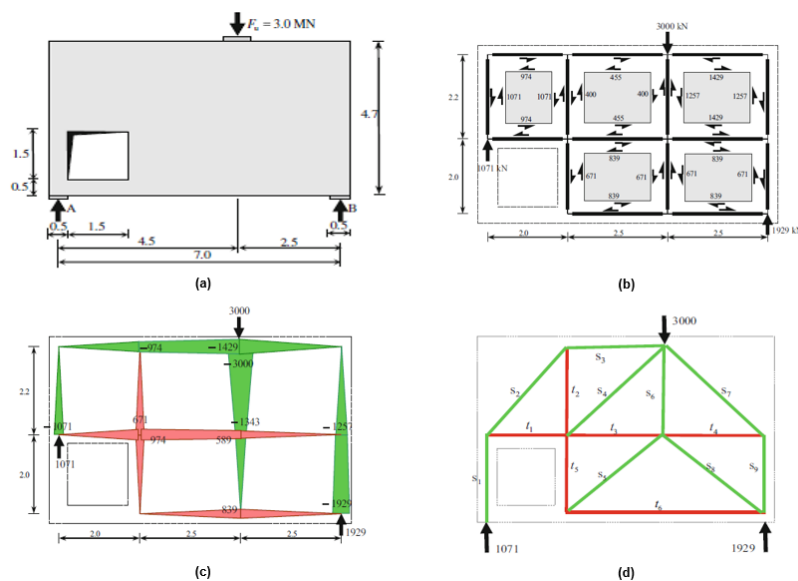


Figura N°2.29 (a) Dimensiones y carga de la viga de gran peralte. Modelo Panel y Barra: (b) Fuerza resultante de corte en los paneles, (c) Fuerza en las barras, y (d) Modelo Puntal - Tirante, obtenido a partir del modelo Panel y Parra (Blaaunwendraad, 2018)

## 2.2. FUNDAMENTO TEÓRICO

De acuerdo a lo presentado previamente, los sistemas de piso cumplen un rol importante dentro del desempeño sísmico en una edificación. En consecuencia, es necesario proponer un procedimiento sencillo y racional para el diseño sísmico de sistemas de piso rígidos en edificios de concreto armado, usando los parámetros de las normativas de nuestro medio: E.030 “Diseño Sismorresistente” (2018) y E.060 “Concreto Armado” (2009). Este procedimiento contempla: a) evaluar la envolvente de las aceleraciones absolutas horizontales de piso, b) realizar el análisis estructural del diafragma mediante cierto método de diseño, c) obtener el refuerzo requerido, y d) verificar el efecto combinado flexión - fuerza axial en las vigas que forman parte del sistema de piso en estudio.

### 2.2.1. Hipótesis de diseño

El procedimiento que se describe en el presente capítulo se basa en las siguientes hipótesis:

- a) La propuesta de envolvente de aceleraciones de piso (ver sección 2.2.3), está limitada a edificaciones regulares en altura y cuyos diafragmas tengan un comportamiento rígido.
- b) En un sistema de piso, se supone que la aceleración absoluta horizontal es la misma en cualquier punto.
- c) En sistemas de piso conformados por losas aligeradas en una dirección, se considera que la sobrelosa es la encargada de transmitir las acciones sísmicas horizontales.
- d) Este procedimiento de diseño no sólo es aplicable a sistemas de piso de concreto armado vaciados in-situ, sino a prefabricados.
- e) El refuerzo mínimo requerido del diafragma para transmitir la demanda sísmica está gobernado por el refuerzo obtenido en este procedimiento.
- f) El diseño sísmico de los sistemas de piso debe ser la última etapa del proceso de diseño en una edificación, luego de haber cumplido los requisitos de análisis y diseño indicados en las normas E.030 (2018) y E.060 (2009).

### 2.2.2. Evaluación del comportamiento rígido de un diafragma

En esta sección se evalúa si el comportamiento de un diafragma es rígido, con la finalidad de poder emplear el procedimiento propuesto. Dado que nuestra norma E.030 (2018) contempla el espesor mínimo del diafragma para que sea considerado como rígido, pero no lo verifica, se ha optado para esto último cumplir



los correspondientes a la norma ASCE 7 (2016) “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures”. Debido a que los criterios sismorresistentes de nuestra norma son similares a la norma ASCE 7 (2016); además, que los criterios para definir el comportamiento de un diafragma son parecidos en las diferentes normativas sismorresistentes internacionales (ASCE 7, Eurocode 8, NTCDS y NZS 1170.5).

Dicho lo anterior, el comportamiento de un diafragma se considera rígido, siempre que el parámetro  $A/B$  (ver Figura N°2.6) sea menor o igual que 3 y que no exista alguna irregularidad estructural en planta (Tabla N°9 de la norma E.030). En caso no se cumplan estos requerimientos cualitativos, se procede a verificar la siguiente condición de diafragma rígido (ver Figura N°2.8):

$$\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} < 2 \quad (2.25)$$

Si la condición anterior no se cumple, el diafragma tendrá un comportamiento flexible y el procedimiento propuesto no es válido.

### 2.2.3. Envoltente de aceleraciones máximas de piso

El enfoque propuesto para obtener la envoltente de las aceleraciones absolutas horizontales máximas de piso en edificios de concreto armado se basa en lo estipulado en la norma ASCE 7 (2016), empleando los parámetros sísmicos de la norma E.030 (2018).

Para el diafragma correspondiente al nivel  $i$  de una edificación, la fuerza sísmica de diseño en el plano viene dada por la siguiente expresión:

$$F_{di} = \frac{a_i}{R_s} W_{di} \quad (2.26)$$

donde:

$a_i$  : Coeficiente de aceleración absoluta horizontal de diseño del diafragma en el nivel  $i$

$W_{di}$  : Peso tributario del diafragma en el nivel  $i$  (N)

$R_s$  : Factor de reducción de las fuerzas de diseño de diafragmas

La Tabla N°2.2 muestra el factor  $R_s$  en función al tipo de diafragma empleado, adaptado de la norma ASCE 7 (2016), el cual toma en cuenta su sobrerresistencia y cierto comportamiento inelástico. A diferencia del factor de reducción de fuerzas del sistema resistente a fuerzas laterales,  $R$ , el valor del factor  $R_s$  es pequeño.

Tabla N°2.2 Factor de reducción de las fuerzas de diseño de diafragmas,  $R_s$

Tipo de Diafragma	Controlado por Corte <sup>(a)</sup>	Controlado por Flexión <sup>(b)</sup>
Losas aligeradas o macizas de concreto vaciadas in-situ	1.5	2.0
Sistemas de piso prefabricados con sobrelosas vaciadas in-situ	1.0	1.0

(a) Sistemas de piso que no pueden desarrollar en su plano un mecanismo de fluencia en flexión

(b) Sistemas de piso que pueden desarrollar en su plano un mecanismo de fluencia en flexión

La distribución de los coeficientes de aceleración absoluta de piso ( $a_i$ ) se muestra de manera esquemática en la Figura N°2.30, definida a partir de los parámetros  $a_0$ ,  $a_m$  y  $a_n$ , que representan las aceleraciones del terreno, cuando  $h_i/h_n$  es igual a 0.8, y del último nivel de una edificación; respectivamente. La relación  $h_i/h_n$  viene a ser la altura relativa de una edificación de  $n$  niveles, donde  $h_i$  es la altura del nivel  $i$  respecto a la base y  $h_n$  es la altura total de la estructura.

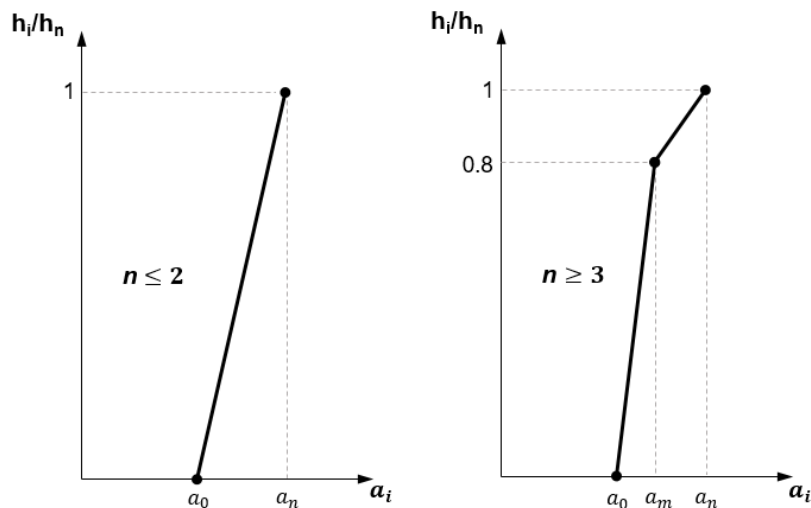


Figura N°2.30 Envolvente de los coeficientes de aceleración absoluta horizontal de diseño en una edificación ( $a_i$ )

La aceleración del terreno,  $a_0$ , viene dada por:

$$a_0 = ZUS \quad (2.27)$$

donde  $Z$ ,  $U$  y  $S$ , representan los factores de Zona, de Uso y de Suelo, respectivamente, definidos de acuerdo a la norma E.030 (2018). La aceleración horizontal de diseño del último nivel,  $a_n$ , se calcula mediante:

$$a_n = \sqrt{\left(\Gamma_1 \frac{\Omega_0 a_1}{R}\right)^2 + (\Gamma_2 a_2)^2} \geq a_m \quad (2.28)$$

Esta expresión se sustenta en evidencia analítica (Rodríguez et al., 2002; Blandón, 2005; Sánchez, 2021) y experimental (Cabrera, 2008; Sánchez, 2008; Blandón y Rodríguez, 2017), donde se demuestra que sólo debe reducirse la contribución del primer modo. El significado físico de esto se ilustra en la Figura N°2.31, donde se presentan dos espectros de pseudo-aceleraciones ( $Sa_n$ ) normalizados respecto a la PGA, correspondiente a la historia de aceleraciones en el último nivel de una edificación, el primero ante un sismo de baja intensidad (elástico) y el segundo para un sismo de alta intensidad (inelástico). En esta figura se puede apreciar una reducción considerable de la respuesta en los periodos cercanos al primer modo de vibrar de la edificación, en comparación con los modos superiores, debido a su comportamiento inelástico. Esta reducción se sintetiza mediante el parámetro  $R_i$ , definido como la relación de pseudo-aceleraciones normalizadas entre la respuesta sísmica elástica e inelástica, respectivamente, para el i-ésimo modo.

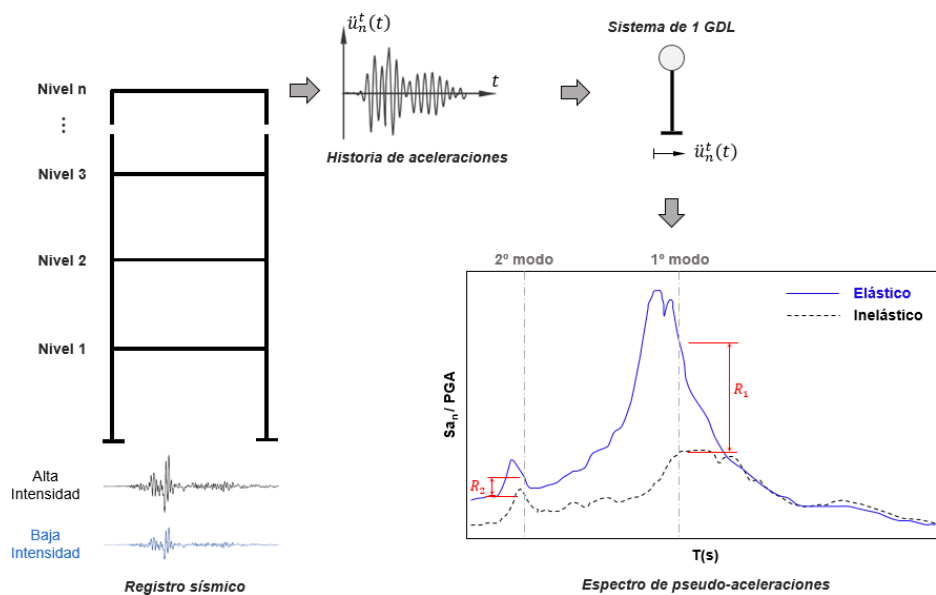


Figura N°2.31 Representación física de la reducción sólo del primer modo, correspondiente a la expresión de la aceleración absoluta de diseño del último nivel en una edificación ( $a_n$ )

En la ecuación 2.28 el parámetro  $a_1$  viene a ser la aceleración espectral elástica para el sismo de diseño, correspondiente al periodo fundamental de vibración de la estructura ( $T_1$ ) en la dirección de análisis, y se obtiene mediante:

$$a_1 = ZUCS \quad (2.29)$$

De acuerdo a la norma E.030 (2018),  $C$  viene a ser el factor de amplificación sísmica y se define con las siguientes expresiones:

$$T_1 < T_p \quad C = 2.5 \quad (2.30a)$$

$$T_p < T_1 < T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T_1} \right) \quad (2.30b)$$

$$T_1 > T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p T_L}{T_1^2} \right) \quad (2.30c)$$

donde  $T_p$  y  $T_L$  son los periodos que definen la plataforma del factor  $C$  y el inicio de la zona del factor  $C$  con desplazamiento constante, respectivamente. El parámetro  $\Omega_0$  representa la sobrerresistencia de la estructura, el cual se puede considerar igual a 2.5 para propósitos de diseño (Mitchell y Paultre, 1994; Mwafy y Elnashai, 2002; Rodríguez y Blandón, 2005). De forma alternativa, se puede recurrir a los valores estipulados en la Tabla 12.2-1 de la norma ASCE 7 (2016) o realizar un análisis estático no lineal (Análisis Pushover). El parámetro  $R$  viene a ser el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (Artículo 22 de la norma E.030). Los parámetros  $\Gamma_1$  y  $\Gamma_2$  son los factores de contribución del primer modo y de los modos superiores, respectivamente, dadas por las siguientes expresiones:

$$\Gamma_1 = 1 + 0.5z_s \left( 1 - \frac{1}{n} \right) \quad (2.31)$$

$$\Gamma_2 = 0.9z_s \left( 1 - \frac{1}{n} \right)^2 \quad (2.32)$$

donde  $n$  viene a ser el número de niveles de la edificación y el parámetro  $z_s$  es el modificador del coeficiente de contribución modal, que está en función del tipo de sistema estructural (ver Tabla N°2.3). La interpretación gráfica de los factores  $\Gamma_1$  y  $\Gamma_2$  se muestra en las Figuras N°2.32a y N°2.32b, respectivamente. Además, en estas figuras se superponen los valores de  $\Gamma_1$  y  $\Gamma_2$ , obtenidos con modelos analíticos de edificios.

Tabla N°2.3 Modificador del coeficiente de contribución modal

Descripción	valor $z_s$
Edificios diseñados con sistemas de pórticos de acero con elementos restringidos para el pandeo	0.30
Edificios con sistemas de pórticos	0.70
Edificios con sistemas duales de pórticos que deben resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas de diseño	0.85
Edificios diseñados con todos los demás sistemas resistentes a fuerzas sísmicas	1.00

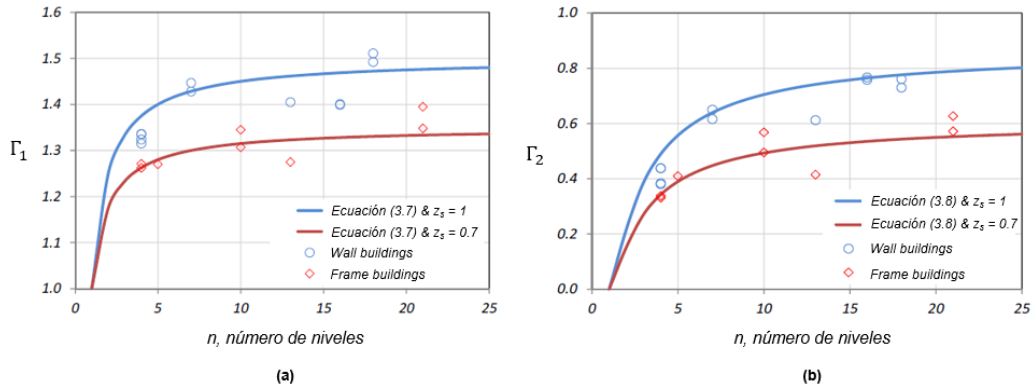


Figura N°2.32 Interpretación gráfica del factor (a)  $\Gamma_1$  (b)  $\Gamma_2$  con el número de niveles en una edificación (Adaptado del ASCE 7-16)

El parámetro  $a_2$  de la ecuación 2.28 representa la aceleración espectral elástica de los modos superiores en la respuesta sísmica de la estructura, y se obtiene mediante el menor valor de las siguientes expresiones:

$$a_2 = 2.5a_0 \quad \text{para } n \geq 2 \quad (2.33a)$$

$$a_2 = 2.5 \left( \frac{T_p}{T_2} \right) a_0 \quad \text{para } n \geq 2 \quad (2.33b)$$

$$a_2 = 0 \quad \text{para } n = 1 \quad (2.33c)$$

donde  $T_2$  viene a ser el segundo periodo de vibración traslacional, y no rotacional, de la estructura en la dirección de análisis, debido a la naturaleza en la formulación del parámetro  $a_n$ . En la Figura N°2.33 se aprecia que la ecuación 2.33a corresponde a la zona del espectro elástico cuando  $T_2 < T_p$ , mientras que la ecuación 2.33b pertenece a la zona intermedia del espectro; es decir, cuando  $T_p < T_2 < T_L$ . Cuando la edificación es de sólo un nivel, no existen modos superiores, por lo que  $a_2 = 0$  en la ecuación 2.33c.

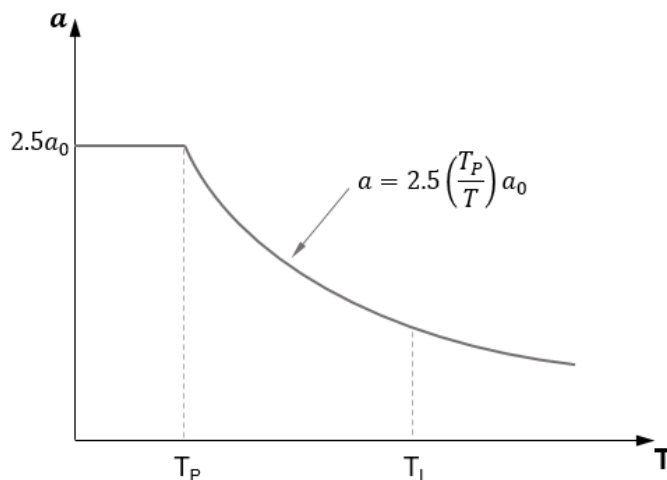


Figura N°2.33 Aceleración espectral elástica de acuerdo a la norma E.030 (2018)

Finalmente, la aceleración horizontal de piso correspondiente a una altura relativa del 80% en una edificación,  $a_m$ , se obtiene mediante el mayor valor de las siguientes expresiones:

$$a_m = a_0 \quad (2.34a)$$

$$a_m = 0.9\Gamma_1 \frac{\Omega_0 a_1}{R} \quad (2.34b)$$

Es importante mencionar que durante el desarrollo de esta tesis se propuso en el Perú una envolvente de aceleraciones de piso en edificios de concreto armado (Sánchez, 2021), basado también en el Método del Primer Modo Reducido desarrollado por Rodríguez (2002), pero agregando el parámetro  $r_w$  que considera la contribución de los muros de concreto en la respuesta del sistema estructural. En ese sentido, resultaría oportuno estudiar y evaluar esta propuesta de Sánchez (2021) en futuras investigaciones con respecto a las aceleraciones máximas de piso en edificios con presencia de muros de concreto.

#### 2.2.4. Diseño del diafragma

Una vez evaluada la fuerza sísmica de diseño del diafragma, se procede a realizar el análisis estructural para, finalmente, obtener el refuerzo requerido. A este proceso se le denomina diseño del diafragma y depende del método a emplear. A continuación, se presentan los métodos más utilizados en las normas internacionales de diseño de concreto armado para diafragmas: Puntal - Tirante y Viga Horizontal; además, se introduce el método Panel y Barra, presentado en la sección 2.1.6.4 de esta tesis.

##### 2.2.4.1. Método Panel y Barra

El método Panel y Barra (Blaauwendraad y Hoogenboom, 1996) está orientado al diseño de elementos de concreto armado, particularmente para elementos tipo placas con fuerzas en el plano, resultando útil para el diseño sísmico de diafragmas de concreto armado. Si bien la formulación inicial de este método toma en cuenta las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones, sólo se considerará las ecuaciones de equilibrio para el proceso de diseño de los sistemas de piso ante fuerzas en el plano, por lo siguiente:

- Un parámetro necesario para que las ecuaciones de compatibilidad sean incorporadas en la solución de este método, viene a ser el valor del módulo de elasticidad del concreto ( $E_c$ ). Sin embargo, el parámetro  $E_c$  no es conocido por el diseñador dentro del proceso de diseño, sólo es especificado. Por otro lado, existe

una gran dispersión del parámetro  $E_c$  con la resistencia especificada a la compresión del concreto ( $f'_c$ ) (Rodelo, 2015; Vakhshouri y Nejadi, 2018).

- Al considerar sólo las ecuaciones de equilibrio se obtendrán diseños del lado de la seguridad, ya que se cumple con el teorema del límite inferior.

Los elementos del modelo de este método consisten en: barras horizontales y verticales, paneles rectangulares, y nudos, ubicados en los extremos de los paneles y/o barras, que es donde se aplican las fuerzas sísmicas. Ante estas fuerzas, las barras se encuentran sometidas a fuerzas internas del tipo axial en sus extremos y a una carga distribuida a lo largo de su longitud, mientras que en los paneles actúan un flujo de corte (fuerza por unidad de longitud) promedio en todo su perímetro. La Figura N°2.34 ilustra un panel de dimensiones  $a \times a$  con un flujo de corte ( $v$ ) y cuatro barras, que lo rodean, con sus fuerzas axiales en cada uno de sus extremos ( $N_1^x, \dots, N_4^y$ ).

Al aplicar el equilibrio en las barras seleccionadas de la Figura N°2.34, se obtiene:

$$N_2^x = N_1^x - v \cdot a \quad (2.35)$$

$$N_4^y = N_2^y + v \cdot a \quad (2.36)$$

De manera análoga para las barras restantes, se obtiene:

$$N_4^x = N_3^x + v \cdot a \quad (2.37)$$

$$N_3^y = N_1^y - v \cdot a \quad (2.38)$$

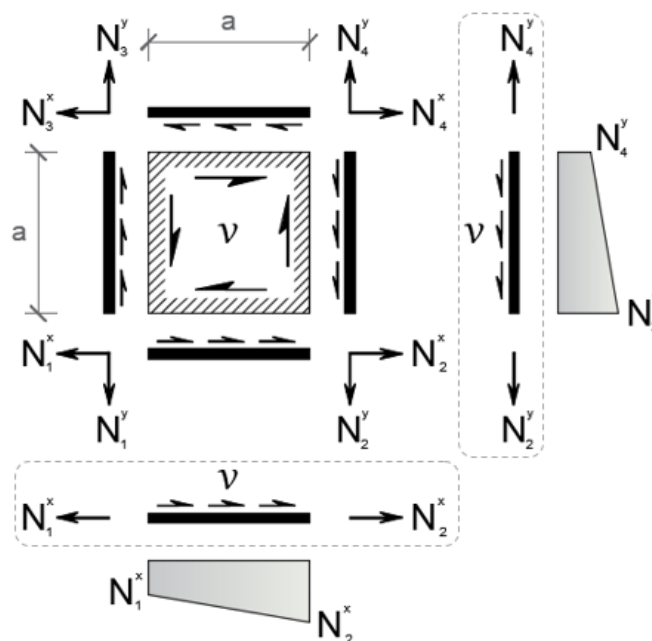


Figura N°2.34 Fuerzas internas que actúan en un panel y en las barras que lo rodean (Adaptado y modificado de Blaauwendraad y Hoogenboom, 1996)

Es importante mencionar que las fuerzas a lo largo de las barras no sólo pueden estar sujetas a fuerzas de tracción o de compresión, sino a una combinación de estas, debido al flujo de corte del panel adyacente que actúa sobre las barras. Con respecto al flujo de corte ( $v$ ) actuante en el panel, este debe ser resistido por acero de refuerzo en ambas direcciones y uniformemente distribuido en todo el plano del panel, y el refuerzo debido a las fuerzas en la barra se concentra y ubica a lo largo de la longitud de este elemento, como se ilustró en la Figura N°2.27. A continuación, se describe el procedimiento de este método para el análisis y diseño de diafragmas de concreto armado ante fuerzas sísmicas en el plano:

- 1.- Se obtiene las fuerzas de reacción en los elementos verticales, muros y/o columnas, que equilibran la fuerza sísmica de diseño del diafragma.
- 2.- Con base en la geometría del sistema de piso, se divide en cierto número de paneles, y las barras se ubican en el perímetro de cada uno de estos.
- 3.- Se distribuye la fuerza sísmica en los paneles del modelo y en forma proporcional a sus áreas. Esto se dedujo al considerar la segunda Ley de Newton, donde la fuerza es igual a la masa por la aceleración, y la hipótesis de diseño b) de la sección 2.2.1.
- 4.- Se divide la fuerza actuante en cada panel entre el número de nudos. En la Figura N°2.35 se muestra como la fuerza  $F_j$ , correspondiente al panel  $j$ , se distribuye entre sus nudos.

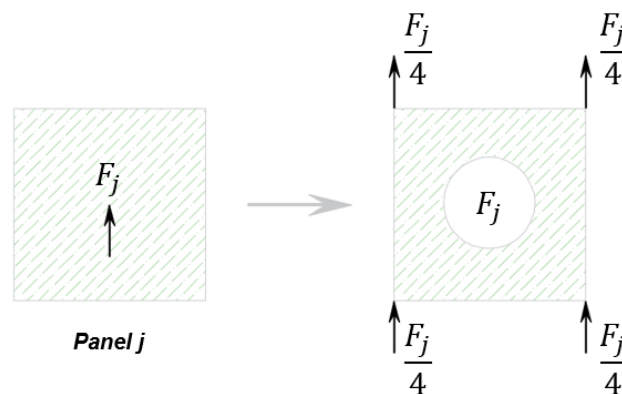


Figura N°2.35 Distribución de la fuerza actuante en el panel  $j$  hacia sus nudos

- 5.- Se resuelve el sistema de ecuaciones de equilibrio para la dirección de análisis, y se obtiene el flujo de corte ( $v_j$ ) en cada panel del modelo. En caso que el sistema de ecuaciones sea indeterminado, se opta por criterios simplistas; por ejemplo, en



los flujos de corte ( $v_j$ ) de ciertos paneles con geometrías y/o condiciones de borde semejantes, hasta levantar la indeterminación del sistema.

6.- A partir de los  $v_j$  en cada panel y las fuerzas sísmicas en los nudos, se obtiene las fuerzas internas en los extremos de las barras del modelo, mediante el equilibrio de fuerzas.

7.- Para el diseño del panel, se emplea las recomendaciones de la norma ACI 318 "Building Code Requirements for Structural Concrete" (2019), secciones 12.5.3.3 y 12.5.3.4, aplicado a la resistencia a cortante en el plano de un diafragma de concreto armado. Entonces, si se cumple la siguiente condición:

$$v_j \leq \phi_v 0.17 \sqrt{f'_c} A_{cv} \quad (2.39)$$

no se requiere acero de refuerzo para resistir cortante en la losa. En caso la condición anterior no se cumpla, sí se requiere refuerzo y debe cumplirse la siguiente condición:

$$v_j \leq \phi_v A_{cv} (0.17 \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (2.40)$$

donde:

$v_j$  : Flujo de corte en el panel  $j$  (N/m)

$\phi_v$  : Factor de reducción por corte

$A_{cv}$  : Área bruta de concreto ( $\text{mm}^2/\text{m}$ )

$\rho_t$  : Cuantía del refuerzo distribuido orientado en forma paralela al cortante

$f'_c$  : Resistencia especificada a la compresión del concreto (MPa)

$f_y$  : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa)

Además, el flujo de corte  $v_j$  no debe exceder de  $\phi_v 0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ . En caso supere este límite, se puede optar por aumentar el espesor de la sobrelosa del sistema piso o el valor de  $f'_c$ . De la expresión anterior, se evalúa el parámetro  $\rho_t$  mediante:

$$\rho_t = \frac{v_j / \phi_v A_{cv} - 0.17 \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (2.41)$$

8.- Si la barra del modelo corresponde a la ubicación de una viga, entonces el diseño corresponde a la de una viga-colectora y se sigue los requerimientos de la sección 2.2.5 de esta tesis. En los demás casos, el diseño va depender si la barra está en tracción o en compresión. Para una barra sujeta a fuerzas de tracción, el acero requerido ( $A_s$ ) se calcula mediante:

$$A_s = \frac{N_t}{\phi f_y} \quad (2.42)$$

donde  $N_t$  viene a ser la fuerza máxima de tracción en la barra, y  $\phi$  es el factor de reducción por tracción. Para el caso de una barra sujeta a fuerzas de compresión, su esfuerzo ( $\sigma_c$ ) en alguna sección se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_c = \frac{N_c}{A_c} \quad (2.43)$$

donde  $N_c$  es la fuerza de compresión en la sección de la barra en estudio y  $A_c$  viene ser el área de la sección transversal de la barra. En las secciones de la barra donde  $\sigma_c$  exceda el valor de  $0.5f'_c$ , se opta por colocar refuerzo transversal con la finalidad de confinar el concreto ante fuerzas cíclicas severas. Para esto, se emplea los requerimientos de la sección 18.12.7.6 de la norma ACI 318 (2019), correspondientes al refuerzo transversal:

$$- A_{sh} \geq 0.09s b_c f'_c / f_{yt}$$

$$- s \leq \begin{cases} (\text{menor valor de } b_w \text{ y } h)/3 \\ 6d_b \\ 100 \leq s_o = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right) \leq 150 \quad , \quad h_x \leq 350 \end{cases}$$

donde:

$A_{sh}$  : Área del refuerzo transversal en la barra (mm<sup>2</sup>)

$s$  : Espaciamiento del refuerzo transversal, medido centro a centro (mm)

$b_c$  : Dimensión transversal del núcleo de la barra, medida centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal (mm)

$b_w$  : Ancho de la sección transversal de la barra (mm)

$h$  : Peralte de la sección transversal de la barra (mm)

$d_b$  : Diámetro de la menor varilla de refuerzo longitudinal en la barra (mm)

$h_x$  : Espaciamiento máximo entre varillas longitudinales restringidas lateralmente en la barra (mm)

$f'_c$  : Resistencia especificada a la compresión del concreto (MPa)

$f_{yt}$  : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal (MPa)

De forma complementaria, se permite descontinuar el refuerzo transversal cuando  $\sigma_c$  sea menor a  $0.4f'_c$ .

#### 2.2.4.2. Método Puntal - Tirante

Como se describió en la sección 2.1.6.2 de esta tesis, el método Puntal - Tirante es una herramienta de diseño del límite inferior, obteniéndose resultados del lado de la seguridad. A continuación, se describe la metodología de este método para el diseño de diafragmas de concreto armado ante fuerzas en el plano, de acuerdo al procedimiento planteado por León (2006):

- 1.- Se obtiene las fuerzas de reacción en los elementos verticales, muros y/o columnas, mediante un análisis global del sistema de piso, tal que estén en equilibrio con la fuerza sísmica de diseño.
- 2.- Se idealiza la fuerza sísmica en el plano del diafragma, mediante fuerzas puntuales y distribuyéndolas de manera uniforme en el sistema de piso.
- 3.- Se define el modelo Puntal - Tirante en base a la trayectoria de esfuerzos principales (Schlaich et al., 1987), obtenida de la solución lineal elástica de un análisis por el método de elementos finitos.
- 4.- Se resuelve el equilibrio interno de fuerzas en cada nudo del modelo, obteniéndose las fuerzas en los puntales y en los tirantes.
- 5.- Se obtiene el acero requerido ( $A_s$ ) para el tirante más crítico, mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{T_u}{\phi_t f_y} \quad (2.44)$$

donde  $T_u$  viene a ser la fuerza del tirante más crítico y  $\phi_t$  es el factor de reducción del tirante. El objetivo de este procedimiento es obtener el refuerzo y realizar comparaciones con los valores obtenidos de los otros métodos de diseño, presentados en este capítulo. En caso se requiera verificar las compresiones en los puntales, seguir los requerimientos que presenta la norma ACI 318 (2019).

#### 2.2.4.3. Método de la Viga Horizontal

Dentro de la práctica de diseño, este método es el más conocido y empleado por ingenieros estructurales para el diseño de diafragmas. A partir de la geometría del diafragma y la fuerza inercial en el plano ( $F$ ) que se muestra en la Figura N° 2.36a, se ilustra el procedimiento de diseño sísmico para diafragmas de concreto armado con este método, de forma general (Fanella y Mota, 2018):

- 1.- Se obtienen las reacciones de los elementos verticales,  $R_A$ ,  $R_B$  y  $R_C$ , mediante un análisis que no sólo considere sus rigideces laterales, sino que pueda tomar

en cuenta la excentricidad del diafragma y los elementos verticales orientados no paralelos a la dirección de la fuerza inercial.

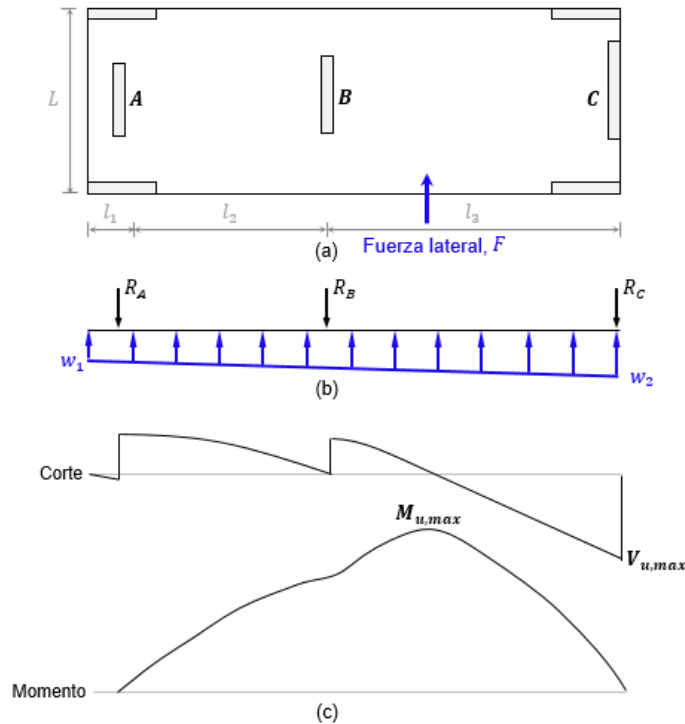


Figura N°2.36 Modelo de la Viga Horizontal para diafragmas rígidos (Adaptado y modificado de Fanella y Mota, 2018)

2.- A partir del equilibrio estático de fuerzas (Ecuación 2.45) y de momentos (Ecuación 2.46) para el diafragma en estudio:

$$\frac{(w_1 + w_2)(l_1 + l_2 + l_3)}{2} = R_A + R_B + R_C = F \quad (2.45)$$

$$\frac{\left(\frac{w_1}{2} + w_2\right)(l_1 + l_2 + l_3)^2}{3} = R_A l_1 + R_B(l_1 + l_2) + R_C(l_1 + l_2 + l_3) \quad (2.46)$$

se obtiene una carga distribuida trapezoidal equivalente ( $w_1$  y  $w_2$ ), aplicada sobre la viga que idealiza el diafragma (ver Figura N°2.36b).

3.- Se determinan los diagramas de fuerza cortante y de momento flector en la viga, como se ilustra en la Figura N°2.36c.

4.- Del diagrama de momento flector, se obtienen las fuerzas de compresión ( $C_u$ ) y de tracción ( $T_u$ ) de diseño en la cuerda, mediante:

$$C_u = T_u = \frac{M_{u,max}}{d} \quad (2.47)$$

donde  $M_{u,max}$  es el momento flector máximo, y  $d$  viene a ser la distancia perpendicular entre las fuerzas de las cuerdas. Frecuentemente, el valor del parámetro  $d$  se toma como el 95% del peralte del diafragma en la dirección de análisis; es decir,  $95\%L$ .

5.- Se determina el área del refuerzo requerido en la cuerda ( $A_s$ ), el cual es gobernada por su fuerza de diseño en tracción ( $T_u$ ), mediante:

$$A_s = \frac{T_u}{\phi_f f_y} \quad (2.48)$$

donde  $\phi_f$  viene a ser el factor de reducción por flexión, y  $f_y$  es la resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. Este refuerzo longitudinal es adicional a cualquier otro tipo de refuerzo requerido; por ejemplo, por flexión ante cargas de gravedad. Con base en la sección 12.5.2.3 de la norma ACI 318 (2019), el refuerzo se distribuye en el extremo más alejado del sistema de piso y en un ancho igual a  $L/4$ , con la finalidad de controlar el agrietamiento y validar la suposición del esfuerzo de corte uniforme.

6.- Finalmente, se verifica la fuerza cortante máxima ( $V_{u,max}$ ) en el plano por unidad de longitud, supuesta como uniforme a lo largo del peralte del diafragma. Para esto, se emplea el procedimiento descrito en las ecuaciones 2.39-2.41 donde  $v_j$  se reemplaza por  $V_{u,max}/L$ .

#### 2.2.5. Diseño de vigas por flexión y fuerza axial

Ante la acción de una fuerza sísmica horizontal en un diafragma, no sólo se generan fuerzas axiales de tracción y/o de compresión en este, sino en las vigas que lo conforman debido a la interacción entre estos elementos. En consecuencia, se propone un procedimiento para el diseño de vigas de concreto armado mediante los efectos combinados de flexión y fuerza axial; es decir, por flexo-tracción y por flexo-compresión. Esto escapa de la práctica convencional, donde las vigas son diseñadas por flexión pura en su plano vertical; es decir, sin el efecto de la fuerza axial. Además, este procedimiento es prescrito en la sección R12.5.1.1 de la norma ACI 318 (2019), el cual se reescribe a continuación:

*“Donde el diafragma o parte del diafragma está sometido a efectos de carga múltiples debe considerarse la interacción entre los efectos de carga. Un ejemplo común se presenta cuando un colector se construye dentro de una viga o losa que también resiste cargas gravitacionales, caso en el cual el elemento se diseña para momento y fuerza axial combinados.”*

Para esto, el empleo del método Panel y Barra (ver sección 2.2.4.1) resulta bastante útil, ya que las barras del modelo vienen a representar las vigas del sistema de piso en estudio. Por otro lado, los elementos del modelo Puntal - Tirante no necesariamente coincidirían con las ubicaciones de las vigas, y el método de la Viga Horizontal no idealiza en sí las vigas dentro del sistema de piso, por lo que sus aplicaciones no resultan prácticas para el diseño de vigas por flexión y fuerza axial. Antes de proceder a estudiar estos efectos en las vigas de concreto armado, el refuerzo (longitudinal y transversal) y las dimensiones de la sección transversal de las vigas se obtuvieron al haber cumplido los requisitos de las normas E.030 (2018) y E.060 (2009).

### 2.2.5.1. Diseño de vigas por flexo-compresión

Al considerar una fuerza axial de compresión ( $P_u$ ) en una sección de una viga de concreto armado, la cual fue diseñada por flexión pura ( $M_u, 0$ ), el momento nominal aumenta de  $M_n$  a  $M_{n1}$ . Esto se ilustra en la Figura N°2.37, por lo que el acero longitudinal obtenido a partir de un diseño convencional ( $M_u \leq \phi M_n$ ) estaría del lado de la seguridad, cuando se considere una fuerza axial de compresión actuante; es decir, se sigue cumpliendo la condición  $M_u \leq \phi M_n$ .

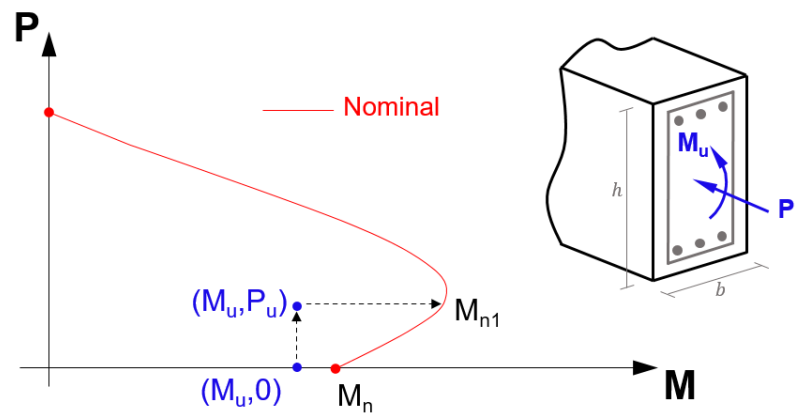


Figura N°2.37 Efecto de la fuerza axial de compresión en la resistencia a flexión de una sección de viga de concreto armado, a partir de su diagrama de interacción

### 2.2.5.2. Diseño de vigas por flexo-tracción

El objetivo de esta sección es diseñar una viga de concreto armado ante la acción simultánea del momento flector de diseño en el plano vertical ( $M_u$ ) y la fuerza axial de tracción debido a la acción sísmica ( $N_u$ ). Para esto, se considera que la zona de fuerzas axiales en tracción del diagrama de interacción probable de la sección de la viga es lineal (ver Figura N°2.38), específicamente entre los puntos de flexión pura ( $M_{pr}$ ) y de tracción pura ( $N_{pr}$ ). Si la demanda se ubica dentro del área definida

por la recta que unen  $N_{pr}$  y  $M_{pr}$  (punto A de la Figura N°2.38), entonces no se requiere refuerzo longitudinal adicional por flexo-tracción en la sección de la viga en estudio. Caso contrario, punto B de la Figura N°2.38, sí se requiere refuerzo adicional por flexo-tracción. Para fines de cálculo y presentación de resultados en el siguiente capítulo, se define el parámetro  $N_{u \text{ máx}}$ :

$$N_{u \text{ máx}} = N_{pr} \left( 1 - \frac{M_u}{M_{pr}} \right) \quad (2.49)$$

siendo la fuerza de tracción máxima permisible en la sección de la viga en estudio, y obtenida a partir de la Figura N°2.38. De acuerdo a la norma E.060 (2009), los parámetros  $N_{pr}$  y  $M_{pr}$  se definen como  $\phi_o A_{st} f_y$  y  $\phi_o M_n$ , respectivamente; siendo  $A_{st}$  el área del refuerzo longitudinal total calculado del diseño convencional,  $f_y$  la resistencia especificada a la fluencia del refuerzo, y  $\phi_o$  el factor de sobrerresistencia probable. Para un sistema de muros estructurales o dual tipo I (sección 21.4, E.060),  $\phi_o = 1$ ; mientras que  $\phi_o = 1.25$  para un sistema de pórticos y duales tipo II (sección 21.5, E.060).

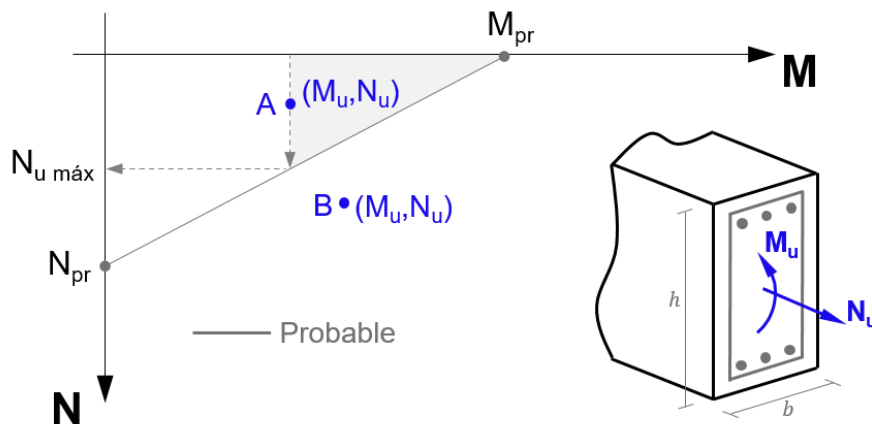


Figura N°2.38 Diagrama de interacción momento flector - fuerza axial simplificado en la zona de tracción de una viga de concreto armado

Para el caso del punto B, el área requerida del refuerzo longitudinal total de la viga por flexo-tracción ( $A_{st1}$ ) resulta, de manera aproximada:

$$A_{st1} = \frac{M_u (N_{pr} / M_{pr}) + N_u}{\phi_o f_y} \quad (2.50)$$

obtenida a partir del diagrama de interacción simplificado que pasa ahora por el punto B (ver Figura N°2.39), considerándose paralela a la recta definida por los puntos  $N_{pr}$  y  $M_{pr}$ .

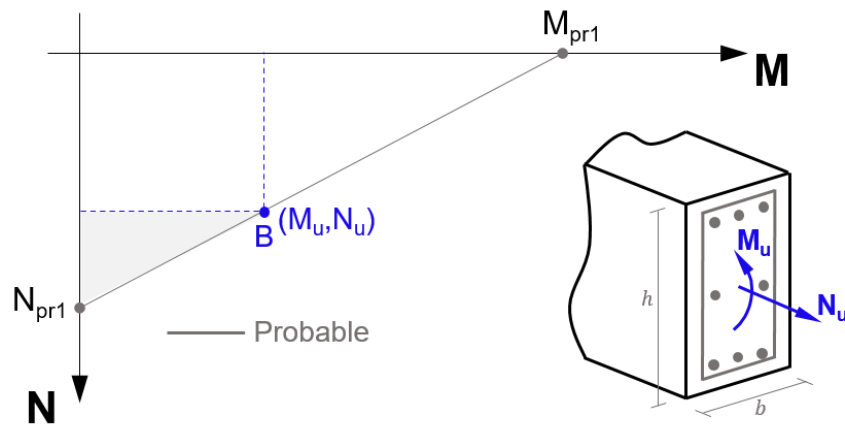


Figura N°2.39 Diagrama de interacción simplificado en la zona de tracción de una viga de concreto armado para el cálculo de  $A_{st1}$

Así, el incremento de área del refuerzo longitudinal ( $\Delta A_{st}$ ) resulta:

$$\Delta A_{st} = A_{st1} - A_{st} \quad (2.51)$$

A partir del parámetro  $\Delta A_{st}$ , se elige el refuerzo longitudinal adicional en la sección de la viga en estudio, por los efectos de flexo-tracción.

### 2.2.5.3. Diseño de vigas por cortante

La demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) en una viga para resistir efectos sísmicos, empleando el concepto de diseño por capacidad, está directamente relacionada al momento nominal ( $M_n$ ) que se desarrolla en cada extremo. Además, al considerar en la viga la acción de una fuerza axial de compresión (sección 2.2.5.1) y un aumento del refuerzo longitudinal por flexo-tracción (sección 2.2.5.2), aumentaría el valor de  $M_n$ , y también de  $V_u$ , de manera indirecta. Por lo cual, el objetivo es verificar que este aumento de la demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) en la viga, no exceda su resistencia de diseño a cortante ( $\phi_v V_n$ ), obtenida de la práctica convencional, con la finalidad de que la falla de este elemento estructural por flexo-compresión ocurra antes de una falla probable por cortante. Esta verificación se expresa mediante:

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad (2.52)$$

$$V_n = 0.17\sqrt{f'_c} b_w d + \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (2.53)$$

donde:

$V_n$  : Resistencia nominal a cortante (N)

$\phi_v$  : Factor de reducción por corte

$b_w$  : Ancho de la sección (mm)



$d$  : Peralte efectivo (mm)

$s$  : Espaciamiento del refuerzo transversal (mm)

$A_v$  : Área del refuerzo de cortante ( $\text{mm}^2$ )

$f'_c$  : Resistencia especificada a la compresión del concreto (MPa)

$f_{yt}$  : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal (MPa)

Para el cálculo de  $V_u$ , previamente se evalúa el momento probable ( $M_{pr}$ ) de la sección en cada extremo de la viga en estudio, considerando:

- La flexo-compresión actuante en la viga debido a su interacción con el diafragma ante la fuerza sísmica horizontal.
- El refuerzo longitudinal adicional en la viga por flexo-tracción, en caso se requiera, de acuerdo a lo descrito en la sección 2.2.5.2.

Entonces, al aplicar el equilibrio entre los  $M_{pr}$  en cada extremo de la viga y con la combinación de las cargas de gravedad ( $w_u$ ) que actúan sobre este, se obtiene la demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) en la viga. Este procedimiento, conocido como diseño por capacidad, se ilustra en las Figuras N°2.40 y N°2.410 para cada dirección de análisis del sismo, de acuerdo a los requerimientos del capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la norma E.060 (2009).

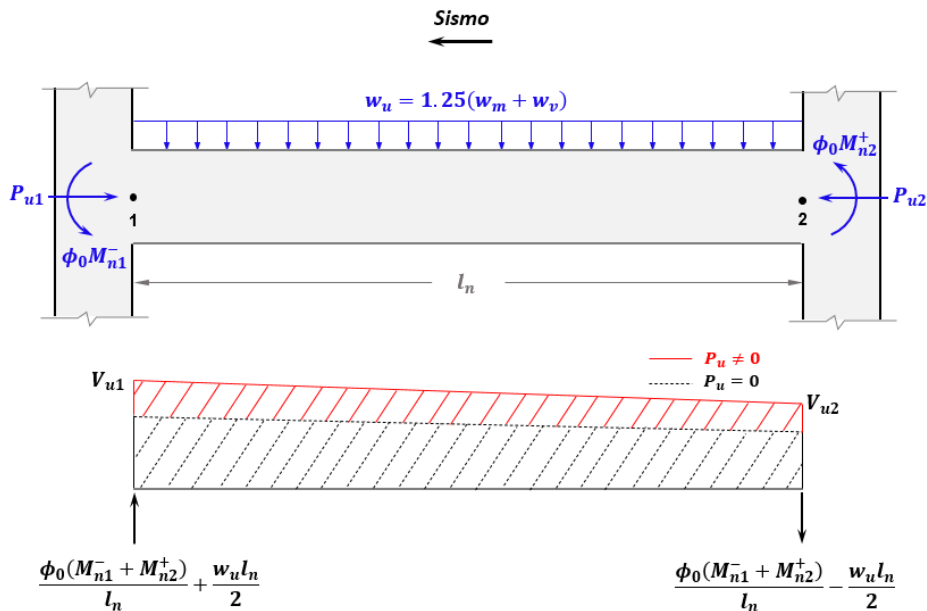


Figura N°2.40 Diagrama de fuerzas cortantes con y sin fuerza axial de compresión en la viga mediante el concepto del diseño por capacidad para el sismo orientado de derecha a izquierda, según la norma E.060 (2009)

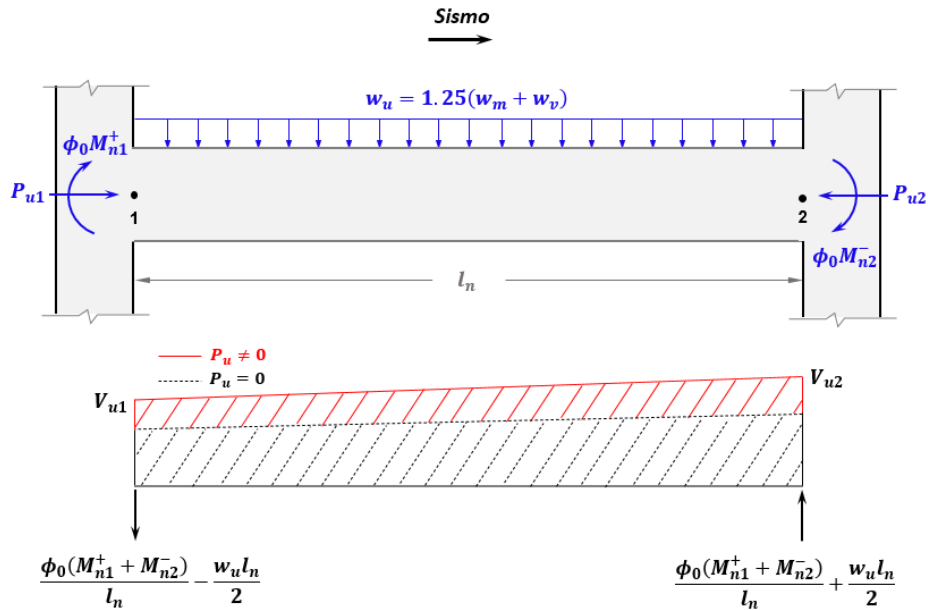


Figura N°2.41 Diagrama de fuerzas cortantes con y sin fuerza axial de compresión en la viga mediante el concepto del diseño por capacidad para el sismo orientado de izquierda a derecha, según la norma E.060 (2009)

donde:

$w_m$  : Carga muerta que actúa en la viga (N/mm)

$w_v$  : Carga viva que actúa en la viga (N/mm)

$l_n$  : Luz libre de la viga (mm)

$M_{n1}^+$  : Momento nominal positivo en la sección 1 de la viga (N-mm)

$M_{n1}^-$  : Momento nominal negativo en la sección 1 de la viga (N-mm)

$M_{n2}^+$  : Momento nominal positivo en la sección 2 de la viga (N-mm)

$M_{n2}^-$  : Momento nominal negativo en la sección 2 de la viga (N-mm)

$\phi_o$  : Factor de sobrerresistencia probable

La distribución de la fuerza cortante ( $V_u$ ) para  $P_u = 0$  está asociado a  $M_n$  por flexión pura, donde el refuerzo longitudinal es obtenido a partir de un diseño convencional. Para el caso de  $P_u \neq 0$ ,  $V_u$  está asociado al  $M_n$  por flexo-compresión, tomando en cuenta el refuerzo longitudinal adicional por efectos sísmicos descritos en la sección 2.2.5.2. Es por esto que en las Figuras N°2.40-N°2.41 se aprecia un aumento de  $V_u$  para  $P_u \neq 0$  en la viga, con respecto al  $V_u$  para  $P_u = 0$ . En el Anexo 01 de esta tesis se describe el procedimiento para obtener la resistencia nominal ( $M_n$ ) a flexo-compresión de una sección rectangular de concreto armado, de acuerdo a los requerimientos de la norma E.060 (2009).

### 2.2.6. Diseño de la conexión losa - muro estructural

Con la finalidad de evitar la falla en la interface de la losa y el muro estructural, denominado conexión, se recomienda que este elemento se diseñe a partir de la fuerza elástica del diafragma; es decir, empleando un  $R_s$  igual a 1. Para propósitos de diseño, la correspondiente fuerza cortante ( $V_u$ ) actuante en la conexión es resistida mediante el mecanismo de resistencia a fuerza cortante por fricción, correspondiente a la sección 11.7.4 de la norma E.060 (2009), a partir de la siguiente expresión:

$$\phi_v V_n \geq V_u \quad (2.54)$$

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \quad (2.55)$$

donde:

$\phi_v$  : Factor de reducción de corte por fricción

$V_n$  : Resistencia nominal a cortante por fricción (N)

$\mu$  : Coeficiente de fricción

$A_{vf}$  : Área del refuerzo de cortante por fricción (mm<sup>2</sup>)

$f_y$  : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa)

En la Figura N°2.42 se ilustra el parámetro  $A_{vf}$  en la conexión losa - muro estructural; además, la Tabla N°2.4 resume los casos del coeficiente de fricción ( $\mu$ ), según la sección 11.7.4.3 de la norma E.060 (2009).

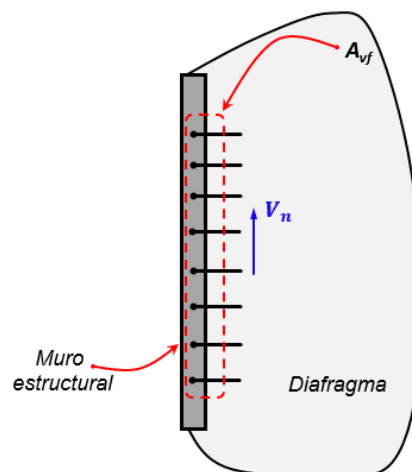


Figura N°2.42 Representación esquemática del refuerzo  $A_{vf}$  en la interface losa - muro estructural

Tabla N°2.4 Coeficiente de fricción

Estado de la superficie de contacto	$\mu$
Concreto colocado monolíticamente	1.4 $\lambda$
Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, e intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 6mm	1.0 $\lambda$
Concreto colocado contra concreto endurecido con la superficie de contacto no intencionalmente rugosa	0.6 $\lambda$

$\lambda=1$  para concreto de peso normal; 0.85 para concreto liviano con arena de peso normal y 0.75 para concreto liviano en todo sus componentes.

Finalmente, la fuerza cortante resistente ( $V_n$ ) debe cumplir la siguiente condición, de acuerdo a la sección 11.7.5 de la norma E.060 (2009):

$$V_n \leq \text{mínimo}(0.2f'_c A_c, 5.5A_c) \quad (2.56)$$

donde  $f'_c$  se expresa en MPa y  $A_c$  viene a ser área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante, expresado en mm<sup>2</sup>.

### CAPÍTULO III: APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO PROPUESTO

En este capítulo se aplica el procedimiento de diseño sísmico de sistemas de piso rígidos, presentado en el capítulo II, para cuatro edificaciones de concreto armado de diferentes niveles y con la misma configuración en planta, que cumplen con los requerimientos mínimos prescritos en las normas de nuestro medio: E.030 “Diseño Sismorresistente” (2018) y E.060 “Concreto Armado” (2009).

#### 3.1. MODELOS ANALÍTICOS DE EDIFICIOS

##### 3.1.1. Descripción

En este estudio se realizó el diseño sísmico de sistemas de piso rígidos de cuatro edificios de concreto armado de cinco niveles (Edi-05), diez niveles (Edi-10), quince niveles (Edi-15) y veinte niveles (Edi-20). La configuración en planta de estos sistemas de piso es la misma, conformados por losas aligeradas unidireccionales vaciadas in-situ, orientadas en la dirección X, y con un peralte igual a 250 mm. De acuerdo a los parámetros sísmicos de la norma E.030 (2018), se consideró que los edificios se ubican en la Zona 4 ( $Z=0.45$ ), cimentados en un suelo S1 ( $S=1$ ), destinados para uso de oficinas ( $U=1$ ), y cuyos sistemas son de muros estructurales en ambas direcciones ( $R_x=R_y=6$ ). Con respecto a las propiedades de los materiales, se consideró una resistencia a la compresión del concreto,  $f'_c$ , igual a 20.6 MPa (210 kg/cm<sup>2</sup>) y una resistencia a la fluencia del acero de refuerzo,  $f_y$ , de 411.9 MPa (4200 kg/cm<sup>2</sup>). Para las cargas gravitacionales se tomaron las siguientes consideraciones:

Peso propio losa	3.43 MPa (350 kg/m <sup>2</sup> )
Acabados	0.98 MPa (100 kg/m <sup>2</sup> )
Tabiquería*	0.98 MPa (100 kg/m <sup>2</sup> )
Carga viva**	2.45 MPa (250 kg/m <sup>2</sup> )

\*No se aplicó en el último nivel

\*\*En la azotea se redujo a 0.98 MPa

En las Figuras N°3.1-N°3.4 se muestran las configuraciones en planta y en elevación de los cuatro modelos analíticos de los edificios en estudio; además, la Tabla N°3.1 resume las dimensiones de la sección transversal de los elementos estructurales, siendo estas las mínimas requeridas a través de un proceso iterativo, tal que el sistema de cada edificio sea de muros estructurales (artículo 16.1 “Estructuras de Concreto Armado”); es decir, el cortante basal que resisten los muros,  $V_m$ , apenas exceda el 70% del  $V_{b\ din}$ .

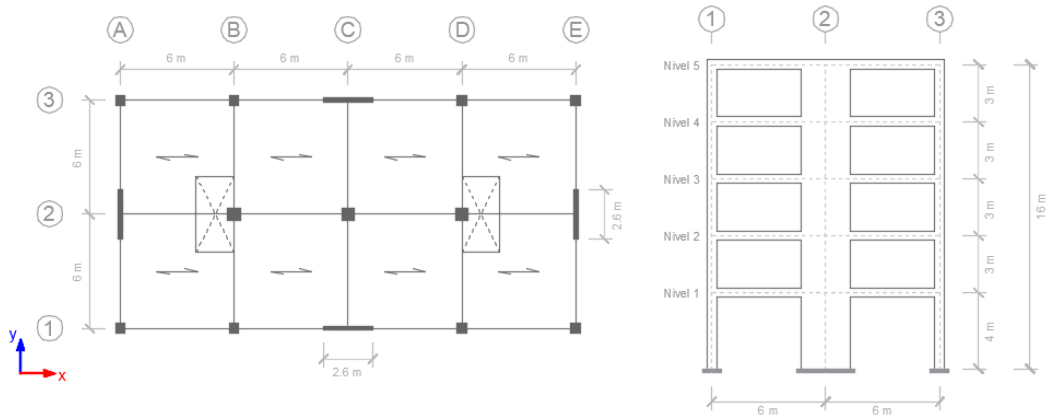


Figura N°3.1 Configuración en planta y en elevación para el modelo analítico del edificio Edi-05

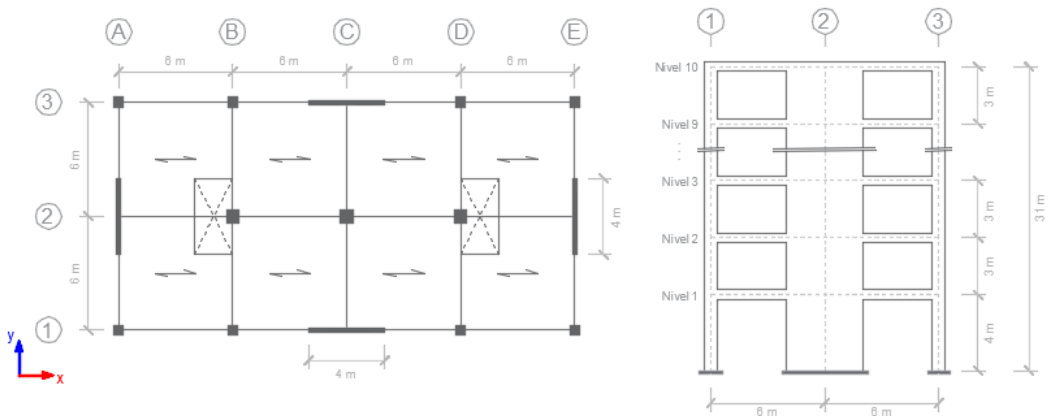


Figura N°3.2 Configuración en planta y en elevación para el modelo analítico del edificio Edi-10

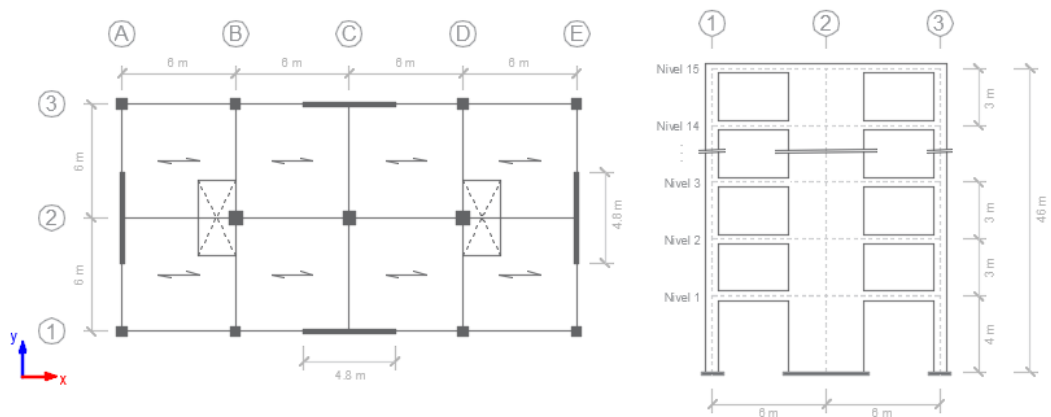


Figura N°3.3 Configuración en planta y en elevación para el modelo analítico del edificio Edi-15

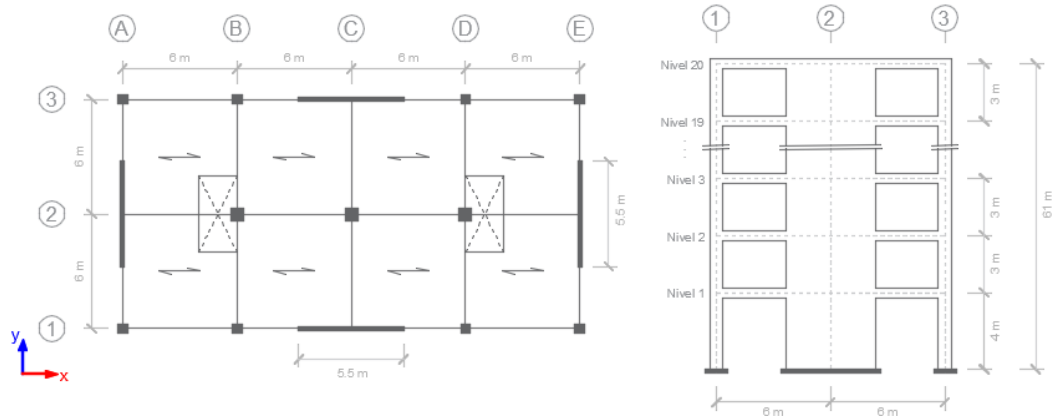


Figura N°3.4 Configuración en planta y en elevación para el modelo analítico del edificio Edi-20

Tabla N°3.1 Dimensiones de la sección transversal de los elementos estructurales

Elementos estructurales	Dimensiones de la sección transversal (m)			
	Edi-05	Edi-10	Edi-15	Edi-20
Vigas	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50
	0.30 x 0.45 <sup>1</sup>	0.30 x 0.45 <sup>1</sup>	0.30 x 0.45 <sup>1</sup>	0.30 x 0.45 <sup>1</sup>
Columnas	0.50 x 0.50	0.70 x 0.70	0.85 x 0.85	0.95 x 0.95
	0.65 x 0.65 <sup>2</sup>	0.95 x 0.95 <sup>2</sup>	1.15 x 1.15 <sup>2</sup>	1.30 x 1.30 <sup>2</sup>
Muros	0.20 x 2.60	0.20 x 4.00	0.25 x 4.80	0.25 x 5.50

<sup>1</sup> Dimensiones para la Dirección X y sólo en el último nivel para la Dirección Y

<sup>2</sup> Dimensiones de las columnas centrales, en la intersección del eje 2 con los ejes B, C y D

Es importante mencionar que los modelos de los edificios en estudio son ilustrativos y tiene como objetivo presentar y desarrollar el procedimiento propuesto, en el cual la dirección de la losa aligerada no afecta en los resultados obtenidos de la cuantía del diafragma.

### 3.1.2. Análisis sísmico

Se realizó el análisis sísmico de los modelos analíticos de los edificios en estudio, descritos en la sección anterior, con la finalidad de cumplir los requerimientos mínimos de la norma E.030 (2018); es decir, que la demanda de distorsiones de entrepiso no exceda la distorsión de entrepiso límite para el sismo de diseño,  $d_{límite}$ , igual a 0.007 para estructuras de concreto armado. Para esto, se empleó un software comercial ETABS de análisis estructural, donde se consideró las secciones brutas de los elementos estructurales en los modelos analíticos para el análisis (artículo 25.2 “Modelos para el Análisis”). La Figura N°3.5 muestra el espectro de diseño estipulado por la norma E.030 (2018) para los cuatro edificios en estudio, cuyos periodos  $T_p$  y  $T_L$  tienen valores de 0.4 s y 2.5 s, respectivamente. En la Tabla N°3.2 se muestra los parámetros más relevantes para el diseño sísmico de los modelos analíticos de los edificios en estudio, como son el número de niveles,  $n$ , el peso sísmico total,  $W_T$ , el coeficiente sísmico estático de diseño,

$ZUCS/R$ , el periodo fundamental obtenido en cada dirección de análisis,  $T_E$ , la distorsión máxima de entrepiso,  $d_{r\ máx}$ , definida como el cociente entre el desplazamiento relativo máximo de entrepiso y su altura; y la distorsión global,  $D_r$ , definida como el cociente entre el desplazamiento lateral del último nivel y la altura total del edificio. En principio, se verificó que  $d_{r\ máx}$  no exceda el  $d_{límite}$  para los cuatro edificios en estudio. Luego, se verificó que la relación entre el cortante basal dinámico,  $V_{b\ din}$ , y el cortante basal estático,  $V_{b\ est}$ , sea mayor a 0.80 (artículo 29.4 “Fuerza Cortante Mínima”).

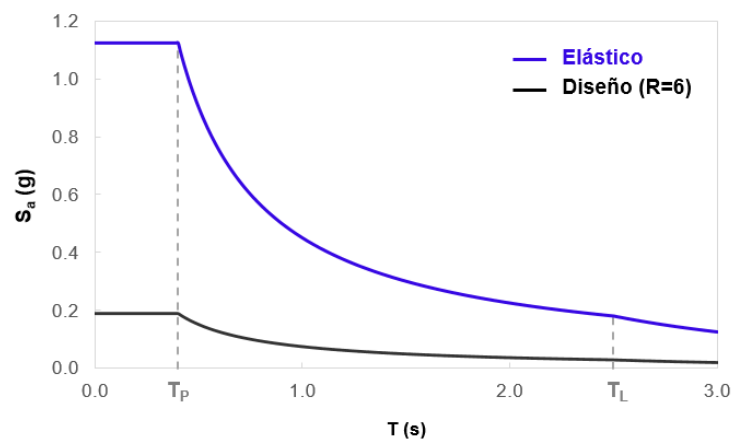


Figura N°3.5 Espectro de diseño para un edificio en Zona 4, Suelo S1, Uso de oficinas, y con sistema de muros estructurales, de acuerdo a la norma E.030 (2018)

Tabla N°3.2 Parámetros empleados para el diseño sísmico correspondiente a los modelos analíticos de los edificios en estudio

Identificación	Edi-05		Edi-10		Edi-15		Edi-20	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
<b>n</b>	5		10		15		20	
<b>W<sub>T</sub> (kN)</b>	11537		26291		44282		63441	
<b>ZUCS/R</b>	0.143	0.145	0.081	0.082	0.058	0.059	0.044	0.044
<b>T<sub>E</sub> (s)</b>	0.62	0.61	1.08	1.06	1.53	1.51	1.99	1.99
<b>la / lp</b>	1.0 / 1.0		1.0 / 1.0		1.0 / 1.0		1.0 / 1.0	
<b>d<sub>límite</sub></b>	0.007		0.007		0.007		0.007	
<b>d<sub>r máx</sub></b>	0.0056	0.0056	0.0053	0.0053	0.0052	0.0052	0.0051	0.0052
<b>D<sub>r</sub></b>	0.0046	0.0046	0.0042	0.0043	0.0040	0.0039	0.0039	0.0041
<b>V<sub>b est</sub> (kN)</b>	1653	1672	2121	2157	2546	2585	2794	2804
<b>V<sub>b din</sub> (kN)</b>	1324	1350	1698	1727	2046	2085	2253	2248
<b>V<sub>b din</sub>/V<sub>b est</sub></b>	0.80	0.81	0.80	0.80	0.80	0.81	0.81	0.80
<b>V<sub>m</sub>/V<sub>b din</sub></b>	0.73	0.71	0.71	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
<b>Tipo de análisis</b>	Estático y Modal Espectral							



Seguidamente, se procedió con el diseño de los elementos estructurales, siguiendo las especificaciones mínimas de la norma E.060 (2009). Los resultados del refuerzo longitudinal en las vigas para los cuatro edificios en estudio, se muestran en el Anexo 02.

### 3.2. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO RÍGIDO DEL DIAFRAGMA

Con base en lo descrito en la sección 2.2.2, se procedió a evaluar si el sistema de piso en estudio tiene un comportamiento de diafragma rígido. La primera condición del criterio cualitativo se cumple, ya que la relación A/B es menor que 3, en todos los edificios analizados, alcanzando valores de 2 y 0.5. Para la segunda condición del criterio cualitativo, se evalúa la existencia de las siguientes irregularidades estructurales en planta: irregularidad torsional, esquinas entrantes, discontinuidad del diafragma y sistemas no paralelos.

- Debido a la geometría rectangular de los sistemas de piso, la irregularidad de esquinas entrantes no existe.

- Si bien el diafragma en estudio presenta aberturas, éstas sólo representan el 6% del área bruta del diafragma, siendo menor al 50%. Entonces, no se presenta la irregularidad de discontinuidad del diafragma.

- Todos los elementos resistentes a fuerzas laterales son paralelos tanto en la dirección X como la dirección Y, por lo que no existe la irregularidad de sistemas no paralelos.

- Para que no exista irregularidad torsional, se debe verificar que la relación  $\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{prom}$  sea menor que 1.3, donde  $\Delta_{m\acute{a}x}$  es el desplazamiento relativo máximo de entrepiso en un extremo del edificio y  $\Delta_{prom}$  es el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso. Las Tablas N°A03.1-N°A03.4 muestran que esta relación de desplazamientos se cumple para los edificios en estudio, por lo que no existe irregularidad torsional.

Habiéndose cumplido estas dos condiciones del criterio cualitativo, se considera que los sistemas de piso tienen un comportamiento de diafragma rígido, para los cuatro edificios en estudio. Verificado esto, se procedió a emplear el procedimiento propuesto para su diseño sísmico.

### 3.3. EVALUACIÓN DE LAS FUERZAS DE DISEÑO DEL DIAFRAGMA

En esta sección se obtiene la envolvente de las aceleraciones horizontales máximas de piso y las fuerzas de diseño para los diafragmas de los edificios en estudio, a partir del enfoque propuesto en la sección 2.2.3. En principio, se evaluó

los parámetros sísmicos de este enfoque para obtener las aceleraciones de piso en la base ( $a_0$ ), a una altura relativa del 80% ( $a_m$ ) y en el último nivel ( $a_n$ ), como se muestra en la Tabla N°3.3. Con respecto al factor de sobrerresistencia ( $\Omega_0$ ) de cada edificio, se consideró un valor igual a 2.5 para propósitos de diseño, siguiendo las recomendaciones de la Tabla 12.2-1 de la norma ASCE 7 (2016) para sistemas de muros estructurales de concreto armado.

Tabla N°3.3 Parámetros sísmicos empleados para obtener las aceleraciones horizontales máximas de piso en los cuatro edificios en estudio, mediante el enfoque del ASCE 7 (2016)

Parámetro	Edi-05		Edi-10		Edi-15		Edi-20	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
<b>R</b>	6.00							
<b>ZUS</b>	0.45							
<b>n</b>	5		10		15		20	
<b>T<sub>1</sub> (s)</b>	0.62	0.61	1.08	1.06	1.53	1.51	1.99	1.99
<b>T<sub>2</sub> (s)</b>	0.16	0.17	0.29	0.29	0.42	0.41	0.56	0.55
<b>C</b>	1.61	1.65	0.93	0.95	0.65	0.66	0.50	0.50
<b>z<sub>s</sub></b>	1.00							
<b>Γ<sub>m1</sub></b>	1.40		1.45		1.47		1.48	
<b>Γ<sub>m2</sub></b>	0.58		0.73		0.78		0.81	
<b>Ω<sub>0</sub></b>	2.50							
<b>a<sub>1</sub></b>	0.73	0.74	0.42	0.43	0.29	0.30	0.23	0.23
<b>a<sub>2</sub></b>	1.13	1.13	1.13	1.13	1.08	1.09	0.81	0.82
<b>a<sub>0</sub></b>	0.45							
<b>a<sub>m</sub></b>	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
<b>a<sub>n</sub></b>	0.78	0.78	0.86	0.86	0.86	0.87	0.67	0.67

Una vez evaluado la envolvente de las aceleraciones horizontales máximas de piso ( $a_i$ ), se obtiene las fuerzas de diseño para los diafragmas ( $F_{di}$ ), a partir de la ecuación 2.26. Para esto, se consideró un valor de 1.5 para el factor de reducción de las fuerzas de diseño del diafragma ( $R_s$ ), correspondiente a una losa aligerada vaciada in-situ y cuyo mecanismo de falla es controlado por corte (ver Tabla N°2.2). Los valores obtenidos de  $F_{di}/W_{di}$  y  $F_{di}$  se muestran en las Figuras N°3.6 y N°3.7 para el sismo de diseño en las direcciones de análisis X e Y, respectivamente; donde se aprecia una tendencia creciente a medida que el número de niveles de los edificios aumenta, excepto para el edificio Edi-20. Esto debido a que el periodo de su segundo modo traslacional ( $T_2$ ) se encuentra en la zona intermedia del espectro ( $T_P < T_2 < T_L$ ), y no en la zona constante del espectro ( $T_2 < T_P$ ). De forma complementaria, en estas figuras se superpusieron los resultados obtenidos del análisis modal espectral que estipula la norma E.030 (2018), para fines comparativos.

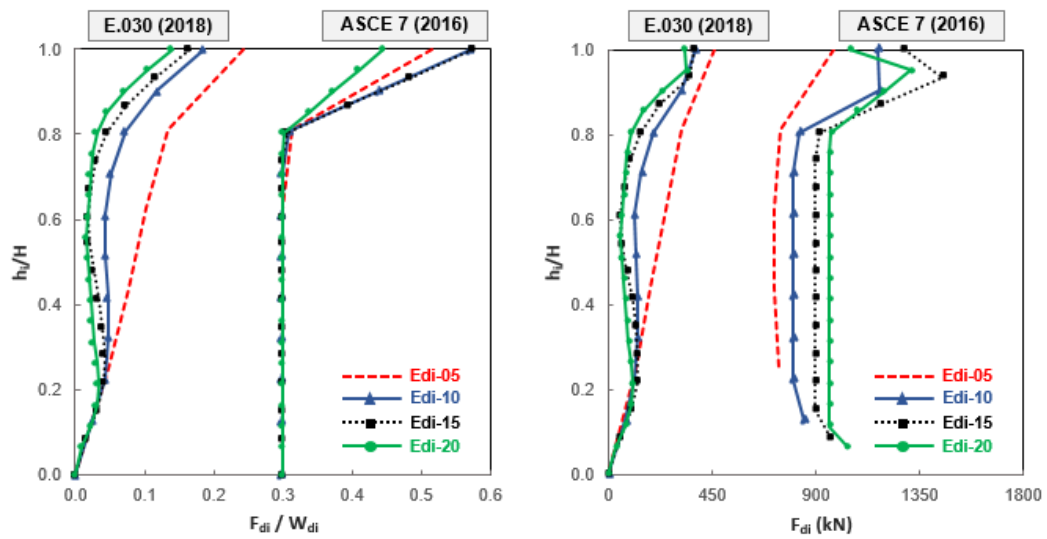


Figura N°3.6 Envoltura de  $F_{di}/W_{di}$  y  $F_{di}$  de los edificios en estudio para el sismo de diseño en la dirección X, mediante los enfoques del ASCE 7 (2016) y de la E.030 (2018)

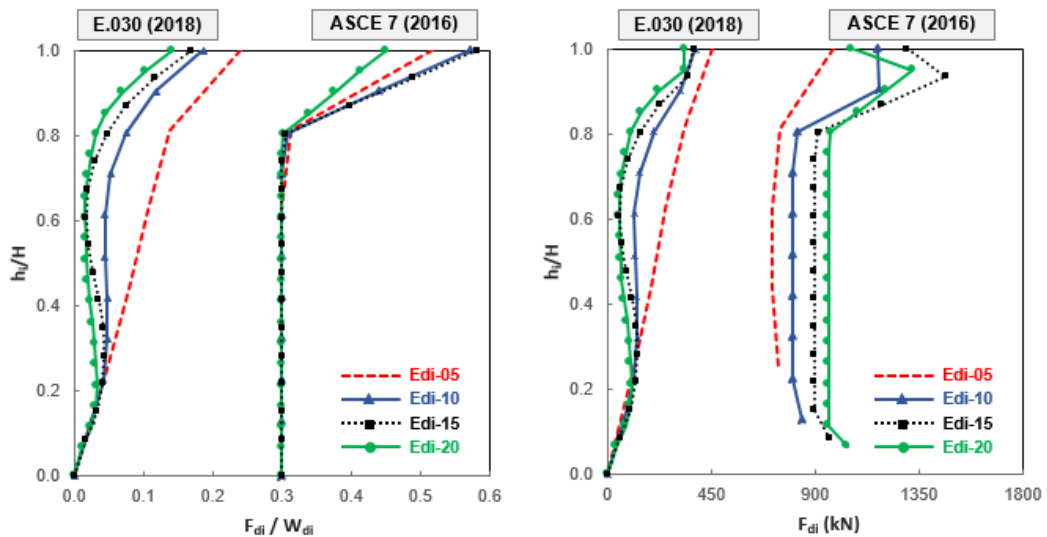


Figura N°3.7 Envoltura de  $F_{di}/W_{di}$  y  $F_{di}$  de los edificios en estudio para el sismo de diseño en la dirección Y, mediante los enfoques del ASCE 7 (2016) y de la E.030 (2018)

### 3.4. APLICACIÓN DEL DISEÑO DEL DIAFRAGMA

Una vez evaluadas las fuerzas sísmicas de diseño en los diafragmas de los edificios en estudio, se procede a emplear los métodos de diseño, descritos en la sección 2.2.4, para obtener el refuerzo requerido. La Figura N°3.8 muestra el diafragma en estudio para el análisis de las fuerzas sísmicas en el plano, donde las líneas discontinuas representan las aberturas del diafragma.

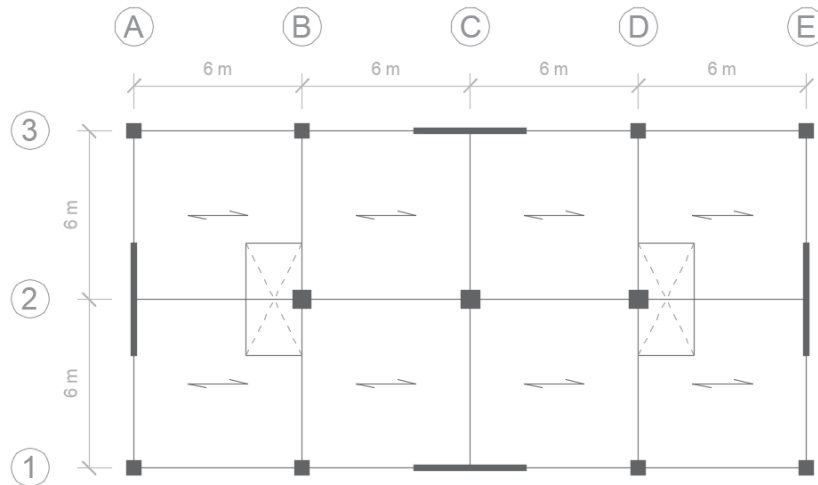


Figura N°3.8 Diafragma en estudio para el análisis de las fuerzas sísmicas en el plano

### 3.4.1. Método del Panel y Barra

En esta sección se empleó el método Panel y Barra, descrito en la sección 2.2.4.1, para el diseño de los diafragmas de concreto armado de los cuatro edificios en estudio, ante las fuerzas sísmicas en las direcciones X e Y. Para esto, se emplearon las fuerzas de diseño para los diafragmas, obtenidas con los enfoques de la norma E.030 (2018) y del ASCE 7 (2016) (ver Figuras N°3.6-N°3.7). Los valores empleados de los factores de reducción por corte ( $\phi_v$ ) y por tracción ( $\phi$ ) son iguales a 0.85 y 0.90, respectivamente; de acuerdo a la norma E.060 (2009). En este procedimiento primero se analiza el diafragma considerando que no tiene aberturas, aun cuando sí las tiene, obteniéndose las fuerzas en todos los elementos del modelo Panel y Barra. Estas fuerzas servirán de apoyo para el segundo análisis, donde ahora sí se consideran las aberturas del diafragma en el modelo. Es necesario aclarar que, es posible realizar el análisis del diafragma considerando aberturas de forma directa; sin embargo, el número de incógnitas sería mayor y el procedimiento más complicado, debido a que el procedimiento que se presenta en esta tesis sólo toma en cuenta las ecuaciones de equilibrio.

#### 3.4.1.1. Diafragma sin abertura

En este primer escenario, no se toma en cuenta la presencia de ninguna abertura del diafragma en el modelo Panel y Barra para la obtención de las fuerzas internas en los elementos. Para la planta típica de los edificios en estudio, de forma conveniente el diafragma se ha dividido en 8 paneles cuadrados de dimensiones  $a \times a$ , donde el valor de  $a$  es igual a 6 m, con la finalidad de que estos coincidan con los ejes de los elementos verticales (ver Figura N°3.9).

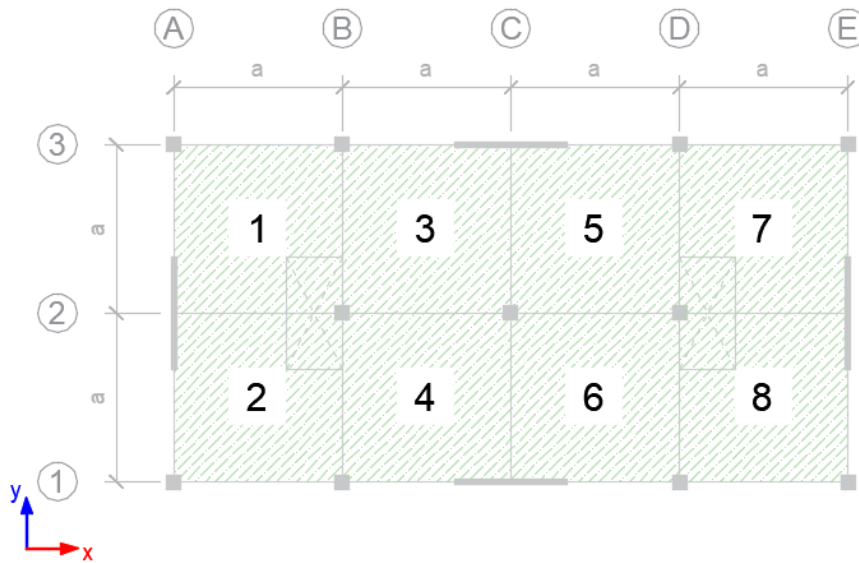


Figura N°3.9 Distribución de los paneles para el modelo Panel y Barra del diafragma en estudio

La fuerza sísmica de piso ( $F$ ) se distribuye de forma equitativa en cada panel, ya que estos tienen la misma área; es decir, la fuerza actuante en cada panel resultaría igual a  $F/8$ . A partir de aquí, esta fuerza se transfiere equitativamente a sus nudos con un valor igual a  $F/32$ , como se ilustra en la Figura N°3.10.

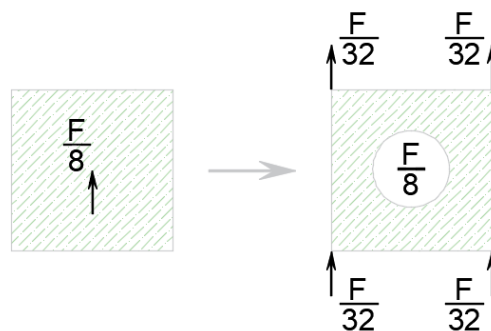


Figura N°3.10 Transferencia de la fuerza inercial actuante en el panel hacia sus nudos

#### 3.4.1.1.1. Sismo en la dirección X

Al realizar la superposición de las fuerzas que actúan en cada nudo de los paneles para el análisis en la dirección X, se obtiene las fuerzas resultantes en los nudos del modelo Panel y Barra, como se aprecia en la Figura N°3.11. Seguidamente, se supone que los muros ubicados en los ejes 1 y 3, de dimensiones iguales, equilibran y resisten la totalidad de la fuerza sísmica ( $F$ ) debido a su alta rigidez en comparación con las columnas. Por lo cual, la fuerza de reacción en cada muro tiene un valor de  $F/2$ , representado en color azul, y es orientado en sentido opuesto a la fuerza sísmica actuante.

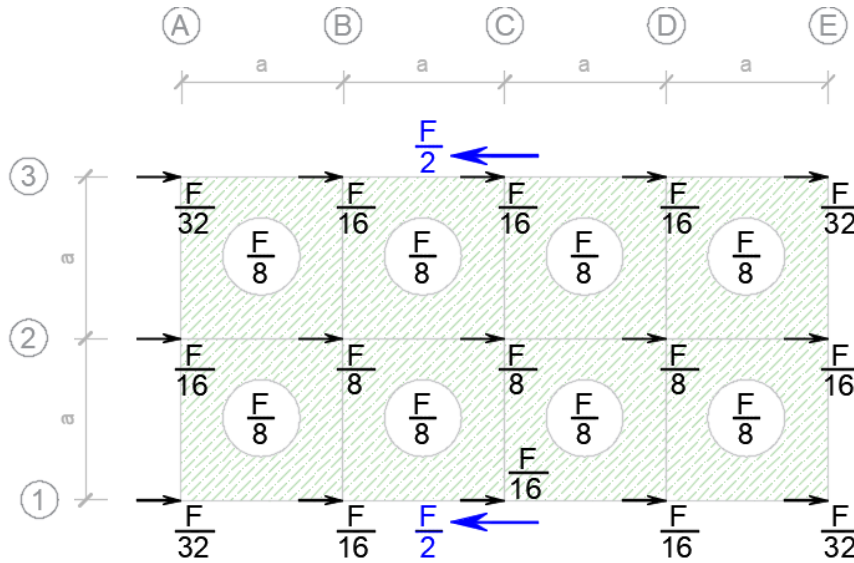


Figura N°3.11 Fuerzas inerciales resultantes en los nudos del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección X

Para la obtención de los flujos de corte en los paneles (ver Figura N°3.12), se plantea y resuelve el sistema de ecuaciones de equilibrio. Para esto, se aplica el equilibrio de fuerzas, en la dirección X, sólo para el eje 1. Esto se debe a la simetría del modelo, donde los flujos  $v_1, v_3, v_5$  y  $v_7$  son del mismo valor, pero de dirección opuesta a los flujos  $v_2, v_4, v_6$  y  $v_8$ , respectivamente.

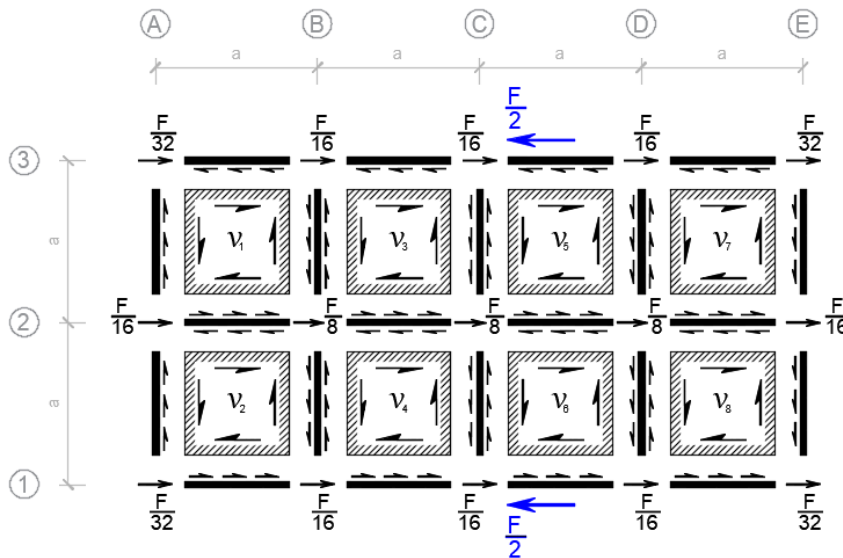


Figura N°3.12 Distribución del flujo de corte en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección X

La Figura N°3.13 muestra el equilibrio en el eje 1, donde se obtiene:

$$\frac{F}{32} + \frac{F}{16} + \frac{F}{16} + \frac{F}{16} + \frac{F}{32} - \frac{F}{2} + (v_2 + v_4 + v_6 + v_8) \cdot a = 0$$

$$v_2 + v_4 + v_6 + v_8 = \frac{F}{4a} \quad (3.1)$$

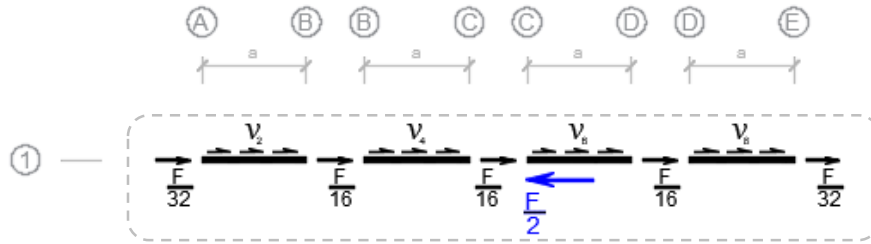


Figura N°3.13 Equilibrio de fuerzas externas e internas en el eje 1 del modelo Panel y Barra del diafragma, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección X

Se observa que el número de incógnitas es 4 y sólo hay 1 ecuación, por lo que el sistema de ecuaciones es indeterminado de orden 3 y no presenta solución. Para levantar esta indeterminación, se realizan las siguientes consideraciones empleando los paneles con condiciones de bordes similares:

$$v_4 = v_2 \quad (3.2)$$

$$v_6 = v_2 \quad (3.3)$$

$$v_8 = v_2 \quad (3.4)$$

Aun cuando se puedan tomar otras consideraciones y se cumpla el equilibrio, el resultado va estar del lado de la seguridad. Entonces, al reemplazar las ecuaciones 3.2-3.4 en la ecuación 3.1, se obtiene:

$$v_2 = v_4 = v_6 = v_8 = \frac{F}{16a} \quad (3.5)$$

La Figura N°3.14 muestra los valores del flujo de corte, con su respectiva orientación, en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para la fuerza sísmica ( $F$ ) en la dirección X.

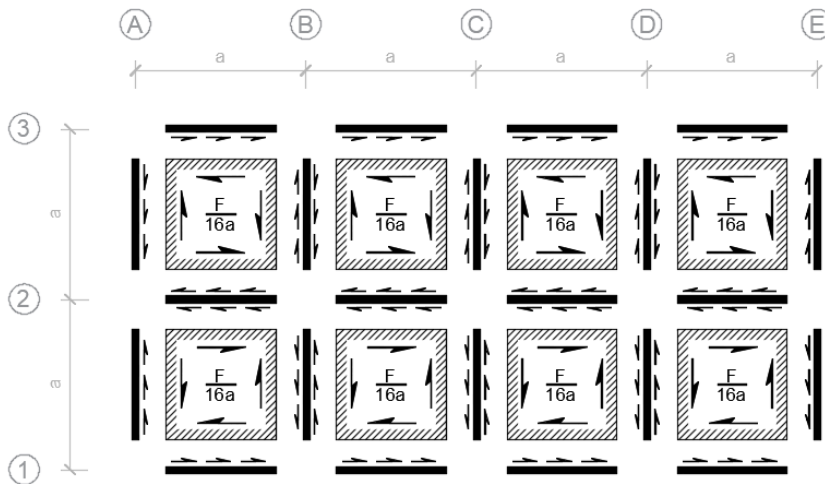


Figura N°3.14 Orientación y valor del flujo de corte en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección X

Luego, se procede a obtener las fuerzas axiales internas en los extremos de las barras. La Figura N°3.15 muestra el diagrama de cuerpo libre de las barras horizontales que se ubican en los ejes 1 y 2. En estos diagramas, se ha asignado cierta numeración en los nudos extremos de las barras, con la finalidad de poder identificar la fuerza axial. Por ejemplo,  $N_5^{2,5}$  representa la fuerza axial interna que actúa en el nudo 5 (subíndice) de la barra, definida por los nudos 2 y 5 (superíndice). Estas fuerzas se muestran en color azul para poder diferenciarlas de las fuerzas ya conocidas; además, inicialmente se estableció que están orientadas en la dirección positiva del eje X ( $\rightarrow$ ).

Con base en el equilibrio de la barra definida por los nudos 3 y 6 (ver Figura N°3.15a), se obtiene  $N_6^{3,6}$ :

$$\frac{F}{32} + \frac{F}{16a} \cdot a + N_6^{3,6} = 0 \quad (3.6)$$
$$N_6^{3,6} = -\frac{3F}{32} (\leftarrow)$$

donde el signo negativo indica que la orientación de la fuerza inicialmente supuesta es incorrecta, y la flecha entre paréntesis representa la orientación correcta. De forma análoga, se obtienen las fuerzas en las barras horizontales restantes. A continuación, se muestran estas fuerzas en el orden obtenido:

$$N_9^{6,9} = -\frac{7F}{32} (\leftarrow) \quad (3.7)$$

$$N_{12}^{9,12} = \frac{5F}{32} (\rightarrow) \quad (3.8)$$

$$N_5^{2,5} = \frac{F}{16} (\rightarrow) \quad (3.9)$$

$$N_8^{5,8} = \frac{F}{16} (\rightarrow) \quad (3.10)$$

$$N_{11}^{8,11} = \frac{F}{16} (\rightarrow) \quad (3.11)$$



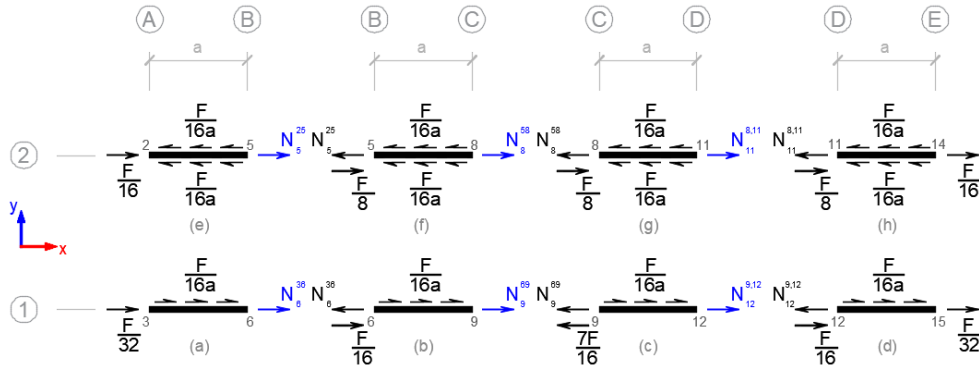


Figura N°3.15 Diagrama de cuerpo libre de las barras horizontales ubicadas en los ejes 1 y 2 del modelo Panel y Barra del diafragma, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección X

A partir de las fuerzas  $N_{12}^{9,12}$  y  $N_{11}^{8,11}$  obtenidas, se verificó el equilibrio de fuerzas en las Figuras N°3.15d y N°3.15h, respectivamente. Con respecto a las barras verticales ubicadas entre los ejes 1 y 2, la Figura N°3.16 muestra sus correspondientes diagramas de cuerpo libre, donde se estableció que las fuerzas axiales a determinar están orientadas en la dirección positiva del eje Y ( $\uparrow$ ).

Con base en el equilibrio de la barra definida por los nudos 2 y 3 (ver Figura N°3.16a), se obtiene  $N_2^{2,3}$ :

$$\frac{F}{16a} \cdot a + N_2^{2,3} = 0 \quad (3.12)$$

$$N_2^{2,3} = -\frac{F}{16} (\downarrow)$$

Al igual que en las barras horizontales, se muestran las fuerzas obtenidas de las barras verticales restantes en el orden obtenido:

$$N_5^{5,6} = N_8^{8,9} = N_{11}^{11,12} = 0 \quad (3.13)$$

$$N_{14}^{14,15} = \frac{F}{16} (\uparrow) \quad (3.14)$$

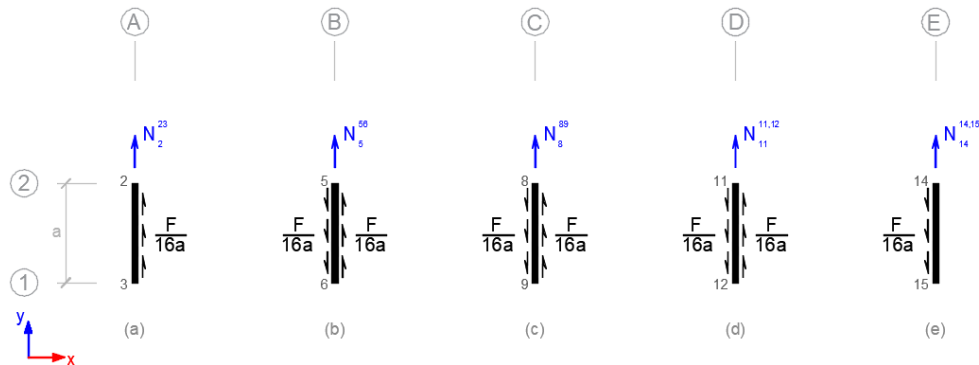


Figura N°3.16 Diagrama de cuerpo libre de las barras verticales ubicadas entre los ejes 1 y 2 del modelo Panel y Barra del diafragma, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección X

La Figura N°3.17 muestra la distribución de las fuerzas axiales obtenidas en las barras del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para la fuerza sísmica ( $F$ ) en la dirección X, donde las fuerzas en color azul y rojo representan fuerzas de tracción y de compresión, respectivamente.

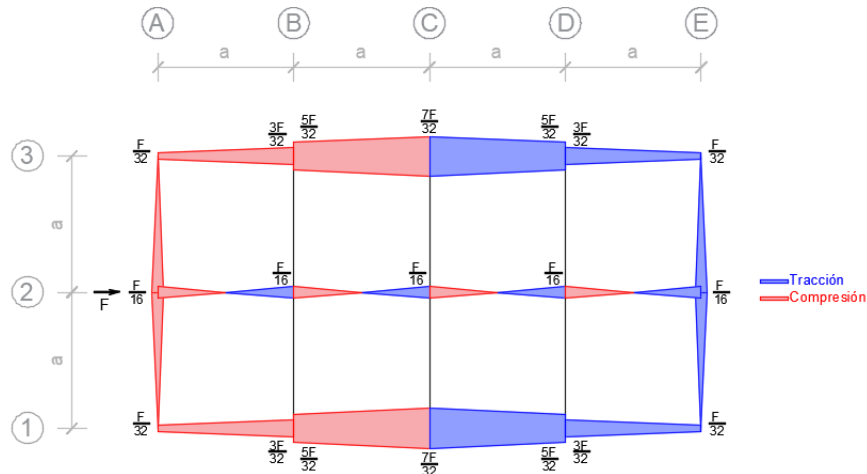


Figura N°3.17 Distribución de fuerzas axiales obtenidas en las barras del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección X

#### 3.4.1.1.2. Sismo en la dirección Y

La Figura N°3.18 muestra la resultante de fuerzas en los nudos del modelo Panel y Barra para el análisis en la dirección Y. De forma análoga en la dirección X, se supone que los muros ubicados en los ejes A y E, equilibran y resisten la totalidad de la fuerza sísmica ( $F$ ). Así, la fuerza de reacción en cada muro tiene un valor de  $F/2$  y es orientado en sentido opuesto a la fuerza sísmica de piso actuante, representado en color azul.

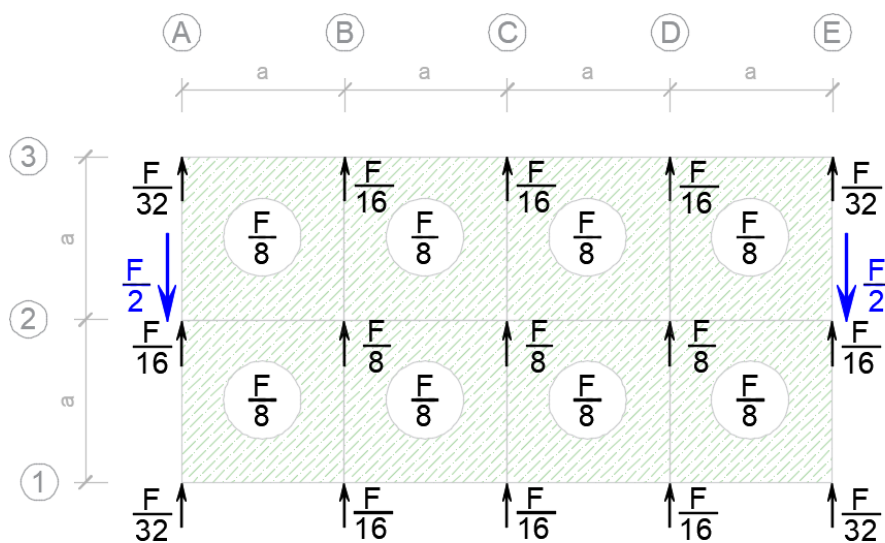


Figura N°3.18 Fuerzas inerciales resultantes en los nudos del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar, para el sismo en la dirección Y

Seguidamente, se procede a determinar el flujo de corte en los paneles (ver Figura N°3.19), a partir de la solución del sistema de ecuaciones de equilibrio. Para esto, se aplica el equilibrio de fuerzas en los ejes A, B y C.

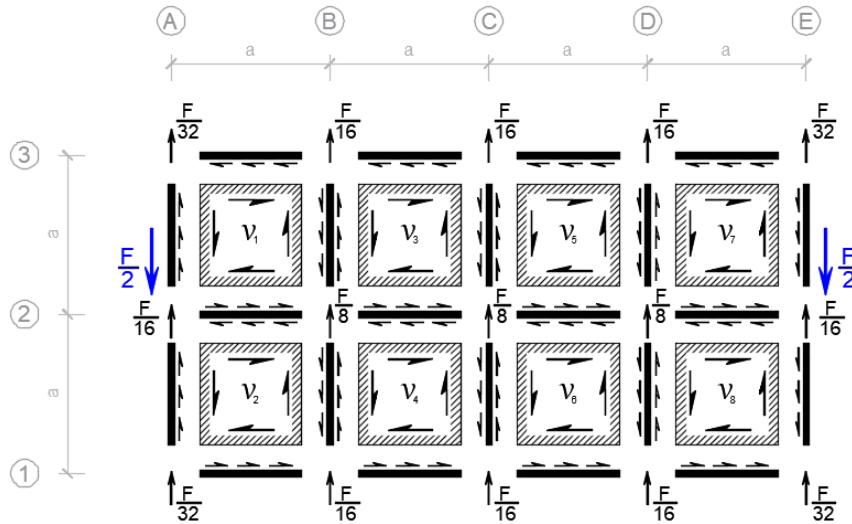


Figura N°3.19 Distribución del flujo de corte en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección Y

Del equilibrio de fuerzas en el eje A, como se aprecia en la Figura N°3.20a, se obtiene:

$$\frac{F}{32} + \frac{F}{16} + \frac{F}{32} - \frac{F}{2} + (v_1 + v_2) \cdot a = 0$$

$$v_1 + v_2 = \frac{3F}{8a} \quad (3.15)$$

La Figura N°3.20b muestra el equilibrio en el eje B, donde se obtiene:

$$\frac{F}{16} + \frac{F}{8} + \frac{F}{16} - (v_1 + v_2) \cdot a + (v_3 + v_4) \cdot a = 0$$

$$(v_1 + v_2) - (v_3 + v_4) = \frac{F}{4a} \quad (3.16)$$

Mediante la Figura N°3.20c, se obtiene el equilibrio para el eje C:

$$\frac{F}{16} + \frac{F}{8} + \frac{F}{16} - (v_3 + v_4) \cdot a + (v_5 + v_6) \cdot a = 0$$

$$(v_3 + v_4) - (v_5 + v_6) = \frac{1F}{4a} \quad (3.17)$$

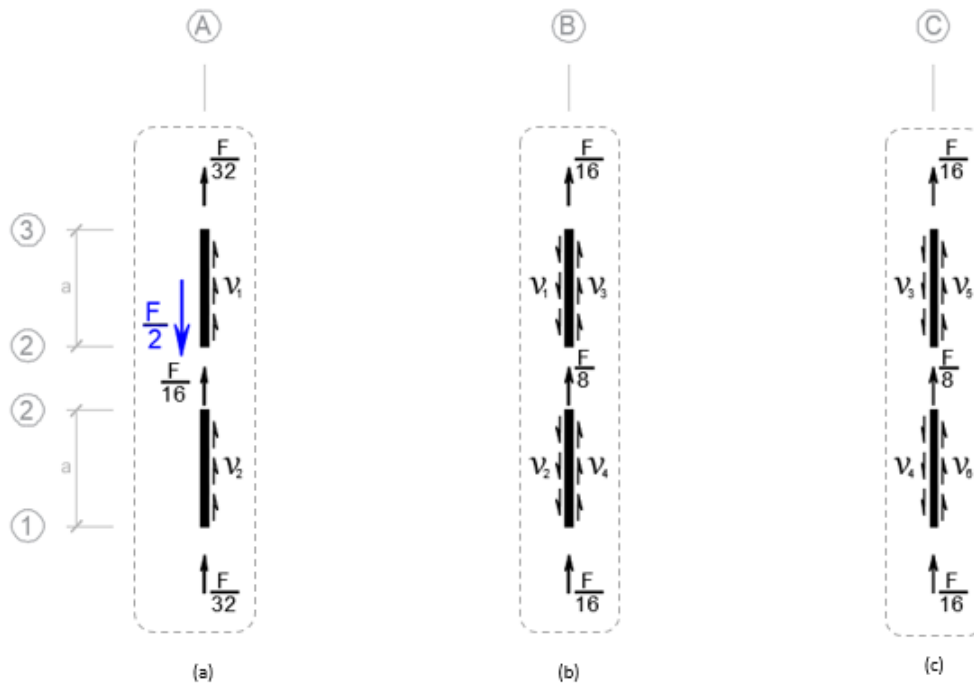


Figura N°3.20 Equilibrio de fuerzas externas e internas en los ejes A, B y C del modelo Panel y Barra del diafragma, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección Y

Se aprecia que el número de incógnitas es 6 y el número de ecuaciones es 3, por lo que el sistema de ecuaciones es indeterminado de orden 3 y no presenta solución, al igual que en la dirección X. Por lo cual, se realizan las siguientes consideraciones en los paneles con condiciones de bordes similares:

$$v_1 = v_2 \quad (3.18)$$

$$v_3 = v_4 \quad (3.19)$$

$$v_5 = v_6 \quad (3.20)$$

Al reemplazar la ecuación 3.18 en la ecuación 3.15, se obtiene:

$$v_1 = v_2 = \frac{3F}{16a} \quad (3.21)$$

Las ecuaciones 3.19 y 3.21 se reemplazan en la ecuación 3.16, obteniéndose:

$$v_3 = v_4 = \frac{F}{16a} \quad (3.22)$$

Finalmente, de las ecuaciones 3.17, 3.20 y 3.22 se obtiene:

$$v_5 = v_6 = -\frac{F}{16a} \quad (3.23)$$

Se observa que los valores de los flujos de corte en los paneles 5 y 6 son los mismos que los correspondientes a los paneles 3 y 4, pero de signo contrario. Esto se fundamenta en la simetría del modelo Panel y Barra, tanto en la geometría

como en la distribución de cargas para esta dirección de análisis. Explicado esto, los flujos de corte en los paneles 7 y 8 resultan:

$$v_7 = v_8 = -\frac{3F}{16a} \quad (3.24)$$

La Figura N°3.21 muestra los valores de flujo de corte, con su respectiva orientación, en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para la fuerza sísmica en la dirección Y. Para el resultado obtenido en los paneles con signo negativo, se observa que la orientación de los flujos de corte es opuesta a la establecida inicialmente en la Figura N°3.19.

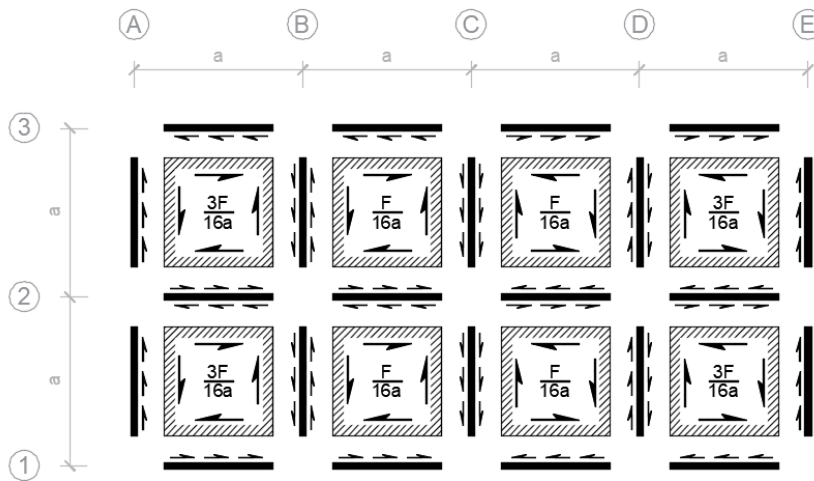


Figura N°3.21 Orientación y valor del flujo de corte en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección Y

Para la obtención de las fuerzas axiales internas en los extremos de las barras, la Figura N°3.22 muestra el diagrama de cuerpo libre de las barras verticales que se ubican entre los ejes A y C, donde se empleó la misma terminología que el análisis en la dirección X.

Entonces, con base en el equilibrio de la barra definida por los nudos 1 y 2 (ver Figura N°3.22a), se obtiene  $N_2^{1,2}$ :

$$\frac{F}{32} + \frac{3F}{16a} \cdot a + N_2^{1,2} = 0 \quad (3.25)$$

$$N_2^{1,2} = -\frac{7F}{32} (\downarrow)$$

De forma análoga, se obtiene las fuerzas axiales  $N_2^{2,3}$ ,  $N_5^{4,5}$ ,  $N_5^{5,6}$ ,  $N_8^{7,8}$  y  $N_8^{8,9}$  a partir de las Figuras N°3.22b-f, respectivamente:

$$N_2^{2,3} = -\frac{7F}{16} (\downarrow) \quad (3.26)$$

$$N_5^{4,5} = \frac{F}{16} (\uparrow) \quad (3.27)$$

$$N_5^{5,6} = \frac{F}{16} (\uparrow) \quad (3.28)$$

$$N_8^{7,8} = \frac{F}{16} (\uparrow) \quad (3.29)$$

$$N_8^{8,9} = \frac{F}{16} (\uparrow) \quad (3.30)$$

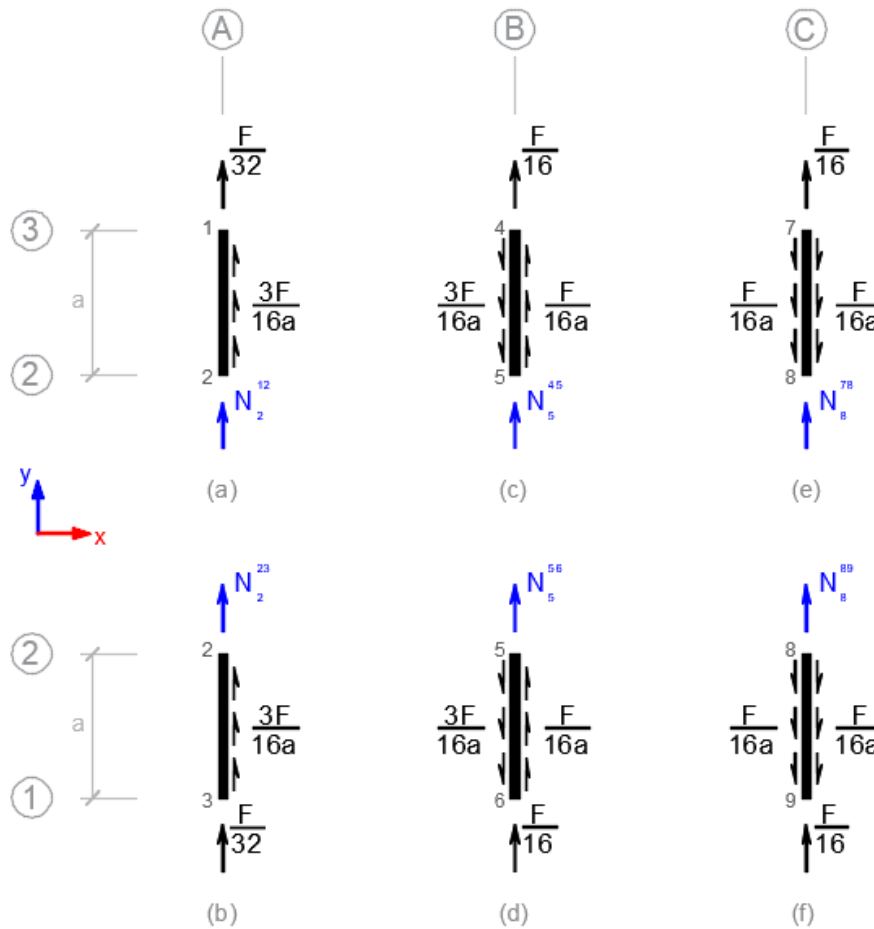


Figura N°3.22 Diagrama de cuerpo libre de las barras verticales ubicadas entre los ejes A y C del modelo Panel y Barra del diafragma, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección Y

Debido a la simetría del modelo, se ha obviado el procedimiento de las barras verticales ubicadas en los ejes D y E. Para completar la distribución de las fuerzas axiales en todas las barras del modelo, se procede a obtener las fuerzas axiales en las barras horizontales. La Figura N°3.23 muestra el diagrama de cuerpo libre de las barras horizontales que se ubican entre los ejes 1 y 3.

Con base en el equilibrio de la barra definida por los nudos 1 y 4, como se muestra en la Figura N°3.23a, se obtiene  $N_4^{1,4}$ :

$$N_4^{1,4} - \frac{3F}{16a} \cdot a = 0 \quad (3.31)$$

$$N_4^{1,4} = \frac{3F}{16} (\rightarrow)$$

Seguidamente, mediante las Figuras N°3.23b-f se obtienen las fuerzas axiales  $N_7^{4,7}$ ,  $N_5^{2,5}$ ,  $N_8^{5,8}$ ,  $N_6^{3,6}$  y  $N_9^{6,9}$ , respectivamente:

$$N_7^{4,7} = \frac{F}{4} (\rightarrow) \quad (3.32)$$

$$N_5^{2,5} = N_8^{5,8} = 0 \quad (3.33)$$

$$N_6^{3,6} = -\frac{3F}{16} (\leftarrow) \quad (3.34)$$

$$N_9^{6,9} = -\frac{F}{4} (\leftarrow) \quad (3.35)$$

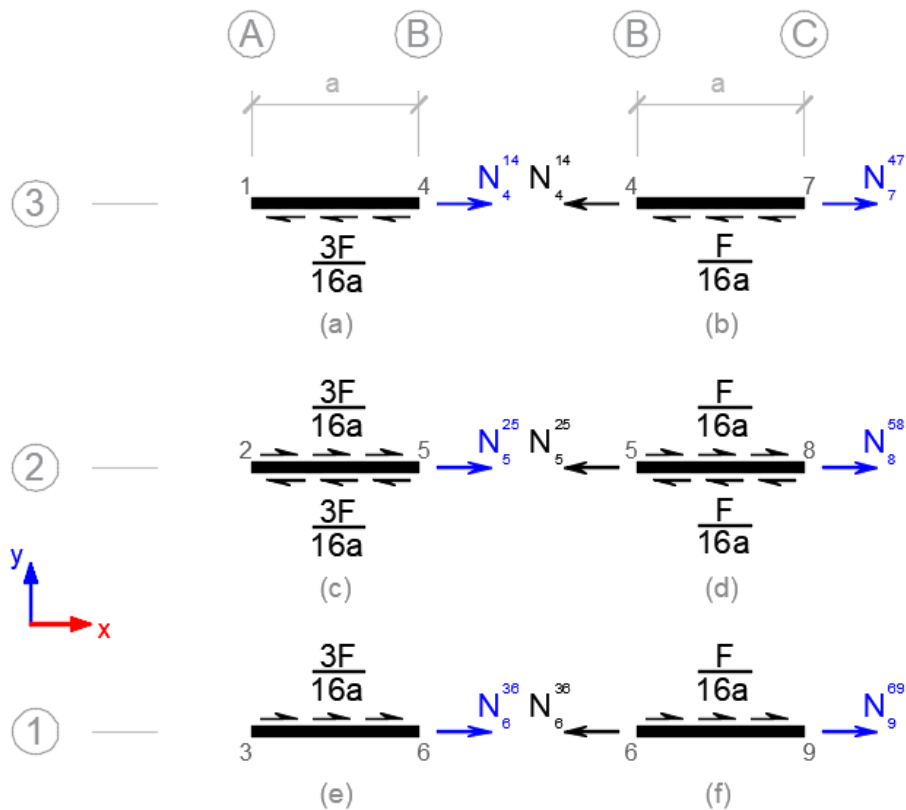


Figura N°3.23 Diagrama de cuerpo libre de las barras horizontales ubicadas entre los ejes A y C del modelo Panel y Barra del diafragma, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección Y

Debido a que los flujos de corte que actúan en los paneles ubicados entre los ejes C y E son del mismo valor, pero de signo opuesto a los paneles ubicados entre los ejes A y C, la distribución de las fuerzas axiales en las barras del modelo es simétrica con respecto al eje C. La Figura N°3.24 muestra la distribución de las fuerzas axiales obtenidas en las barras del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para la fuerza sísmica ( $F$ ) en la dirección Y.

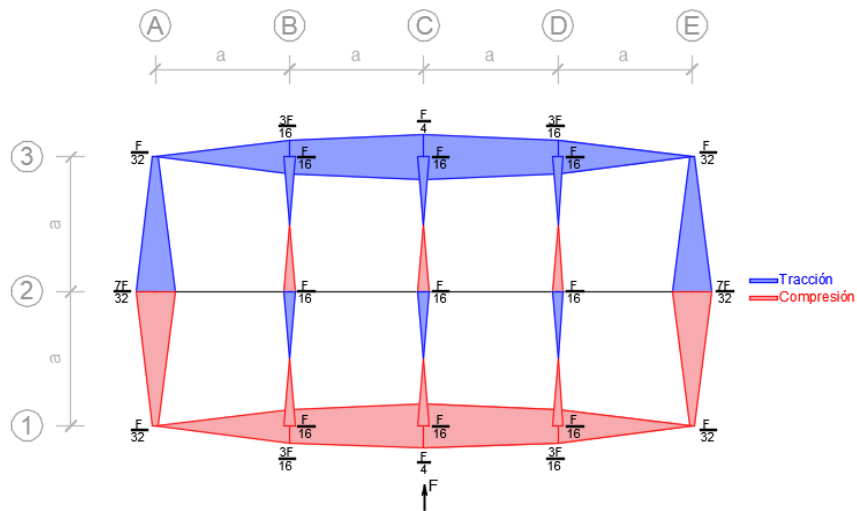


Figura N°3.24 Distribución de las fuerzas axiales obtenidas en las barras del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, sin considerar aberturas, para el sismo en la dirección Y

### 3.4.1.2. Diafragma con abertura

En este segundo escenario, se consideran las aberturas del diafragma en el modelo Panel y Barra, las cuales se ubican en los paneles 1, 2, 7 y 8 del modelo (ver Figura N°3.9). Para esto, cada uno de estos se ha subdividido en tres paneles más pequeños, como se muestra en la Figura N°3.25.

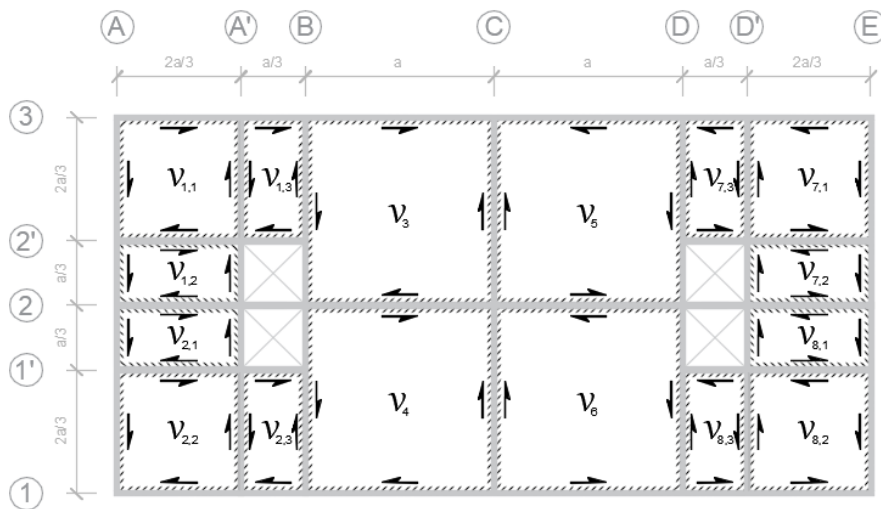


Figura N°3.25 Distribución del flujo de corte en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, considerando aberturas



### 3.4.1.2.1. Sismo en la dirección X

La Figura N°3.26 muestra el diagrama de cuerpo libre del modelo Panel y Barra ubicado entre los ejes 1 y 2 para la fuerza sísmica en la dirección X. La notación del flujo de corte en los paneles ( $v_{ij}$ ) es definida por dos subíndices, donde el segundo término ( $j$ ) indica el número del panel subdividido con respecto al panel original al cual pertenece, definido por el primer término ( $i$ ). Además, las fuerzas en color rojo representan las fuerzas internas de los paneles y barras adyacentes a la zona del diafragma en estudio, que actúan en esta, y obtenidas del primer escenario. Estas fuerzas son  $F/16a$  y  $F/16$ , correspondientes al flujo de corte en los paneles 3 y 5 (ver Figura N°3.14), y la fuerza axial en el extremo superior de las barras verticales ubicadas en los ejes A y E (ver Figura N°3.17); respectivamente. Además, debido a la simetría del modelo con respecto al eje 2, los flujos de corte que actúan encima de los paneles 2 y 8, son  $v_{2,1}$  y  $v_{8,1}$ , respectivamente.

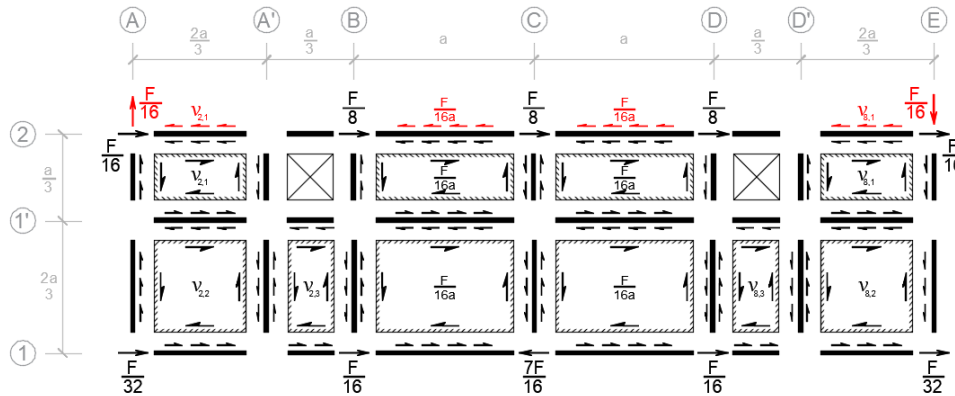


Figura N°3.26 Diagrama de cuerpo libre del modelo Panel y Barra del diafragma ubicado entre los ejes 1 y 2, considerando las aberturas, para el sismo en la dirección X

A partir de la resolución del sistema de ecuaciones de equilibrio en los ejes 1, 2, y B, se obtiene los flujos de corte en estos 6 paneles. Aplicando el equilibrio de fuerzas en el eje 2 (ver Figura N°3.27a), se obtiene:

$$\frac{F}{16} + \frac{F}{8} + \frac{F}{8} + \frac{F}{8} + \frac{F}{16} - 2v_{2,1} \cdot \frac{2a}{3} - \frac{F}{16a} \cdot 4a - 2v_{8,1} \cdot \frac{2a}{3} = 0$$

$$v_{2,1} + v_{8,1} = \frac{3F}{16a} \quad (3.36)$$

La Figura N°3.27b muestra el equilibrio en el eje 1, obteniéndose:

$$\frac{F}{32} + \frac{F}{16} - \frac{7F}{16} + \frac{F}{16} + \frac{F}{32} + \frac{2a}{3} \cdot (v_{2,2} + v_{8,2}) + \frac{a}{3} \cdot (v_{2,3} + v_{8,3}) + \frac{F}{16a} \cdot 2a = 0$$

$$2 \cdot (v_{2,2} + v_{8,2}) + (v_{2,3} + v_{8,3}) = \frac{3F}{8a} \quad (3.37)$$

De forma análoga para el eje B (ver Figura N°3.27c), se obtiene:

$$\frac{F}{16a} \cdot \left( \frac{a}{3} + \frac{2a}{3} \right) - v_{2,3} \cdot \frac{2a}{3} = 0$$

$$v_{2,3} = \frac{3F}{32a} \quad (3.38)$$

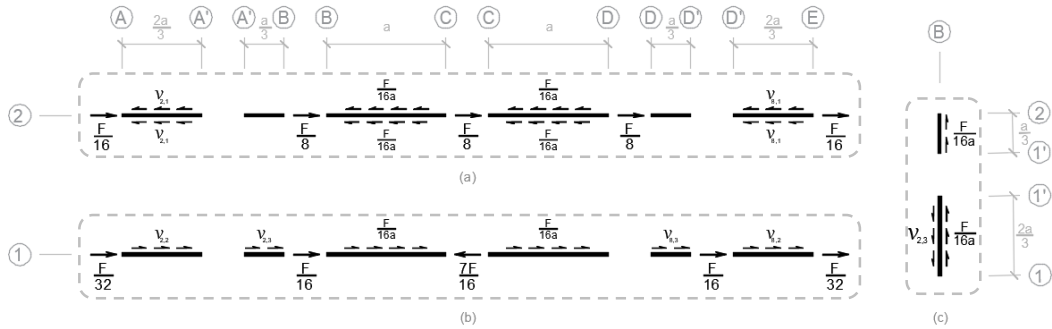


Figura N°3.27 Equilibrio de fuerzas externas e internas en los ejes 1, 2 y B del modelo Panel y Barra del diafragma, considerando aberturas, para el sismo en la dirección X

De las ecuaciones 3.36-3.38, se aprecia que el sistema de ecuaciones es indeterminado de orden 3 y no presenta solución. Entonces, se realiza las siguientes consideraciones de flujo de corte en paneles similares para levantar la indeterminación:

$$v_{2,1} = v_{8,1} \quad (3.39)$$

$$v_{2,3} = v_{8,3} \quad (3.40)$$

$$v_{2,2} = v_{8,2} \quad (3.41)$$

Reemplazando la ecuación 3.39 en la ecuación 3.36, se obtiene:

$$v_{2,1} = v_{8,1} = \frac{3F}{32a} \quad (3.42)$$

A partir de las ecuaciones 3.38 y 3.40, se obtiene:

$$v_{2,3} = v_{8,3} = \frac{3F}{32a} \quad (3.43)$$

Finalmente, se obtienen los flujos de corte  $v_{2,2}$  y  $v_{8,2}$ , reemplazando las ecuaciones 3.41 y 3.43 en la ecuación 3.37:

$$v_{2,2} = v_{8,2} = \frac{3F}{64a} \quad (3.44)$$

En la Figura N°3.28 se muestra la orientación y el valor de los flujos de corte obtenidos en cada panel del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, considerando sus aberturas, para la fuerza sísmica ( $F$ ) en la dirección X. Además,

en esta figura las fuerzas en color gris y azul representan la distribución de la fuerza sísmica en los nudos del modelo y las fuerzas de reacción, respectivamente.

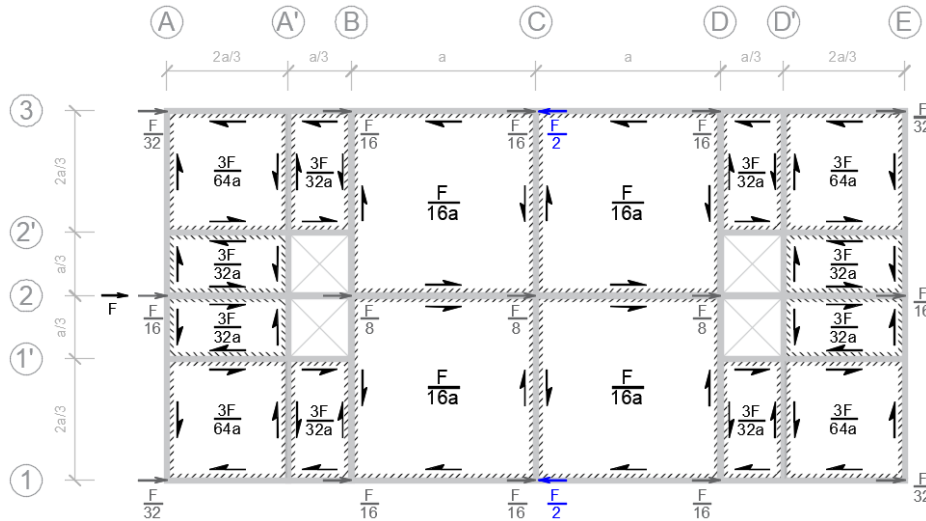


Figura N°3.28 Orientación y valor del flujo de corte en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, considerando las aberturas, para el sismo en la dirección X

Luego, se obtiene las fuerzas axiales en las barras del modelo. Para esto, la Figura N°3.29 muestra el diagrama de cuerpo libre de las barras horizontales que se encuentran entre los ejes 1 y 2, correspondiente sólo a los paneles 2 y 8. En principio, se obtiene  $N_6^{3,6}$  a partir del equilibrio en la barra definida por los nudos 3 y 6 (ver Figura N°3.29a):

$$\frac{F}{32} + \frac{3F}{64a} \cdot \frac{2a}{3} + N_6^{3,6} = 0 \quad (3.45)$$

$$N_6^{3,6} = -\frac{F}{16} (\leftarrow)$$

Para las barras horizontales restantes, se realiza el mismo procedimiento de forma análoga. A continuación, se muestran los resultados en el orden obtenido:

$$N_9^{6,9} = -\frac{3F}{32} (\leftarrow) \quad (3.46)$$

$$N_{15}^{15,18} = -\frac{F}{16} (\leftarrow) \quad (3.47)$$

$$N_{12}^{12,15} = -\frac{3F}{32} (\leftarrow) \quad (3.48)$$

$$N_5^{2,5} = -\frac{F}{32} (\leftarrow) \quad (3.49)$$

$$N_8^{5,8} = 0 \quad (3.50)$$

$$N_{14}^{14,17} = -\frac{F}{32} (\leftarrow) \quad (3.51)$$

$$N_{11}^{11,14} = 0 \quad (3.52)$$

$$N_4^{1,4} = N_7^{4,7} = \frac{F}{16} (\rightarrow) \quad (3.53)$$

$$N_{13}^{13,16} = N_{10}^{10,13} = \frac{F}{16} (\rightarrow) \quad (3.54)$$

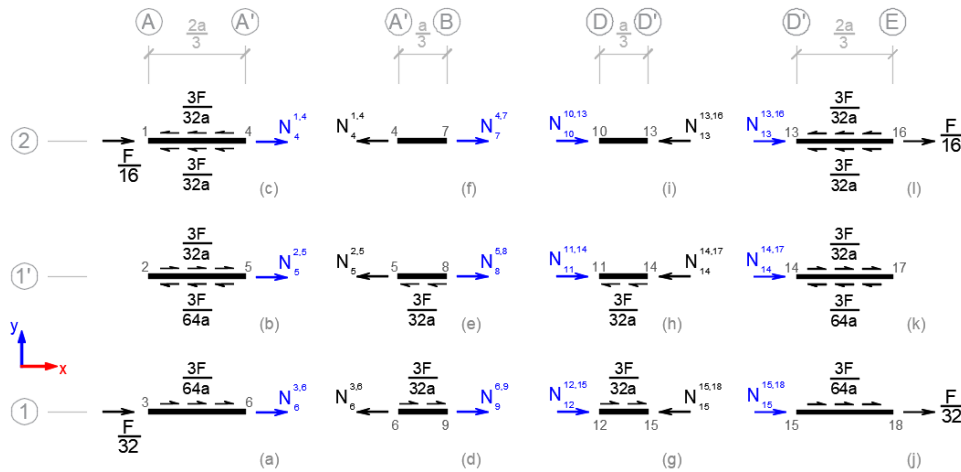


Figura N°3.29 Diagrama de cuerpo libre de las barras horizontales ubicadas entre los ejes 1 y 2 del modelo Panel y Barra del diafragma, considerando aberturas, para el sismo en la dirección X

Seguidamente, se obtienen las fuerzas axiales de las barras verticales del modelo que se encuentran entre los ejes 1 y 2, a partir de sus diagramas de cuerpo libre correspondientes, como se muestra en la Figura N°3.30. Aplicando el equilibrio en la barra definida por los nudos 2 y 3 (ver Figura N°3.30a), se obtiene  $N_2^{2,3}$ :

$$\frac{3F}{64a} \cdot \frac{2a}{3} + N_2^{2,3} = 0 \quad (3.55)$$

$$N_2^{2,3} = -\frac{F}{32} (\downarrow)$$

Al igual que en las barras horizontales, se muestran los resultados de las fuerzas axiales en las barras verticales restantes, en el orden obtenido:

$$N_1^{1,2} = -\frac{F}{16} (\downarrow) \quad (3.56)$$

$$N_5^{5,6} = -\frac{F}{32} (\downarrow) \quad (3.57)$$

$$N_4^{4,5} = 0 \quad (3.58)$$

$$N_8^{8,9} = \frac{F}{48} (\uparrow) \quad (3.59)$$

$$N_7^{7,8} = 0 \quad (3.60)$$

$$N_{11}^{11,12} = -\frac{F}{48} (\downarrow) \quad (3.61)$$

$$N_{10}^{10,11} = 0 \quad (3.62)$$

$$N_{14}^{14,15} = \frac{F}{32} (\uparrow) \quad (3.63)$$

$$N_{13}^{13,14} = 0 \quad (3.64)$$

$$N_{18}^{17,18} = \frac{F}{32} (\uparrow) \quad (3.65)$$

$$N_{16}^{16,17} = \frac{F}{16} (\uparrow) \quad (3.66)$$

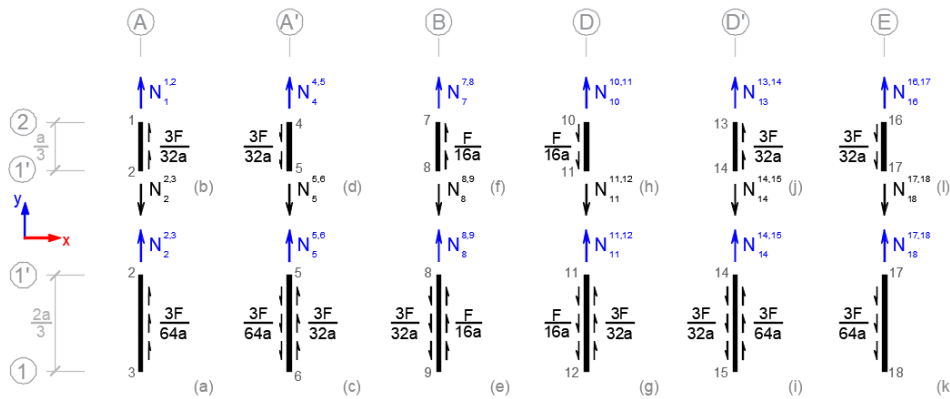


Figura N°3.30 Diagrama de cuerpo libre de las barras verticales ubicadas entre los ejes 1 y 2 del modelo Panel y Barra del diafragma, considerando aberturas, para el sismo en la dirección X

La Figura N°3.31 muestra la distribución de las fuerzas axiales en las barras del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, considerando sus aberturas, para la fuerza sísmica ( $F$ ) en la dirección X.

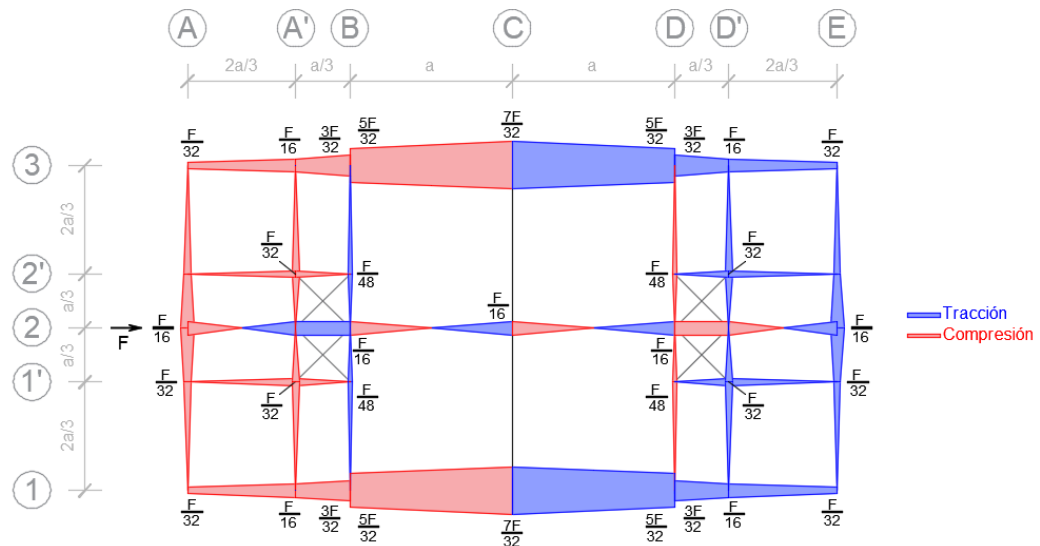


Figura N°3.31 Distribución de fuerzas axiales obtenidas en las barras del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, considerando aberturas, para el sismo en la dirección X

Una vez obtenida la demanda de fuerzas en los elementos del modelo Panel y Barra del diafragma, considerando aberturas, para la fuerza sísmica en la dirección X, se procedió con su diseño para los cuatro edificios en estudio. En principio, se evalúa la cuantía de refuerzo requerida ( $\rho_t$ ) en el panel más crítico, cuyo valor es de  $3F/32a$ , sólo para el enfoque de fuerzas del ASCE 7 (2016). Esto se ilustra en la Figura N°3.32a, donde se observa que no se requiere cuantía de refuerzo para esta dirección de análisis, debido a que el flujo de corte máximo ( $v_{m\acute{a}x}$ ) es menor al flujo de corte resistente del concreto ( $\phi_v V_c$ ), igual a 38.6 kN/m, como se muestra en la Figura N°3.32b. Puesto que las fuerzas de piso obtenidas con la E.030 (2018) son menores a las del ASCE 7 (2016), tampoco se requiere cuantía y no se muestran los resultados.

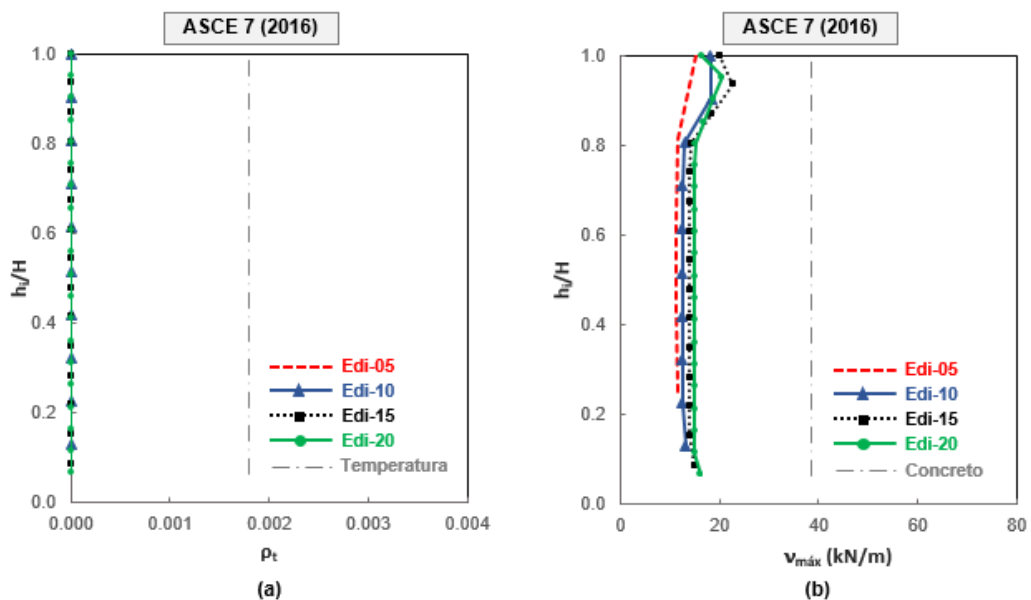


Figura N°3.32 Fuerza sísmica en la dirección X: (a) Cuantía máxima del diafragma con el enfoque del ASCE 7 (2016) (b) Flujo de corte máximo del diafragma para las fuerzas del ASCE 7 (2016)

Finalmente, se diseña las barras del modelo Panel y Barra que idealizan el borde de las aberturas en el diafragma, cuyas dimensiones del ancho y peralte se consideran iguales a 300 mm y 50 mm. Las Figuras N°3.33 y N°3.33b muestran el área de refuerzo longitudinal requerido ( $A_s$ ) y el esfuerzo de compresión ( $\sigma_c$ ) para los cuatro edificios en estudio, respectivamente. Estos resultados se obtuvieron a partir de las fuerzas máximas de tracción ( $N_t$ ) y de compresión ( $N_c$ ), iguales a  $F/32$ , evaluadas con los enfoques de la norma E.030 (2018) y del ASCE 7 (2016). Además, en la Figura N°3.33b se muestra el valor del esfuerzo de compresión permisible en la barra para efectos de requerir refuerzo transversal, igual a  $0.5f'_c$ .

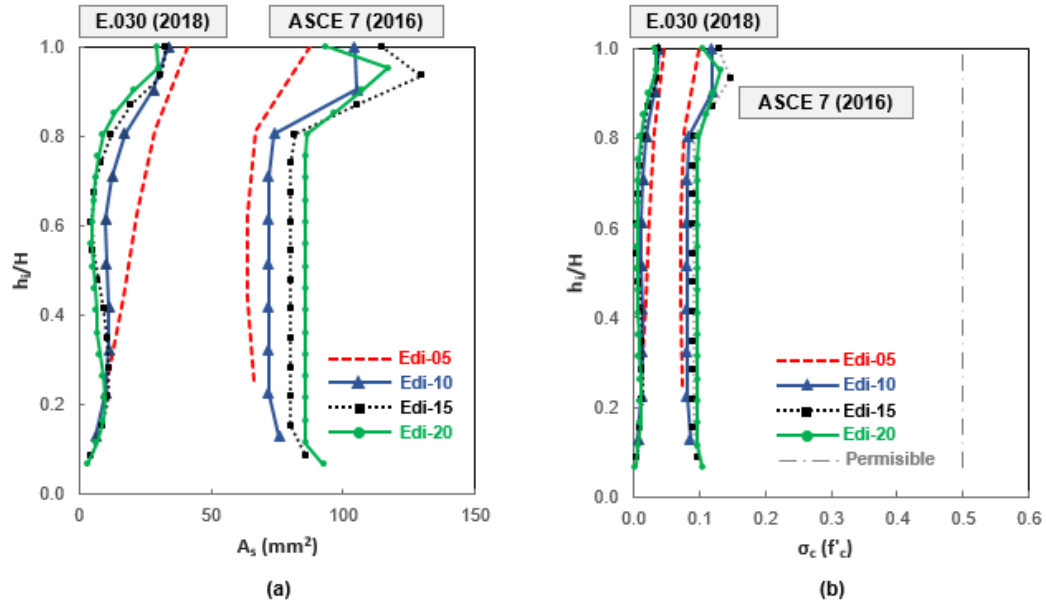


Figura N°3 33 Resultados en el borde de las aberturas del diafragma en estudio para el sismo en la dirección X: (a) Área del refuerzo longitudinal requerido (b) Esfuerzo de compresión

#### 3.4.1.2.2. Sismo en la dirección Y

Para la fuerza sísmica en la dirección Y, la Figura N°3.34 muestra el diagrama de cuerpo libre del modelo Panel y Barra ubicado entre los ejes A y B. Al igual que en la dirección X, las fuerzas en color rojo representan las fuerzas de los paneles y las barras adyacentes a la parte del modelo en estudio, que actúan en esta. Estas fuerzas resultan  $F/16a$  y  $3F/16$ , obtenidas del primer escenario, donde la primera corresponde al flujo de corte en los paneles 3 y 4 (ver Figura N°3.21), mientras que la segunda a la fuerza axial en el extremo izquierdo de las barras horizontales ubicadas entre los ejes B y C (ver Figura N°3.24).

Mediante la solución del sistema de ecuaciones de equilibrio en los ejes A, B y 1, se obtienen los flujos de corte en estos 6 paneles. Entonces, del equilibrio de fuerzas correspondiente al eje A (ver Figura N°3.35a), se obtiene:

$$\begin{aligned} \frac{F}{32} - \frac{7F}{16} + \frac{F}{32} + (v_{1,1} + v_{2,2}) \cdot \frac{2a}{3} + (v_{1,2} + v_{2,1}) \cdot \frac{a}{3} &= 0 \\ (v_{1,1} + v_{2,2}) \cdot \frac{2a}{3} + (v_{1,2} + v_{2,1}) \cdot \frac{a}{3} &= \frac{3F}{8} \end{aligned} \quad (3.67)$$

De forma análoga para el eje B (ver Figura N°3.35b), se obtiene:

$$\begin{aligned} \frac{F}{16} + \frac{F}{8} + \frac{F}{16} + \frac{F}{16a} \cdot 2a - (v_{1,3} + v_{2,3}) \cdot \frac{2a}{3} &= 0 \\ (v_{1,3} + v_{2,3}) \cdot \frac{a}{3} &= \frac{3F}{16} \end{aligned} \quad (3.68)$$

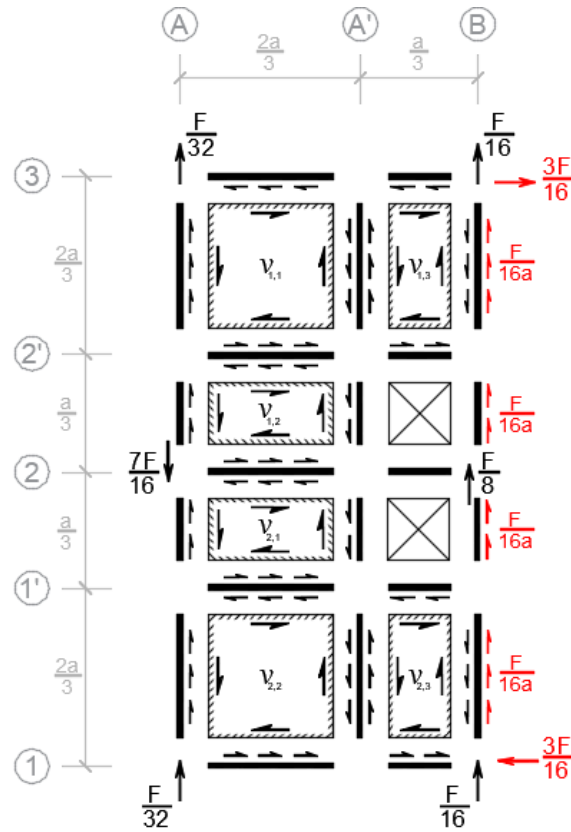


Figura N°3.34 Diagrama de cuerpo libre del modelo Panel y Barra del diafragma ubicado entre los ejes A y B, considerando las aberturas, para el sismo en la dirección Y

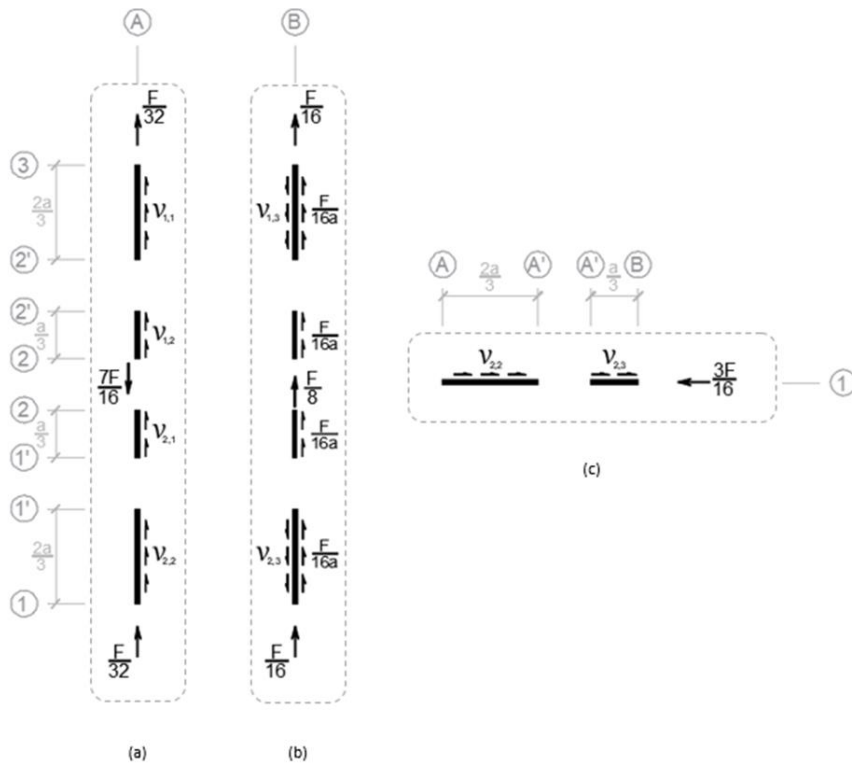


Figura N°3.35 Equilibrio de fuerzas externas e internas en los ejes A, B y 1 del modelo Panel y Barra del diafragma, considerando aberturas, para el sismo en la dirección Y



Seguidamente, la Figura N°3.35c muestra el equilibrio en el eje 1, obteniéndose:

$$v_{2,2} \cdot \frac{2a}{3} + v_{2,3} \cdot \frac{a}{3} - \frac{3F}{16} = 0$$
$$(2v_{2,2} + v_{2,3}) \cdot \frac{a}{3} = \frac{3F}{16} \quad (3.69)$$

Al igual que la dirección X de este segundo escenario, el número de incógnitas es mayor al número de ecuaciones. Entonces, se realizan las siguientes suposiciones del flujo de corte en paneles de geometría similar para resolver el sistema:

$$v_{1,3} = v_{2,3} \quad (3.70)$$

$$v_{1,1} = v_{2,2} \quad (3.71)$$

$$v_{1,2} = v_{2,1} \quad (3.72)$$

Reemplazando la ecuación 3.70 en la ecuación 3.68, se obtiene:

$$v_{1,3} = v_{2,3} = \frac{9F}{32a} \quad (3.73)$$

Las ecuaciones 3.71 y 3.73 se reemplazan en la ecuación 3.69, obteniéndose:

$$v_{2,2} = v_{1,1} = \frac{9F}{64a} \quad (3.74)$$

Finalmente, se obtienen los flujos de corte  $v_{1,2}$  y  $v_{2,1}$ , reemplazando las ecuaciones 3.74 y 3.72 en la ecuación 3.67:

$$v_{2,1} = v_{1,2} = \frac{9F}{32a} \quad (3.75)$$

Con respecto a los flujos de corte en los paneles 7 y 8, se obvió su procedimiento debido a la simetría del modelo con respecto al eje C. La Figura N°3.36 muestra el valor obtenido, con su respectiva orientación, de los flujos de corte en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, considerando aberturas, para la fuerza sísmica ( $F$ ) en la dirección Y. Al igual que en la dirección X, las fuerzas en color gris representan la distribución de la fuerza sísmica en los nudos del modelo, y las fuerzas en color azul sus correspondientes fuerzas de reacción.

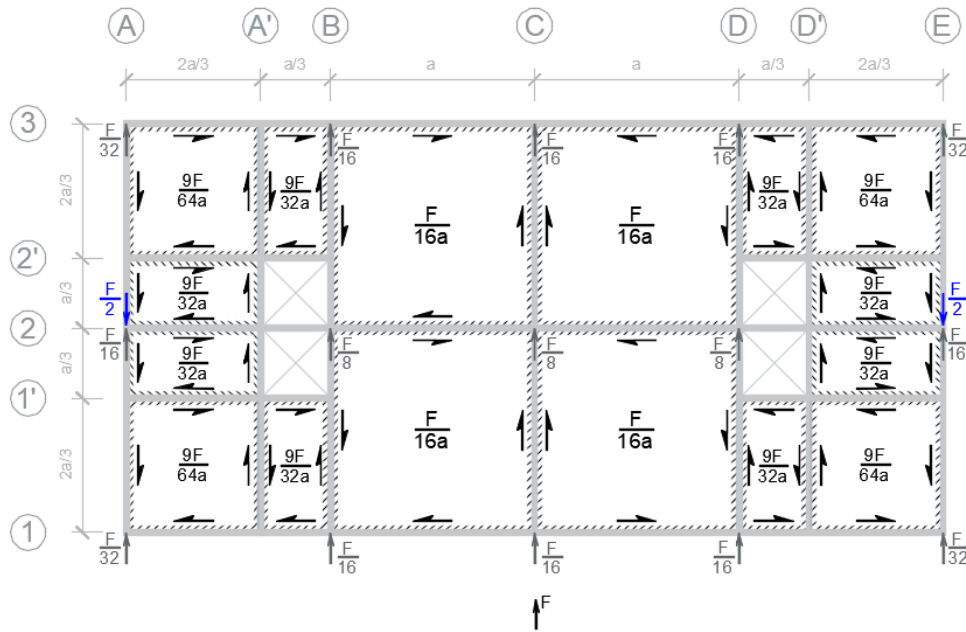


Figura N°3.36 Orientación y valor del flujo de corte en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, considerando las aberturas, para el sismo en la dirección Y

A partir de los flujos de corte mostrados en la Figura N°3.36, se obtienen las fuerzas axiales en las barras del modelo. La Figura N°3.37 muestra el diagrama de cuerpo libre de las barras verticales que se encuentran entre los ejes A y B. Con base al equilibrio de la barra definida por los nudos 1 y 2 (ver Figura N°3.37a), se obtiene  $N_2^{1,2}$ :

$$\frac{F}{32} + \frac{9F}{64a} \cdot \frac{2a}{3} + N_2^{1,2} = 0 \quad (3.76)$$

$$N_2^{1,2} = -\frac{F}{8} (\downarrow)$$

Para el resto de barras verticales se sigue el mismo procedimiento, por lo que sólo se presenta los resultados en el orden obtenido:

$$N_3^{2,3} = -\frac{7F}{32} (\downarrow) \quad (3.77)$$

$$N_4^{4,5} = -\frac{F}{8} (\downarrow) \quad (3.78)$$

$$N_3^{3,4} = -\frac{7F}{32} (\downarrow) \quad (3.79)$$

$$N_7^{6,7} = -\frac{3F}{32} (\downarrow) \quad (3.80)$$

$$N_7^{7,8} = 0 \quad (3.81)$$

$$N_9^{8,9} = \frac{3F}{32} (\uparrow) \quad (3.82)$$

$$N_{12}^{11,12} = \frac{F}{12} (\uparrow) \quad (3.83)$$

$$N_{13}^{12,13} = \frac{F}{16} (\uparrow) \quad (3.84)$$

$$N_{14}^{14,15} = \frac{F}{12} (\uparrow) \quad (3.85)$$

$$N_{13}^{13,14} = \frac{F}{16} (\uparrow) \quad (3.86)$$

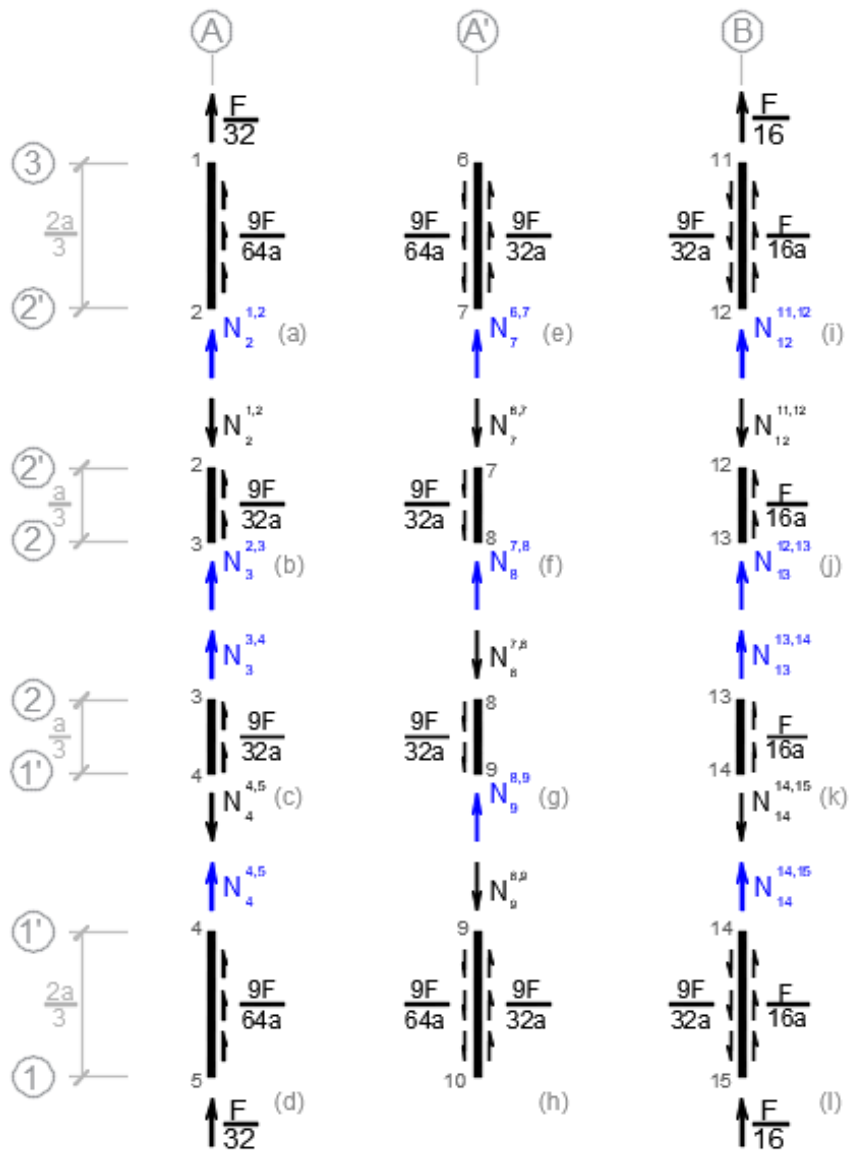


Figura N°3.37 Diagrama de cuerpo libre de las barras verticales ubicadas entre los ejes A y B del modelo Panel y Barra del diafragma, considerando aberturas, para el sismo en la dirección Y

Ahora, la Figura N°3.38 muestra el diagrama de cuerpo libre de las barras horizontales que se encuentran entre los ejes A y B. A partir del equilibrio en la barra definida por los nudos 1 y 6 (ver Figura N°3.38a), se obtiene  $N_6^{1,6}$ :

$$N_6^{1,6} - \frac{9F}{64a} \cdot \frac{2a}{3} = 0 \quad (3.87)$$

$$N_6^{1,6} = \frac{3F}{32} (\rightarrow)$$

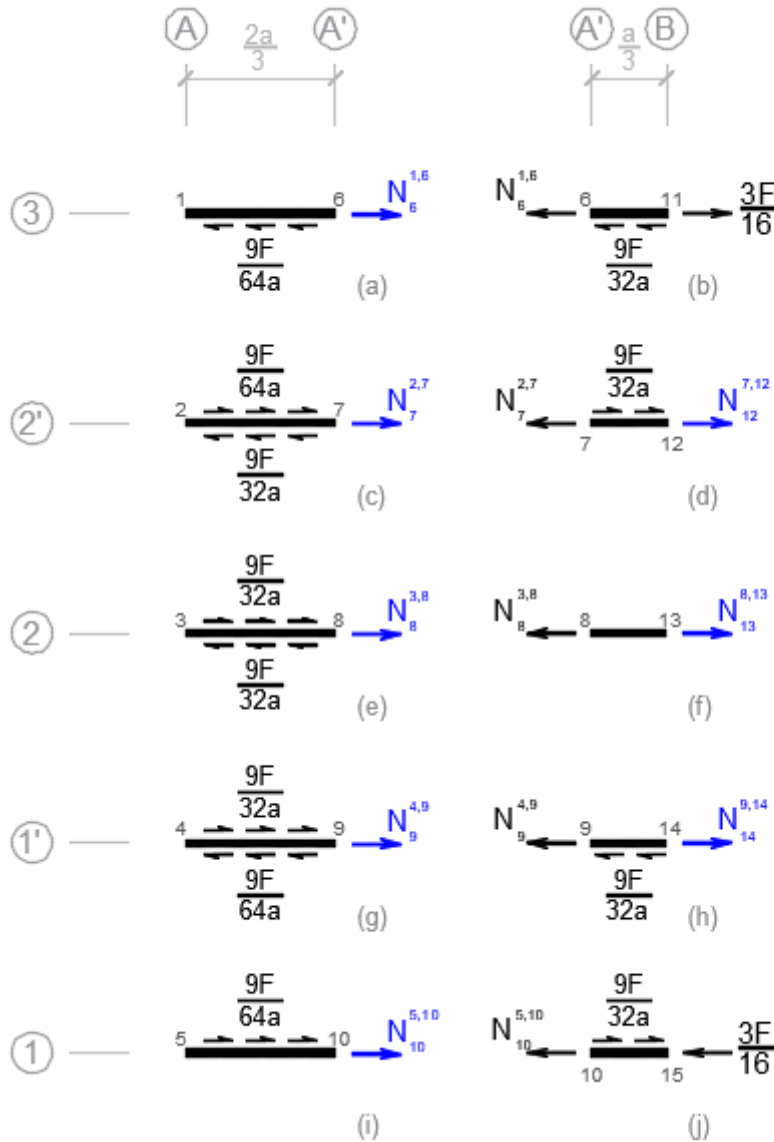


Figura N°3.38 Diagrama de cuerpo libre de las barras horizontales ubicadas entre los ejes A y B del modelo Panel y Barra del diafragma, considerando aberturas, para el sismo en la dirección Y

Para el resto de barras horizontales se sigue el mismo procedimiento, por lo que sólo se presenta los resultados en el orden obtenido:

$$N_7^{2,7} = \frac{3F}{32} (\rightarrow) \quad (3.88)$$

$$N_{12}^{7,12} = N_8^{3,8} = N_{13}^{8,13} = 0 \quad (3.89)$$

$$N_9^{4,9} = -\frac{3F}{32} (\leftarrow) \quad (3.90)$$

$$N_{14}^{9,14} = 0 \quad (3.91)$$

$$N_{10}^{5,10} = -\frac{3F}{32} (\leftarrow) \quad (3.92)$$

La Figura N°3.39 muestra la distribución de las fuerzas axiales en las barras del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, considerando las aberturas, para la fuerza sísmica ( $F$ ) en la dirección Y.

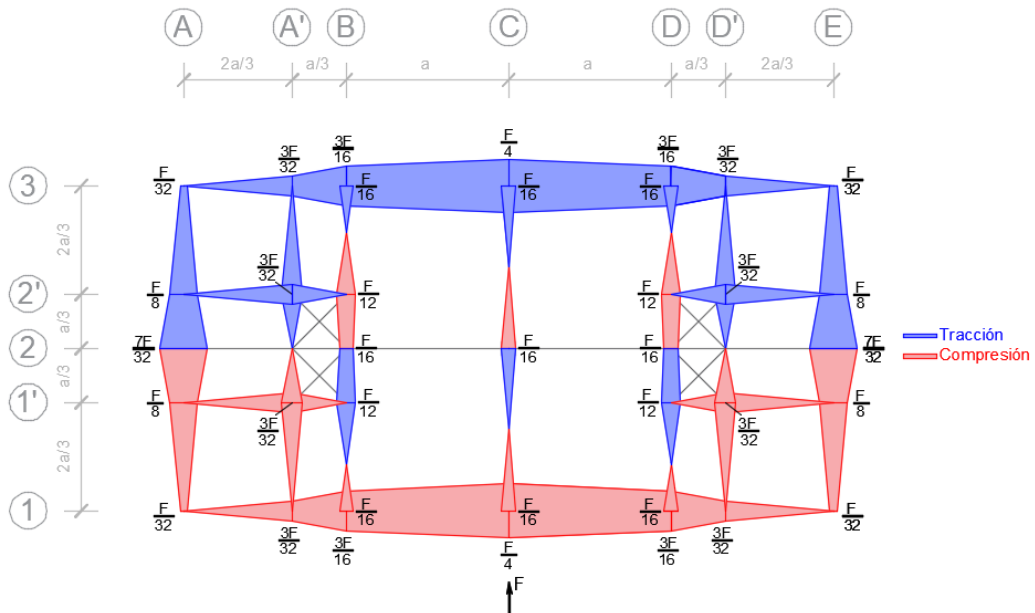


Figura N°3.39 Distribución de fuerzas axiales obtenidas en las barras del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio, considerando aberturas, para el sismo en la dirección Y

La Figura N°3.40a muestra la cuantía de refuerzo requerida ( $\rho_t$ ) para el panel más crítico, cuyo valor del flujo de corte es  $9F/32a$  para el sismo en la dirección Y, en los cuatro edificios en estudio. Sólo se muestra la cuantía para las fuerzas obtenidas con el enfoque del ASCE 7 (2016), ya que no se requiere cuantía para las fuerzas correspondientes de la norma E.030 (2018). Esto último se justifica en la Figura N°3.40b, donde el flujo de corte máximo ( $v_{m\acute{a}x}$ ) no excede el flujo de corte resistente del concreto ( $\phi_v V_c$ ), igual a 38.6 kN/m.

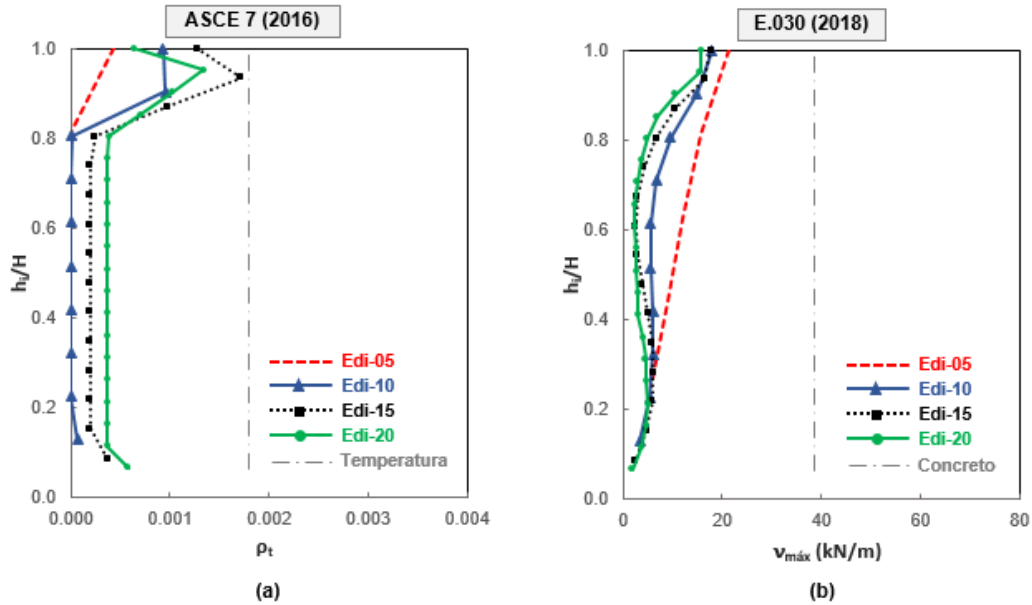


Figura N°3.40 Fuerza sísmica en la dirección Y: (a) Cuantía máxima del diafragma con el enfoque del ASCE 7 (2016) (b) Flujo de corte máximo del diafragma para las fuerzas de la E.030 (2018)

Finalmente, las Figuras N°3.41a y N°3.41b muestran la distribución del área de refuerzo longitudinal requerido ( $A_s$ ) y esfuerzo de compresión ( $\sigma_c$ ) en el borde de las aberturas para cada nivel de los cuatro edificios en estudio, respectivamente; para la fuerza sísmica en la dirección Y. Estos resultados se obtienen a partir de las fuerzas máximas de tracción ( $N_t$ ) y de compresión ( $N_c$ ), iguales a  $3F/32$ , evaluadas con los enfoques de la norma E.030 (2018) y del ASCE 7 (2016).

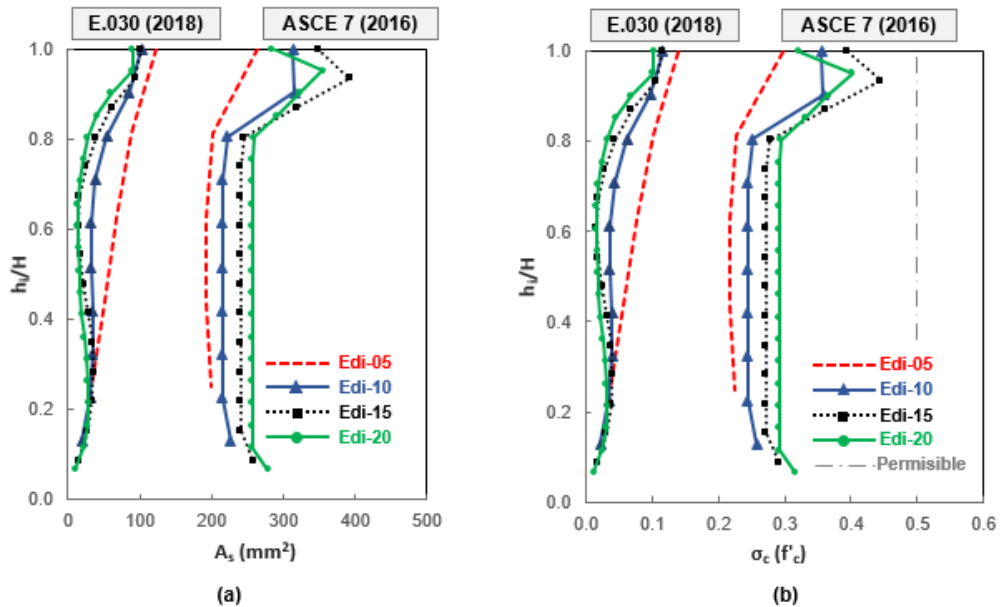


Figura N°3.41 Resultados en el borde de las aberturas del diafragma en estudio para el sismo en la dirección Y: (a) Área del refuerzo longitudinal requerido (b) Esfuerzo de compresión

### 3.4.2. Método Puntal - Tirante

En esta sección se empleó el método Puntal - Tirante, descrito en la sección 2.2.4.2, para el diseño de los diafragmas de concreto armado de los cuatro edificios en estudio, ante las fuerzas sísmicas en las direcciones X e Y. Para esto, se emplearon las fuerzas de diseño para los diafragmas, obtenidas con los enfoques de la norma E.030 (2018) y del ASCE 7 (2016) (ver Figuras N°3.6-N°3.7). El valor empleado del factor de reducción de tirante ( $\phi_t$ ) es igual a 0.85, de acuerdo a la norma E.060 (2009).

#### 3.4.2.1. Sismo en la dirección X

El primer paso es obtener las fuerzas de reacción de los elementos verticales, columnas y muros estructurales, en función de la fuerza sísmica que actúa en el plano del diafragma. Para esto, se empleó un programa comercial, donde se hace uso de la hipótesis de diafragma rígido y los elementos verticales se idealizan mediante elementos Springs (Resortes) con sus correspondientes rigideces laterales, como se aprecia en la Figura N°3.42. Para el análisis, la fuerza sísmica ( $8F$ ) se idealizó como 8 fuerzas puntuales ( $F$ ), obteniéndose las fuerzas de reacción. Estas fuerzas se muestran en las Figuras N°3.43-N°3.46 para cada uno de los edificios en estudio para la dirección X, respectivamente. Seguidamente, se obtiene la trayectoria de esfuerzos principales elásticos en el diafragma (ver Figura N°3.47), donde este se idealizó como un elemento "Shell" del tipo membrana, el cual sólo considera los grados de libertad en el plano.

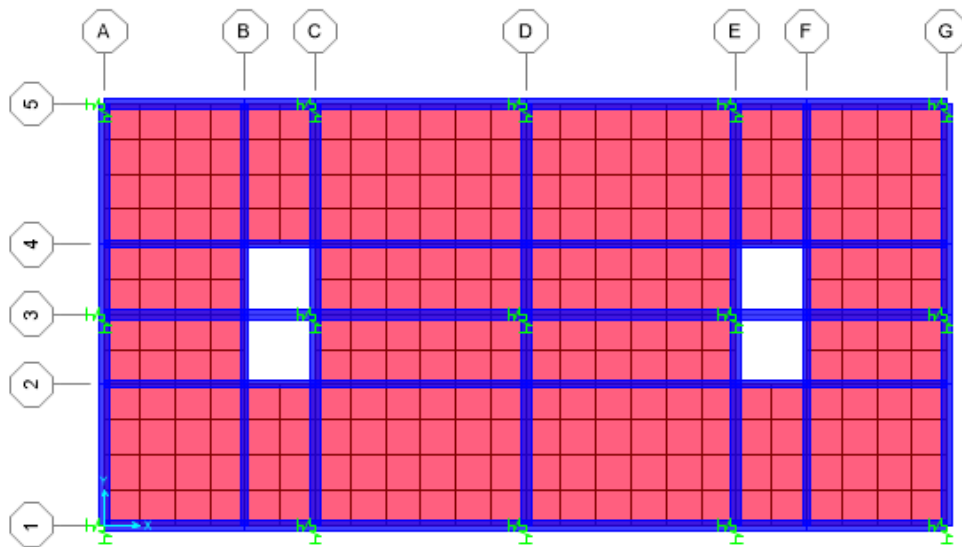


Figura N°3.42 Modelo del diafragma en un programa comercial para el cálculo de las reacciones de los elementos verticales

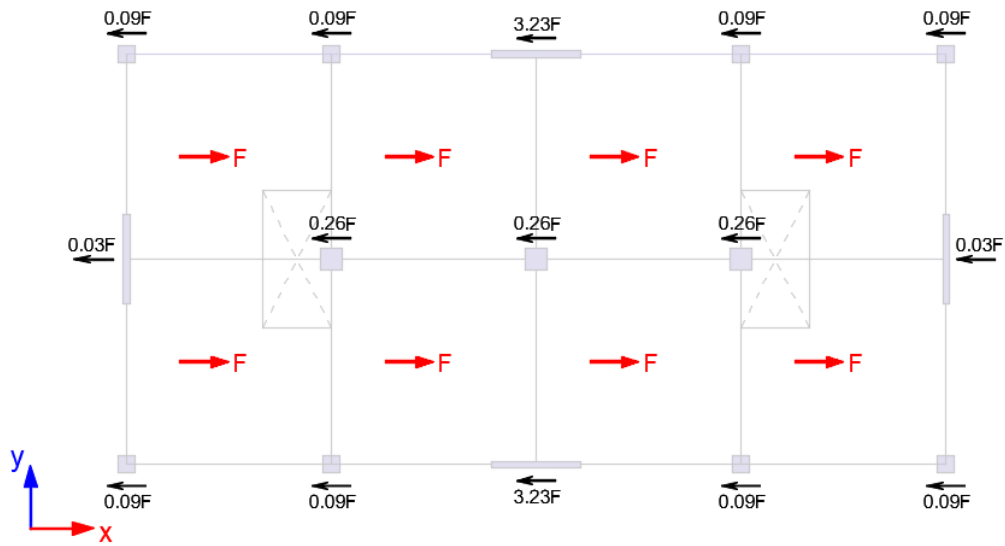


Figura N°3.43 Fuerzas de reacción obtenidas de los elementos verticales para el edificio Edi-05 ante la fuerza sísmica en la dirección X

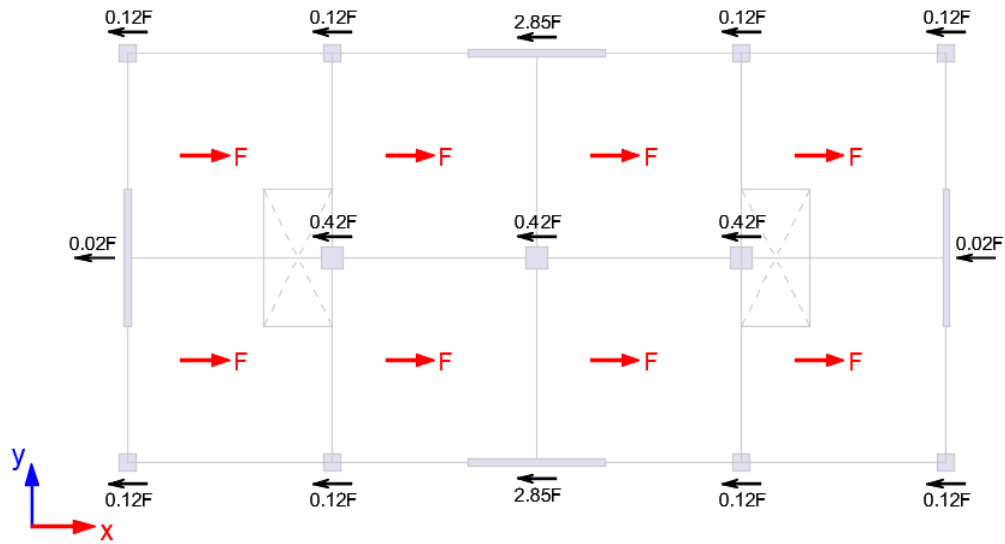


Figura N°3.44 Fuerzas de reacción obtenidas de los elementos verticales para el edificio Edi-10 ante la fuerza sísmica en la dirección X



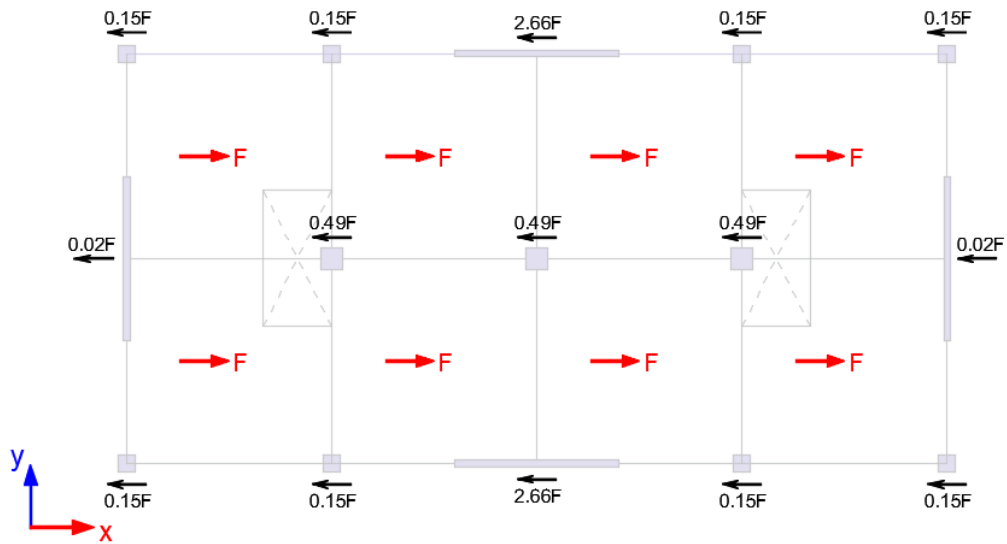


Figura N°3.45 Fuerzas de reacción obtenidas de los elementos verticales para el edificio Edi-15 ante la fuerza sísmica en la dirección X

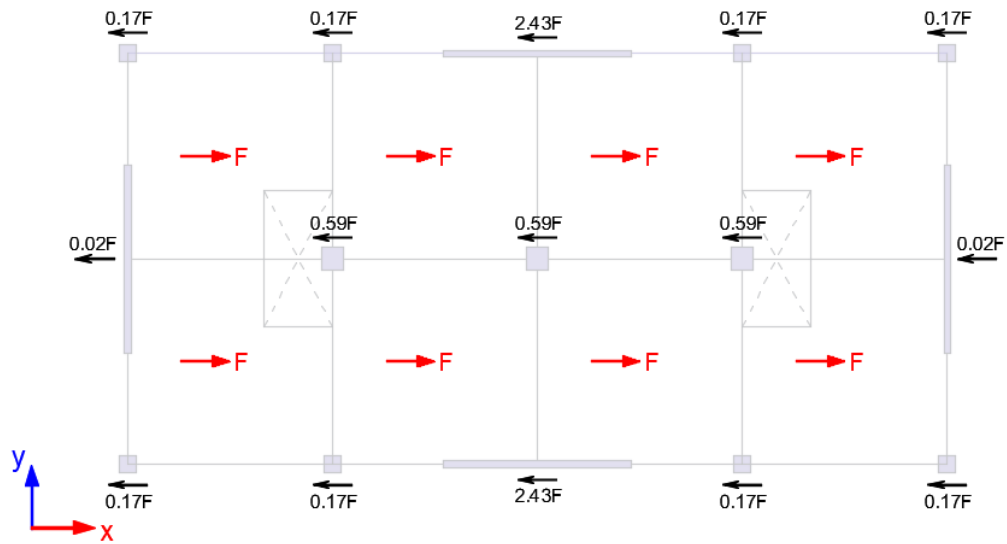


Figura N°3.46 Fuerzas de reacción obtenidas de los elementos verticales para el edificio Edi-20 ante la fuerza sísmica en la dirección X

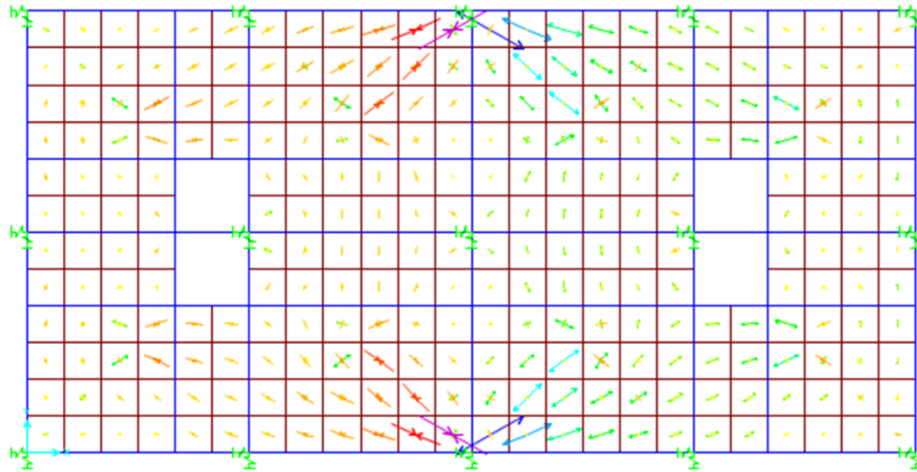


Figura N°3.47 Trayectoria de esfuerzos principales elásticos en plano del diafragma en estudio, para la fuerza sísmica en la dirección X

A partir de esta trayectoria de esfuerzos, se define el modelo Puntal - Tirante del diafragma en estudio. Debido a que las reacciones de los elementos verticales varían para cada uno de los edificios, las Figuras N°3.48-N°3.51 muestran los modelos Puntal - Tirante de los diafragmas para los edificios Edi-05, Edi-10, Edi-15 y Edi-20, respectivamente. En estos modelos, las líneas negras continuas y discontinuas representan los tirantes y puntales, respectivamente; mientras que las flechas de color rojo idealizan la fuerza sísmica ( $8F$ ) en el diafragma para la dirección X. Para la obtención de las fuerzas en los puntales y tirantes, en función de  $F$ , sólo se empleó las ecuaciones de equilibrio de fuerzas en cada nudo del modelo.

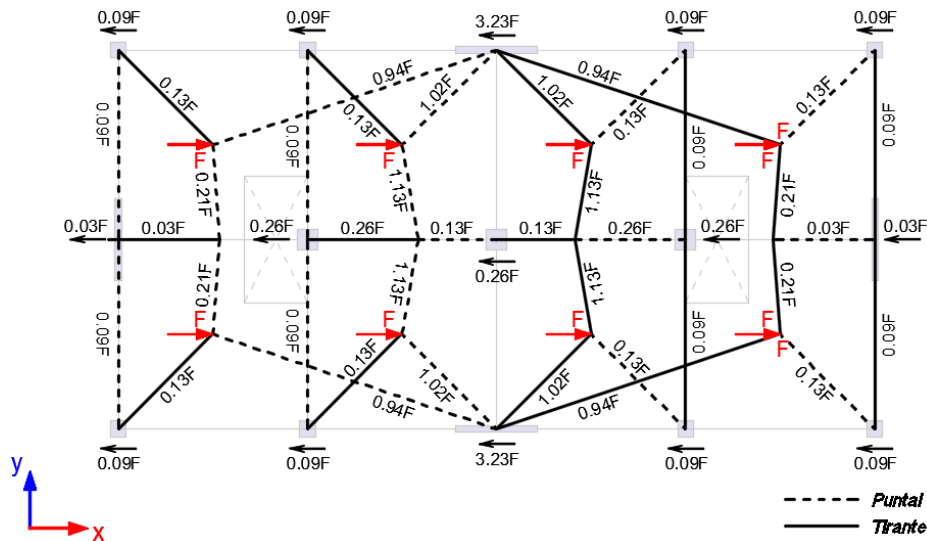


Figura N°3.48 Modelo Puntal - Tirante del diafragma en estudio para el edificio Edi-05 ante la fuerza sísmica en la dirección X

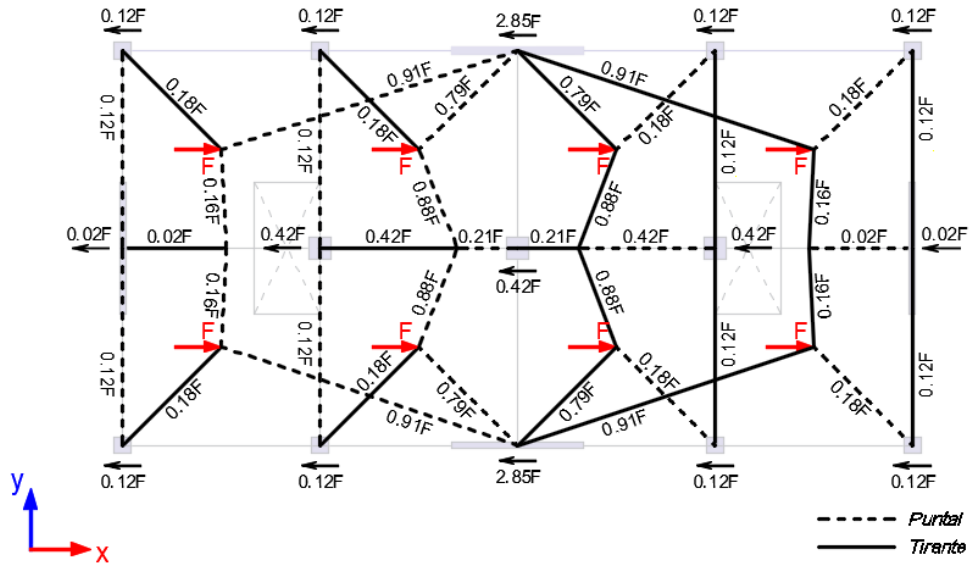


Figura N°3.49 Modelo Puntal - Tirante del diafragma en estudio para el edificio Edi-10 ante la fuerza sísmica en la dirección X

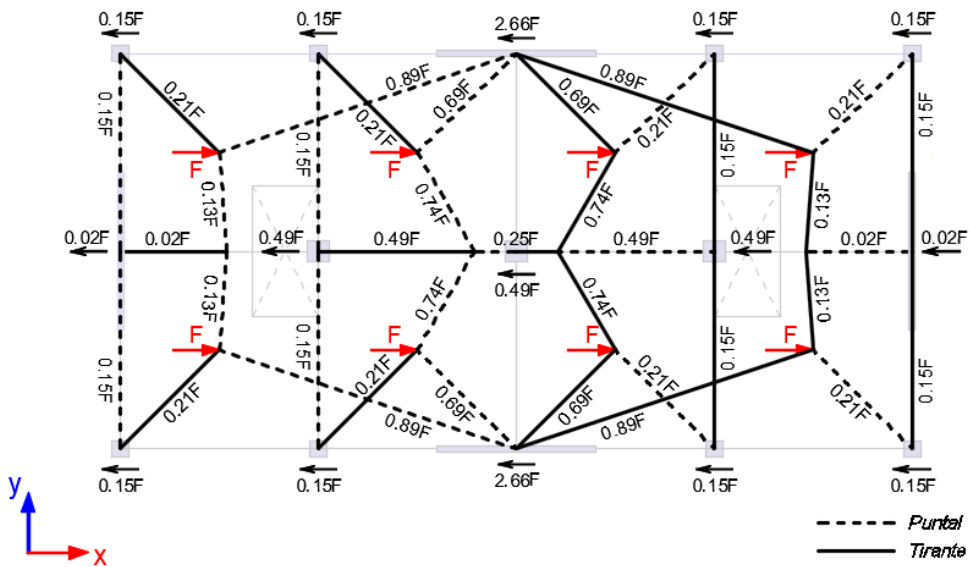


Figura N°3.50 Modelo Puntal - Tirante del diafragma en estudio para el edificio Edi-15 ante la fuerza sísmica en la dirección X

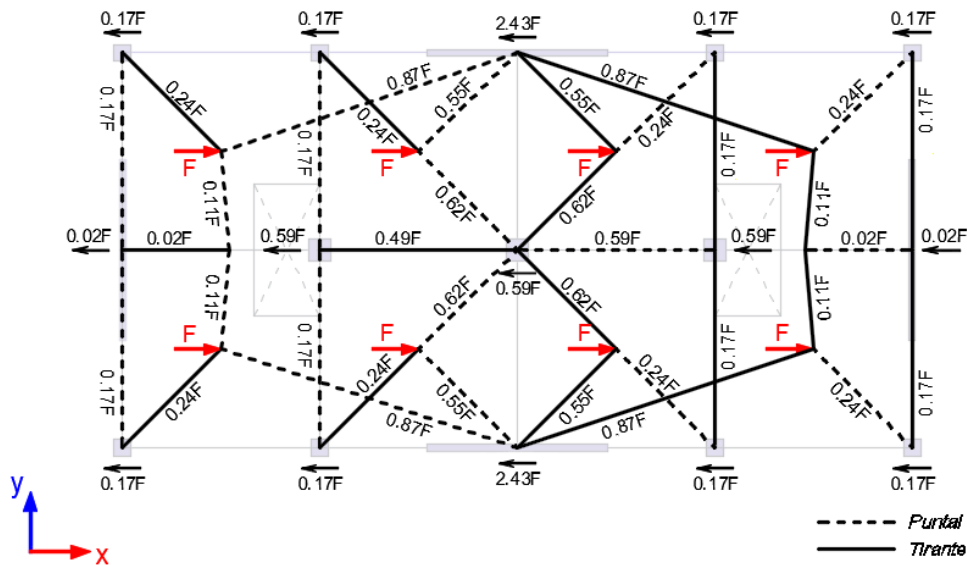


Figura N°3.51 Modelo Puntal - Tirante del diafragma en estudio para el edificio Edi-20 ante la fuerza sísmica en la dirección X

Considerando que el tirante más crítico actúa en un ancho  $L$  igual a 6 m y hace un ángulo  $\theta$  con la horizontal, cuyo valor es igual a un  $\text{Arctan}(1/3)$ , se obtuvo la cuantía de refuerzo requerida ( $\rho_t$ ) en los diafragmas para los cuatro edificios en estudio. La Figura N°3.52 muestra los valores obtenidos, tanto para las fuerzas de los enfoques de la norma E.030 (2018) y del ASCE 7 (2016), junto a la cuantía mínima por temperatura.

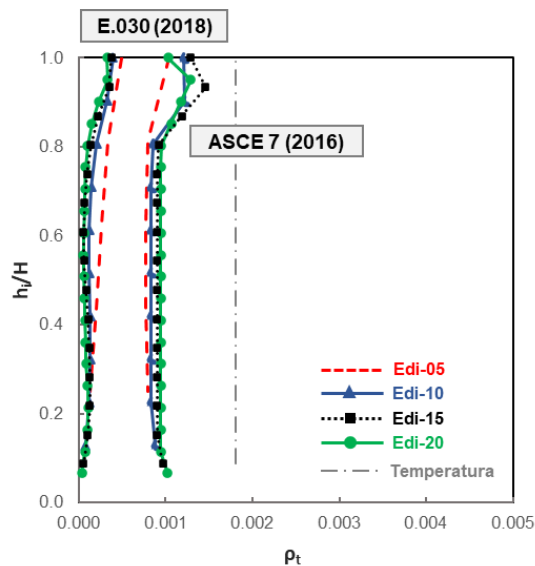


Figura N°3.52 Cuantía máxima del diafragma con el modelo Puntal - Tirante para los edificios en estudio ante la fuerza sísmica en la dirección X

### 3.4.2.2. Sismo en la dirección Y

En principio, se obtienen las fuerzas de reacción de los elementos verticales para la fuerza sísmica en la dirección Y, a partir del modelo del diafragma que se muestra en la Figura N°3.42. Las Figuras N°3.53-N°3.56 muestran los resultados obtenidos de estas fuerzas para los cuatro edificios en estudio, respectivamente. Con la finalidad de obtener los modelos Puntal - Tirante, la Figura N°3.57 muestra la trayectoria de esfuerzos principales elásticos en el plano del diafragma, ante la fuerza sísmica en la dirección Y. Seguidamente, las Figuras N°3.58-N°3.61 muestran los modelos Puntal - Tirante definidos de los diafragmas para los edificios Edi-05, Edi-10, Edi-15 y Edi-20, respectivamente. En estos modelos, las líneas negras continuas y discontinuas representan los tirantes y puntales, respectivamente; mientras que las flechas azules idealizan la fuerza sísmica en el diafragma para la dirección Y. Al igual que en la dirección X, las fuerzas en los tirante y puntales se obtuvieron a partir de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas en cada nudo del modelo.

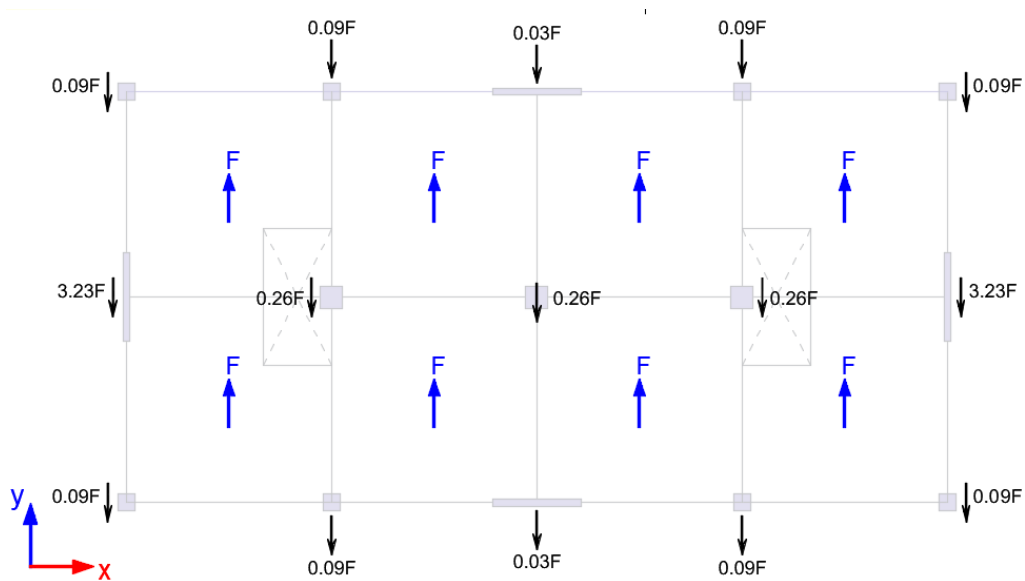


Figura N°3.53 Fuerzas de reacción obtenidas de los elementos verticales para el edificio Edi-05 ante la fuerza sísmica en la dirección Y

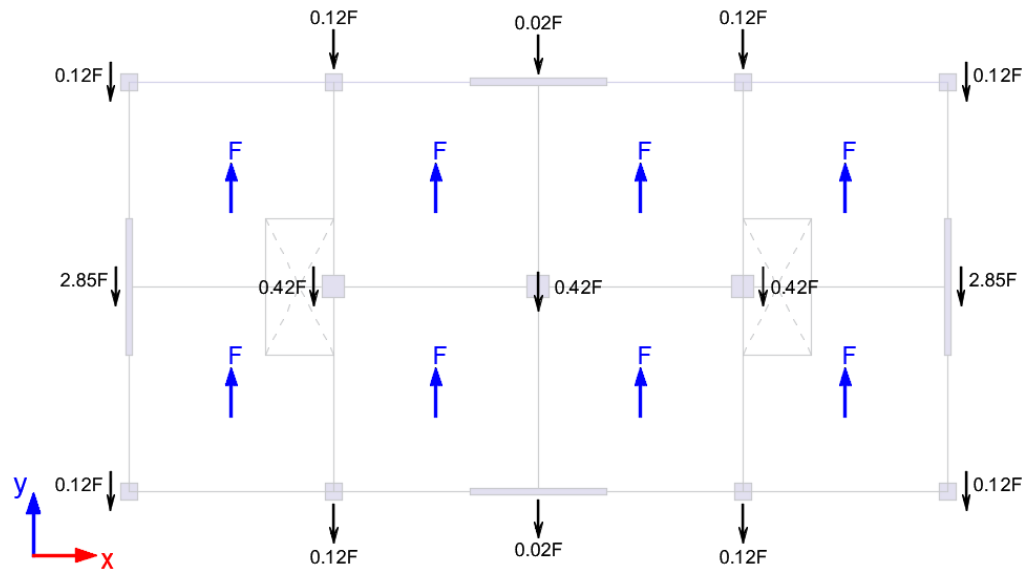


Figura N°3.54 Fuerzas de reacción obtenidas de los elementos verticales para el edificio Edi-10 ante la fuerza sísmica en la dirección Y

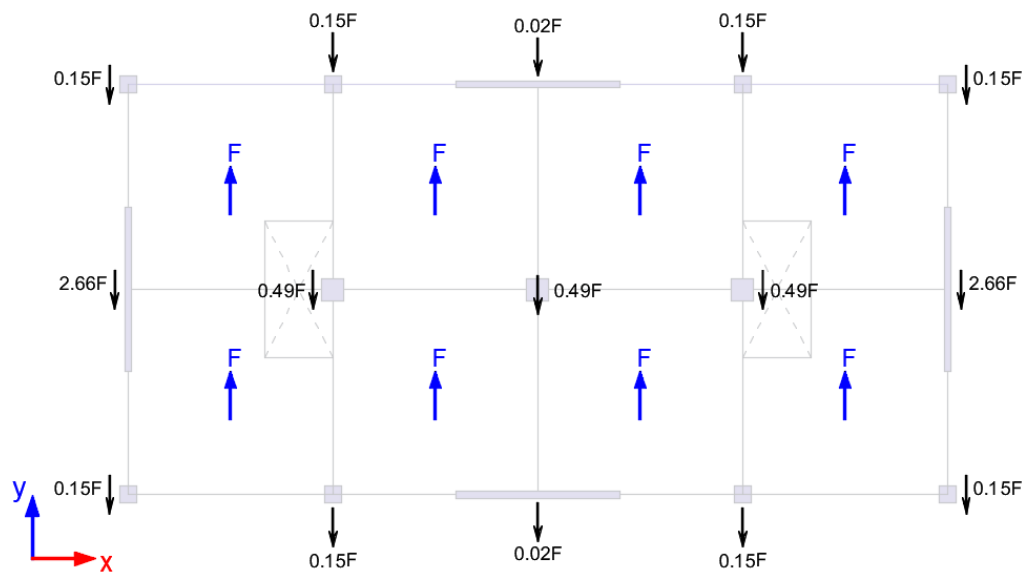


Figura N°3.55 Fuerzas de reacción de los elementos verticales para el edificio Edi-15 ante la fuerza sísmica en la dirección Y

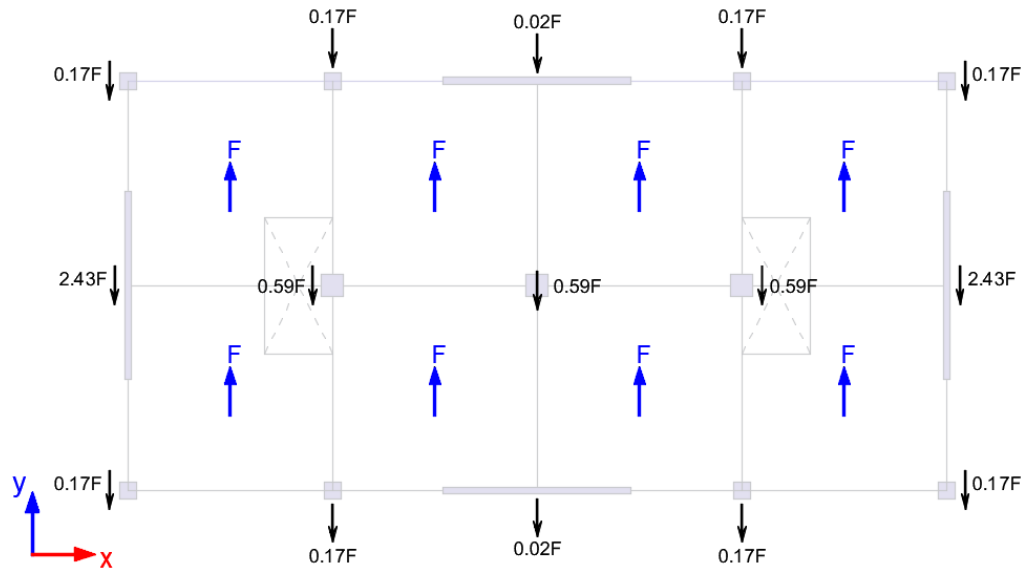


Figura N°3.56 Fuerzas de reacción obtenidas de los elementos verticales para el edificio Edi-20 ante la fuerza sísmica en la dirección Y

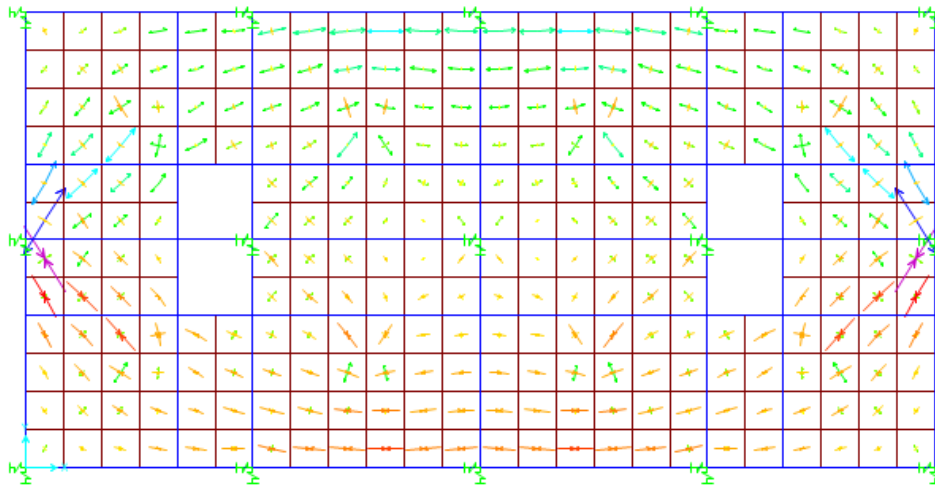


Figura N°3.57 Trayectoria de esfuerzos principales elásticos en el plano del diafragma en estudio, para la fuerza sísmica en la dirección Y

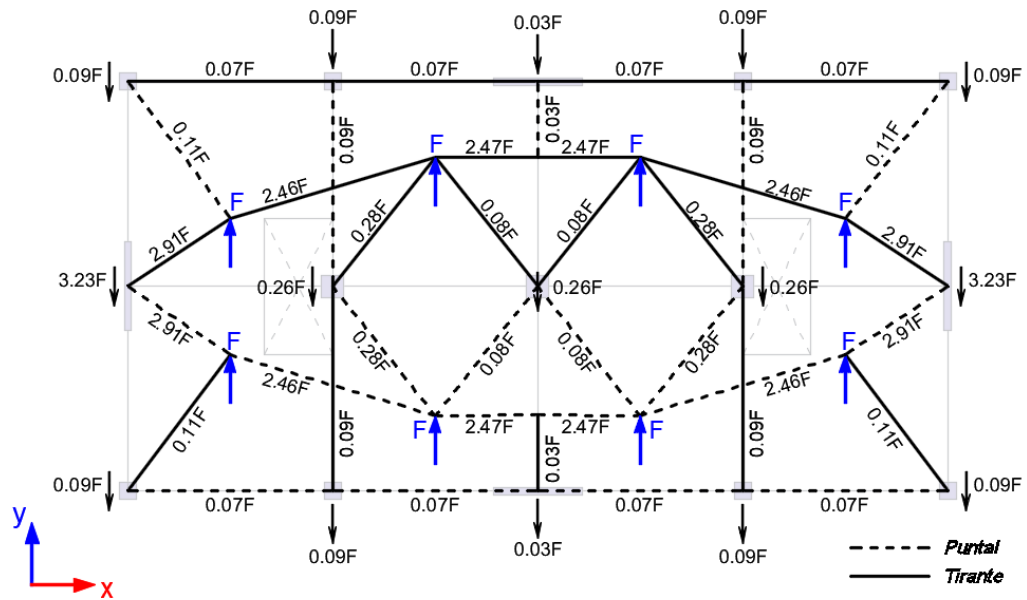


Figura N°3.58 Modelo Puntal - Tirante del diafragma en estudio para el edificio Edi-05 ante la fuerza sísmica en la dirección Y

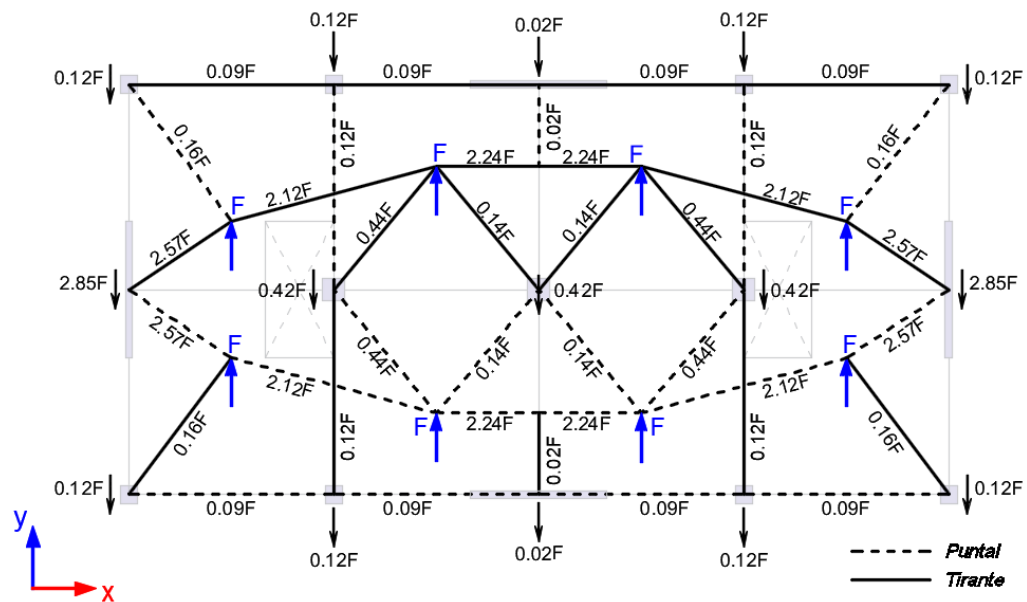


Figura N°3.59 Modelo Puntal - Tirante del diafragma en estudio para el edificio Edi-10 ante la fuerza sísmica en la dirección Y



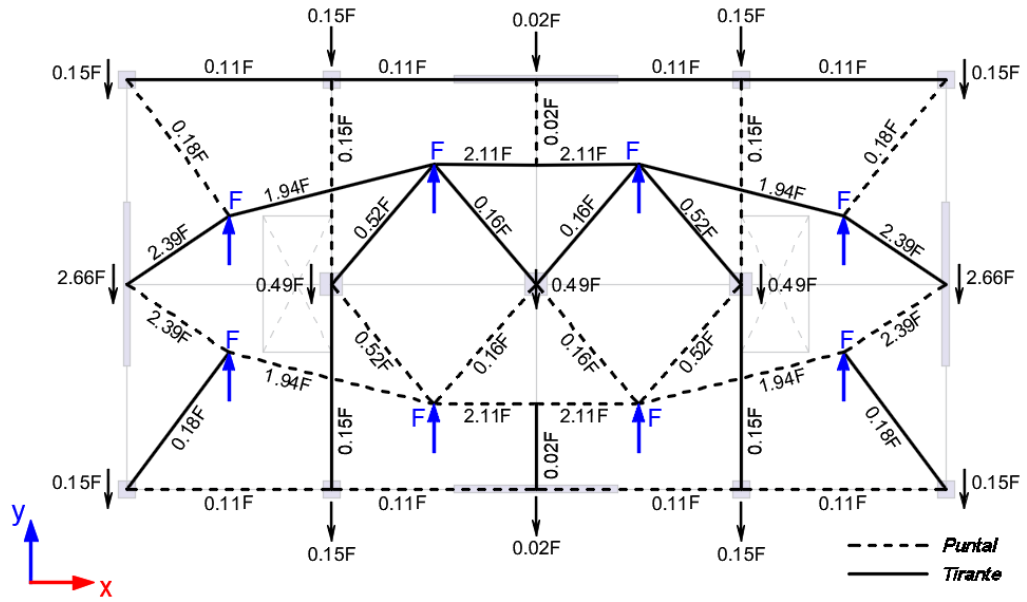


Figura N°3.60 Modelo Puntal - Tirante del diafragma en estudio para el edificio Edi-15 ante la fuerza sísmica en la dirección Y

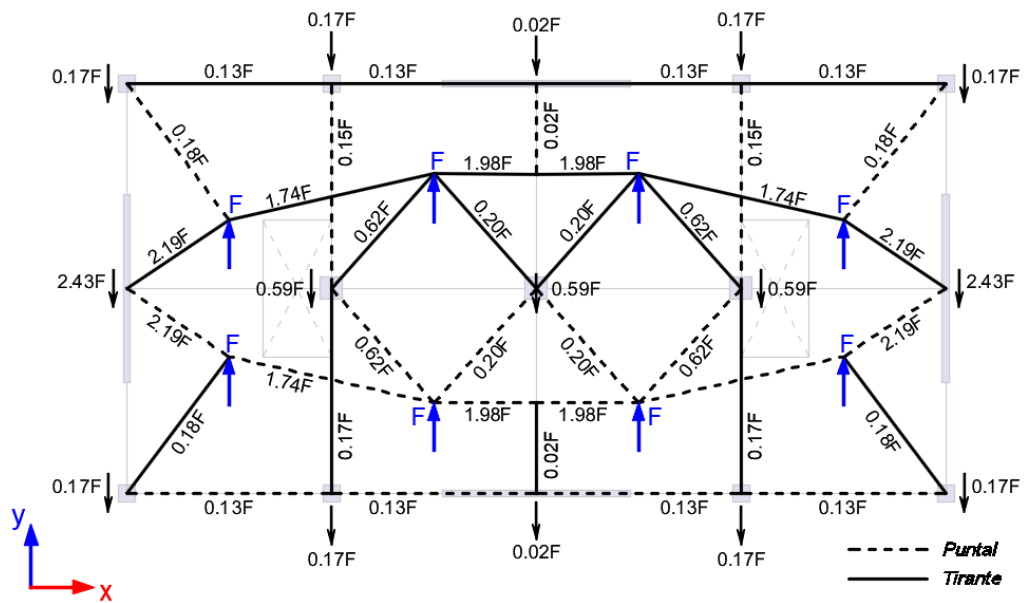


Figura N°3.61 Modelo Puntal - Tirante del diafragma en estudio para el edificio Edi-20 ante la fuerza sísmica en la dirección Y

Considerando que el tirante más crítico actúa en un ancho  $L$  igual a 6 m y hace un ángulo  $\theta$  con la horizontal, cuyo valor es igual a un  $\text{Arctan}(2/3)$ , se obtuvo la cuantía de refuerzo requerida ( $\rho_t$ ) en los diafragmas para los cuatro edificios en estudio. La Figura N°3.62 muestra esta cuantía en cada nivel de los cuatro edificios en estudio, obtenidas a partir de las fuerzas de los enfoques de la norma E.030 (2018) y del ASCE 7 (2016), junto a la cuantía mínima por temperatura.

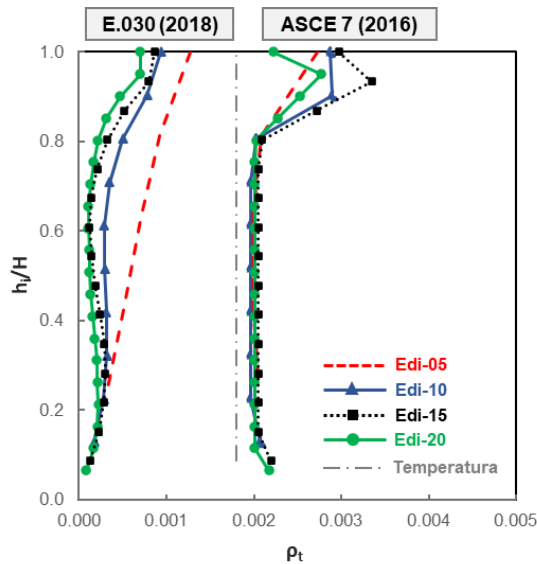


Figura N°3.62 Cuantía máxima del diafragma con el modelo Puntal - Tirante para los edificios en estudio ante la fuerza sísmica en la dirección Y

### 3.4.3. Método de la Viga Horizontal

En esta sección se empleó el método de la Viga Horizontal, descrito en la sección 2.2.4.3, para el diseño de los diafragmas de concreto armado de los cuatro edificios en estudio, ante las fuerzas sísmicas en las direcciones X e Y. Para esto, se emplearon las fuerzas de diseño para los diafragmas, obtenidas con los enfoques de la norma E.030 (2018) y del ASCE 7 (2016) (ver Figuras N°3.6-N°3.7). De acuerdo a la norma E.060 (2009), los valores empleados de los factores de reducción por flexión ( $\phi_f$ ) y por corte ( $\phi_v$ ) son iguales a 0.90 y 0.85, respectivamente.

#### 3.4.3.1. Sismo en la dirección X

En la Figura N°3.63a se muestra el diafragma en estudio ante la acción de la fuerza sísmica de diseño en el plano ( $F_{di}$ ) para la dirección X, donde  $L = 24 \text{ m}$  y  $l_1 = l_2 = 6 \text{ m}$ . El modelo de la Viga Horizontal del diafragma en la dirección X se ilustra en la Figura N°3.63b, donde  $R_1$ ,  $R_2$  y  $R_3$  vienen a ser las fuerzas de reacción de los

elementos verticales en los ejes 1, 2 y 3 ante la fuerza  $F_{di}$ , respectivamente; y  $w_1$  y  $w_2$  definen la carga distribuida trapezoidal equivalente de la fuerza  $F_{di}$ .

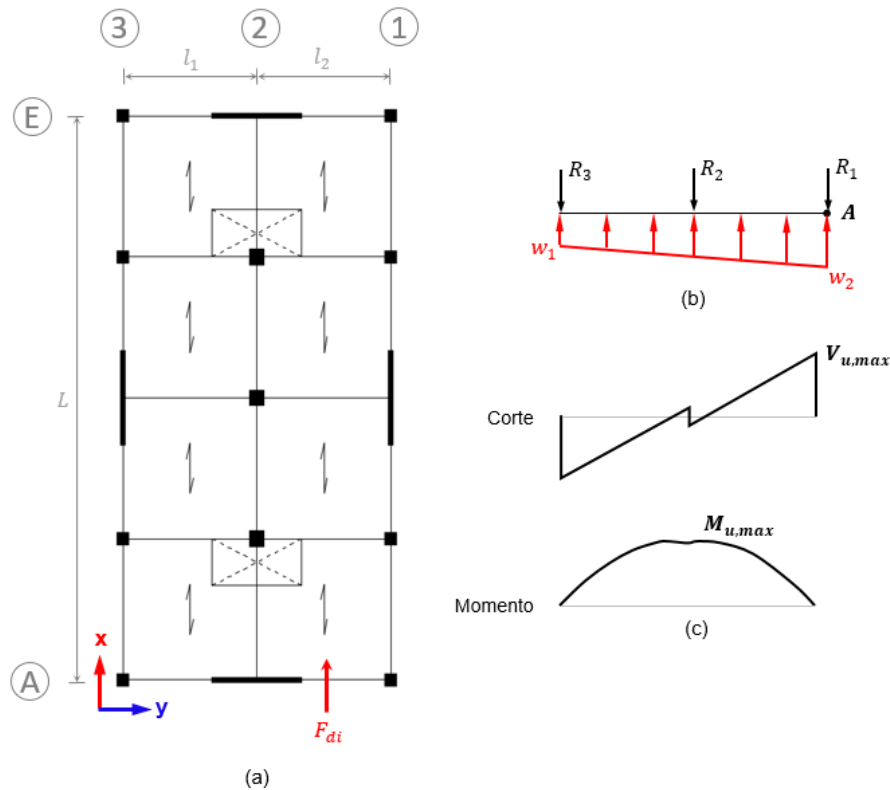


Figura N°3.63 Modelo de la Viga Horizontal del diafragma en estudio para la fuerza sísmica en la dirección X

Para la obtención de las fuerzas de reacción, se utilizó el modelo del diafragma de la Figura N°3.42, donde además se consideró una excentricidad accidental de 0.05 veces la dimensión en planta del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. Seguidamente, a partir del equilibrio de fuerzas y momentos con respecto al punto A, se obtienen las siguientes expresiones para las cargas  $w_1$  y  $w_2$ :

$$w_1 = \frac{6R_3 + 3R_2 - 2F_{di}}{12} \quad (3.93)$$

$$w_2 = \frac{F_{di}}{6} - w_1 \quad (3.94)$$

A partir de las fuerzas de reacción y la carga distribuida trapezoidal equivalente, se procede a obtener los diagramas de fuerza cortante y de momento flector, como se muestra de manera esquemática en la Figura N°3.63c. Para esta dirección de análisis no se requiere cuantía de refuerzo por corte para las fuerzas de los enfoques de la norma E.030 (2018) y del ASCE 7 (2016), como se muestra en la Figura N°3.64, donde la fuerza cortante máxima por unidad de longitud ( $V_{u,max}/L$ )

no excede la fuerza cortante de diseño del concreto por unidad de longitud ( $\phi_v V_C$ ), igual 32.8 kN/m.

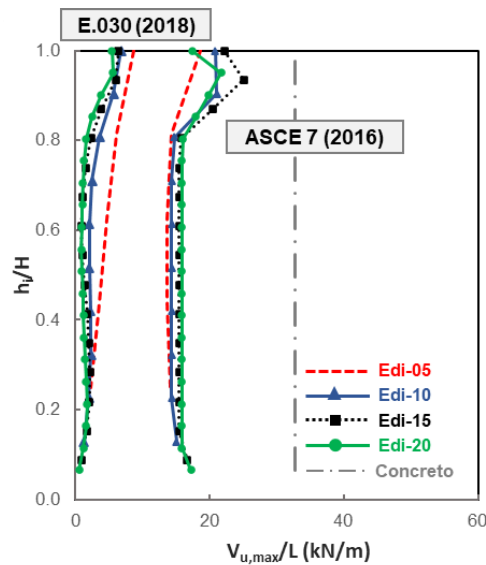


Figura N°3.64 Fuerza cortante máxima por unidad de longitud del modelo de la Viga Horizontal del diafragma para los edificios en estudio ante la fuerza sísmica en la dirección X

#### 3.4.3.2. Sismo en la dirección Y

La Figura N°3.65a muestra el diafragma en estudio ante la acción de la fuerza sísmica de diseño en su plano ( $F_{di}$ ) para la dirección Y, donde  $L = 12\text{ m}$  y  $l_1 = l_2 = l_3 = l_4 = 6\text{ m}$ . El modelo de la viga horizontal del diafragma en la dirección Y se ilustra en la Figura N°3.65b, donde  $R_A$ ,  $R_B$ ,  $R_C$ ,  $R_D$  y  $R_E$  vienen a ser las fuerzas de reacción de los elementos verticales en los ejes A, B, C, D y E ante la fuerza  $F_{di}$ , respectivamente; y  $w_1$  y  $w_2$  definen la carga distribuida trapezoidal equivalente de la fuerza  $F_{di}$ .

Al igual que en la dirección X, se utilizó el modelo del diafragma de la Figura N°3.42 para realizar el análisis y obtener las fuerzas de reacción, tomando en cuenta la excentricidad accidental. Seguidamente, a partir del equilibrio de fuerzas y momentos con respecto al punto A, se obtienen las siguientes expresiones para las cargas  $w_1$  y  $w_2$ :

$$w_1 = \frac{12R_A + 9R_B + 6R_C + 3R_D - 4F_{di}}{48} \quad (3.95)$$

$$w_2 = \frac{F_{di}}{12} - w_1 \quad (3.96)$$

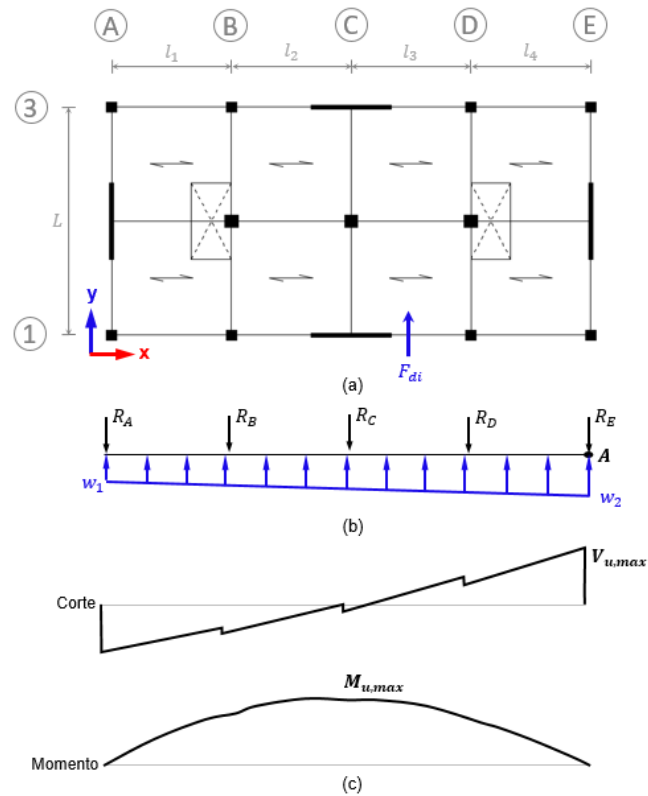


Figura N°3.65 Modelo de la Viga Horizontal del diafragma en estudio para la fuerza sísmica en la dirección Y

La Figura N°3.66a muestra la cuantía mínima por temperatura y la cuantía máxima de refuerzo requerida por corte del diafragma en cada nivel de los cuatro edificios en estudio, a partir de sólo el enfoque de fuerzas del ASCE 7 (2016). Esto último se justifica en la Figura N°3.66b, donde  $V_{u,max}/L$  obtenido con las fuerzas de la norma E.030 (2018) no excede  $\phi_v V_c$ .

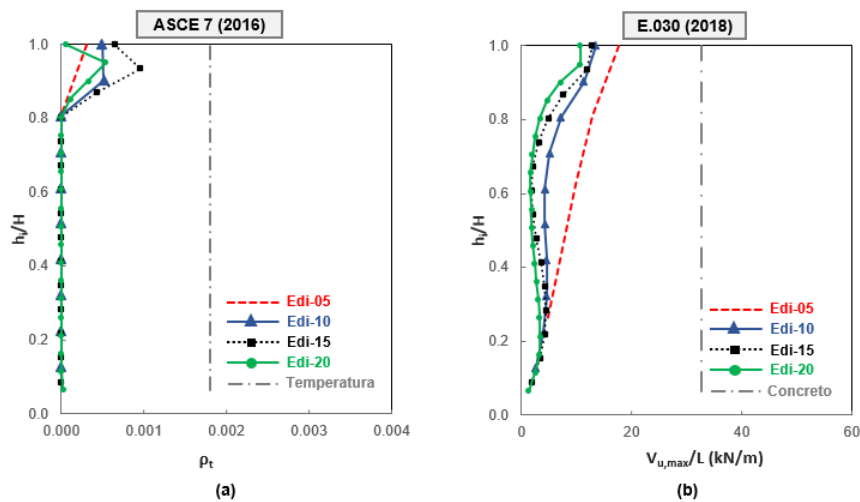


Figura N°3.66 Fuerza sísmica en la dirección Y: (a) Cuantía máxima del diafragma con el enfoque del ASCE 7 (2016) (b) Fuerza cortante máxima por unidad de longitud del diafragma con el enfoque de la E.030 (2018)

### 3.5. APLICACIÓN DEL DISEÑO DE VIGAS POR FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL

#### 3.5.1. Diseño de vigas por flexo-tracción

En esta sección se procedió a diseñar las vigas de concreto armado de los cuatro edificios en estudio, mediante el procedimiento descrito en la sección 2.2.5.2, para las fuerzas sísmicas en las direcciones X e Y. Para esto, se emplearon los diagramas de fuerzas axiales de las barras del modelo Panel y Barra para el diafragma en estudio considerando aberturas (ver Figuras N°3.31 y N°3.39), y las fuerzas obtenidas con sólo el enfoque del ASCE 7 (2016). De acuerdo a la norma E.060 (2009), el valor empleado del factor de sobrerresistencia probable ( $\phi_o$ ) es igual a 1 para ambas direcciones, donde el sistema es de Muros Estructurales.

##### 3.5.1.1. Sismo en la dirección X

La Figura N°3.67 muestra las secciones de las vigas en estudio, enumeradas del 1 al 4, para su diseño por flexo-tracción en la dirección X del sismo. En las Tablas N°A03.61-N°A03.64 se resume este diseño para los edificios Edi-05, Edi-10, Edi-15, y Edi-20, respectivamente. Con respecto al área de refuerzo longitudinal total en las secciones de las vigas ( $A_{st}$ ), este se obtuvo a partir de diseño convencional (ver Anexo 02). Para las secciones 1, 2 y 3 de las vigas, el signo correspondiente del momento del diseño ( $M_u$ ) son positivo, negativo y positivo; respectivamente, debido a que estas vigas son paralelas a la dirección de la fuerza sísmica. Con respecto al signo para el momento de diseño ( $M_u$ ) en la sección 4 de la viga, se eligió el correspondiente al mayor valor obtenido de  $N_u/N_{u \text{ máx}}$ , donde  $N_{u \text{ máx}}$  se definió en la sección 2.2.5.2 de esta tesis.

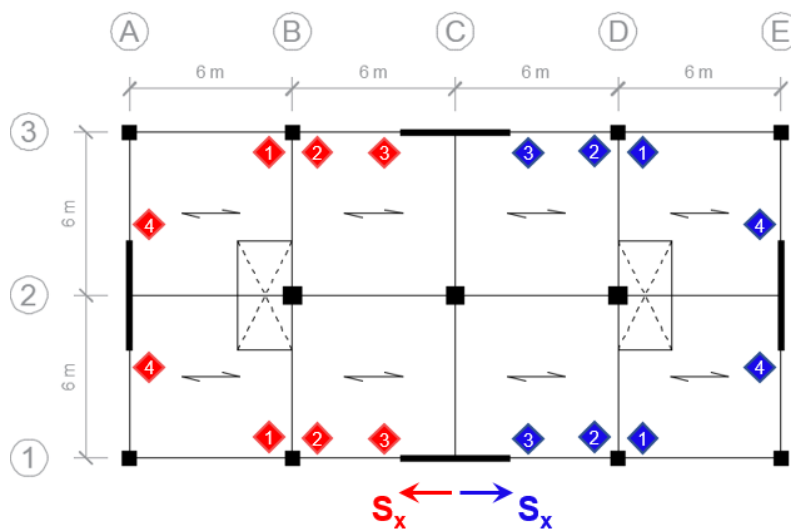


Figura N°3.67 Secciones de las vigas en estudio para el diseño por flexo-tracción, correspondiente la fuerza sísmica en la dirección X

Las Figuras N°3.68-N°3.71 muestran el resumen de los resultados obtenidos en las Tablas N°A03.61-N°A03.64. En estas figuras se aprecia la variación del parámetro  $N_u/N_{u\text{máx}}$  con la altura de los cuatro edificios en estudio para la fuerza sísmica en la dirección X, correspondiente a las secciones 1, 2, 3, y 4 de las vigas, respectivamente; donde el valor límite de este parámetro para no requerir refuerzo adicional es igual a 1. Se observa que para el sismo que actúa en la dirección X, las secciones 1 y 4 de las vigas no requieren refuerzo adicional ( $N_u/N_{u\text{máx}} \leq 1$ ) en ningún nivel de los edificios en estudio; sin embargo, sí se requiere ( $N_u/N_{u\text{máx}} > 1$ ) en las secciones 2 y 3 de las vigas en algunos niveles de los edificios.

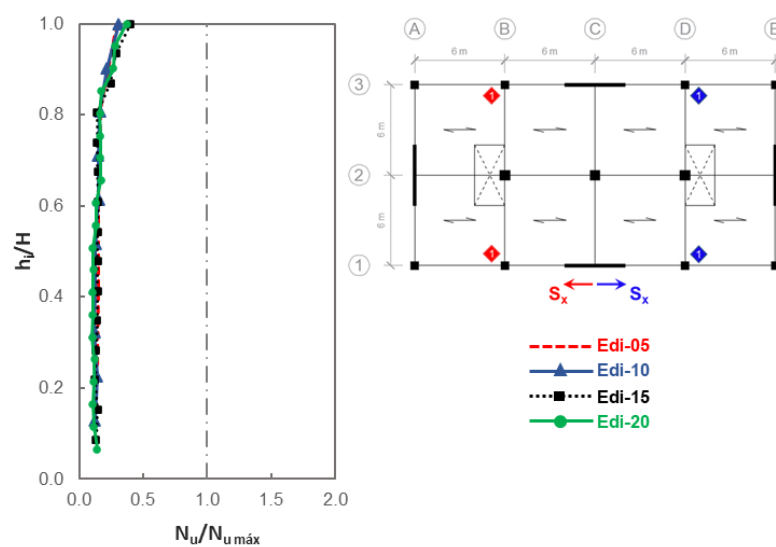


Figura N°3.68 Distribución en altura de  $N_u/N_{u\text{máx}}$  en la sección 1 de las vigas para los cuatro edificios en estudio, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección X

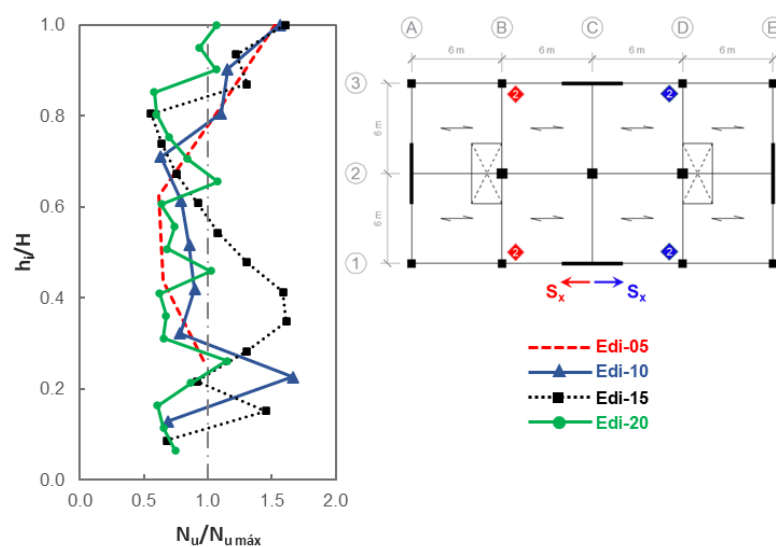


Figura N°3.69 Distribución en altura de  $N_u/N_{u\text{máx}}$  en la sección 2 de las vigas para los cuatro edificios en estudio, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección X

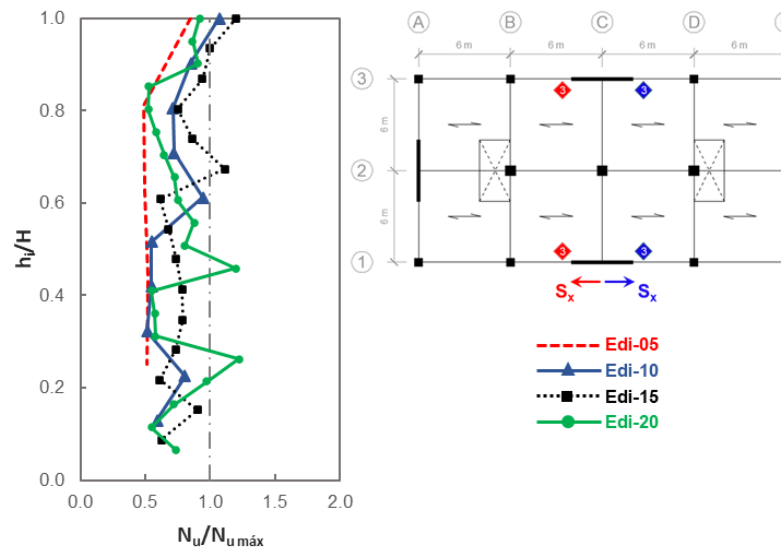


Figura N°3.70 Distribución en altura de  $N_u/N_{u\text{máx}}$  en la sección 3 de las vigas para los cuatro edificios en estudio, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección X

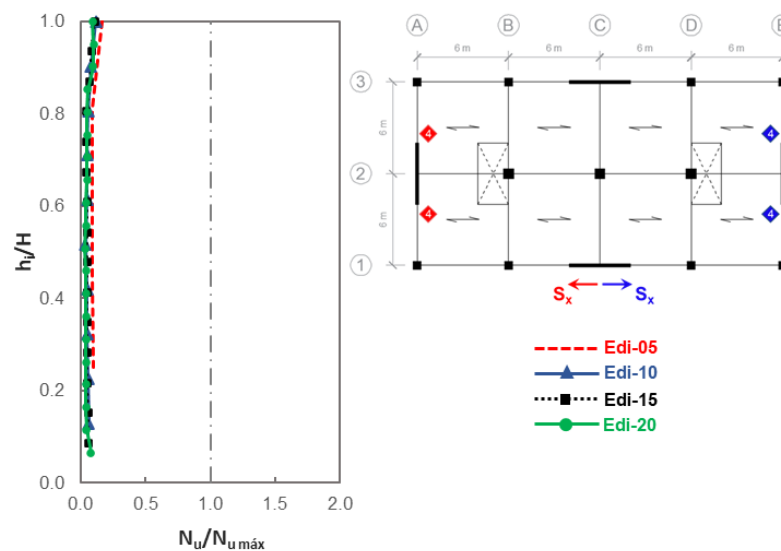


Figura N°3.71 Distribución en altura de  $N_u/N_{u\text{máx}}$  en la sección 4 de las vigas para los cuatro edificios en estudio, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección X

Para las secciones de las vigas donde el parámetro  $N_u/N_{u\text{máx}}$  es mayor a 1, se procedió con su diseño por flexo-tracción, y los resultados del nuevo refuerzo longitudinal se muestran en el Anexo 03. A continuación, las Figuras N°3.72- N°3.74 muestran la nueva distribución de  $N_u/N_{u\text{máx}}$  en las secciones 1, 2 y 3 de las vigas en estudio de los cuatro edificios para el sismo que actúa en la dirección X, respectivamente; luego de su diseño por flexo-tracción. Si bien no se requiere refuerzo longitudinal adicional en la sección 1 de la viga, sí se requiere en la sección 2 de la viga, prolongándose este refuerzo en la sección 1 por fines



constructivos. Entonces, se realizó el cálculo de  $N_u/N_{u\text{máx}}$  con este nuevo refuerzo longitudinal en la sección 1 de la viga.

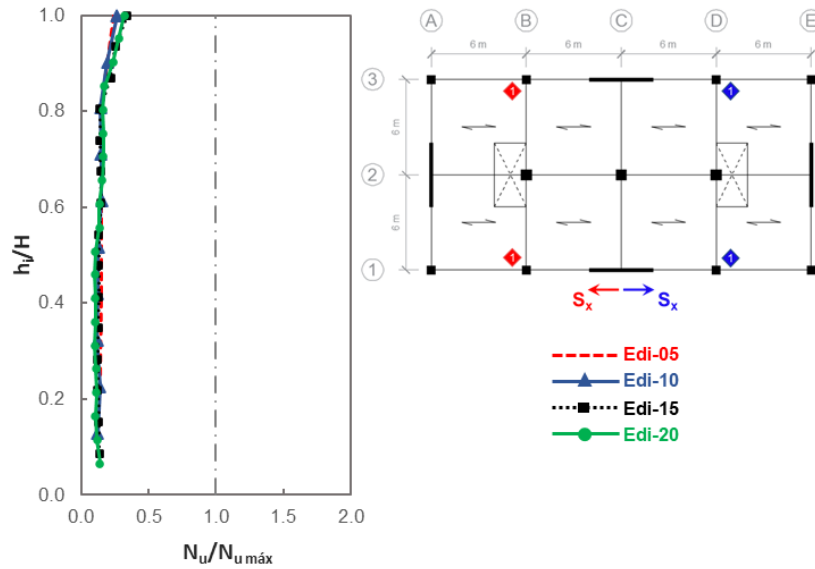


Figura N°3.72 Distribución en altura de  $N_u/N_{u\text{máx}}$  en la sección 1 de las vigas para los cuatro edificios, diseñadas por flexo-tracción, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección X

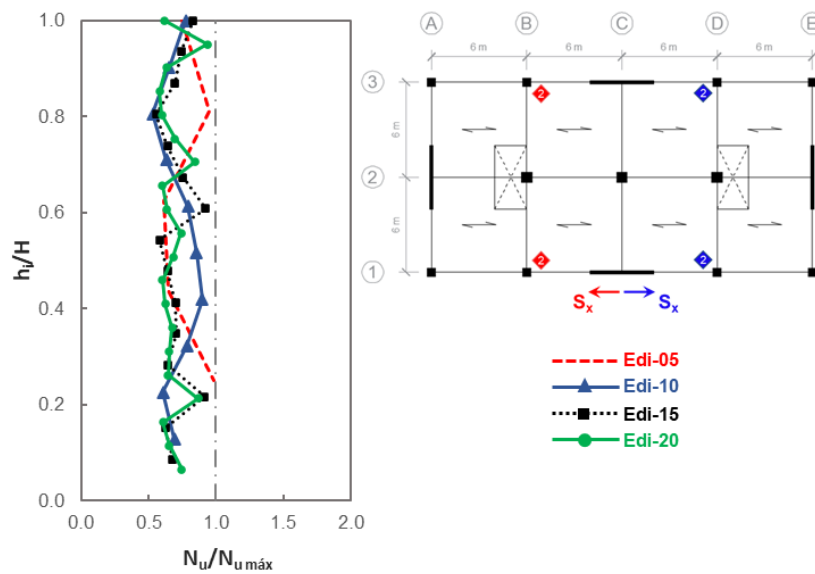


Figura N°3.73 Distribución en altura de  $N_u/N_{u\text{máx}}$  en la sección 2 de las vigas para los cuatro edificios, diseñadas por flexo-tracción, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección X

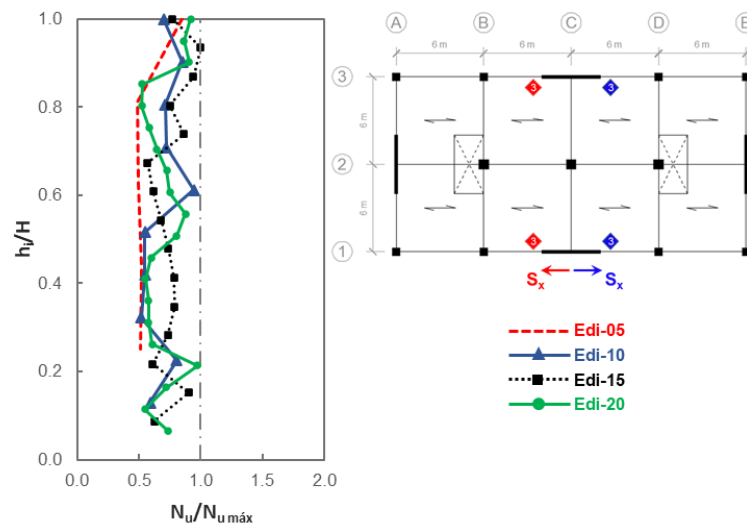


Figura N°3.74 Distribución en altura de  $N_u/N_{u\text{máx}}$  en la sección 3 de las vigas para los cuatro edificios, diseñados por flexo-tracción, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección X

### 3.5.1.2. Sismo en la dirección Y

Para el diseño de las vigas por flexo-tracción en la dirección Y del sismo, la Figura N°3.75 muestra las secciones en estudio, manteniendo congruencia con la numeración en la dirección X. Las Tablas N°A03.69-N°A03.72 resumen este diseño para los edificios Edi-05, Edi-10, Edi-15 y Edi-20; respectivamente. Para la sección 4 de la viga, el signo correspondiente del momento de diseño ( $M_u$ ) es positivo, debido a que la viga es la paralela a la dirección de la fuerza sísmica. Con respecto a las secciones 1, 2 y 3 de las vigas, el signo del momento de diseño ( $M_u$ ) corresponde al mayor valor obtenido de  $N_u/N_{u\text{máx}}$ , donde  $N_{u\text{máx}}$  se definió en la sección 2.2.5.2 de esta tesis.

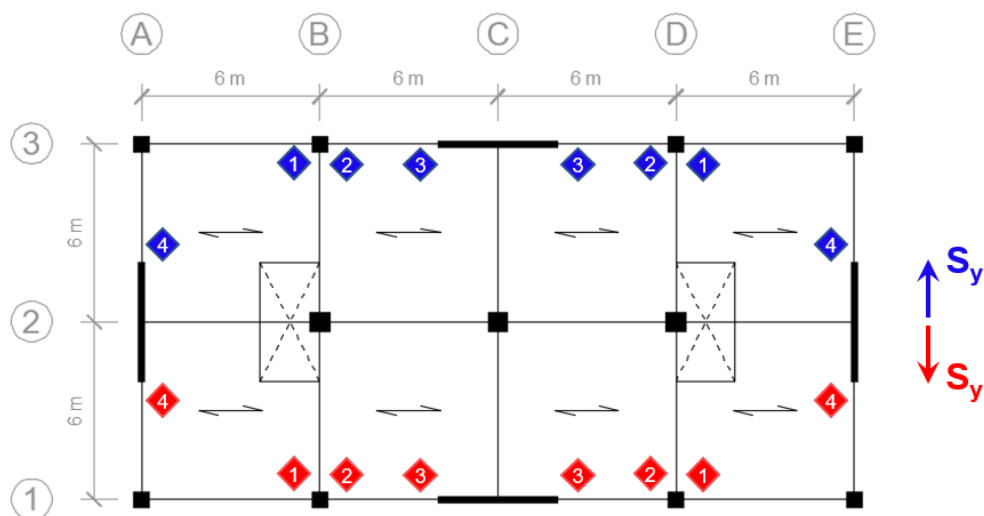


Figura N°3.75 Secciones de las vigas en estudio para el diseño por flexo-tracción, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección Y

De forma análoga a la dirección X, las Figuras N°3.76-N°3.79 muestran el resumen de los resultados obtenidos en las Tablas N°A03.69-N°A03.72. En estas se aprecia la variación del parámetro  $N_u/N_{u\text{máx}}$  con la altura de los cuatro edificios en estudio para la fuerza sísmica en la dirección Y, correspondiente a las secciones 1, 2, 3 y 4 de las vigas, respectivamente; donde el valor límite de este parámetro para no requerir refuerzo adicional es igual a 1. Se observa que en las secciones 1 y 2 de las vigas no requieren refuerzo adicional ( $N_u/N_{u\text{máx}} \leq 1$ ) en ningún nivel de los edificios en estudio, para el sismo que actúa en la dirección Y; sin embargo, sí se requiere ( $N_u/N_{u\text{máx}} > 1$ ) en las secciones 3 y 4 de las vigas en algunos niveles de los edificios.

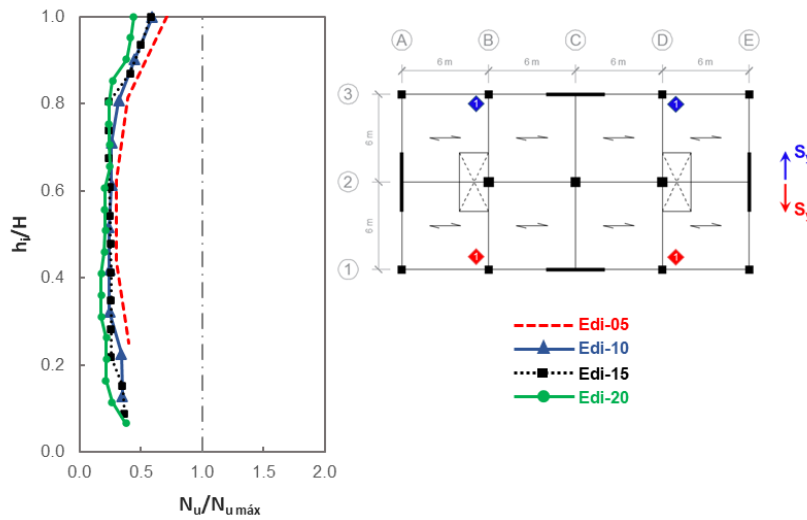


Figura N°3.76 Distribución en altura de  $N_u/N_{u\text{máx}}$  en la sección 1 de las vigas para los cuatro edificios en estudio, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección Y

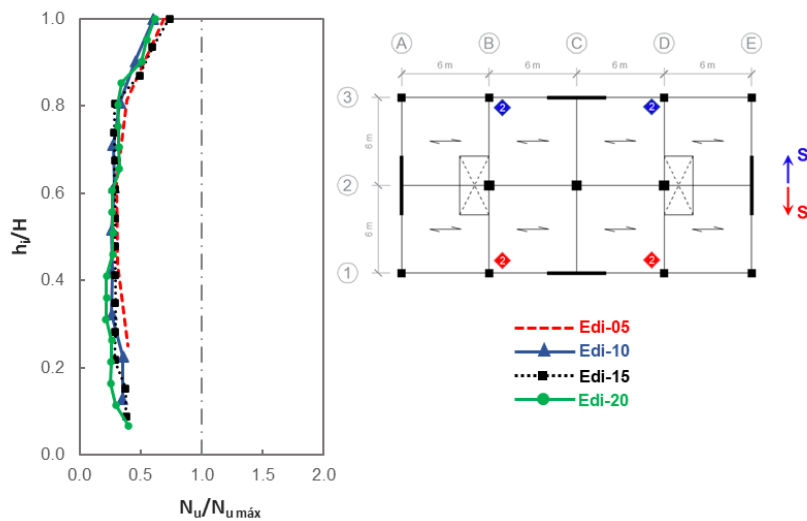


Figura N°3.77 Distribución en altura de  $N_u/N_{u\text{máx}}$  en la sección 2 de las vigas para los cuatro edificios en estudio, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección Y

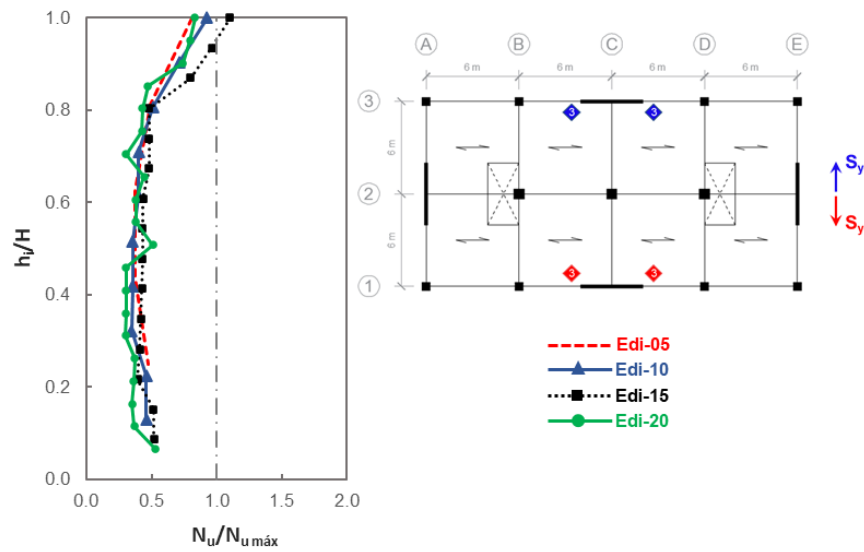


Figura N°3.78 Distribución en altura de  $N_u/N_{u\text{ máx}}$  en la sección 3 de las vigas para los cuatro edificios en estudio, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección Y

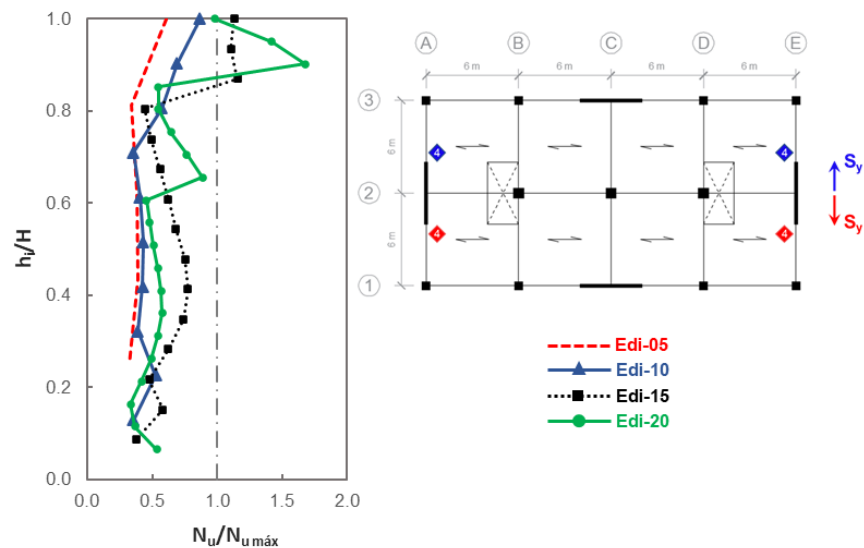


Figura N°3.79 Distribución en altura de  $N_u/N_{u\text{ máx}}$  en la sección 4 de las vigas para los cuatro edificios en estudio, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección Y

Para las secciones de las vigas donde el parámetro  $N_u/N_{u\text{ máx}}$  es mayor a 1, se procedió con su diseño por flexo-tracción, y los resultados del nuevo refuerzo longitudinal se muestran en el Anexo 03. A continuación, las Figuras N°3.80- N°3.81 muestran la nueva distribución de  $N_u/N_{u\text{ máx}}$  en las secciones 3 y 4 de las vigas en estudio de los cuatro edificios para el sismo que actúa en la dirección Y, respectivamente; luego de su diseño por flexo-tracción. Si bien en la sección 3 de la viga sólo se requiere refuerzo en el último nivel del edificio Edi-15, se realizó el cálculo de  $N_u/N_{u\text{ máx}}$  en los niveles donde se requirió el diseño por flexo-tracción en la dirección X, considerando el refuerzo colocado.

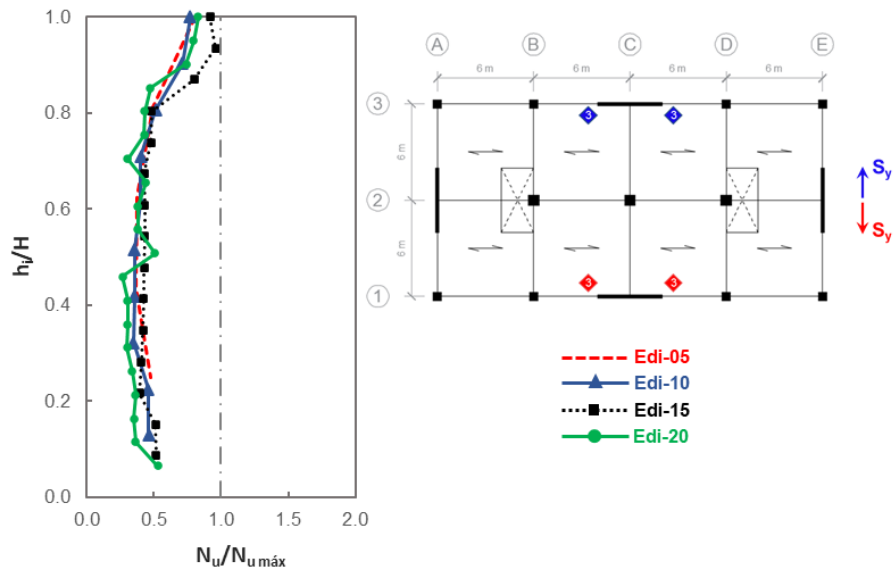


Figura N°3.80 Distribución en altura de  $N_u/N_{u\text{máx}}$  en la sección 3 de las vigas para los cuatro edificios, diseñadas por flexo-tracción, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección Y

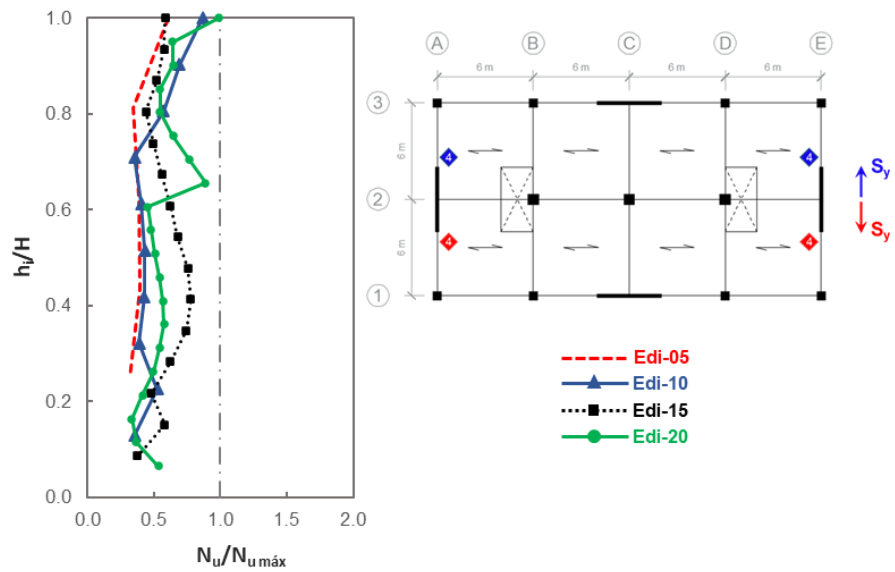


Figura N°3.81 Distribución en altura de  $N_u/N_{u\text{máx}}$  en la sección 4 de las vigas para los cuatro edificios, diseñadas por flexo-tracción, correspondiente a la fuerza sísmica en la dirección Y

### 3.5.2. Diseño de vigas por corte

En esta sección se verifica si la demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ), empleando el concepto de diseño por capacidad, excede la resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ) en las vigas de los cuatro edificios en estudio, mediante el procedimiento descrito en la sección 2.2.5.3, para las fuerzas sísmicas en las direcciones X e Y. Al igual que en el diseño por flexo-tracción, se emplearon los diagramas de fuerzas axiales de las barras del modelo Panel y Barra para el diafragma en estudio (ver Figuras N°3.31 y N°3.39), y el valor de las fuerzas de diseño con sólo el enfoque del ASCE 7 (2016). De acuerdo a la norma E.060 (2009), el valor empleado del factor de reducción por corte ( $\phi_v$ ) es igual a 0.85, y el correspondiente al factor de sobrerresistencia probable ( $\phi_o$ ) es igual a 1 para ambas direcciones, puesto que el sistema es de muros estructurales.

#### 3.5.2.1. Sismo en la dirección X

La Figura N°3.82 muestra las secciones de las vigas en estudio, 2 y 3, para la verificación del diseño por corte en la dirección X del sismo. En las Tablas N°A03.77-N°A03.80 se resume la demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) en estas secciones, considerando flexión pura ( $P_u=0$ ) y flexo-compresión ( $P_u \neq 0$ ). Para esto, el signo correspondiente de  $M_n$  para las secciones 2 y 3 son positivo y negativo, respectivamente; y la luz libre ( $l_n$ ) de las vigas vienen a ser 4.45 m, 3.65 m, 3.175 m y 2.775 m para los edificios Edi-05, Edi-10, Edi-15 y Edi-20; respectivamente. Además, se muestra el coeficiente de carga axial en compresión que actúa en las secciones de las vigas, el cual se define como  $P_u/A_g f'_c$ .

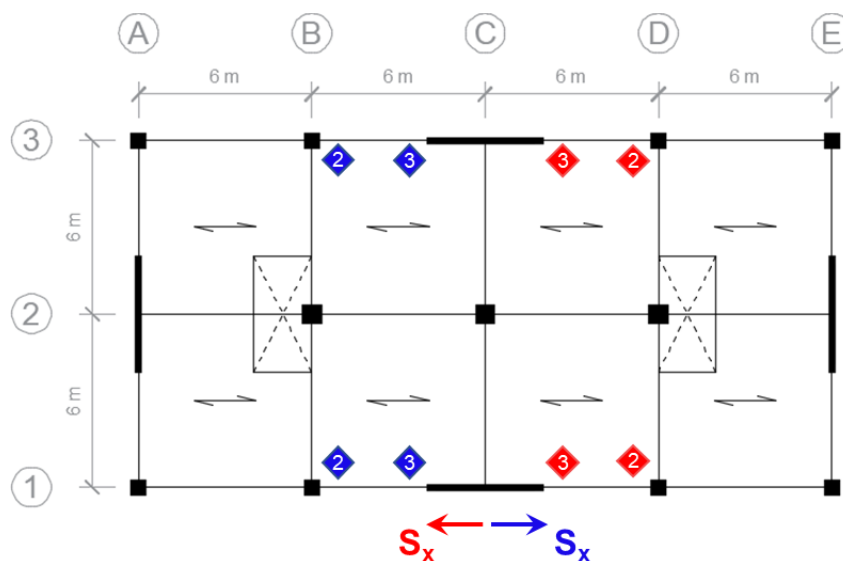


Figura N°3.82 Secciones de las vigas en estudio para la verificación del diseño por corte, correspondiente la fuerza sísmica en la dirección X

A continuación, en las Figuras N°3.83-N°3.102 se grafica la demanda de fuerzas de corte ( $V_u$ ) obtenidas, junto a la resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ) a lo largo de la viga. Para el cálculo de la resistencia nominal a cortante ( $V_n$ ), la distribución de estribos en las vigas resulta:  $\phi 3/8''$  1@ 50 mm, 8@ 150 mm, resto @ 200 mm en cada extremo, de acuerdo a los requerimientos mínimos del capítulo 21 de la norma E.060 (2009), considerando el área de refuerzo cortante ( $A_v$ ) igual 142 mm<sup>2</sup>.

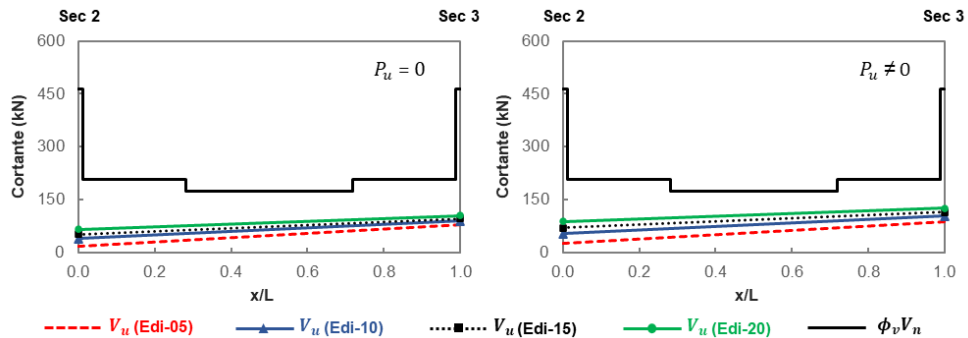


Figura N°3.83 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 1 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

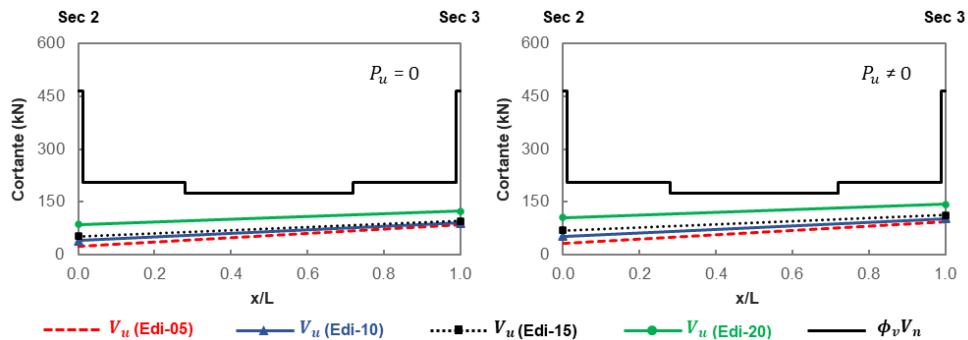


Figura N°3.84 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 2 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

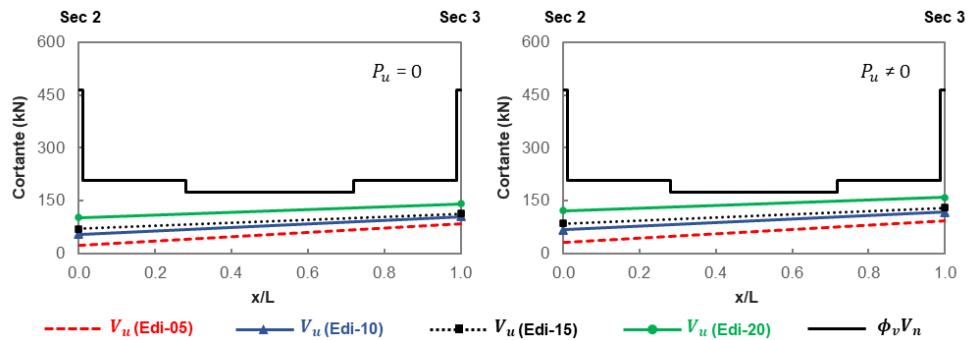


Figura N°3.85 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 3 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

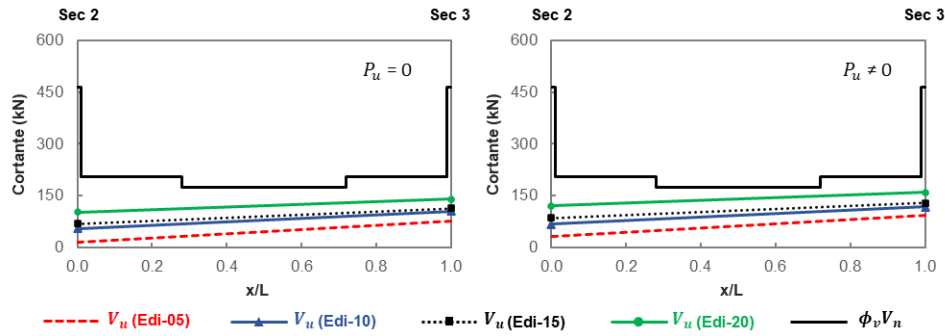


Figura N°3.86 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 4 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

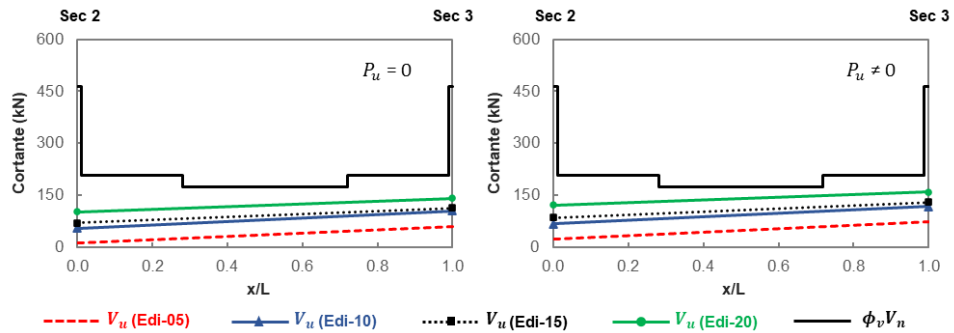


Figura N°3.87 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 5 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

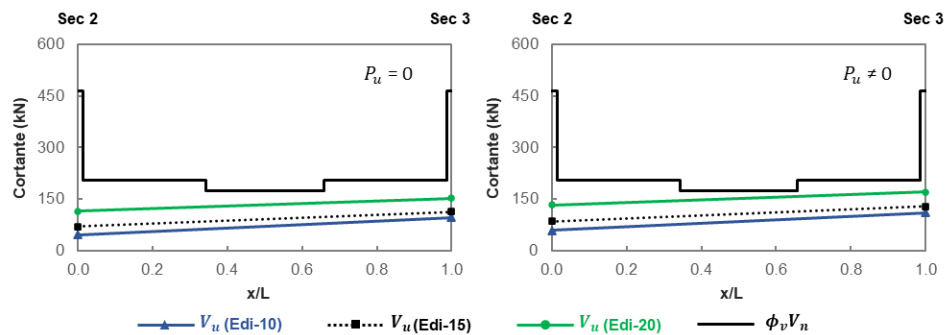


Figura N°3.88 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 6 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

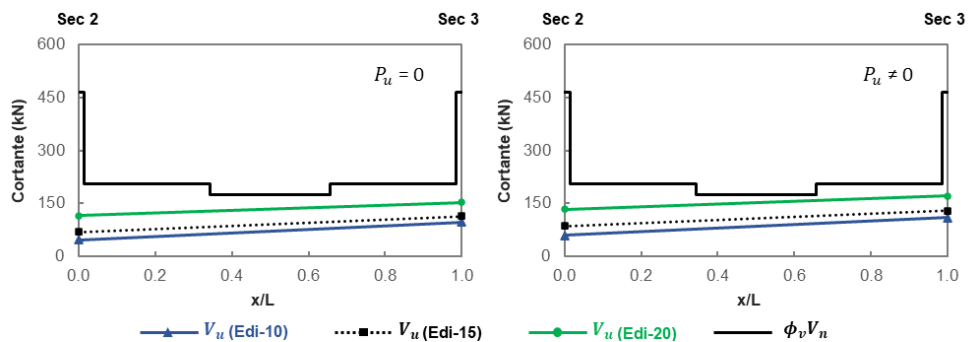


Figura N°3.89 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 7 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X



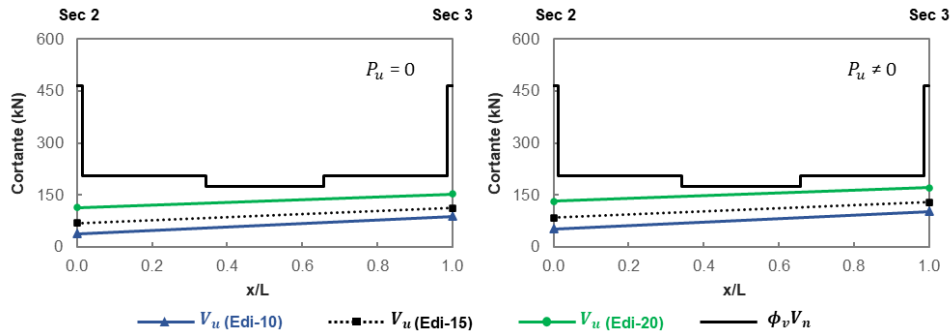


Figura N°3.90 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 8 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

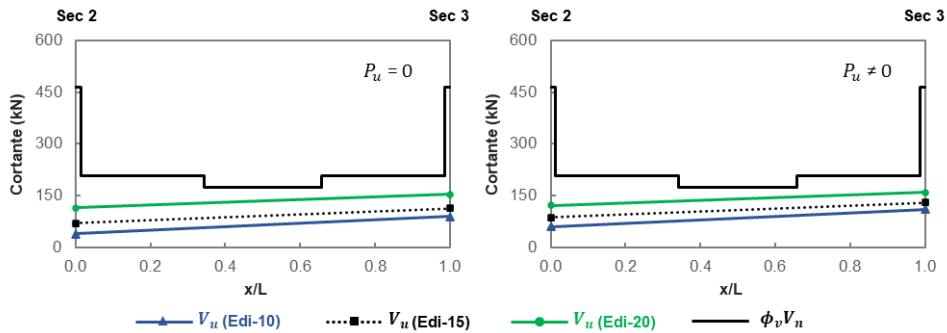


Figura N°3.91 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 9 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

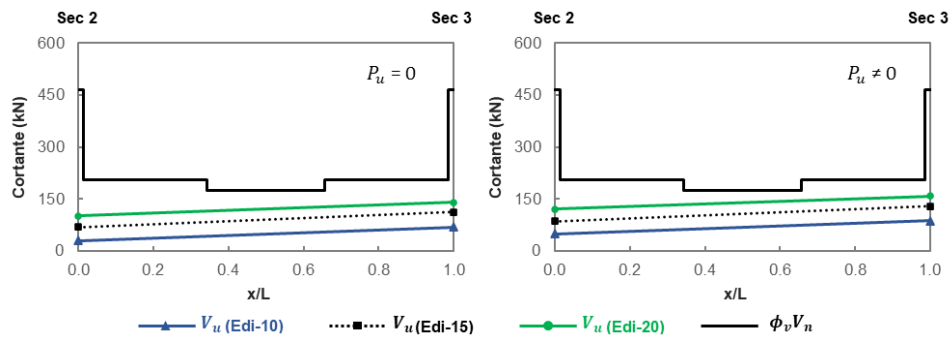


Figura N°3.92 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 10 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

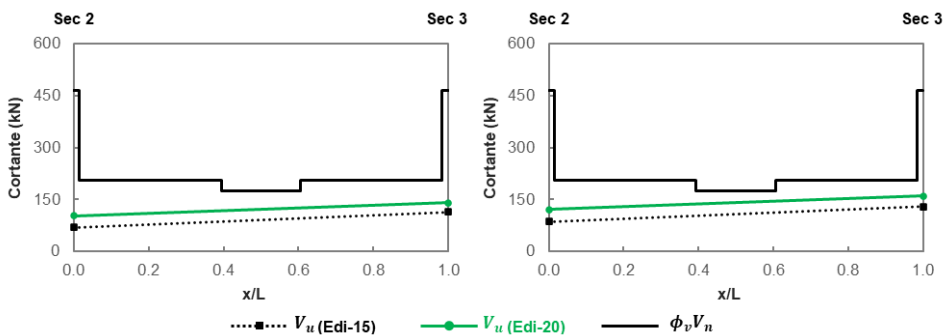


Figura N°3.93 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 11 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

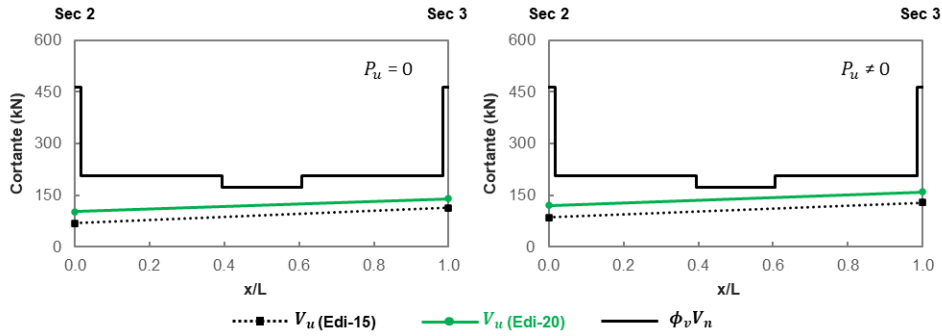


Figura N°3.94 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 12 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

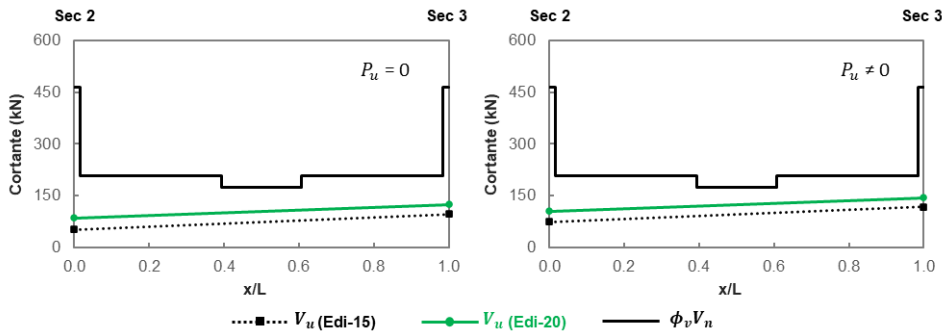


Figura N°3.95 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 13 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

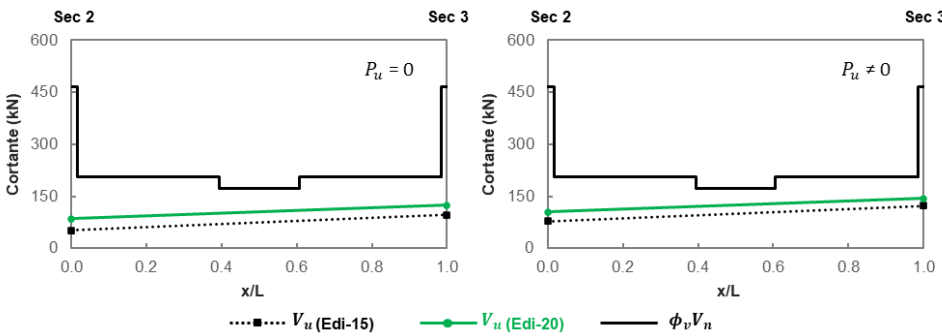


Figura N°3.96 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 14 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

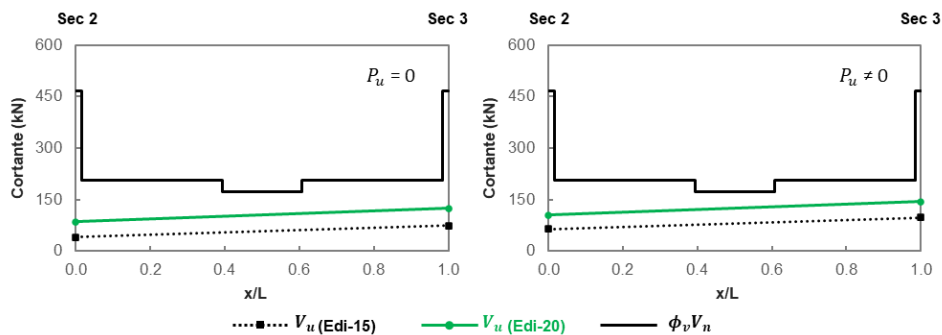


Figura N°3.97 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 15 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

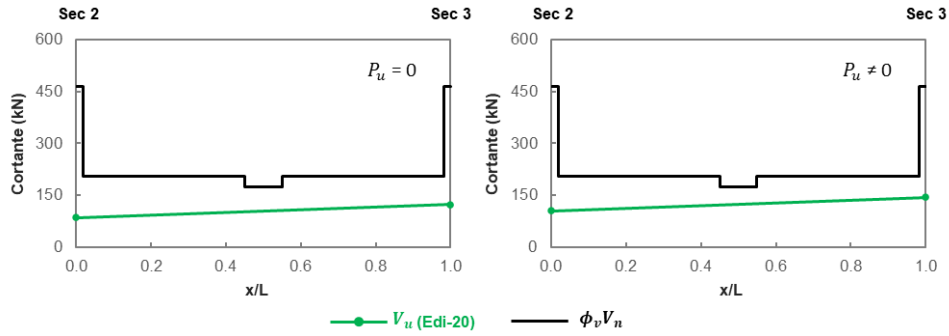


Figura N°3.98 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 16 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

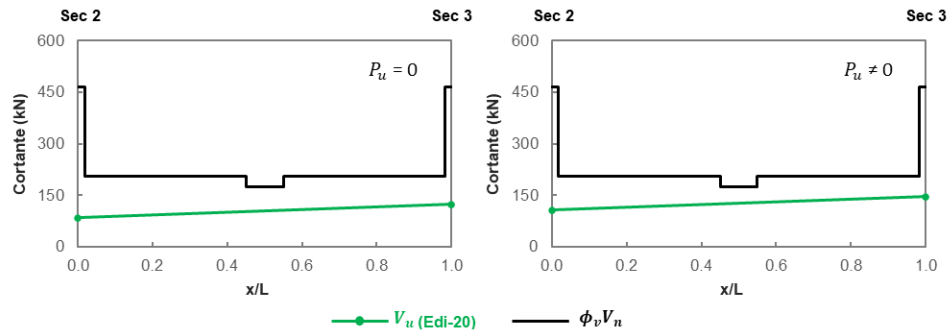


Figura N°3.99 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 17 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

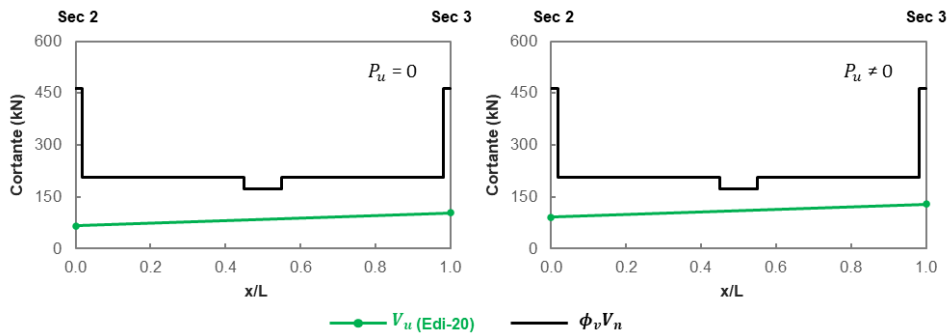


Figura N°3.100 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 18 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

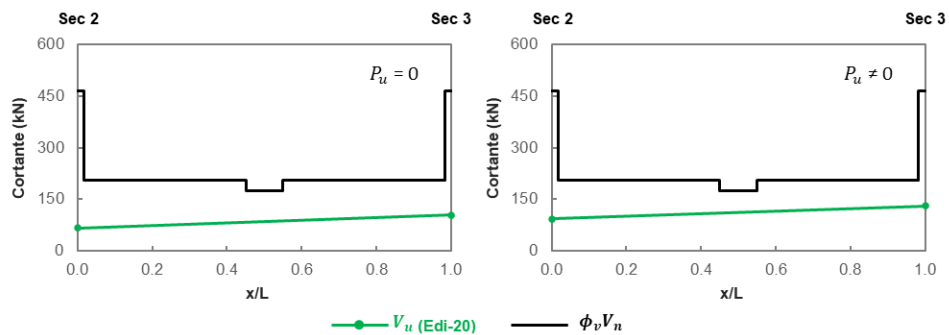


Figura N°3.101 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 19 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

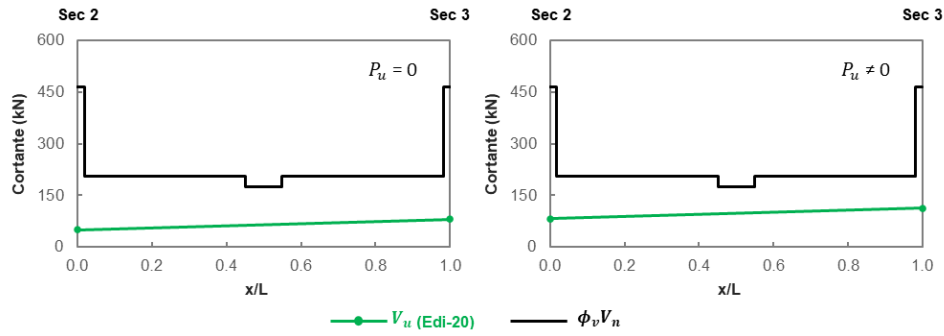


Figura N°3.102 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 20 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección X

### 3.5.2.2. Sismo en la dirección Y

En la Figura N°3.103 se muestra las secciones de las vigas en estudio, 4 y 5, para la verificación del diseño por corte en la dirección Y del sismo. En las Tablas N°A03.81-N°A03.84 se resume la demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) en estas secciones, considerando flexión pura ( $P_u=0$ ) y flexo-compresión ( $P_u \neq 0$ ), para los cuatro edificios en estudio. Para esta dirección de análisis, los signos de  $M_n$  para las secciones 4 y 5 son negativo y positivo, respectivamente; y la luz libre de las vigas ( $l_n$ ) vienen a ser 4.45 m, 3.65 m, 3.175 m y 2.775 m para los edificios Edi-05, Edi-10, Edi-15 y Edi-20; respectivamente. Además, se muestra el coeficiente de carga axial en compresión, definida como  $P_u/A_g f'_c$ , que actúa en estas secciones de las vigas.

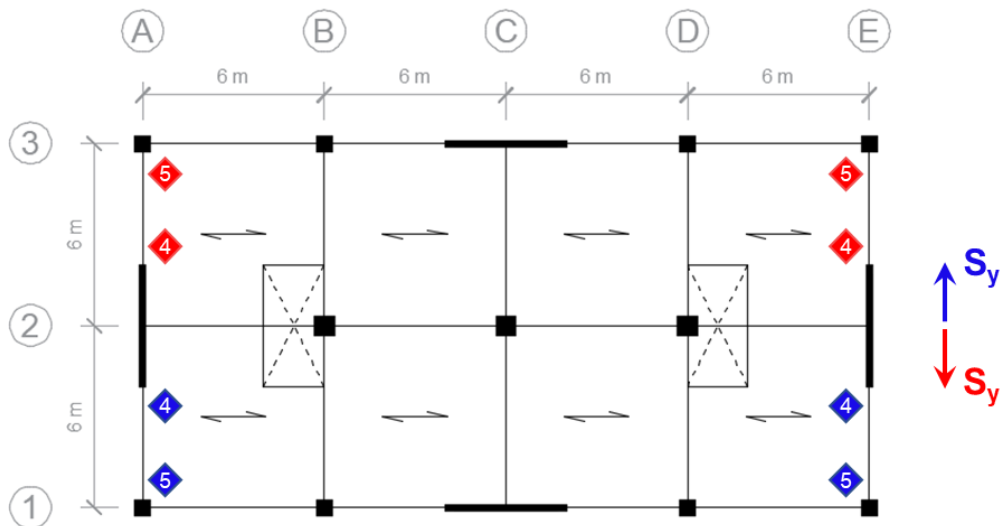


Figura N°3.103 Secciones de las vigas en estudio para la verificación del diseño por corte, correspondiente la fuerza sísmica en la dirección Y

A continuación, en las Figuras N°3.104-N°3.123 se grafica la demanda de fuerzas de corte ( $V_u$ ) obtenidas, junto a la resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ) a lo largo de la viga. Para el cálculo de la resistencia nominal a cortante ( $V_n$ ), la distribución de estribos en las vigas resulta:  $\phi 3/8''$  1@ 50 mm, 8@ 150 mm, resto @ 200 mm en cada extremo, de acuerdo a los requerimientos mínimos del capítulo 21 de la norma E.060 (2009), considerando el área de refuerzo cortante ( $A_v$ ) igual a 142 mm<sup>2</sup>.

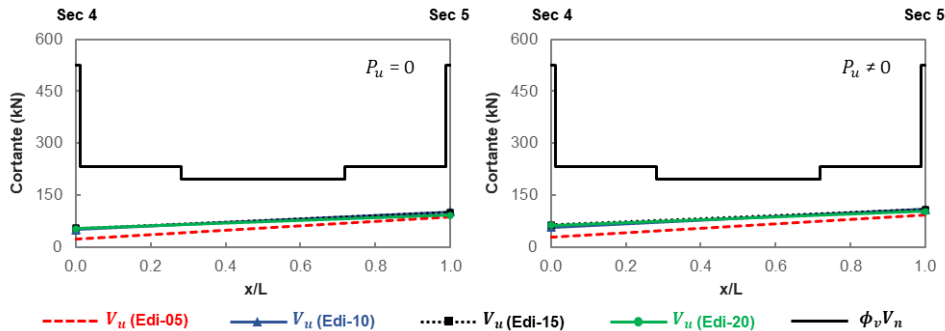


Figura N°3.104 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 1 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

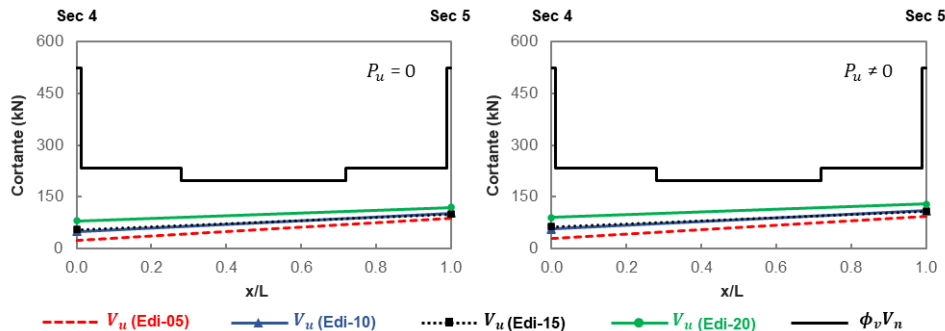


Figura N°3.105 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 2 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

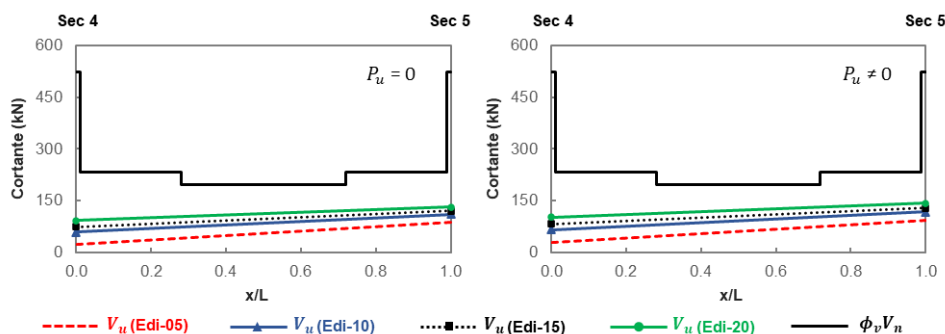


Figura N°3.106 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 3 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

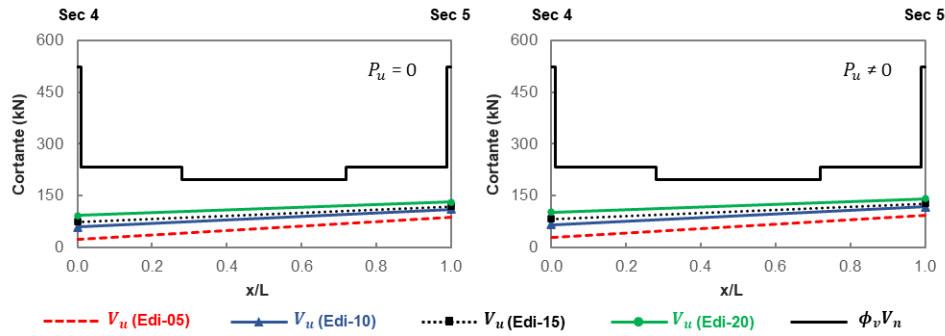


Figura N°3.107 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 4 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

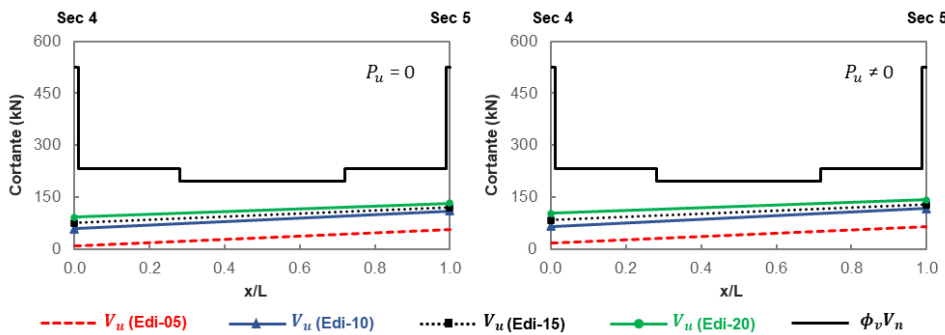


Figura N°3.108 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 5 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

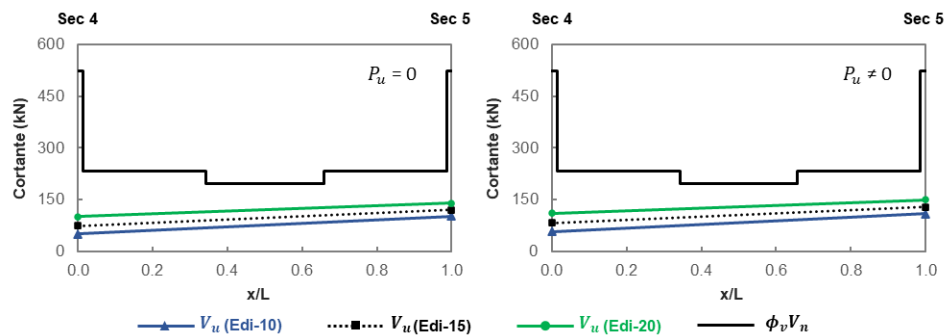


Figura N°3.109 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 6 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

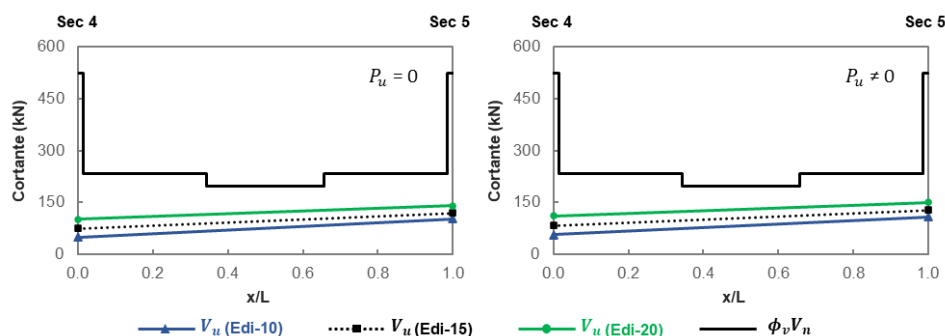


Figura N°3.110 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 7 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

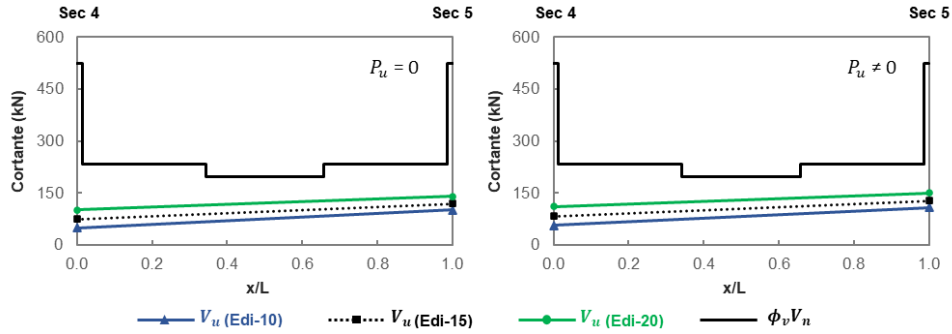


Figura N°3.111 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 8 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

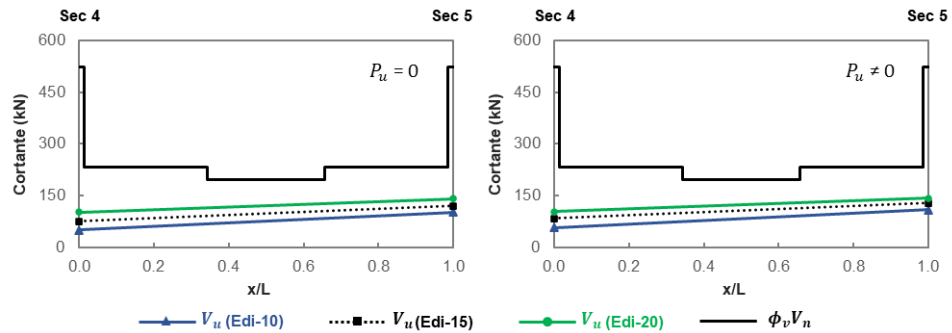


Figura N°3.112 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 9 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

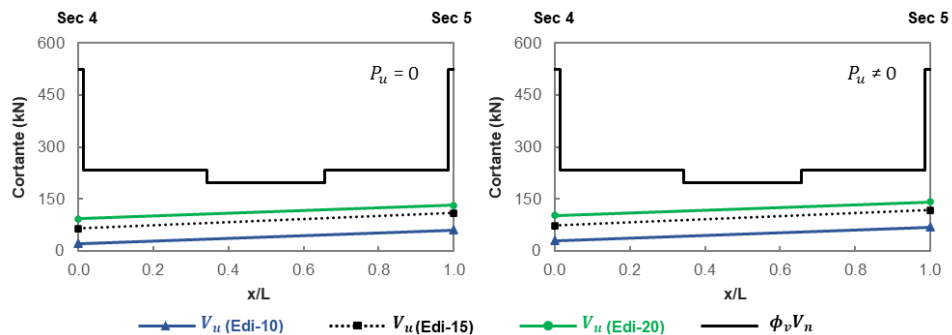


Figura N°3.113 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 10 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

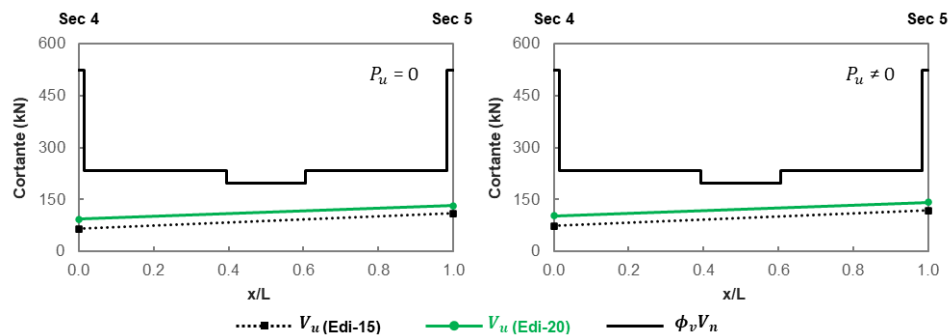


Figura N°3.114 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 11 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

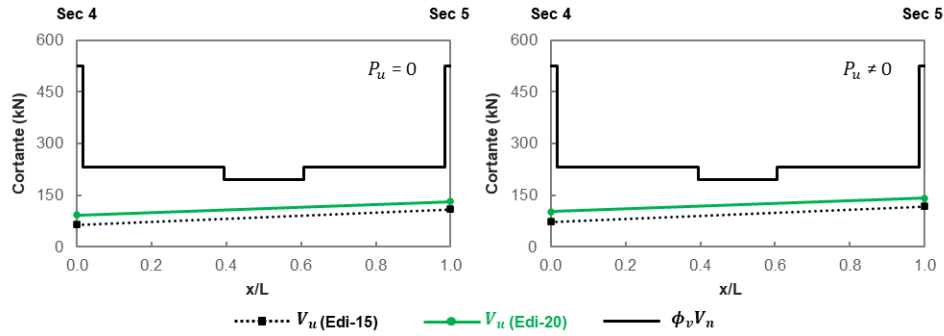


Figura N°3.115 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 12 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

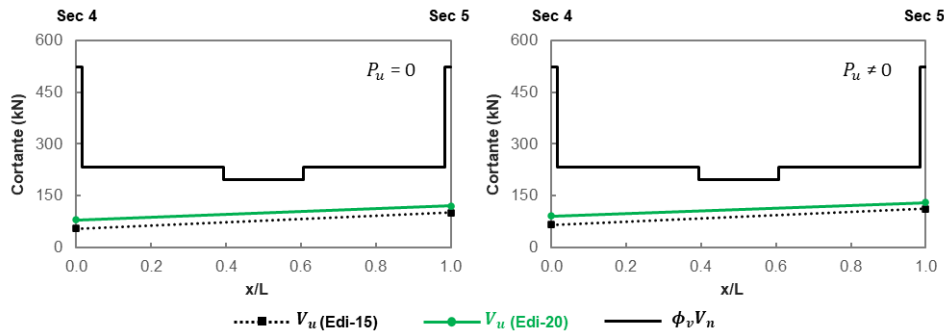


Figura N°3.116 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 13 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

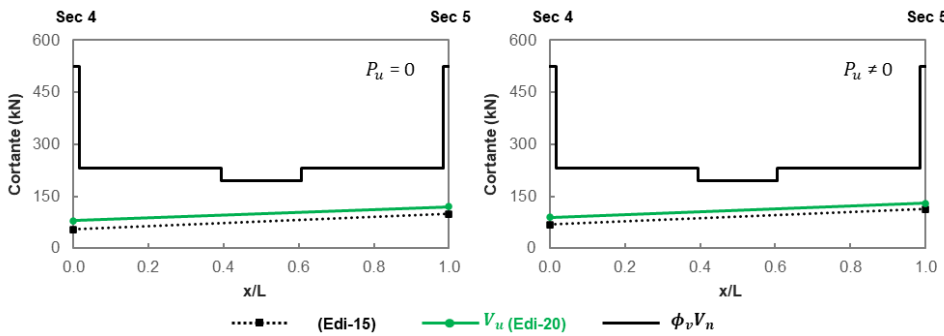


Figura N°3.117 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 14 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

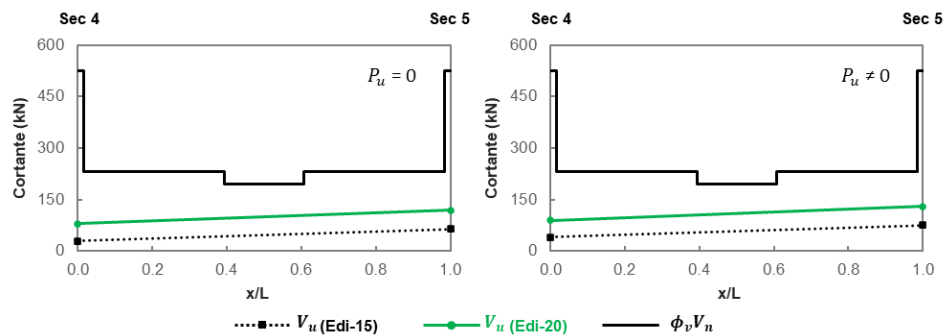


Figura N°3.118 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 15 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y



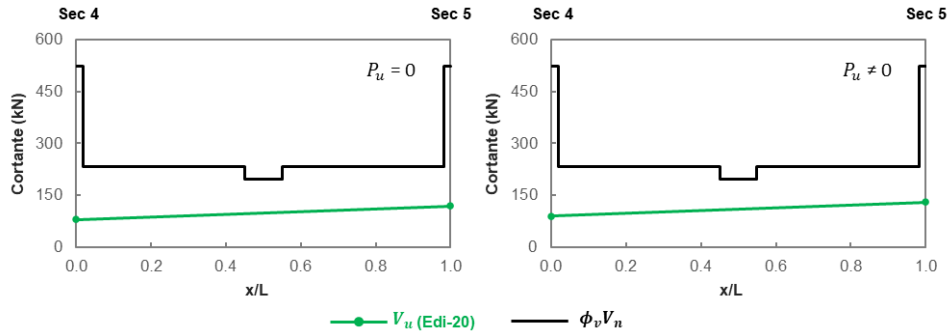


Figura N°3.119 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 16 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

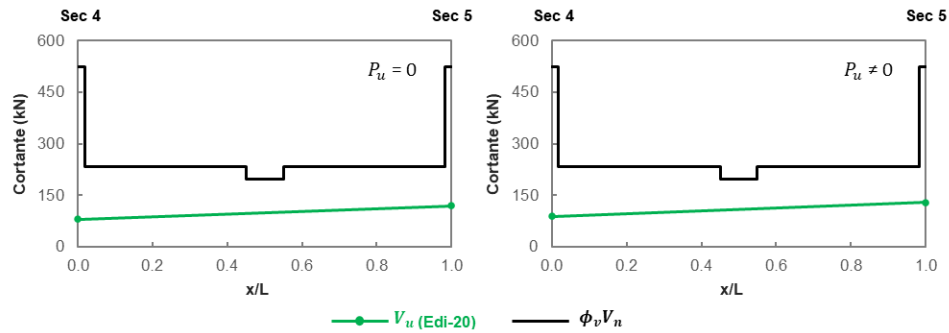


Figura N°3.120 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 17 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

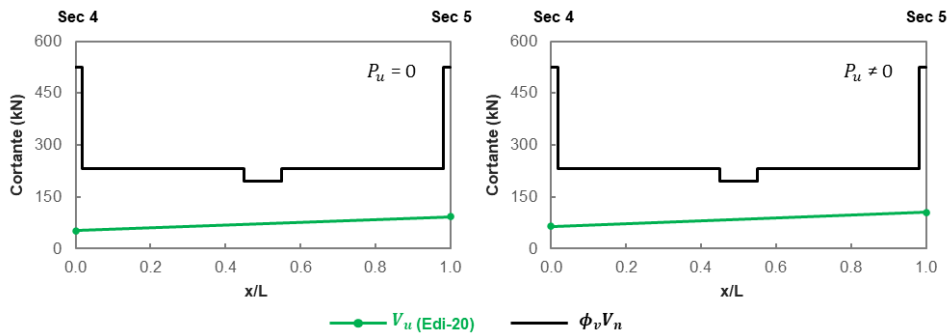


Figura N°3.121 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 18 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

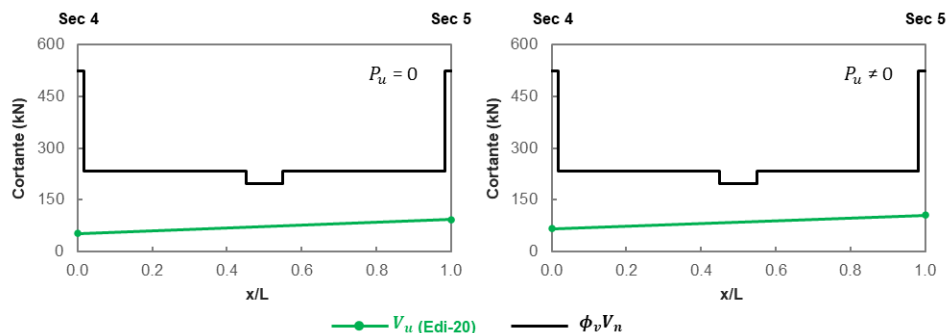


Figura N°3.122 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 19 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

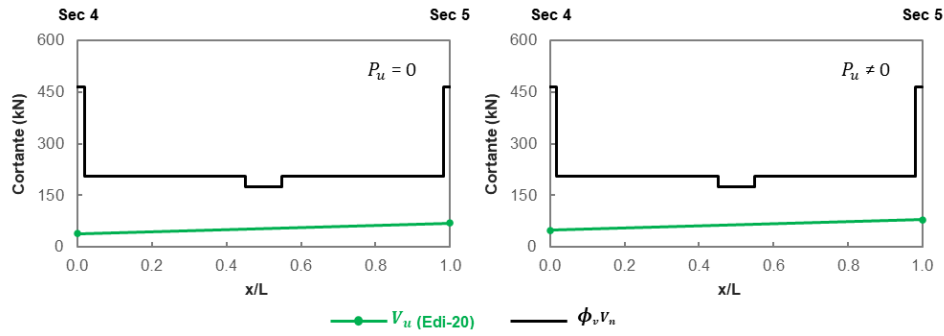


Figura N°3.123 Demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) para la viga en estudio del nivel 20 y su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ), considerando  $P_u = 0$  y  $P_u \neq 0$ , para la fuerza sísmica en la dirección Y

### 3.6. DISEÑO DE LA CONEXIÓN LOSA - MURO ESTRUCTURAL

En esta sección se evaluó el refuerzo en la interface losa - muro de los cuatro edificios en estudio, de acuerdo a lo descrito en la sección 2.2.6, para las fuerzas obtenidas con sólo el enfoque del ASCE 7 (2016). Se considera que el vaciado del concreto de la losa con el muro es monolítico; es decir, el valor del coeficiente de fricción ( $\mu$ ) es igual a 1.4 (ver Tabla N°2.4).

#### 3.6.1. Sismo en la dirección X

La Figura N°3.124 muestra los dos muros en estudio para la dirección X. Las Tablas N°A03.85-N°A03.88 resume el diseño de la conexión losa - muro estructural para cada edificio en estudio, donde la fuerza cortante actuante ( $V_u$ ) es igual a  $F/16a$  para esta dirección de análisis (ver Figura N°3.28). Además, se obtuvo el espaciamiento requerido ( $s_{req}$ ) para determinada barra ( $\phi$  barra), mediante la siguiente expresión:

$$s_{req} = \frac{A_v}{A_{vf}} \quad (3.97)$$

donde  $A_v$  viene a ser el área de la sección transversal de la barra. Finalmente, se evaluó la fuerza cortante nominal ( $V_n$ ) en un ancho de un metro, a partir del espaciamiento elegido del refuerzo ( $s$ ), verificándose que no exceda alguno de los siguientes valores:

$$0.2f'_c A_c = 0.2 \cdot (20.6) \cdot (1000 * 50) = 206 \text{ kN/m}$$

$$5.5A_c = 5.5 \cdot (1000 * 50) = 275 \text{ kN/m}$$

La fuerza cortante nominal máxima ( $V_{n\text{máx}}$ ) es el menor de estos dos valores, siendo igual a 206 kN/m. Para el sismo que actúa en la dirección X, la Figura N°3.125 muestra los valores obtenidos de  $A_{vf}$  y  $s_{req}$ , para una barra de 6 mm, en los cuatro edificios.

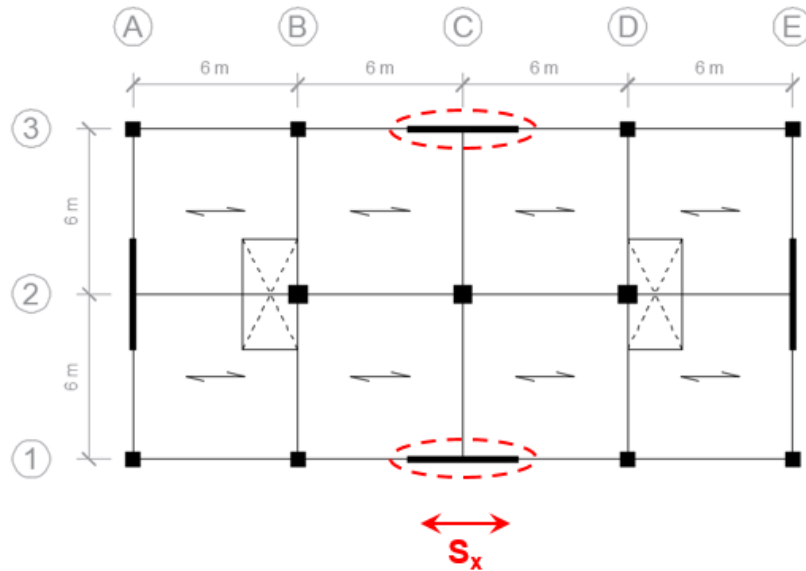


Figura N°3.124 Ubicación de la conexión losa - muro estructural, para la fuerza sísmica en la dirección X

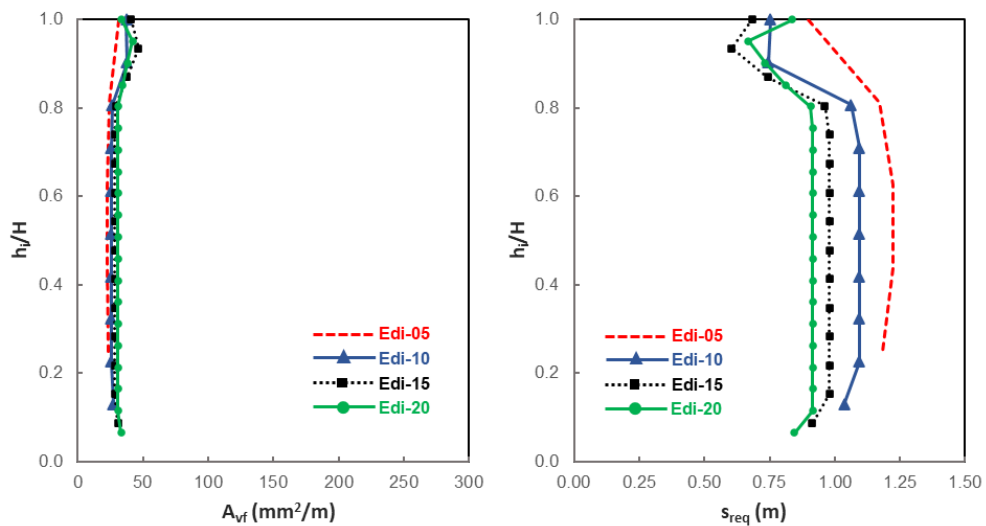


Figura N°3.125  $A_{vf}$  y  $s_{req}$  en la conexión losa - muro estructural de los cuatro edificios en estudio, para la fuerza sísmica en la dirección X

### 3.6.2. Sismo en la dirección Y

Para esta dirección de análisis, la Figura N°3.126 muestra los dos muros en estudio. Las Tablas N°A03.89-N°A03.92 resume el diseño de la conexión losa - muro estructural para cada edificio en estudio, donde la fuerza cortante actuante ( $V_u$ ) es igual a  $9F/32a$  para esta dirección de análisis (ver Figura N°3.36). Seguidamente, la Figura N°3.127 muestra los valores obtenidos de  $A_{vf}$  y  $s_{req}$ , para una barra de 6 mm, en los cuatro edificios de estudio para el sismo que actúa en la dirección Y.

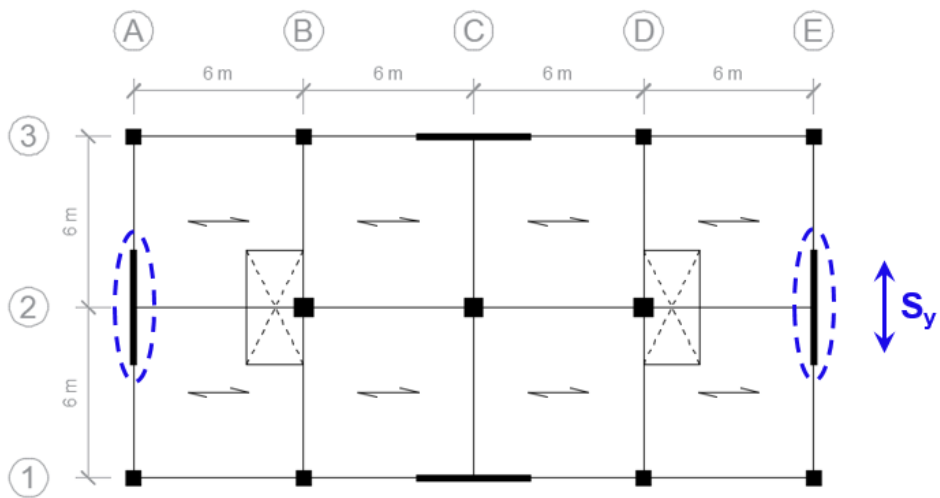


Figura N°3.126 Ubicación de la conexión losa - muro estructural, para la fuerza sísmica en la dirección Y

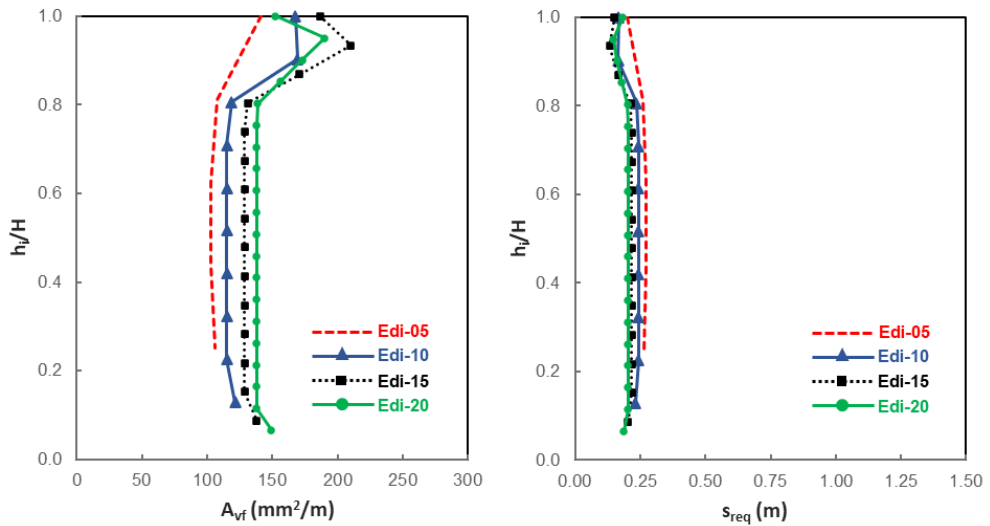


Figura N°3.127 A<sub>vf</sub> y s<sub>req</sub> en la conexión losa - muro estructural de los cuatro edificios en estudio, para la fuerza sísmica en la dirección Y

## CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS

En lo que respecta a las aceleraciones horizontales máximas de piso ( $a_i$ ), las obtenidas mediante el procedimiento del ASCE 7 (2016) en los cuatro edificios en estudio son mayores que las calculadas por el ingeniero de la práctica al emplear el procedimiento descrito en el artículo 29 de la normativa E.030 (2018) para el sismo que actúa en las direcciones X e Y. Esto se ilustra en la Figura N°4.1, donde las  $a_i$  del ASCE 7 se llegan a magnificar hasta 5.2 y 45.4 en la parte superior e inferior de los edificios, con respecto a las  $a_i$  de la E.030, respectivamente. Además, se observa que la forma de esta relación de  $a_i$  sobresale notoriamente en el tercio central de los edificios altos (Edi-15 y Edi-20), debido a la contribución elástica de los modos superiores.

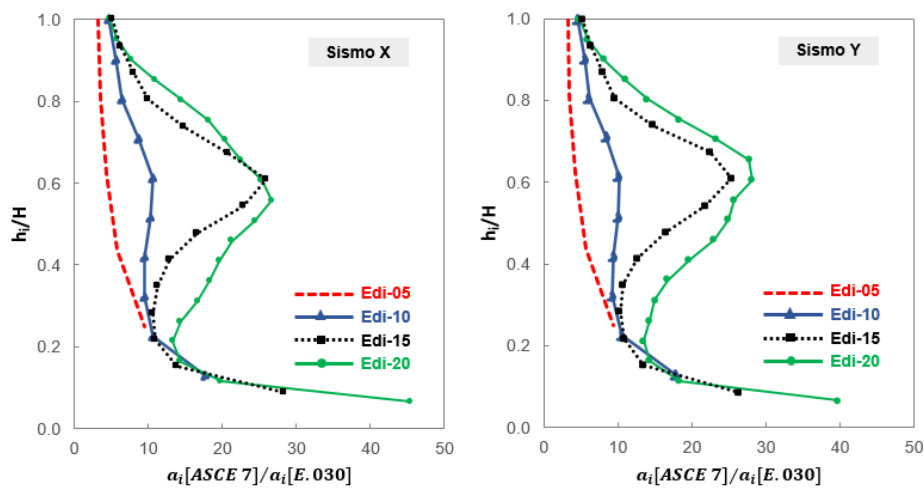


Figura N°4.1 Envolvente de  $a_i$  del ASCE 7 normalizada con respecto a las  $a_i$  de la E.030 de los edificios en estudio para el sismo en ambas direcciones

Para el procedimiento del ASCE 7, se observó que la envolvente de  $a_i$  tiende a aumentar con el número de niveles; sin embargo, cuando el periodo del segundo modo traslacional ( $T_2$ ) de un edificio se ubica fuera de la zona plana del espectro de diseño ( $T_2 > T_p$ ), las aceleraciones en los pisos superiores se reducen, comparados con edificios más bajos. Esto se puede ver en edificios altos como el edificio Edi-20 en estudio, representado por una línea continua verde, donde el  $T_2$  cae en la zona descendente del espectro (Figura N°4.2).

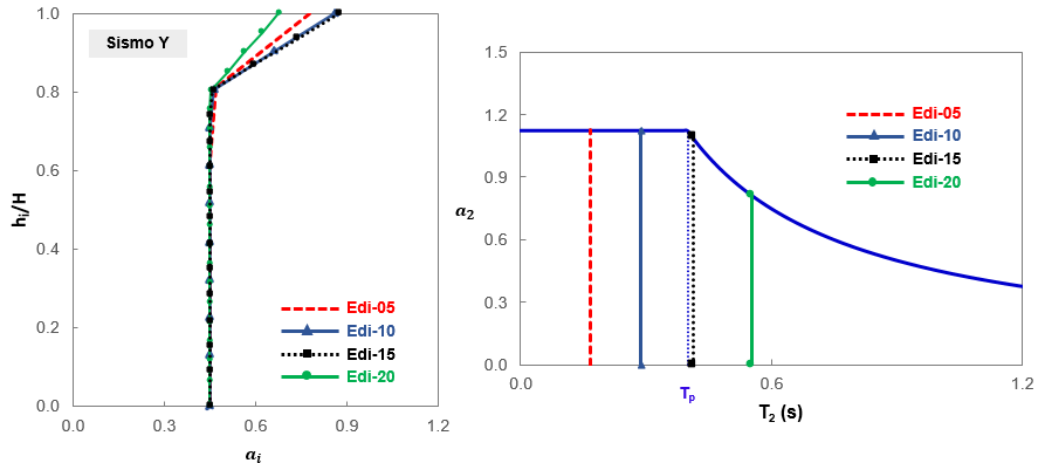


Figura N°4.2 Envolvente de  $a_i$  obtenida con el procedimiento del ASCE 7 y ubicación del  $T_2$  en el espectro de diseño de los edificios en estudio para el sismo en la dirección Y

Del análisis del diafragma ante la fuerza sísmica ( $F$ ) en su plano, la Tabla N°4.1 resume las fuerzas máximas obtenidas en los elementos cuerda, panel, y tirante, correspondientes a los métodos de la Viga Horizontal, Panel y Barra, y Puntal - Tirante, respectivamente. Se observa que la dirección de análisis y, por lo tanto, la relación A/B influye en la distribución de fuerzas en los elementos, siendo crítica en la dirección donde el valor de A/B es mayor. Esto se justifica en la Figura N°4.3 a partir de la analogía del diafragma como viga, donde las fuerzas requeridas ( $T_u$ ) son mayores en la dirección Y del sismo para cierta demanda ( $F$ ), ya que el peralte del diafragma ( $B$ ) en esta dirección es menor que la del sismo en la dirección X.

Tabla N°4.1 Fuerzas máximas obtenidas en los elementos de los tres métodos de diseño para el diafragma de los edificios en estudio

Sismo	A/B	Método		
		Viga Horizontal	Panel y Barra	Puntal - Tirante
Dirección X	0.50	0.053F	3F/32a	1.13 F
Dirección Y	2.00	0.215F	9F/32a	2.91 F

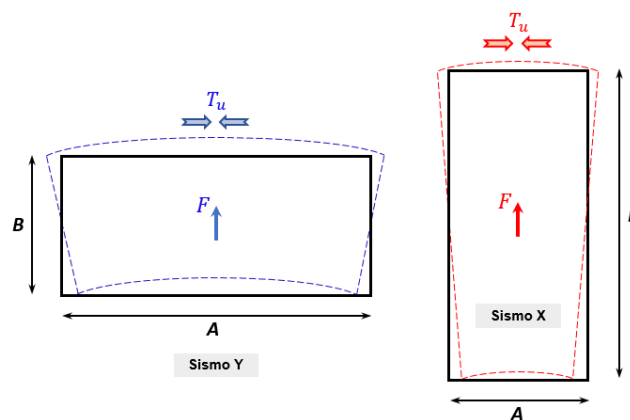


Figura N°4.3 Esquema del peralte del diafragma ( $B$ ) y las fuerzas de tracción ( $T_u$ ) generadas para el sismo en ambas direcciones

Con respecto a la cuantía de refuerzo obtenida en los diafragmas ( $\rho_t$ ) de los edificios en estudio para cada método de diseño, la Tabla N°4.2 muestra los valores máximos para el sismo que actúa en la dirección Y, escenario más crítico. Se observa como el método Panel y Barra se ubica en una posición intermedia entre los métodos de la Viga Horizontal y Puntal - Tirante. Además, se aprecia que para las aceleraciones obtenidas con la E.030 en los métodos de la Viga Horizontal y Panel y Barra no es necesario acero de refuerzo, pues sólo el concreto es capaz de resistir la demanda sísmica, mientras que sí se requiere para el procedimiento del ASCE 7. De los resultados del método Puntal - Tirante, se observa que se requiere cuantía para ambos enfoques de fuerzas debido al carácter conservador del método, superando la cuantía por temperatura sólo con el procedimiento del ASCE 7.

Al considerar las aberturas en el modelo Panel y Barra del diafragma, que apenas representan el 5.56% de área del sistema de piso, se ve que las fuerzas en los paneles cercanos a estas aberturas aumentaron en un 50%, con respecto al modelo del diafragma sin aberturas, obteniéndose una cuantía igual a 0.00172. Esta cuantía está cerca al mínimo requerido en diafragmas estructurales por nuestra norma E.060, por lo que podría requerirse una cuantía mayor a esta cuando se incremente el área de las aberturas, siendo necesario evaluar cada uno de los casos que se estudian.

Tabla N°4.2 Máxima  $\rho_t$  de los cuatro edificios para la fuerza sísmica que actúa en la dirección Y

Fuerza	Método		
	Viga Horizontal	Panel y Barra	Puntal - Tirante
<b>ASCE 7 (2016)</b>	0.00096	0.00172	0.00335
<b>E.030 (2018)</b>	-*	-*	0.00127

\* No se requiere cuantía de refuerzo por fuerza sísmica; es decir, sólo el concreto es suficiente para resistir esta demanda

En el caso del diseño realizado por flexo-tracción de las vigas de borde en los diafragmas, la Figura N°4.4 resume las secciones donde el refuerzo longitudinal obtenido de un diseño convencional no fue suficiente para resistir las demandas sísmicas en el diafragma, cuyas marcas “x” e “y” indican la dirección de la fuerza sísmica en análisis. A diferencia del diseño del diafragma en sí, se observa que un 80% de las secciones de las vigas que requieren refuerzo adicional corresponden al sismo en la dirección X, donde la relación A/B del diafragma es menor.

Con respecto a la sección 2 de la viga, se requiere refuerzo adicional para un  $h_i/H$  mayor a 0.8 en todos los edificios, mientras que para el resto de niveles existe una tendencia de requerir refuerzo adicional sólo en los edificios más altos (Edi-15 y Edi-20) debido al aumento de la demanda sísmica de momentos ( $M_u^{2-}$ ) en estos niveles. Para la sección 4 de la viga, en los edificios más altos (Edi-15 y Edi-20) se ve una tendencia de requerir refuerzo adicional sólo en la zona superior, que es donde ocurren las mayores demandas sísmicas de tracción ( $N_u$ ) y el área del refuerzo longitudinal ( $A_{st}$ ) no es el máximo colocado a lo largo de la altura del edificio. En lo que respecta a la sección 3 de la viga, aunque las demandas de  $N_u$  son mayores que la sección 2, sólo se requiere refuerzo adicional en algunos niveles y no hay una tendencia clara, esto ocurre porque la demanda sísmica de momentos ( $M_u^{3+}$ ) es menor que  $M_u^{2-}$ .

Por otro lado, si bien el requerimiento de refuerzo adicional ocurre en la dirección del sismo paralela a la ubicación de la viga, la sección 3 de la viga en el último nivel del edificio Edi-15 también requiere refuerzo adicional para el sismo en Y, esto se justifica debido a las fuerzas de tracción ( $T_u$ ) que se generan en las vigas ubicadas en un extremo del diafragma y perpendicular a la dirección de la fuerza sísmica (Figura N°4.3).

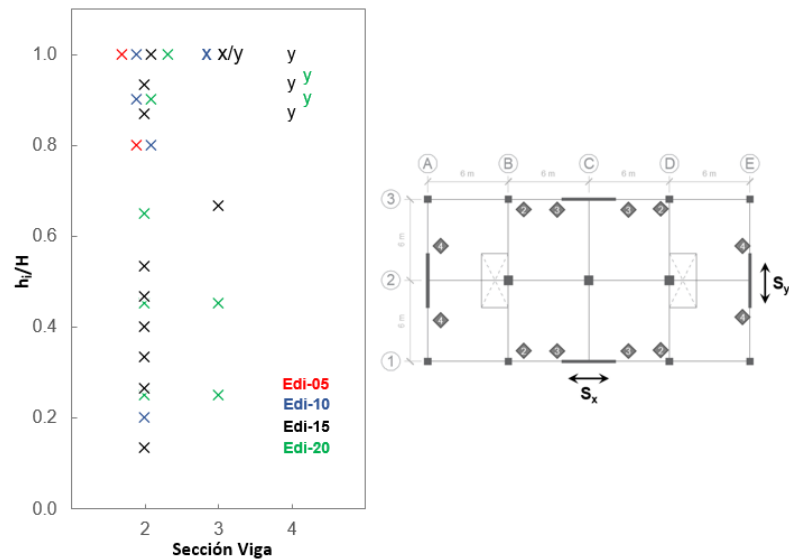


Figura N°4.4 Secciones de vigas que requieren refuerzo longitudinal adicional por flexo-tracción en los edificios en estudio para el sismo ambas direcciones

En referencia al diseño por corte, las Figuras N°4.5 y N°4.6 muestran la demanda de fuerza cortante ( $V_u$ ) normalizada según su resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ) en cinco posiciones de las vigas definidas por las secciones 2-3 y 4-5, respectivamente. Si



bien la demanda de  $V_u$  es máxima en un extremo de la viga ( $x/L=1$ ) para la dirección de análisis, su  $\phi_v V_n$  es la mayor a lo largo de la viga, escenario que no ocurre en el centro de la viga ( $x/L=0.5$ ), donde la demanda de  $V_u$  no es la máxima y cuya  $\phi_v V_n$  es la menor a lo largo de la viga, por lo que los valores máximos de  $V_u/\phi_v V_n$  ocurrirían en la zona central de la viga. Además, se observa un aumento del  $V_u/\phi_v V_n$  al considerar el nuevo refuerzo longitudinal por flexo-tracción y la fuerza axial de compresión ( $P_u$ ), manteniendo constante el refuerzo transversal obtenido de un diseño convencional; sin embargo, esta relación no fue mayor a 1 en ningún caso, garantizándose un modo de falla dúctil en estas vigas.

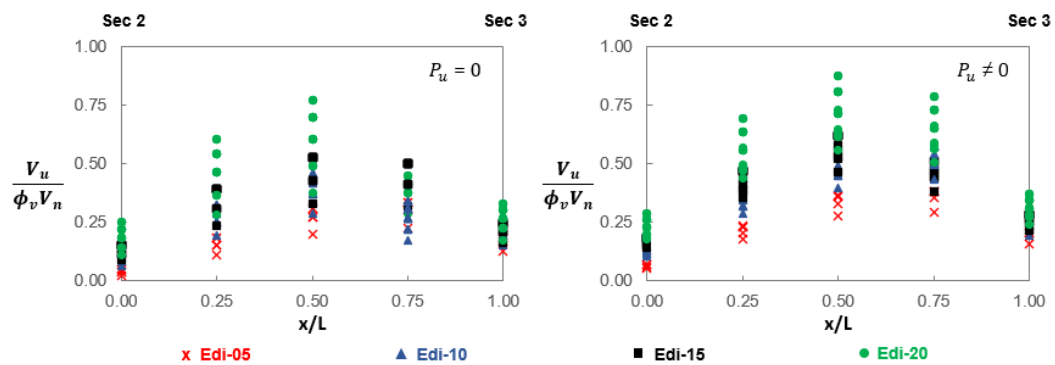


Figura N°4.5 Variación de  $V_u/\phi_v V_n$  de la viga definida por las secciones 2 y 3 con y sin  $P_u$  de los edificios en estudio para el sismo en la dirección X

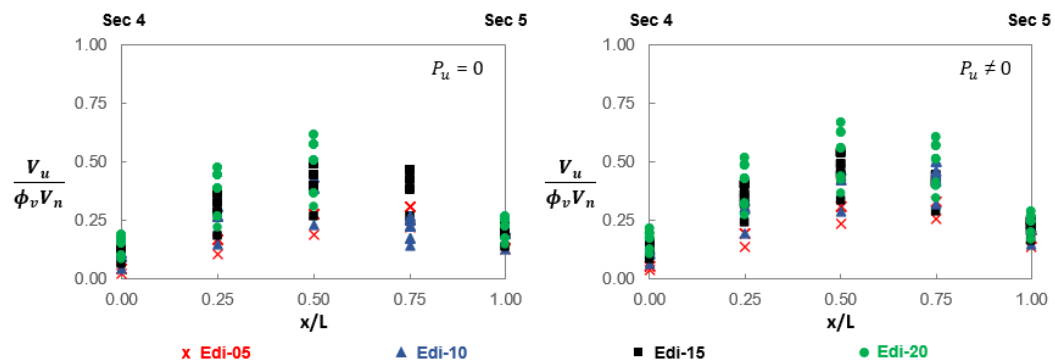


Figura N°4.6 Variación de  $V_u/\phi_v V_n$  de la viga definida por las secciones 4 y 5 con y sin  $P_u$  de los edificios en estudio para el sismo en la dirección Y

Ensayos realizados por Seminario (2017) indican que el esfuerzo último de las varillas fabricadas en Perú supera el  $f_y$  en un 72% y 85% para las varillas de 5/8" y 3/4" empleadas en las vigas de estudio, respectivamente. Al considerar este efecto en el cálculo de la resistencia a flexión, y de forma indirecta en el  $V_u$ , sus valores aumentarían y las vigas podrían desarrollar un modo de falla frágil (cortante). Al considerar este mayor esfuerzo en las varillas, la demanda de cortante se incrementa pudiendo alcanzarse una falla frágil en cualquier sección

de la viga, por lo tanto, es necesario realizar una revisión del diseño a cortante en la viga.

La consideración de las aberturas en el modelo Panel y Barra del diafragma no sólo influye en su diseño en sí, sino en la conexión losa - muro estructural y sobre el perímetro de las aberturas. La Tabla N°4.3 muestra los resultados de diseño máximos obtenidos en estos elementos con el procedimiento del ASCE 7. Se aprecia que los resultados más críticos corresponden al sismo en la dirección Y, donde una varilla de 6 mm espaciada a 125 mm a lo largo de la conexión y cuatro varillas de 1/2" ( $A_s=516 \text{ mm}^2$ ), sin refuerzo transversal, en todo el perímetro de las aberturas cumplirían con los requerimientos de diseño.

Tabla N°4.3 Parámetros de diseño máximos obtenidos en la conexión y en el perímetro de la abertura del diafragma con el procedimiento del ASCE 7

Sismo	A/B	Conexión losa - muro estructural		Perímetro de la abertura	
		$A_{vf} \text{ (mm}^2\text{/m)}$	$s_{req} \text{ (mm)}^*$	$A_s \text{ (mm}^2\text{)}$	$\sigma_c \text{ (f'c)}$
Dirección X	0.50	46.3	605	129.5	0.15
Dirección Y	2.00	210.2	133	392.4	0.44

\* Espaciamiento requerido para una varilla de 6 mm

## CONCLUSIONES

En la presente investigación se ha propuesto un procedimiento simple y racional para el diseño sísmico de diafragmas en edificios de concreto armado, el cual estima la envolvente de fuerzas de diseño y obtiene el acero a partir de diversos métodos de diseño. Esta envolvente se obtuvo mediante el procedimiento del ASCE 7 (2016) debido a su simplicidad y naturaleza analítica y experimental, además de su aplicabilidad en diferentes sistemas estructurales. Seguidamente, se propuso el método Panel y Barra para el diseño del diafragma, el cual idealiza el diafragma ante fuerzas en el plano en su totalidad, en comparación con los métodos más conocidos en la práctica de diseño: de la Viga Horizontal y Puntal - Tirante.

Este procedimiento se aplicó a cuatro edificios de diferentes niveles y misma configuración en planta, los cuales cumplieron los requisitos de análisis y diseño indicados en las normas E.030 (2018) y E.060 (2009), y se realizaron comparaciones entre los resultados que obtendría el ingeniero de la práctica.

De lo expuesto, las principales conclusiones son:

1. Se empleó el procedimiento simplificado del ASCE 7 para estimar la envolvente de aceleraciones máximas de piso ( $a_i$ ) y las fuerzas de diseño para diafragmas ( $F_{di}$ ) usando los parámetros sísmicos de la norma E.030. Este procedimiento lleva a valores bastante mayores de aceleración que los obtenidos por el ingeniero de la práctica al emplear el procedimiento descrito en el artículo 29 de la normativa E.030 para los edificios en estudio de 5, 10, 15 y 20 niveles.
2. Se observó que la relación de aspecto (A/B) del diafragma es un factor determinante en el diseño. De los edificios en estudio, se obtuvieron mayores cuantías en el diafragma ( $\rho_t$ ) en la dirección donde la relación A/B fue mayor (Sismo en Y), mientras que en la dirección transversal (Sismo en X) se presentaron mayores demandas de flexo-tracción ( $M_u, N_u$ ) y corte ( $V_u$ ) en las vigas perimetrales del diafragma.
3. Las aceleraciones obtenidas empleando la metodología de la E.030 muestran que el uso de la cuantía mínima de diafragmas indicada en la norma E.060, igual a 0.0018, es suficiente para resistir los efectos sísmicos en los diafragmas de los edificios en estudio. Sin embargo, estos resultados podrían no ser confiables, ya que las fuerzas con esta metodología evalúan la máxima

demanda de fuerza cortante en la base y no representan el escenario de las fuerzas máximas de piso; además, subestiman las fuerzas con respecto al procedimiento del ASCE 7, que parece ser una metodología que predice mejor las aceleraciones de piso. Por lo cual, se podría obtener una cuantía mayor al 0.0018 cuando se emplee las fuerzas del ASCE 7 y se diseñe otra configuración del diafragma.

4. Al evaluar las fuerzas con el procedimiento del ASCE 7 y diseñar un diafragma con aberturas, como el mostrado en esta tesis, sólo con el método Puntal - Tirante se obtuvo una cuantía mayor que la requerida por temperatura en los cuatro edificios, mientras que la cuantía máxima con el método Panel y Barra, obtenida cerca de las aberturas, fue apenas menor que el 0.0018. El carácter conservador del método Puntal - Tirante, con respecto al método Panel y Barra, ocurre porque este no considera el aporte del concreto en la resistencia de diseño. En este contexto, el área de las aberturas en el diafragma influye de forma proporcional en el valor de la cuantía requerida.
5. En referencia al método de la Viga Horizontal, el más conocido dentro de la práctica para el diseño sísmico del diafragma, se obtuvieron menores cuantías en el diafragma que con los otros métodos de Puntal - Tirante y Panel y Barra, no llegando a superar la requerida por temperatura en ningún caso, aún empleado las fuerzas del ASCE 7. Sin embargo, el método de la Viga Horizontal es aproximado y no idealiza la transferencia de fuerzas dentro del diafragma de la forma más adecuada, específicamente cuando existen aberturas, pues la magnitud de estas influye en la distribución de fuerzas dentro del diafragma.
6. Para propósitos del diseño sísmico de diafragmas en edificios, el método Panel y Barra propuesto emplea sólo ecuaciones de equilibrio, por lo que resulta una herramienta útil para el ingeniero de la práctica y se ubica en una posición intermedia entre los métodos Puntal - Tirante y de la Viga Horizontal en lo que respecta a la cuantía necesaria ante la acción sísmica en la losa. Una ventaja adicional del método Panel y Barra es que captura las fuerzas axiales que actuarían en las vigas y las fuerzas en la conexión losa-muro y sobre el perímetro de las aberturas del diafragma, ofreciendo un diseño racional de estas zonas.
7. En los cuatro edificios se observó que el refuerzo longitudinal en las vigas perimetrales del diafragma, obtenido a partir de un diseño convencional por

flexión pura, no necesariamente garantiza resistir las demandas por flexo-tracción ( $M_u, N_u$ ) en todos los niveles, obteniéndose diseños del lado de la inseguridad. El uso del método Panel y Barra captura las demandas adicionales en las vigas debido al comportamiento sísmico del diafragma.

8. La revisión a corte empleando el diseño por capacidad en las vigas perimetrales del diafragma demostró que el refuerzo transversal, obtenido a partir de un diseño convencional, es suficiente para resistir las nuevas y mayores demandas de cortante ( $V_u$ ) en los edificios estudiados, pues se considera la fuerza axial en compresión ( $P_u$ ) y el posible refuerzo longitudinal adicional por flexo-tracción ( $A_{st1}$ ), garantizando un modo de falla dúctil en estas vigas. Sin embargo, se recomienda realizar esta revisión en cada caso particular de una edificación.

## RECOMENDACIONES

1. Dentro de la práctica de diseño sísmico de edificios en nuestro medio, se recomienda considerar el diseño del diafragma ante fuerzas sísmicas en su plano debido a su importancia en el desempeño sísmico de una estructura y en la tendencia de normas internacionales de diseño sismorresistente (ASCE 7, NTCDS, NZS 1170.5) de considerarlo como un elemento estructural principal.
2. Como se ha observado en esta investigación, diseñar el diafragma con las fuerzas obtenidas empleando la metodología de la E.030 llevaría a subestimar el acero requerido, por lo que se recomienda introducir en la E.030 un nuevo enfoque de fuerzas para el diseño exclusivo de diafragmas en edificios.
3. El enfoque de fuerzas del procedimiento del ASCE 7 presentado para el diseño de diafragmas se limita a edificios regulares, por lo que en estructuras irregulares se tendría que realizar un análisis dinámico no lineal para estimar las aceleraciones máximas de piso.
4. En la presente tesis se estimó la envolvente de aceleraciones máximas de piso con el procedimiento del ASCE 7 usando los parámetros sísmicos de la E.030 en cuatro edificios de diferentes niveles y conformados por sistemas de muros estructurales. Si bien este procedimiento tiene un sustento analítico y experimental, se recomienda realizar futuras investigaciones en revisar estos resultados con análisis del tipo dinámico no lineal, y considerando otros sistemas estructurales, como pórticos y dual.
5. Se recomienda realizar el análisis del diafragma en estudio con la formulación inicial del método Panel y Barra, considerando las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad, con la finalidad de verificar el carácter conservador del método Panel y Barra propuesto en esta investigación. De forma complementaria, a partir de un estudio paramétrico se aconseja evaluar el efecto de los factores del diafragma que influyen en su diseño, como la relación de aspecto (A/B) y la magnitud de las aberturas en el diafragma.
6. Se sugiere revisar el refuerzo longitudinal y transversal en las vigas para cada edificio en estudio, obtenidos de un diseño convencional, debido a su interacción con el diafragma ante fuerzas sísmicas, generándose fuerzas axiales de tracción y de compresión a lo largo de las vigas, además de momentos flectores y fuerzas cortantes.

## REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- [1] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014.
- [2] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, 2019.
- [3] Al Harash, M.; Rathore, A. y Panahshahi, N. (2010). "Inelastic Seismic Response of Rectangular RC Buildings with Plan Aspect Ratio of 3:1 with Floor Diaphragm Openings". Structures Congress, ASCE, 1971-1980.
- [4] American Society of Civil Engineers (2010). "Minimum design loads for buildings and Other Structures". Virginia, USA.
- [5] American Society of Civil Engineers (2016). "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures". ASCE 7. Reston, VA.
- [6] Argyris, J. H. (1954). "Energy Theorems and Structural Analysis". Aircraft Engineering.
- [7] Basu, D. y Jain, S. K. (2004). "Seismic Analysis of Asymmetric Buildings with Flexible Floor Diaphragms". Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 130, 1169-1176.
- [8] Blaauwendraad, J. (2018). "Stringer-Panel Models in Structural Concrete Applied to D-region Design". SpringerBriefs in Applied Sciences and Technology.
- [9] Blaauwendraad, J. y Hoogenboom P. (1996). "Stringer Panel Model for Structural Concrete Design". ACI Structural Journal, V. 93. No. 3, May-June.
- [10] Blandón, J. (2005). "Estudio del comportamiento sísmico de sistemas de pisos en estructuras prefabricadas de concreto". Tesis de Doctorado. Instituto de Ingeniería UNAM, México D.F.
- [11] Blandón, J. y Rodríguez, M. (2005). "Behavior of Connections and Floor Diaphragms in Seismic-Resisting Precast Concrete Buildings". PCI JOURNAL, March-April, 56-75.
- [12] Blandón, J. y Rodriguez, M. (2017). "Analysis of diaphragm seismic design in two 5-story miniature steel frame buildings tested in shaking table". 16<sup>th</sup> World Conference on Earthquake. Santiago Chile, January 9<sup>th</sup> to 13<sup>th</sup>.

- [13] Bull, D. (2004). "Understanding the Complexities of Designing Diaphragms in Buildings for Earthquakes". *Bulletin of NZ Society for Earthquake Engineering*. Vol. 37, 70-88.
- [14] Cabrera, H. (2008). "Estudio en mesa vibradora del comportamiento sísmico de un edificio prefabricado de concreto de tres niveles". Tesis de Maestría. Instituto de Ingeniería UNAM, México D.F.
- [15] De-La-Colina, J. (1999). "In-plane floor flexibility effects on torsionally unbalanced systems". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 28, 1705-1715.
- [16] Doudoumis, I. N. y Athanatopoulou, A. M. (2001). "Code provisions and analytical modelling for the in-plane flexibility of floor diaphragms in building structures". *Journal of Earthquake Engineering*, 5:4, 565-594.
- [17] EERI (1994). "Northridge Earthquake, January 17, 1994, Preliminary Reconnaissance Report". Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.
- [18] Eurocode 8 (2004). "Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings". European Committee for Standardization.
- [19] Fanella, D. y Mota, M. (2018). "Design of Reinforced Concrete Diaphragms for Wind". *STRUCTURE magazine*, 9-12.
- [20] Fatemi, H.; Paultre, P. y Lamarche, C. (2020). "Experimental Evaluation of Inelastic Higher-Mode Effects on the Seismic Behavior of RC Structural Walls". *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 146, 1-15.
- [21] Fleischman, R.; Restrepo, J.; Ghosh, S.; Naito, C. y Sause, R. (2005). "Seismic design methodology for precast concrete diaphragms - Part 1: Design framework". *PCI Journal*, Vol. 50, No. 5, 68-83.
- [22] Gardiner, D. (2011). "Design recommendations and methods for reinforced concrete floor diaphragms subjected to seismic forces". PhD Thesis, University of Canterbury, New Zealand.
- [23] Gardiner, D.; Bull, D. y Carr, A. (2008). "Trends of Internal Forces in Concrete Floor Diaphragms of Multi-storey Structures During Seismic Shaking". 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [24] Hall, J. (1995). "Northridge Earthquake of January 17, 1994 Reconnaissance Report". *Earthquake Spectra*, Vol. 1.



- [25] Henry, R. y Ingham, J. (2012). "Performance of precast concrete floor systems during the 2010/2011 Canterbury Earthquakes". The New Zealand Concrete Industry Conference 2012. Claudelands, Hamilton, October 11-13.
- [26] Hsiao, J. y Tezcan J. (2012). "Seismic Retrofitting for Chord Reinforcement for Unreinforced Masonry Historic Buildings with Flexible Diaphragms". Practice Periodical on Structural Design and Construction. Vol. 17, 102-109.
- [27] Ju, S. H. y Lin, M. C. (1999). "Comparison of buildings analyses assuming rigid or flexible floors". Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 125, 25-31.
- [28] Jimenez, F. J. y Massone, L. M. (2018). "Experimental seismic shear force amplification in scaled RC cantilever shear walls with base irregularities". Bull Earthquake Eng.
- [29] Kam, W.; Pampanin, S. y Elwood, K. (2011). "Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttelton) earthquake". Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 44, No. 4, 239-278.
- [30] Kelly, D. J. y Ghosh, S. K. (2014). "Diaphragm response to and design for earthquake ground motions". Proceedings of the 10<sup>th</sup> National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Anchorage, AK.
- [31] Khajehdehi, R.; Panahshahi, N. y Ghaffari, R. (2018). "In-Plane Flexibility of Reinforced Concrete Floor Diaphragms with Openings". Structures Congress, ASCE, 243-250.
- [32] Khaloo, A.; Masoomi, H.; Nozhati, S. y Mohamadi, M. (2014). "Influence of diaphragm opening on seismic response of rectangular RC buildings with end shear walls". Scientia Iranica, Transactions A: Civil Engineering 23, 1689-1698.
- [33] Kunnanth, S.; Panahshahi, N. y Reinhorn, A. (1991). "Seismic response of RC buildings with inelastic floor diaphragms". Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 117, 1218-1237.
- [34] León, G. A. (2006). "Diseño sísmico de sistemas de piso en edificios prefabricados de concreto reforzado". Tesis de Maestría. Instituto de Ingeniería UNAM, México D.F.
- [35] Mitchell, D. y Paultre, P. (1994). "Ductility and overstrength in seismic design of reinforced concrete structures". Can. J. Civ. Eng., Vol. 21, 1049-1060

- [36] Moehle, Jack P.; Hooper, John D.; Kelly, Dominic J. y Meyer, Thomas R. (2010). "Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors: a guide for practicing engineers". NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 3, produced by the NEHRP Consultants Joint Venture, a partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, NIST GCR 10-917-4.
- [37] Moeni, M. y Rafezy, B. (2011). "Investigation into the Floor Diaphragms Flexibility in Reinforced Concrete Structures and Code Provision". Global Journal of Researches in Engineering, Vol. 11, 25-35.
- [38] Moroder, D. (2016). "Floor Diaphragms in Multi-storey Timber Buildings". PhD Thesis, University of Canterbury. Christchurch, New Zealand.
- [39] Mörsch, E. (1912). "Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung" (Reinforced Concrete, Theory and Application), Verlag Konrad Wittwer, Stutthart.
- [40] Mwafy, A. M. y Elnashai, A. S. (2002). "Calibration of force reduction factors of rc buildings". Journal of Earthquake Engineering, 6:2, 239-273.
- [41] Naeim, M. y Boppana, R. (2001). "Chapter 8: Seismic design of floor Diaphragms". The Seismic Design Handbook, second edition, Kluwer Academic Publisher, 373-407.
- [42] Nagae, T.; Ghannoum, W.; Kwon, J.; Tahara, K.; Fukuyama, K.; Matsumori, T.; Shiohara, H.; Kabeyasawa, T.; Kono, S.; Nishiyama, M.; Sause, R.; Wallace, J. y Moehle, J. (2015). "Design Implications of Large-Scale Shake-Table Test on Four-Story Reinforced Concrete Building". ACI Structural Journal, Vol. 112, 135-146.
- [43] NIST (2017). "Seismic design of precast concrete diaphragms: A guide for practicing engineers". GCR 17-917-47, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 13, produced by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- [44] NTCDC (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México DF.

- [45] NTCDS (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo". Gaceta oficial del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-BIS, octubre, 55-77.
- [46] NTCDS (2017). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo". Gaceta oficial de la Ciudad de México, No. 220-BIS, diciembre, 44-83.
- [47] NZS 4203:1992. "Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings". Volumes 1 & 2, Standards New Zealand.
- [48] NZS 1170.5:2004. "Structural Design Actions, Part 5: Earthquake actions - New Zealand". Standards New Zealand.
- [49] NZS 1170.5:2004. "Structural Design Actions, Part 5: Earthquake actions - New Zealand". Standards New Zealand, (incorporating Amendment 1).
- [50] NZS 3101:2006. "Concrete Structures Standard, Part 1: The Design of Concrete Structures". Wellington, New Zealand.
- [51] Norachan, P. (2016). "Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Diaphragms, Chords and Collectors". Design of Tall Buildings: Trends and Advancements for Structural Performance. Bangkok, Thailand.
- [52] Panagiotou, M.; Restrepo, J. y Conte, J. (2011). "Shake-Table Test of a Full-Scale 7-Story Building Slice Phase I: Rectangular Wall". ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 137, 691-704.
- [53] Paulay, T. y Priestley, M. (1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings". John Wiley & Sons, Inc.
- [54] Pecce, M.; Ceroni, F. y Maddaloni, G. (2019). "In-plane deformability of RC floors: assessment of the main parameters and influence on dynamic behaviour". Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 17, Issue 1, January, 297-311.
- [55] Porco, F.; Ruggieri, S. y Raffaele, D. (2017). "Influence of rigid floor assumption in seismic analysis of rc existing buildings". 6<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics Earthquake Engineering. Rhodes Island, Greece.
- [56] Priestley, M.; Sritharan, S.; Conley, J. y Pampanin, S. (1999). "Preliminary Results and Conclusions From the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building". PCI Journal, Vol. 44, 42-67.
- [57] Reglamento Nacional de Construcciones Norma Técnica de Edificaciones E.030 (2018). "Diseño Sismorresistente". Lima, Perú.

- [58] Reglamento Nacional de Construcciones Norma Técnica de Edificaciones E.060 (2009). "Concreto Armado". Lima, Perú.
- [59] Restrepo, J.; Rodriguez, M.; Kao, G. y Carr, A. (2014). "Seismic Response of a Four-Story Miniature Building with Replaceable Plastic Hinges". *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, 1217-1240.
- [60] Ritter, W. (1899). "Die Bauweise Hennebique" (The Hennebique System). *Schweizerische Bauzeitung*, Bd. XXXIII, No. 7, January.
- [61] Rodelo, R. (2015). "Parámetros que definen la curva esfuerzo-deformación en compresión uni-axial de concretos producidos en México". Tesis de Maestría. Instituto de Ingeniería UNAM, México D.F.
- [62] Rodríguez, M. y Blandón, J. (2005). "Tests on a Half-Scale Two-Story Seismic-Resisting Precast Concrete Building". *PCI JOURNAL*, V.50, No. 1, January-February, 94-114.
- [63] Rodríguez, M. y Restrepo, J. (2012). "Práctica y diseño sísmico de edificios en México - cambios necesarios". *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 86, 89-118.
- [64] Rodriguez, M.; Restrepo, J. y Blandón, J. (2006). "Shaking Table Tests of a Four-Story Miniature Steel Building-Model Validation". *Earthquake Spectra*, Vol. 22, pp. 755-780.
- [65] Rodriguez, M. E.; Restrepo, J. I. y Blandón, J. J. (2007). "Seismic Design Forces for Rigid Floor Diaphragms in Precast Concrete Building Structures". *Journal of Structural Engineering*. ASCE. November, 1604-1615.
- [66] Rodríguez, M. E.; Restrepo, J. I. y Carr, A. J. (2002). "Earthquake induced horizontal floor accelerations in buildings". *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 31, 693-718.
- [67] Ruggieri, S.; Porco, F. y Uva, G. (2018). "A numerical procedure for modeling the floor deformability in Seismic analysis of existing RC Building". *Journal of Building Engineering*, Vol. 19, 273-284.
- [68] Saffarini, H. y Qudaimat, M. (1992). "In-plane floor deformations in RC structures". *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, 3089-3102.
- [69] Sánchez, R. A. (2008). "Diseño sísmico de edificios con sistemas duales regulares". Tesis de Doctorado. Instituto de Ingeniería UNAM, México D.F.
- [70] Sánchez, R. A. (2021). "Propuesta de Envolvente de Aceleraciones de Piso en Edificios de Concreto Armado". Tesis de Maestría. Unidad de Posgrado FIC – UNI, Lima.

- [71] Savnik, N.; Katsanos, E.; Amador, S.; Ventura, C. y Brincker, R. (2018). "Influence of diaphragm modelling on the dynamic performance of a reinforced concrete high-rise building". International Conference on Noise and Vibration Engineering (ISMA). Leuven, Brussels.
- [72] Scarry, J. M. (2014). "Floor Diaphragms - Seismic bulwark or Achilles' heel". New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference. Wellington, New Zealand.
- [73] Schlaich, J.; Schaefer, K. y Jennewein, M. (1987). "Toward a Consistent Design of Structural Concrete". PCI Journal, Vol. 32, No. 3.
- [74] Schoettler, M. (2010). "Seismic Demands in Precast Concrete Diaphragms". Tesis para obtener el grado de Doctor of Philosophy in Structural Engineering, University of California, San Diego, USA.
- [75] Seminario, C. (2017). "Comportamiento sísmico de vigas de pórticos de concreto armado con el acero de refuerzo peruano". Tesis de Pregrado. Facultad de Ingeniería Civil UNI. Lima, Perú.
- [76] Tena-Colunga, A. y Abrams, D. (1996). "Seismic behavior of Structures with flexible diaphragms". ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 122, 439-445.
- [77] Tena-Colunga, A.; Chinchilla-Portillo, K. y Juarez-Luna, G. (2015). "Assesment of the diaphragm condition for floor systems used in urban buildings". Engineering Structures 97:70-84.
- [78] Vakhshouri, B. y Nejadi, S. (2018). "Empirical models and design codes in prediction of modulus of elasticity of concrete". Frontiers of Structural and Civil Engineering, 1-11.

## **ANEXOS**

- ANEXO 01: DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL EN UNA VIGA DE CONCRETO ARMADO**
- ANEXO 02: DETALLE DEL REFUERZO LONGITUDINAL DE LAS VIGAS EN ESTUDIO A PARTIR DE UN DISEÑO CONVENCIONAL**
- ANEXO 03: CÁLCULOS DEL PROCEDIMIENTO DEL DISEÑO SÍSMICO DEL DIAFRAGMA EN ESTUDIO**
- ANEXO 04: DETALLE DEL REFUERZO LONGITUDINAL DE LAS VIGAS EN ESTUDIO A PARTIR DE UN DISEÑO POR FLEXO-TRACCIÓN**

## ANEXO 01

De acuerdo a los requerimientos de la norma E.060 “Concreto Armado” (2009), se describe el procedimiento para obtener el momento nominal ( $M_n$ ), considerando una fuerza axial actuante, de una sección rectangular de concreto armado. En la Figura A01.1 se ilustra los parámetros requeridos para el cálculo de  $M_n$ , correspondientes a la flexión que ocurre alrededor del eje 2.

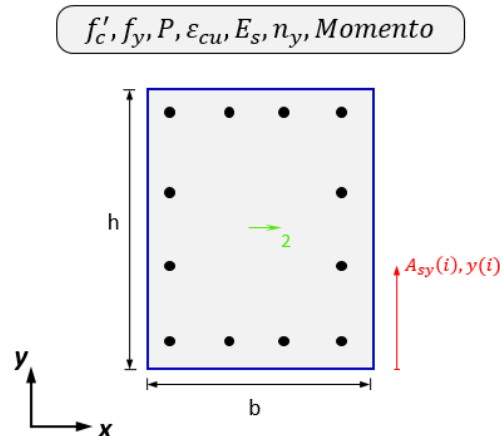


Figura A01.1 Parámetros requeridos para el cálculo de  $M_n$  en una sección rectangular de concreto armado

$b$ : Dimensión de la sección rectangular en la dirección “x” (mm)

$h$ : Dimensión de la sección rectangular en la dirección “y” (mm)

$n_y$ : Número de capas del refuerzo longitudinal en la dirección “y”

$A_{sy}(i)$ : Área de la  $i$ -ésima capa del refuerzo longitudinal en la dirección “y” (mm<sup>2</sup>)

$y(i)$ : Ordenada de la  $i$ -ésima capa del refuerzo longitudinal (mm)

$P$ : Fuerza axial actuante en la sección (kN) [Compresión “+” / Tracción “-”]

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del concreto (MPa)

$f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo longitudinal (MPa)

$E_s$ : Módulo de elasticidad del refuerzo (MPa)

$\epsilon_{cu}$ : Deformación unitaria del concreto en la fibra extrema en compresión

*Momento*: Positivo [“+”] / Negativo [“-”]

En las Figuras A01.2-A01.3 se ilustran los parámetros involucrados para la obtención del  $M_n$  positivo y negativo, respectivamente. Seguidamente, se presenta el procedimiento para obtener  $M_n$ , a través de su diagrama de flujo (ver Figura A01.4).

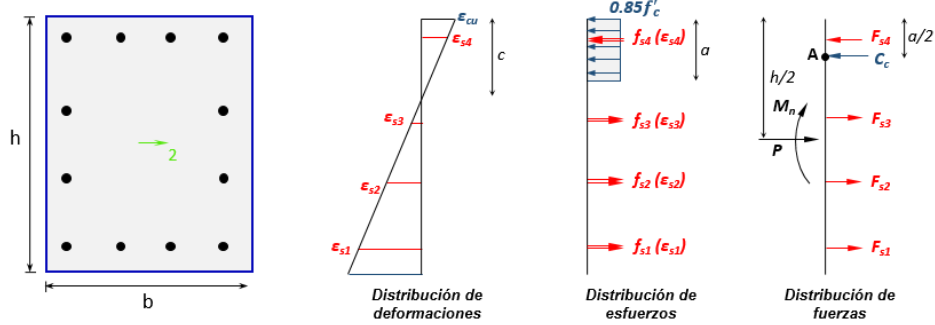


Figura A01.2 Representación esquemática para la obtención del  $M_n$  positivo en una sección rectangular de concreto armado

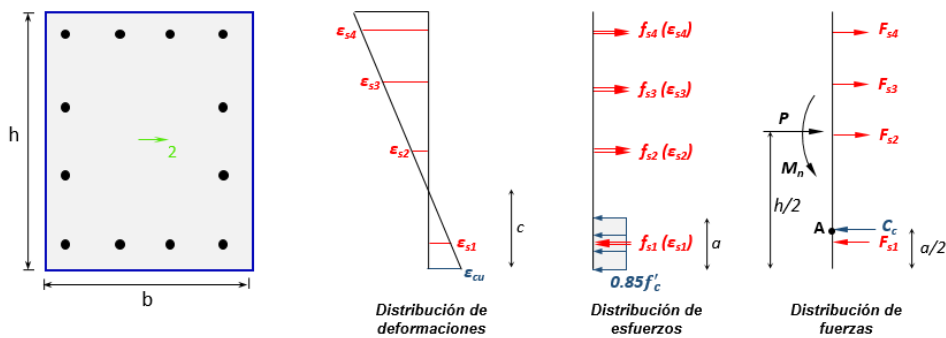


Figura A01.3 Representación esquemática para la obtención del  $M_n$  negativo en una sección rectangular de concreto armado

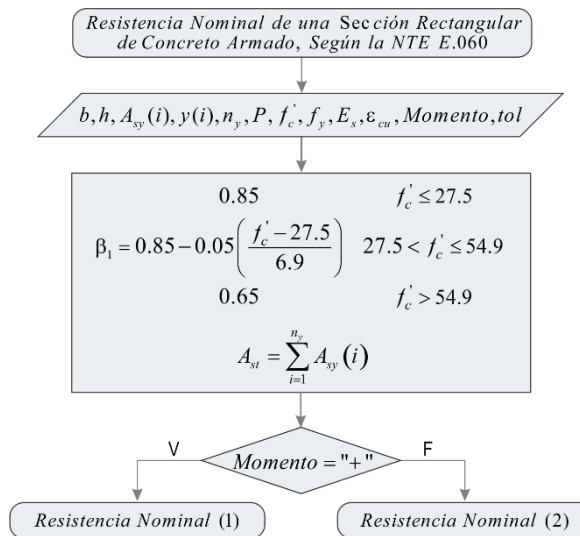


Figura A01.4 Diagrama de flujo para el cálculo de  $M_n$  en una sección rectangular de concreto armado, de acuerdo a la norma E.060 (2009)



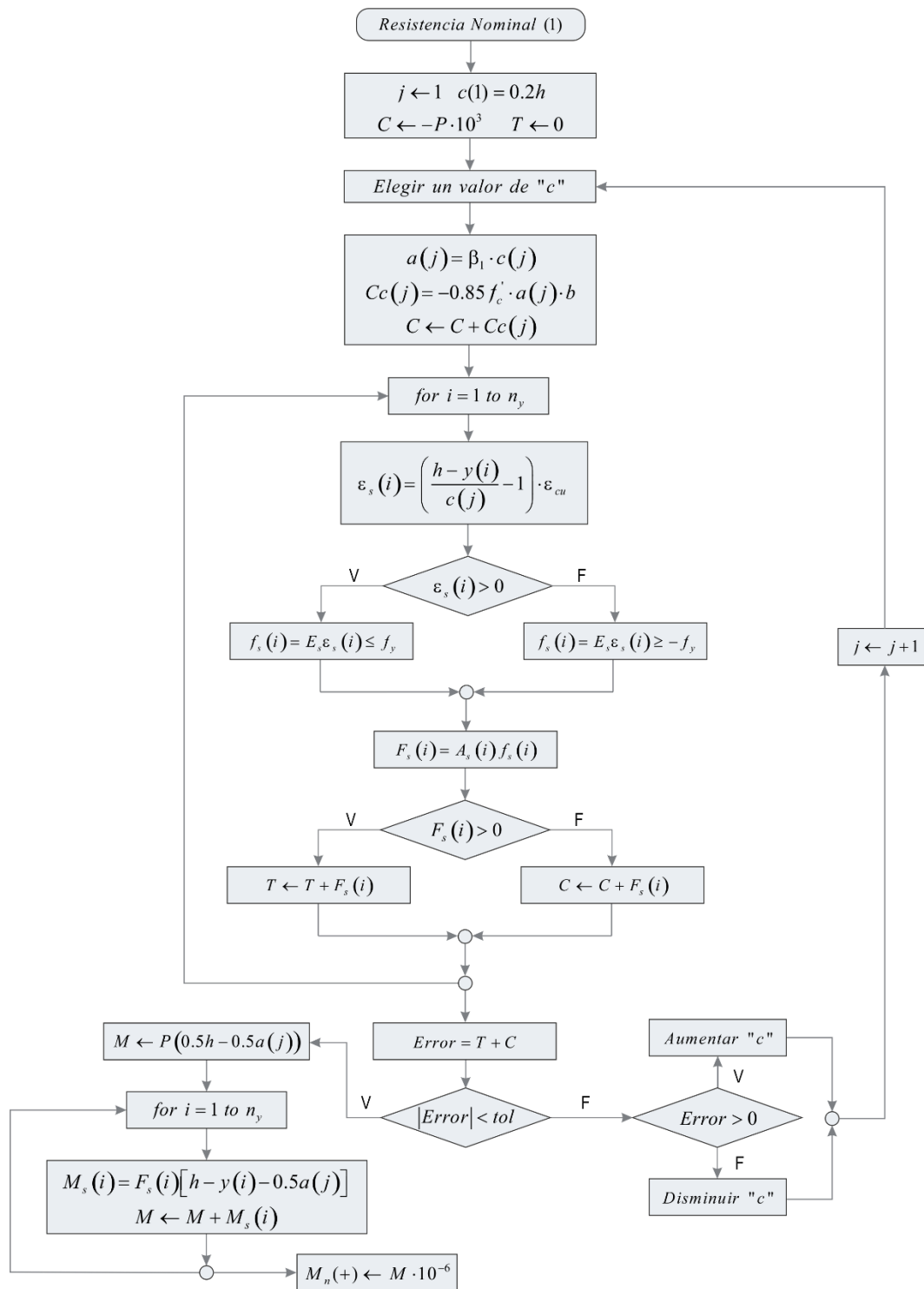


Figura A01.4 Diagrama de flujo para el cálculo de  $M_n$  en una sección rectangular de concreto armado, de acuerdo a la norma E.060 (2009) (Continuación)

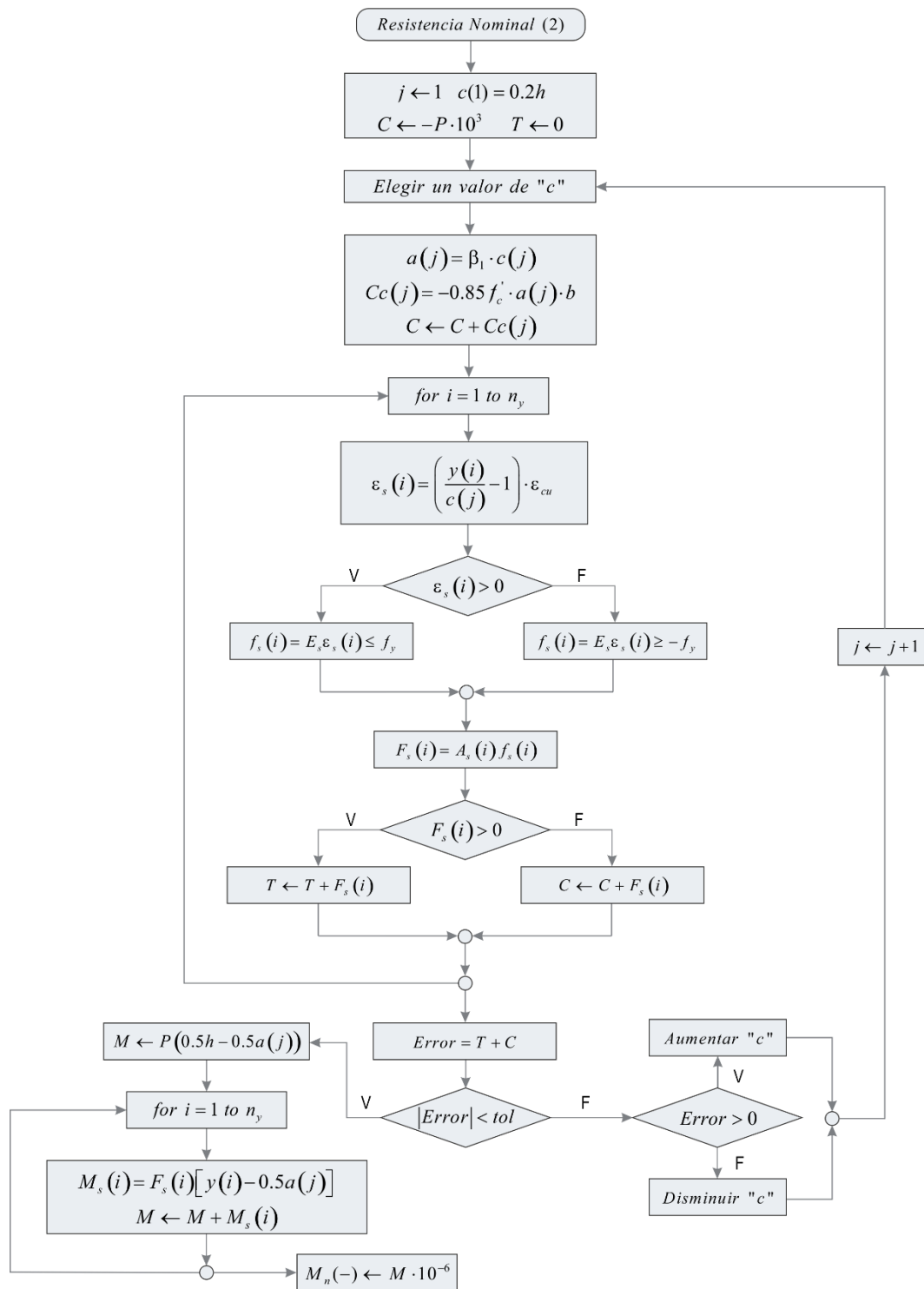


Figura A01.4 Diagrama de flujo para el cálculo de  $M_n$  en una sección rectangular de concreto armado, de acuerdo a la norma E.060 (2009) (Continuación)

## ANEXO 02

A continuación, se muestra el detalle del refuerzo longitudinal en las vigas indicadas para los cuatros edificios en estudio, obtenido a partir de los requerimientos de la norma E.060 “Concreto Armado” (2009). Esto se ilustra en las Figuras A02.1-A02.4. Adicionalmente, se muestra el detalle del refuerzo obtenido en la losa aligerada (Figuras A02.5-A02.6)

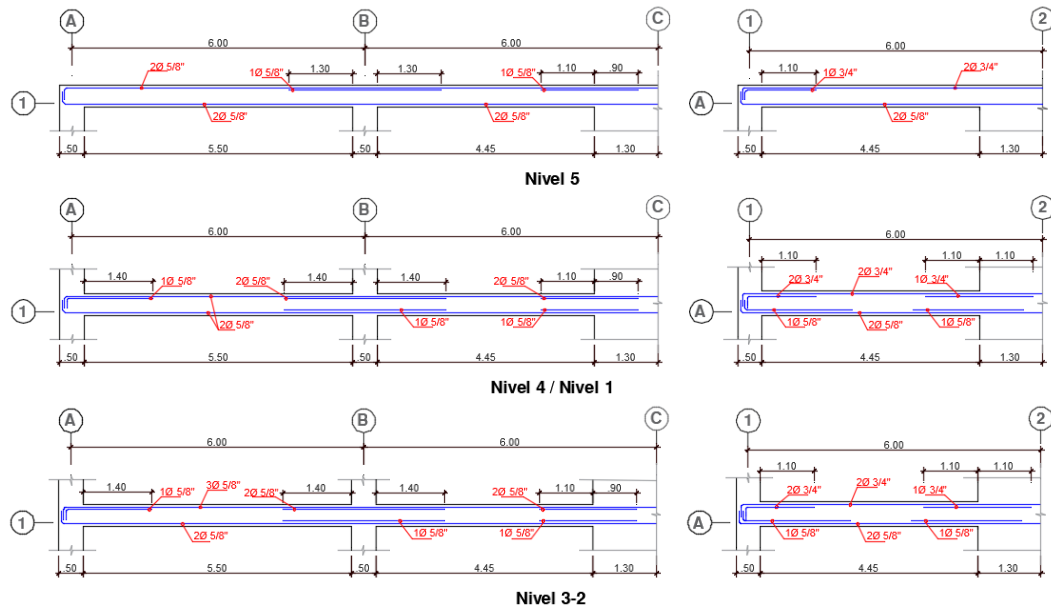


Figura A02.1 Refuerzo convencional requerido por flexión en las vigas para el edificio Edi-05

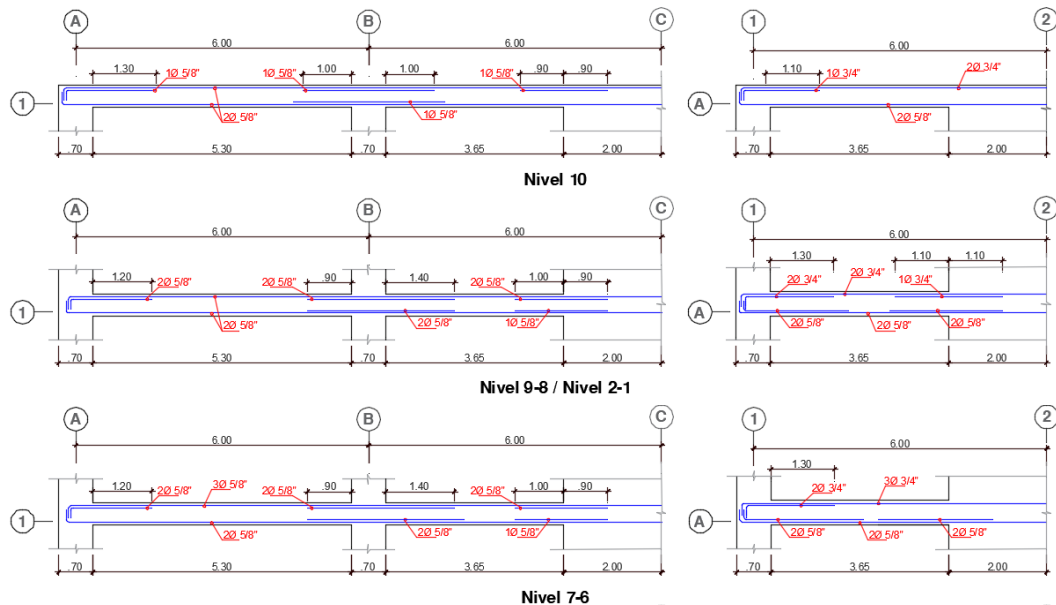


Figura A02.2 Refuerzo convencional requerido por flexión en las vigas para el edificio Edi-10

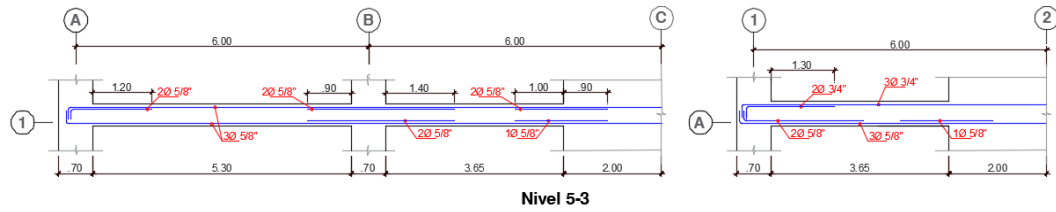


Figura A02.2 Refuerzo convencional requerido por flexión en las vigas para el edificio Edi-10 (Continuación)

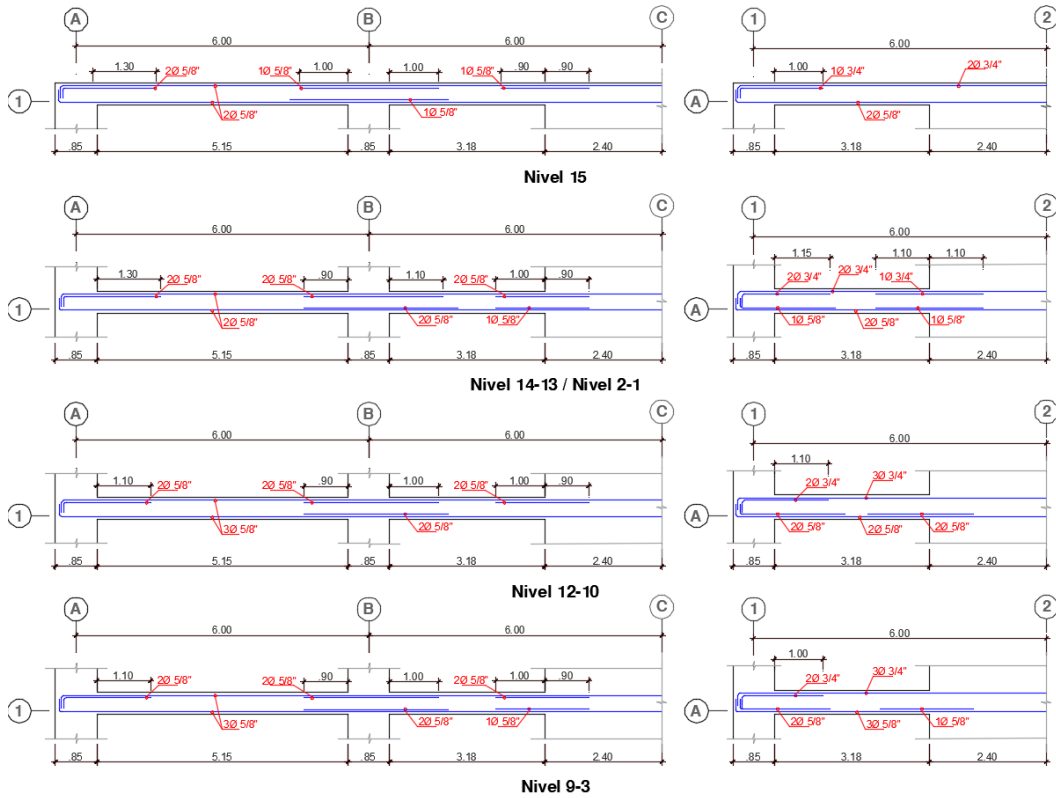


Figura A02.3 Refuerzo convencional requerido por flexión en las vigas para el edificio Edi-15

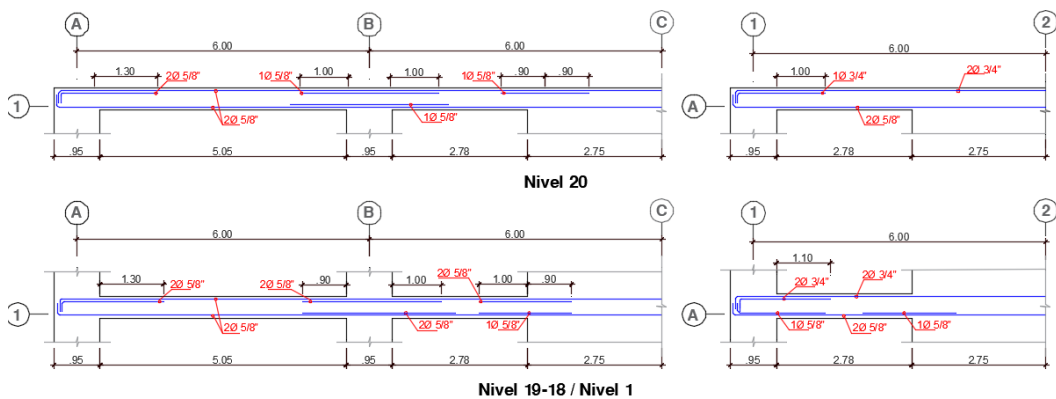


Figura A02.4 Refuerzo convencional requerido por flexión en las vigas para el edificio Edi-20

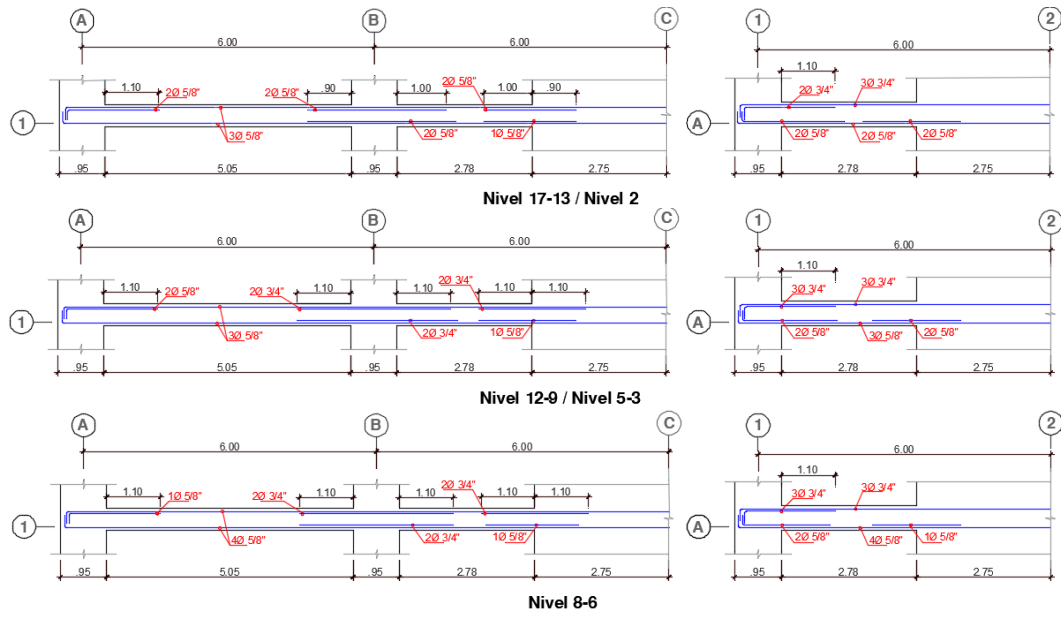


Figura A02.4 Refuerzo convencional requerido por flexión en las vigas para el edificio Edi-20 (Continuación)

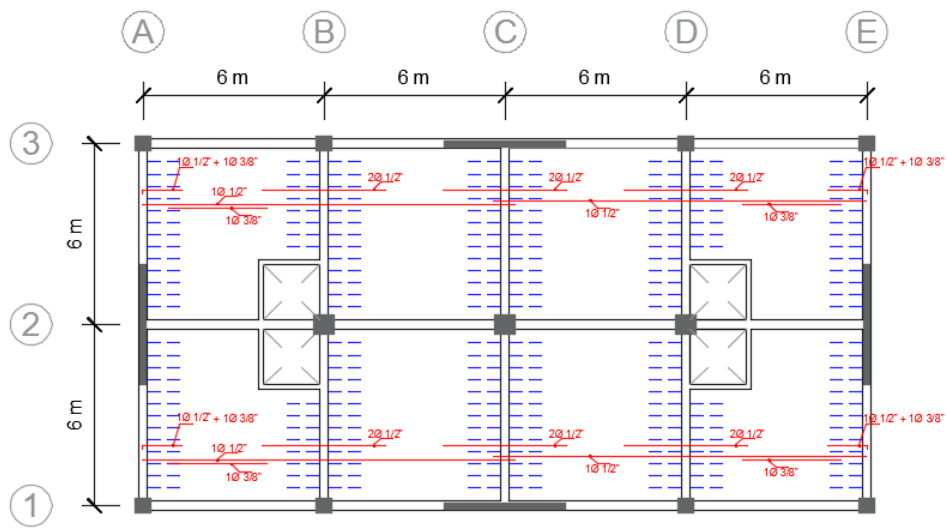


Figura A02.5 Refuerzo requerido en la losa aligerada del primer nivel hasta el penúltimo nivel en los cuatro edificios de estudio

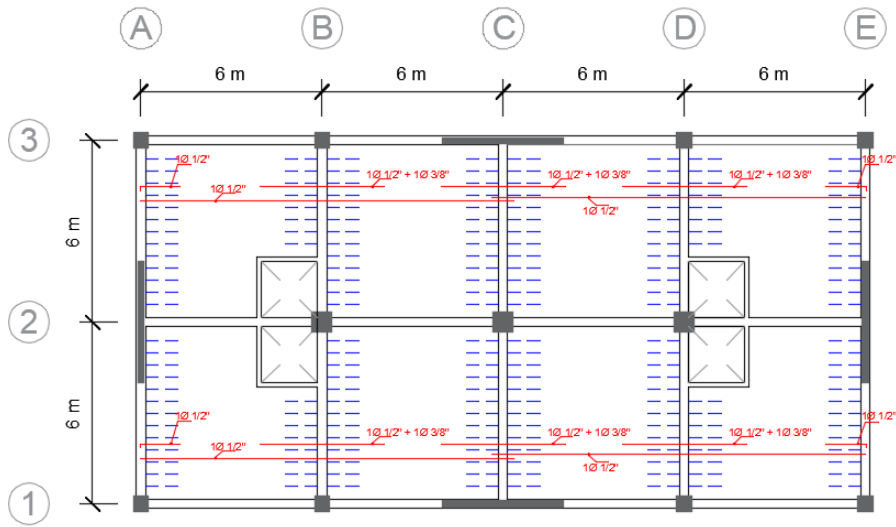


Figura A02.6 Refuerzo requerido en la losa aligerada del último nivel en los cuatro edificios de estudio

### ANEXO 03

Tabla A03.1  $\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{prom}}$  en los niveles del edificio Edi-05 para el sismo en las direcciones X e Y

Nivel	Dirección X			Dirección Y		
	$\Delta_{\text{máx}}$ (mm)	$\Delta_{\text{prom}}$ (mm)	$\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{prom}}$	$\Delta_{\text{máx}}$ (mm)	$\Delta_{\text{prom}}$ (mm)	$\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{prom}}$
5	2.94	2.89	1.02	3.06	3.02	1.01
4	3.46	3.46	1.00	3.44	3.44	1.00
3	3.72	3.72	1.00	3.69	3.69	1.00
2	3.46	3.46	1.00	3.39	3.44	0.99
1	2.69	2.68	1.00	2.72	2.66	1.02

Tabla A03.2  $\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{prom}}$  en los niveles del edificio Edi-10 para el sismo en las direcciones X e Y

Nivel	Dirección X			Dirección Y		
	$\Delta_{\text{máx}}$ (mm)	$\Delta_{\text{prom}}$ (mm)	$\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{prom}}$	$\Delta_{\text{máx}}$ (mm)	$\Delta_{\text{prom}}$ (mm)	$\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{prom}}$
10	2.44	2.37	1.03	2.56	2.50	1.02
9	2.67	2.67	1.00	2.73	2.73	1.00
8	2.94	2.94	1.00	2.97	2.97	1.00
7	3.19	3.19	1.00	3.21	3.21	1.00
6	3.39	3.39	1.00	3.40	3.40	1.00
5	3.49	3.49	1.00	3.49	3.49	1.00
4	3.44	3.44	1.00	3.44	3.44	1.00
3	3.17	3.17	1.00	3.17	3.17	1.00
2	2.59	2.59	1.00	2.58	2.58	1.00
1	1.77	1.77	1.00	1.78	1.78	1.00

Tabla A03.3  $\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{prom}}$  en los niveles del edificio Edi-15 para el sismo en las direcciones X e Y

Nivel	Dirección X			Dirección Y		
	$\Delta_{\text{máx}}$ (mm)	$\Delta_{\text{prom}}$ (mm)	$\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{prom}}$	$\Delta_{\text{máx}}$ (mm)	$\Delta_{\text{prom}}$ (mm)	$\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{prom}}$
15	2.20	2.14	1.03	2.39	2.34	1.02
14	2.32	2.32	1.00	2.47	2.47	1.00
13	2.49	2.49	1.00	2.61	2.61	1.00
12	2.66	2.66	1.00	2.75	2.76	1.00
11	2.83	2.83	1.00	2.91	2.91	1.00
10	2.99	2.99	1.00	3.05	3.05	1.00
9	3.14	3.14	1.00	3.18	3.18	1.00
8	3.26	3.26	1.00	3.29	3.28	1.00
7	3.34	3.34	1.00	3.35	3.35	1.00
6	3.35	3.35	1.00	3.36	3.36	1.00
5	3.28	3.28	1.00	3.28	3.28	1.00
4	3.08	3.08	1.00	3.08	3.08	1.00
3	2.72	2.72	1.00	2.71	2.71	1.00
2	2.13	2.14	1.00	2.13	2.13	1.00
1	1.40	1.39	1.01	1.41	1.41	1.00

Tabla A03.4  $\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{prom}$  en los niveles del edificio Edi-20 para el sismo en las direcciones X e Y

Nivel	Dirección X			Dirección Y		
	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	$\Delta_{prom}$ (mm)	$\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{prom}$	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	$\Delta_{prom}$ (mm)	$\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{prom}$
20	1.97	1.91	1.03	2.30	2.26	1.02
19	2.04	2.04	1.00	2.35	2.35	1.00
18	2.18	2.18	1.00	2.45	2.45	1.00
17	2.31	2.31	1.00	2.57	2.57	1.00
16	2.46	2.46	1.00	2.69	2.69	1.00
15	2.60	2.60	1.00	2.81	2.81	1.00
14	2.75	2.75	1.00	2.93	2.93	1.00
13	2.89	2.89	1.00	3.04	3.04	1.00
12	3.02	3.02	1.00	3.14	3.14	1.00
11	3.13	3.13	1.00	3.23	3.23	1.00
10	3.23	3.23	1.00	3.30	3.30	1.00
9	3.30	3.30	1.00	3.34	3.34	1.00
8	3.33	3.33	1.00	3.36	3.36	1.00
7	3.32	3.32	1.00	3.33	3.33	1.00
6	3.24	3.24	1.00	3.25	3.25	1.00
5	3.09	3.09	1.00	3.08	3.08	1.00
4	2.83	2.83	1.00	2.82	2.82	1.00
3	2.43	2.43	1.00	2.42	2.42	1.00
2	1.86	1.88	0.99	1.86	1.87	1.00
1	1.21	1.19	1.02	1.22	1.22	1.00

Tabla A03.5  $a_i$  y  $F_{di}$  en los niveles del edificio Edi-05 para el sismo de diseño en la dirección X, mediante los enfoques de la E.030 (2018) y ASCE 7 (2016)

Nivel	$h_{ei}$ (m)	$W_{di}$ (kN)	Norma E.030 (2018)					ASCE 7 (2016)	
			Estático		Modal Espectral			$a_i$	$F_{di}$ (kN)
			$F_i$ (kN)	$a_i$	$V_i$ (kN)	$F_i$ (kN)	$a_i$		
5	3.00	1895	450.1	0.24	459.1	459.1	0.24	0.77	978.1
4	3.00	2390	460.0	0.19	777.0	317.8	0.13	0.47	749.2
3	3.00	2390	352.7	0.15	1023.2	246.2	0.10	0.45	716.9
2	3.00	2390	245.8	0.10	1207.6	184.4	0.08	0.45	716.9
1	4.00	2473	144.4	0.06	1324.4	116.7	0.05	0.45	741.9
0	-	-	0.0	0.00		0.0	0.00	0.45	0.0



Tabla A03.6  $a_i$  y  $F_{di}$  en los niveles del edificio Edi-05 para el sismo de diseño en la dirección Y, mediante los enfoques de la E.030 (2018) y ASCE 7 (2016)

Nivel	$h_{ei}$ (m)	$W_{di}$ (kN)	Norma E.030 (2018)					ASCE 7 (2016)	
			Estático		Modal Espectral			$a_i$	$F_{di}$ (kN)
			$F_i$ (kN)	$a_i$	$V_i$ (kN)	$F_i$ (kN)	$a_i$		
5	3.00	1895	454.7	0.24	458.1	458.1	0.24	0.78	983.0
4	3.00	2390	465.0	0.19	789.7	331.6	0.14	0.47	749.6
3	3.00	2390	356.8	0.15	1042.8	253.1	0.11	0.45	716.9
2	3.00	2390	249.0	0.10	1231.2	188.4	0.08	0.45	716.9
1	4.00	2473	146.5	0.06	1349.9	118.7	0.05	0.45	741.9
0	-	-	0.0	0.00		0.0	0.00	0.45	0.0

Tabla A03.7  $a_i$  y  $F_{di}$  en los niveles del edificio Edi-10 para el sismo de diseño en la dirección X, mediante los enfoques de la E.030 (2018) y ASCE 7 (2016)

Nivel	$h_{ei}$ (m)	$W_{di}$ (kN)	Norma E.030 (2018)					ASCE 7 (2016)	
			Estático		Modal Espectral			$a_i$	$F_{di}$ (kN)
			$F_i$ (kN)	$a_i$	$V_i$ (kN)	$F_i$ (kN)	$a_i$		
10	3.00	2041	328.1	0.16	378.7	378.7	0.19	0.86	1167.5
9	3.00	2678	380.4	0.14	695.5	316.9	0.12	0.66	1179.2
8	3.00	2678	331.5	0.12	889.8	194.2	0.07	0.46	826.8
7	3.00	2678	283.8	0.11	1029.1	139.3	0.05	0.45	803.3
6	3.00	2678	237.5	0.09	1142.9	113.8	0.04	0.45	803.3
5	3.00	2678	192.7	0.07	1259.6	116.7	0.04	0.45	803.3
4	3.00	2678	149.8	0.06	1386.2	126.5	0.05	0.45	803.3
3	3.00	2678	108.9	0.04	1513.7	127.5	0.05	0.45	803.3
2	3.00	2678	70.6	0.03	1627.5	113.8	0.04	0.45	803.3
1	4.00	2825	37.7	0.01	1699.1	71.6	0.03	0.45	847.4
0	-	-	0.0	0.00		0.0	0.00	0.45	0.0

Tabla A03.8  $a_i$  y  $F_{di}$  en los niveles del edificio Edi-10 para el sismo de diseño en la dirección Y, mediante los enfoques de la E.030 (2018) y ASCE 7 (2016)

Nivel	$h_{ei}$ (m)	$W_{di}$ (kN)	Norma E.030 (2018)					ASCE 7 (2016)	
			Estático		Modal Espectral			$a_i$	$F_{di}$ (kN)
			$F_i$ (kN)	$a_i$	$V_i$ (kN)	$F_i$ (kN)	$a_i$		
10	3.00	2041	332.6	0.16	381.6	381.6	0.19	0.86	1169.4
9	3.00	2678	385.9	0.14	700.4	318.8	0.12	0.66	1180.5
8	3.00	2678	336.6	0.13	903.5	203.1	0.08	0.46	826.9
7	3.00	2678	288.5	0.11	1045.7	142.2	0.05	0.45	803.3
6	3.00	2678	241.7	0.09	1164.4	118.7	0.04	0.45	803.3
5	3.00	2678	196.4	0.07	1284.1	119.7	0.04	0.45	803.3
4	3.00	2678	152.9	0.06	1412.6	128.5	0.05	0.45	803.3
3	3.00	2678	111.4	0.04	1542.1	129.5	0.05	0.45	803.3
2	3.00	2678	72.4	0.03	1655.9	113.8	0.04	0.45	803.3
1	4.00	2825	38.9	0.01	1727.5	71.6	0.03	0.45	847.4
0	-	-	0.0	0.00		0.0	0.00	0.45	0.0

Tabla A03.9  $a_i$  y  $F_{di}$  en los niveles del edificio Edi-15 para el sismo de diseño en la dirección X, mediante los enfoques de la E.030 (2018) y ASCE 7 (2016)

Nivel	$h_{ei}$ (m)	$W_{di}$ (kN)	Norma E.030 (2018)					ASCE 7 (2016)	
			Estático		Modal Espectral			$a_i$	$F_{di}$ (kN)
			$F_i$ (kN)	$a_i$	$V_i$ (kN)	$F_i$ (kN)	$a_i$		
15	3.00	2233	286.7	0.13	369.8	369.8	0.17	0.86	1285.0
14	3.00	2988	349.0	0.12	718.1	348.3	0.12	0.73	1451.1
13	3.00	2988	315.3	0.11	939.8	221.7	0.07	0.59	1182.7
12	3.00	2988	282.7	0.09	1077.1	137.3	0.05	0.46	914.2
11	3.00	2988	251.1	0.08	1168.4	91.2	0.03	0.45	896.4
10	3.00	2988	220.6	0.07	1233.1	64.7	0.02	0.45	896.4
9	3.00	2988	191.3	0.06	1285.1	52.0	0.02	0.45	896.4
8	3.00	2988	163.2	0.05	1344.0	58.9	0.02	0.45	896.4
7	3.00	2988	136.4	0.05	1425.4	81.4	0.03	0.45	896.4
6	3.00	2988	111.0	0.04	1529.4	104.0	0.03	0.45	896.4
5	3.00	2988	87.3	0.03	1648.1	118.7	0.04	0.45	896.4
4	3.00	2988	65.2	0.02	1774.6	126.5	0.04	0.45	896.4
3	3.00	2988	45.2	0.02	1898.2	123.6	0.04	0.45	896.4
2	3.00	2988	27.4	0.01	1995.4	97.1	0.03	0.45	896.4
1	4.00	3206	13.4	0.00	2046.4	51.0	0.02	0.45	961.9
0	-	-	0.0	0.00		0.0	0.00	0.45	0.0

Tabla A03.10  $a_i$  y  $F_{di}$  en los niveles del edificio Edi-15 para el sismo de diseño en la dirección Y, mediante los enfoques de la E.030 (2018) y ASCE 7 (2016)

Nivel	$h_{ei}$ (m)	$W_{di}$ (kN)	Norma E.030 (2018)					ASCE 7 (2016)	
			Estático		Modal Espectral			$a_i$	$F_{di}$ (kN)
			$F_i$ (kN)	$a_i$	$V_i$ (kN)	$F_i$ (kN)	$a_i$		
15	3.00	2233	289.9	0.13	377.7	377.7	0.17	0.87	1300.6
14	3.00	2988	353.2	0.12	726.9	349.2	0.12	0.74	1465.2
13	3.00	2988	319.4	0.11	952.6	225.6	0.08	0.60	1189.9
12	3.00	2988	286.5	0.10	1095.8	143.2	0.05	0.46	914.7
11	3.00	2988	254.7	0.09	1187.0	91.2	0.03	0.45	896.4
10	3.00	2988	224.0	0.07	1246.9	59.8	0.02	0.45	896.4
9	3.00	2988	194.4	0.07	1299.8	53.0	0.02	0.45	896.4
8	3.00	2988	166.0	0.06	1361.6	61.8	0.02	0.45	896.4
7	3.00	2988	139.0	0.05	1443.1	81.4	0.03	0.45	896.4
6	3.00	2988	113.3	0.04	1549.0	105.9	0.04	0.45	896.4
5	3.00	2988	89.2	0.03	1675.5	126.5	0.04	0.45	896.4
4	3.00	2988	66.8	0.02	1806.0	130.5	0.04	0.45	896.4
3	3.00	2988	46.4	0.02	1930.6	124.6	0.04	0.45	896.4
2	3.00	2988	28.2	0.01	2030.7	100.1	0.03	0.45	896.4
1	4.00	3206	13.9	0.00	2085.6	54.9	0.02	0.45	961.9
0	-	-	0.0	0.00		0.0	0.00	0.45	0.0

Tabla A03.11  $a_i$  y  $F_{di}$  en los niveles del edificio Edi-20 para el sismo de diseño en la dirección X, mediante los enfoques de la E.030 (2018) y ASCE 7 (2016)

Nivel	$h_{ei}$ (m)	$W_{di}$ (kN)	Norma E.030 (2018)					ASCE 7 (2016)	
			Estático		Modal Espectral			$a_i$	$F_{di}$ (kN)
			$F_i$ (kN)	$a_i$	$V_i$ (kN)	$F_i$ (kN)	$a_i$		
20	3.00	2353	254.8	0.11	329.6	329.6	0.14	0.67	1049.8
19	3.00	3201	319.8	0.10	667.1	337.5	0.11	0.62	1313.2
18	3.00	3201	293.7	0.09	898.6	231.5	0.07	0.56	1198.1
17	3.00	3201	268.5	0.08	1047.7	149.1	0.05	0.51	1083.1
16	3.00	3201	244.1	0.08	1147.8	100.1	0.03	0.45	968.0
15	3.00	3201	220.7	0.07	1227.2	79.5	0.02	0.45	960.4
14	3.00	3201	198.1	0.06	1297.9	70.6	0.02	0.45	960.4
13	3.00	3201	176.4	0.06	1361.6	63.8	0.02	0.45	960.4
12	3.00	3201	155.7	0.05	1418.5	56.9	0.02	0.45	960.4
11	3.00	3201	136.0	0.04	1472.5	54.0	0.02	0.45	960.4
10	3.00	3201	117.3	0.04	1531.3	58.9	0.02	0.45	960.4
9	3.00	3201	99.7	0.03	1599.0	67.7	0.02	0.45	960.4
8	3.00	3201	83.1	0.03	1672.6	73.6	0.02	0.45	960.4
7	3.00	3201	67.7	0.02	1751.1	78.5	0.02	0.45	960.4
6	3.00	3201	53.6	0.02	1837.4	86.3	0.03	0.45	960.4
5	3.00	3201	40.7	0.01	1937.5	100.1	0.03	0.45	960.4
4	3.00	3201	29.2	0.01	2045.4	107.9	0.03	0.45	960.4
3	3.00	3201	19.2	0.01	2145.4	100.1	0.03	0.45	960.4
2	3.00	3201	10.8	0.00	2218.0	72.6	0.02	0.45	960.4
1	4.00	3465	4.8	0.00	2252.4	34.3	0.01	0.45	1039.4
0	-	-	0.0	0.00		0.0	0.00	0.45	0.0

Tabla A03.12  $a_i$  y  $F_{di}$  en los niveles del edificio Edi-20 para el sismo de diseño en la dirección Y, mediante los enfoques de la E.030 (2018) y ASCE 7 (2016)

Nivel	$h_{ei}$ (m)	$W_{di}$ (kN)	Norma E.030 (2018)					ASCE 7 (2016)	
			Estático		Modal Espectral			$a_i$	$F_{di}$ (kN)
			$F_i$ (kN)	$a_i$	$V_i$ (kN)	$F_i$ (kN)	$a_i$		
20	3.00	2353	255.5	0.11	335.5	335.5	0.14	0.68	1061.1
19	3.00	3201	320.7	0.10	669.0	333.5	0.10	0.62	1324.7
18	3.00	3201	294.6	0.09	892.7	223.7	0.07	0.57	1205.9
17	3.00	3201	269.3	0.08	1040.8	148.1	0.05	0.51	1087.1
16	3.00	3201	244.9	0.08	1144.8	104.0	0.03	0.45	968.3
15	3.00	3201	221.4	0.07	1223.3	78.5	0.02	0.45	960.4
14	3.00	3201	198.8	0.06	1285.1	61.8	0.02	0.45	960.4
13	3.00	3201	177.0	0.06	1337.1	52.0	0.02	0.45	960.4
12	3.00	3201	156.3	0.05	1388.1	51.0	0.02	0.45	960.4
11	3.00	3201	136.5	0.04	1444.0	55.9	0.02	0.45	960.4
10	3.00	3201	117.8	0.04	1501.9	57.9	0.02	0.45	960.4
9	3.00	3201	100.1	0.03	1564.7	62.8	0.02	0.45	960.4
8	3.00	3201	83.5	0.03	1638.3	73.6	0.02	0.45	960.4
7	3.00	3201	68.1	0.02	1724.6	86.3	0.03	0.45	960.4
6	3.00	3201	53.8	0.02	1820.7	96.1	0.03	0.45	960.4
5	3.00	3201	40.9	0.01	1921.8	101.0	0.03	0.45	960.4
4	3.00	3201	29.3	0.01	2028.7	106.9	0.03	0.45	960.4
3	3.00	3201	19.3	0.01	2129.8	101.0	0.03	0.45	960.4
2	3.00	3201	10.9	0.00	2208.2	78.5	0.02	0.45	960.4
1	4.00	3465	4.8	0.00	2247.5	39.2	0.01	0.45	1039.4
0	-	-	0.0	0.00		0.0	0.00	0.45	0.0

Tabla A03.13 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Edi-05, ante la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
5	459.1	978.1	v <sub>1,1</sub>	3.6	7.6	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	7.2	15.3		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	7.2	15.3		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	7.2	15.3		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	3.6	7.6		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	7.2	15.3		-	-	
			v <sub>3</sub>	4.8	10.2		-	-	
4	317.8	749.2	v <sub>1,1</sub>	2.5	5.9	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	5.0	11.7		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	5.0	11.7		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	5.0	11.7		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	2.5	5.9		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	5.0	11.7		-	-	
			v <sub>3</sub>	3.3	7.8		-	-	
3	246.2	716.9	v <sub>1,1</sub>	1.9	5.6	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	3.8	11.2		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	3.8	11.2		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	3.8	11.2		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	1.9	5.6		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	3.8	11.2		-	-	
			v <sub>3</sub>	2.6	7.5		-	-	
2	184.4	716.9	v <sub>1,1</sub>	1.4	5.6	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	2.9	11.2		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	2.9	11.2		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	2.9	11.2		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	1.4	5.6		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	2.9	11.2		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.9	7.5		-	-	
1	116.7	741.9	v <sub>1,1</sub>	0.9	5.8	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.8	11.6		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.8	11.6		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.8	11.6		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.9	5.8		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.8	11.6		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.2	7.7		-	-	
v <sub>4</sub>	1.2	7.7	-	-					

Tabla A03.14 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Edi-10, ante la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
10	378.7	1167.5	v <sub>1,1</sub>	3.0	9.1	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	5.9	18.2		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	5.9	18.2		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	5.9	18.2		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	3.0	9.1		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	5.9	18.2		-	-	
			v <sub>3</sub>	3.9	12.2		-	-	
			v <sub>4</sub>	3.9	12.2		-	-	
9	316.9	1179.2	v <sub>1,1</sub>	2.5	9.2	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	5.0	18.4		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	5.0	18.4		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	5.0	18.4		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	2.5	9.2		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	5.0	18.4		-	-	
			v <sub>3</sub>	3.3	12.3		-	-	
			v <sub>4</sub>	3.3	12.3		-	-	
8	194.2	826.8	v <sub>1,1</sub>	1.5	6.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	3.0	12.9		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	3.0	12.9		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	3.0	12.9		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	1.5	6.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	3.0	12.9		-	-	
			v <sub>3</sub>	2.0	8.6		-	-	
			v <sub>4</sub>	2.0	8.6		-	-	
7	139.3	803.3	v <sub>1,1</sub>	1.1	6.3	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	2.2	12.6		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	2.2	12.6		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	2.2	12.6		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	1.1	6.3		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	2.2	12.6		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.5	8.4		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.5	8.4		-	-	
6	113.8	803.3	v <sub>1,1</sub>	0.9	6.3	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.8	12.6		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.8	12.6		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.8	12.6		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.9	6.3		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.8	12.6		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.2	8.4		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.2	8.4		-	-	

Tabla A03.14 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Edi-10, ante la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
5	116.7	803.3	v <sub>1,1</sub>	0.9	6.3	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.8	12.6		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.8	12.6		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.8	12.6		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.9	6.3		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.8	12.6		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.2	8.4		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.2	8.4		-	-	
4	126.5	803.3	v <sub>1,1</sub>	1.0	6.3	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	2.0	12.6		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	2.0	12.6		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	2.0	12.6		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	1.0	6.3		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	2.0	12.6		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.3	8.4		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.3	8.4		-	-	
3	127.5	803.3	v <sub>1,1</sub>	1.0	6.3	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	2.0	12.6		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	2.0	12.6		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	2.0	12.6		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	1.0	6.3		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	2.0	12.6		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.3	8.4		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.3	8.4		-	-	
2	113.8	803.3	v <sub>1,1</sub>	0.9	6.3	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.8	12.6		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.8	12.6		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.8	12.6		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.9	6.3		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.8	12.6		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.2	8.4		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.2	8.4		-	-	
1	71.6	847.4	v <sub>1,1</sub>	0.6	6.6	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.1	13.2		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.1	13.2		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.1	13.2		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.6	6.6		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.1	13.2		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.7	8.8		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.7	8.8		-	-	

Tabla A03.15 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Edi-15, ante la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
15	369.8	1285.0	v <sub>1,1</sub>	2.9	10.0	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	5.8	20.1		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	5.8	20.1		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	5.8	20.1		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	2.9	10.0		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	5.8	20.1		-	-	
			v <sub>3</sub>	3.9	13.4		-	-	
			v <sub>4</sub>	3.9	13.4		-	-	
14	348.3	1451.1	v <sub>1,1</sub>	2.7	11.3	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	5.4	22.7		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	5.4	22.7		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	5.4	22.7		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	2.7	11.3		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	5.4	22.7		-	-	
			v <sub>3</sub>	3.6	15.1		-	-	
			v <sub>4</sub>	3.6	15.1		-	-	
13	221.7	1182.7	v <sub>1,1</sub>	1.7	9.2	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	3.5	18.5		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	3.5	18.5		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	3.5	18.5		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	1.7	9.2		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	3.5	18.5		-	-	
			v <sub>3</sub>	2.3	12.3		-	-	
			v <sub>4</sub>	2.3	12.3		-	-	
12	137.3	914.2	v <sub>1,1</sub>	1.1	7.1	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	2.1	14.3		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	2.1	14.3		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	2.1	14.3		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	1.1	7.1		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	2.1	14.3		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.4	9.5		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.4	9.5		-	-	
11	91.2	896.4	v <sub>1,1</sub>	0.7	7.0	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.4	14.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.4	14.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.4	14.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.7	7.0		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.4	14.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.0	9.3		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.0	9.3		-	-	



Tabla A03.15 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Eci-15, ante la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
10	64.7	896.4	v <sub>1,1</sub>	0.5	7.0	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.0	14.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.0	14.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.0	14.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.5	7.0		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.0	14.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.7	9.3		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.7	9.3		-	-	
9	52.0	896.4	v <sub>1,1</sub>	0.4	7.0	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	0.8	14.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	0.8	14.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	0.8	14.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.4	7.0		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	0.8	14.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.5	9.3		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.5	9.3		-	-	
8	58.9	896.4	v <sub>1,1</sub>	0.5	7.0	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	0.9	14.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	0.9	14.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	0.9	14.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.5	7.0		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	0.9	14.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.6	9.3		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.6	9.3		-	-	
7	81.4	896.4	v <sub>1,1</sub>	0.6	7.0	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.3	14.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.3	14.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.3	14.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.6	7.0		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.3	14.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.8	9.3		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.8	9.3		-	-	
6	104.0	896.4	v <sub>1,1</sub>	0.8	7.0	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.6	14.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.6	14.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.6	14.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.8	7.0		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.6	14.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.1	9.3		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.1	9.3		-	-	

Tabla A03.15 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Ecd-15, ante la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
5	118.7	896.4	v <sub>1,1</sub>	0.9	7.0	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.9	14.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.9	14.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.9	14.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.9	7.0		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.9	14.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.2	9.3		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.2	9.3		-	-	
4	126.5	896.4	v <sub>1,1</sub>	1.0	7.0	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	2.0	14.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	2.0	14.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	2.0	14.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	1.0	7.0		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	2.0	14.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.3	9.3		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.3	9.3		-	-	
3	123.6	896.4	v <sub>1,1</sub>	1.0	7.0	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.9	14.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.9	14.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.9	14.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	1.0	7.0		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.9	14.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.3	9.3		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.3	9.3		-	-	
2	97.1	896.4	v <sub>1,1</sub>	0.8	7.0	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.5	14.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.5	14.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.5	14.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.8	7.0		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.5	14.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.0	9.3		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.0	9.3		-	-	
1	51.0	961.9	v <sub>1,1</sub>	0.4	7.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	0.8	15.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	0.8	15.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	0.8	15.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.4	7.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	0.8	15.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.5	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.5	10.0		-	-	

Tabla A03.16 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Edi-20, ante la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
20	329.6	1049.8	v <sub>1,1</sub>	2.6	8.2	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	5.2	16.4		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	5.2	16.4		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	5.2	16.4		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	2.6	8.2		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	5.2	16.4		-	-	
			v <sub>3</sub>	3.4	10.9		-	-	
			v <sub>4</sub>	3.4	10.9		-	-	
19	337.5	1313.2	v <sub>1,1</sub>	2.6	10.3	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	5.3	20.5		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	5.3	20.5		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	5.3	20.5		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	2.6	10.3		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	5.3	20.5		-	-	
			v <sub>3</sub>	3.5	13.7		-	-	
			v <sub>4</sub>	3.5	13.7		-	-	
18	231.5	1198.1	v <sub>1,1</sub>	1.8	9.4	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	3.6	18.7		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	3.6	18.7		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	3.6	18.7		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	1.8	9.4		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	3.6	18.7		-	-	
			v <sub>3</sub>	2.4	12.5		-	-	
			v <sub>4</sub>	2.4	12.5		-	-	
17	149.1	1083.1	v <sub>1,1</sub>	1.2	8.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	2.3	16.9		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	2.3	16.9		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	2.3	16.9		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	1.2	8.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	2.3	16.9		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.6	11.3		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.6	11.3		-	-	
16	100.1	968.0	v <sub>1,1</sub>	0.8	7.6	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.6	15.1		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.6	15.1		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.6	15.1		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.8	7.6		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.6	15.1		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.0	10.1		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.0	10.1		-	-	

Tabla A03.16 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Eci-20, ante la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
15	79.5	960.4	v <sub>1,1</sub>	0.6	7.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.2	15.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.2	15.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.2	15.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.6	7.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.2	15.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.8	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.8	10.0		-	-	
14	70.6	960.4	v <sub>1,1</sub>	0.6	7.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.1	15.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.1	15.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.1	15.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.6	7.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.1	15.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.7	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.7	10.0		-	-	
13	63.8	960.4	v <sub>1,1</sub>	0.5	7.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.0	15.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.0	15.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.0	15.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.5	7.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.0	15.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.7	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.7	10.0		-	-	
12	56.9	960.4	v <sub>1,1</sub>	0.4	7.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	0.9	15.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	0.9	15.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	0.9	15.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.4	7.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	0.9	15.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.6	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.6	10.0		-	-	
11	54.0	960.4	v <sub>1,1</sub>	0.4	7.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	0.8	15.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	0.8	15.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	0.8	15.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.4	7.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	0.8	15.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.6	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.6	10.0		-	-	

Tabla A03.16 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Eci-20, ante la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
10	58.9	960.4	v <sub>1,1</sub>	0.5	7.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	0.9	15.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	0.9	15.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	0.9	15.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.5	7.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	0.9	15.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.6	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.6	10.0		-	-	
9	67.7	960.4	v <sub>1,1</sub>	0.5	7.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.1	15.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.1	15.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.1	15.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.5	7.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.1	15.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.7	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.7	10.0		-	-	
8	73.6	960.4	v <sub>1,1</sub>	0.6	7.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.1	15.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.1	15.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.1	15.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.6	7.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.1	15.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.8	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.8	10.0		-	-	
7	78.5	960.4	v <sub>1,1</sub>	0.6	7.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.2	15.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.2	15.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.2	15.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.6	7.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.2	15.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.8	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.8	10.0		-	-	
6	86.3	960.4	v <sub>1,1</sub>	0.7	7.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.3	15.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.3	15.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.3	15.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.7	7.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.3	15.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.9	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.9	10.0		-	-	

Tabla A03.16 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Eci-20, ante la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
5	100.1	960.4	v <sub>1,1</sub>	0.8	7.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.6	15.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.6	15.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.6	15.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.8	7.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.6	15.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.0	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.0	10.0		-	-	
4	107.9	960.4	v <sub>1,1</sub>	0.8	7.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.7	15.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.7	15.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.7	15.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.8	7.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.7	15.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.1	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.1	10.0		-	-	
3	100.1	960.4	v <sub>1,1</sub>	0.8	7.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.6	15.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.6	15.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.6	15.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.8	7.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.6	15.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.0	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.0	10.0		-	-	
2	72.6	960.4	v <sub>1,1</sub>	0.6	7.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.1	15.0		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	1.1	15.0		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	1.1	15.0		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.6	7.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.1	15.0		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.8	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.8	10.0		-	-	
1	34.3	1039.4	v <sub>1,1</sub>	0.3	8.1	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	0.5	16.2		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	0.5	16.2		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	0.5	16.2		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	0.3	8.1		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	0.5	16.2		-	-	
			v <sub>3</sub>	0.4	10.8		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.4	10.8		-	-	

Tabla A03.17 Valores máximos de  $A_s$  y  $\sigma_c$  en las barras ubicadas en el perímetro de las aberturas del diafragma para el edificio Edi-05, obtenidos para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F (kN)		$N_t = N_c$ (kN)		$A_s$ (mm <sup>2</sup> )		$\sigma_c$ (MPa)	
	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7
5	459.1	978.1	14.3	30.6	41.0	87.3	0.05	0.10
4	317.8	749.2	9.9	23.4	28.4	66.9	0.03	0.08
3	246.2	716.9	7.7	22.4	22.0	64.0	0.02	0.07
2	184.4	716.9	5.8	22.4	16.5	64.0	0.02	0.07
1	116.7	741.9	3.6	23.2	10.4	66.2	0.01	0.08

Tabla A03.18 Valores máximos de  $A_s$  y  $\sigma_c$  en las barras ubicadas en el perímetro de las aberturas del diafragma para el edificio Edi-10, obtenidos para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F (kN)		$N_t = N_c$ (kN)		$A_s$ (mm <sup>2</sup> )		$\sigma_c$ (MPa)	
	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7
10	378.7	1167.5	11.8	36.5	33.8	104.2	0.04	0.12
9	316.9	1179.2	9.9	36.8	28.3	105.3	0.03	0.12
8	194.2	826.8	6.1	25.8	17.3	73.8	0.02	0.08
7	139.3	803.3	4.4	25.1	12.4	71.7	0.01	0.08
6	113.8	803.3	3.6	25.1	10.2	71.7	0.01	0.08
5	116.7	803.3	3.6	25.1	10.4	71.7	0.01	0.08
4	126.5	803.3	4.0	25.1	11.3	71.7	0.01	0.08
3	127.5	803.3	4.0	25.1	11.4	71.7	0.01	0.08
2	113.8	803.3	3.6	25.1	10.2	71.7	0.01	0.08
1	71.6	847.4	2.2	26.5	6.4	75.6	0.01	0.09

Tabla A03.19 Valores máximos de  $A_s$  y  $\sigma_c$  en las barras ubicadas en el perímetro de las aberturas del diafragma para el edificio Edi-15, obtenidos para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F (kN)		$N_t = N_c$ (kN)		$A_s$ (mm <sup>2</sup> )		$\sigma_c$ (MPa)	
	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7
15	369.8	1285.0	11.6	40.2	33.0	114.7	0.04	0.13
14	348.3	1451.1	10.9	45.3	31.1	129.5	0.04	0.15
13	221.7	1182.7	6.9	37.0	19.8	105.6	0.02	0.12
12	137.3	914.2	4.3	28.6	12.3	81.6	0.01	0.09
11	91.2	896.4	2.9	28.0	8.1	80.0	0.01	0.09
10	64.7	896.4	2.0	28.0	5.8	80.0	0.01	0.09
9	52.0	896.4	1.6	28.0	4.6	80.0	0.01	0.09
8	58.9	896.4	1.8	28.0	5.3	80.0	0.01	0.09
7	81.4	896.4	2.5	28.0	7.3	80.0	0.01	0.09
6	104.0	896.4	3.2	28.0	9.3	80.0	0.01	0.09
5	118.7	896.4	3.7	28.0	10.6	80.0	0.01	0.09
4	126.5	896.4	4.0	28.0	11.3	80.0	0.01	0.09
3	123.6	896.4	3.9	28.0	11.0	80.0	0.01	0.09
2	97.1	896.4	3.0	28.0	8.7	80.0	0.01	0.09
1	51.0	961.9	1.6	30.1	4.6	85.9	0.01	0.10

Tabla A03.20 Valores máximos de  $A_s$  y  $\sigma_c$  en las barras ubicadas en el perímetro de las aberturas del diafragma para el edificio Edi-20, obtenidos para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F (kN)		$N_t = N_c$ (kN)		$A_s$ (mm <sup>2</sup> )		$\sigma_c$ (MPa)	
	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7
20	329.6	1049.8	10.3	32.8	29.4	93.7	0.03	0.11
19	337.5	1313.2	10.5	41.0	30.1	117.2	0.03	0.13
18	231.5	1198.1	7.2	37.4	20.7	106.9	0.02	0.12
17	149.1	1083.1	4.7	33.8	13.3	96.7	0.02	0.11
16	100.1	968.0	3.1	30.3	8.9	86.4	0.01	0.10
15	79.5	960.4	2.5	30.0	7.1	85.7	0.01	0.10
14	70.6	960.4	2.2	30.0	6.3	85.7	0.01	0.10
13	63.8	960.4	2.0	30.0	5.7	85.7	0.01	0.10
12	56.9	960.4	1.8	30.0	5.1	85.7	0.01	0.10
11	54.0	960.4	1.7	30.0	4.8	85.7	0.01	0.10
10	58.9	960.4	1.8	30.0	5.3	85.7	0.01	0.10
9	67.7	960.4	2.1	30.0	6.0	85.7	0.01	0.10
8	73.6	960.4	2.3	30.0	6.6	85.7	0.01	0.10
7	78.5	960.4	2.5	30.0	7.0	85.7	0.01	0.10
6	86.3	960.4	2.7	30.0	7.7	85.7	0.01	0.10
5	100.1	960.4	3.1	30.0	8.9	85.7	0.01	0.10
4	107.9	960.4	3.4	30.0	9.6	85.7	0.01	0.10
3	100.1	960.4	3.1	30.0	8.9	85.7	0.01	0.10
2	72.6	960.4	2.3	30.0	6.5	85.7	0.01	0.10
1	34.3	1039.4	1.1	32.5	3.1	92.8	0.00	0.11



Tabla A03.21 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Edi-05, ante la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
5	458.1	983.0	v <sub>1,1</sub>	10.7	23.0	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	21.5	46.1		-	0.0004	
			v <sub>1,3</sub>	21.5	46.1		-	0.0004	
			v <sub>2,1</sub>	21.5	46.1		-	0.0004	
			v <sub>2,2</sub>	10.7	23.0		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	21.5	46.1		-	0.0004	
			v <sub>3</sub>	4.8	10.2		-	-	
			v <sub>4</sub>	4.8	10.2		-	-	
4	331.6	749.6	v <sub>1,1</sub>	7.8	17.6	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	15.5	35.1		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	15.5	35.1		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	15.5	35.1		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	7.8	17.6		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	15.5	35.1		-	-	
			v <sub>3</sub>	3.5	7.8		-	-	
			v <sub>4</sub>	3.5	7.8		-	-	
3	253.1	716.9	v <sub>1,1</sub>	5.9	16.8	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	11.9	33.6		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	11.9	33.6		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	11.9	33.6		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	5.9	16.8		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	11.9	33.6		-	-	
			v <sub>3</sub>	2.6	7.5		-	-	
			v <sub>4</sub>	2.6	7.5		-	-	
2	188.4	716.9	v <sub>1,1</sub>	4.4	16.8	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	8.8	33.6		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	8.8	33.6		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	8.8	33.6		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	4.4	16.8		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	8.8	33.6		-	-	
			v <sub>3</sub>	2.0	7.5		-	-	
			v <sub>4</sub>	2.0	7.5		-	-	
1	118.7	741.9	v <sub>1,1</sub>	2.8	17.4	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	5.6	34.8		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	5.6	34.8		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	5.6	34.8		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	2.8	17.4		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	5.6	34.8		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.2	7.7		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.2	7.7		-	-	

Tabla A03.22 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Edi-10, ante la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
10	381.6	1169.4	v <sub>1,1</sub>	8.9	27.4	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	17.9	54.8		-	0.0009	
			v <sub>1,3</sub>	17.9	54.8		-	0.0009	
			v <sub>2,1</sub>	17.9	54.8		-	0.0009	
			v <sub>2,2</sub>	8.9	27.4		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	17.9	54.8		-	0.0009	
			v <sub>3</sub>	4.0	12.2		-	-	
			v <sub>4</sub>	4.0	12.2		-	-	
9	318.8	1180.5	v <sub>1,1</sub>	7.5	27.7	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	14.9	55.3		-	0.0010	
			v <sub>1,3</sub>	14.9	55.3		-	0.0010	
			v <sub>2,1</sub>	14.9	55.3		-	0.0010	
			v <sub>2,2</sub>	7.5	27.7		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	14.9	55.3		-	0.0010	
			v <sub>3</sub>	3.3	12.3		-	-	
			v <sub>4</sub>	3.3	12.3		-	-	
8	203.1	826.9	v <sub>1,1</sub>	4.8	19.4	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	9.5	38.8		-	0.0000	
			v <sub>1,3</sub>	9.5	38.8		-	0.0000	
			v <sub>2,1</sub>	9.5	38.8		-	0.0000	
			v <sub>2,2</sub>	4.8	19.4		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	9.5	38.8		-	0.0000	
			v <sub>3</sub>	2.1	8.6		-	-	
			v <sub>4</sub>	2.1	8.6		-	-	
7	142.2	803.3	v <sub>1,1</sub>	3.3	18.8	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	6.7	37.7		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	6.7	37.7		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	6.7	37.7		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	3.3	18.8		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	6.7	37.7		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.5	8.4		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.5	8.4		-	-	
6	118.7	803.3	v <sub>1,1</sub>	2.8	18.8	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	5.6	37.7		-	-	
			v <sub>1,3</sub>	5.6	37.7		-	-	
			v <sub>2,1</sub>	5.6	37.7		-	-	
			v <sub>2,2</sub>	2.8	18.8		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	5.6	37.7		-	-	
			v <sub>3</sub>	1.2	8.4		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.2	8.4		-	-	

Tabla A03.22 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Edi-10, ante la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
5	119.7	803.3	V <sub>1,1</sub>	2.8	18.8	38.6	-	-	0.0018
			V <sub>1,2</sub>	5.6	37.7		-	-	
			V <sub>1,3</sub>	5.6	37.7		-	-	
			V <sub>2,1</sub>	5.6	37.7		-	-	
			V <sub>2,2</sub>	2.8	18.8		-	-	
			V <sub>2,3</sub>	5.6	37.7		-	-	
			V <sub>3</sub>	1.2	8.4		-	-	
			V <sub>4</sub>	1.2	8.4		-	-	
4	128.5	803.3	V <sub>1,1</sub>	3.0	18.8	38.6	-	-	0.0018
			V <sub>1,2</sub>	6.0	37.7		-	-	
			V <sub>1,3</sub>	6.0	37.7		-	-	
			V <sub>2,1</sub>	6.0	37.7		-	-	
			V <sub>2,2</sub>	3.0	18.8		-	-	
			V <sub>2,3</sub>	6.0	37.7		-	-	
			V <sub>3</sub>	1.3	8.4		-	-	
			V <sub>4</sub>	1.3	8.4		-	-	
3	129.5	803.3	V <sub>1,1</sub>	3.0	18.8	38.6	-	-	0.0018
			V <sub>1,2</sub>	6.1	37.7		-	-	
			V <sub>1,3</sub>	6.1	37.7		-	-	
			V <sub>2,1</sub>	6.1	37.7		-	-	
			V <sub>2,2</sub>	3.0	18.8		-	-	
			V <sub>2,3</sub>	6.1	37.7		-	-	
			V <sub>3</sub>	1.3	8.4		-	-	
			V <sub>4</sub>	1.3	8.4		-	-	
2	113.8	803.3	V <sub>1,1</sub>	2.7	18.8	38.6	-	-	0.0018
			V <sub>1,2</sub>	5.3	37.7		-	-	
			V <sub>1,3</sub>	5.3	37.7		-	-	
			V <sub>2,1</sub>	5.3	37.7		-	-	
			V <sub>2,2</sub>	2.7	18.8		-	-	
			V <sub>2,3</sub>	5.3	37.7		-	-	
			V <sub>3</sub>	1.2	8.4		-	-	
			V <sub>4</sub>	1.2	8.4		-	-	
1	71.6	847.4	V <sub>1,1</sub>	1.7	19.9	38.6	-	-	0.0018
			V <sub>1,2</sub>	3.4	39.7		-	0.0001	
			V <sub>1,3</sub>	3.4	39.7		-	0.0001	
			V <sub>2,1</sub>	3.4	39.7		-	0.0001	
			V <sub>2,2</sub>	1.7	19.9		-	-	
			V <sub>2,3</sub>	3.4	39.7		-	0.0001	
			V <sub>3</sub>	0.7	8.8		-	-	
			V <sub>4</sub>	0.7	8.8		-	-	

Tabla A03.23 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Edi-15, ante la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
15	377.7	1300.6	v <sub>1,1</sub>	8.9	30.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	17.7	61.0		-	0.0013	
			v <sub>1,3</sub>	17.7	61.0		-	0.0013	
			v <sub>2,1</sub>	17.7	61.0		-	0.0013	
			v <sub>2,2</sub>	8.9	30.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	17.7	61.0		-	0.0013	
			v <sub>3</sub>	3.9	13.5		-	-	
			v <sub>4</sub>	3.9	13.5		-	-	
14	349.2	1465.2	v <sub>1,1</sub>	8.2	34.3	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	16.4	68.7		-	0.0017	
			v <sub>1,3</sub>	16.4	68.7		-	0.0017	
			v <sub>2,1</sub>	16.4	68.7		-	0.0017	
			v <sub>2,2</sub>	8.2	34.3		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	16.4	68.7		-	0.0017	
			v <sub>3</sub>	3.6	15.3		-	-	
			v <sub>4</sub>	3.6	15.3		-	-	
13	225.6	1189.9	v <sub>1,1</sub>	5.3	27.9	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	10.6	55.8		-	0.0010	
			v <sub>1,3</sub>	10.6	55.8		-	0.0010	
			v <sub>2,1</sub>	10.6	55.8		-	0.0010	
			v <sub>2,2</sub>	5.3	27.9		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	10.6	55.8		-	0.0010	
			v <sub>3</sub>	2.4	12.4		-	-	
			v <sub>4</sub>	2.4	12.4		-	-	
12	143.2	914.7	v <sub>1,1</sub>	3.4	21.4	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	6.7	42.9		-	0.0002	
			v <sub>1,3</sub>	6.7	42.9		-	0.0002	
			v <sub>2,1</sub>	6.7	42.9		-	0.0002	
			v <sub>2,2</sub>	3.4	21.4		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	6.7	42.9		-	0.0002	
			v <sub>3</sub>	1.5	9.5		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.5	9.5		-	-	
11	91.2	896.4	v <sub>1,1</sub>	2.1	21.0	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	4.3	42.0		-	0.0002	
			v <sub>1,3</sub>	4.3	42.0		-	0.0002	
			v <sub>2,1</sub>	4.3	42.0		-	0.0002	
			v <sub>2,2</sub>	2.1	21.0		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	4.3	42.0		-	0.0002	
			v <sub>3</sub>	1.0	9.3		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.0	9.3		-	-	

Tabla A03.23 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Edi-15, ante la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
10	59.8	896.4	V <sub>1,1</sub>	1.4	21.0	38.6	-	-	0.0018
			V <sub>1,2</sub>	2.8	42.0		-	0.0002	
			V <sub>1,3</sub>	2.8	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,1</sub>	2.8	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,2</sub>	1.4	21.0		-	-	
			V <sub>2,3</sub>	2.8	42.0		-	0.0002	
			V <sub>3</sub>	0.6	9.3		-	-	
			V <sub>4</sub>	0.6	9.3		-	-	
9	53.0	896.4	V <sub>1,1</sub>	1.2	21.0	38.6	-	-	0.0018
			V <sub>1,2</sub>	2.5	42.0		-	0.0002	
			V <sub>1,3</sub>	2.5	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,1</sub>	2.5	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,2</sub>	1.2	21.0		-	-	
			V <sub>2,3</sub>	2.5	42.0		-	0.0002	
			V <sub>3</sub>	0.6	9.3		-	-	
			V <sub>4</sub>	0.6	9.3		-	-	
8	61.8	896.4	V <sub>1,1</sub>	1.4	21.0	38.6	-	-	0.0018
			V <sub>1,2</sub>	2.9	42.0		-	0.0002	
			V <sub>1,3</sub>	2.9	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,1</sub>	2.9	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,2</sub>	1.4	21.0		-	-	
			V <sub>2,3</sub>	2.9	42.0		-	0.0002	
			V <sub>3</sub>	0.6	9.3		-	-	
			V <sub>4</sub>	0.6	9.3		-	-	
7	81.4	896.4	V <sub>1,1</sub>	1.9	21.0	38.6	-	-	0.0018
			V <sub>1,2</sub>	3.8	42.0		-	0.0002	
			V <sub>1,3</sub>	3.8	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,1</sub>	3.8	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,2</sub>	1.9	21.0		-	-	
			V <sub>2,3</sub>	3.8	42.0		-	0.0002	
			V <sub>3</sub>	0.8	9.3		-	-	
			V <sub>4</sub>	0.8	9.3		-	-	
6	105.9	896.4	V <sub>1,1</sub>	2.5	21.0	38.6	-	-	0.0018
			V <sub>1,2</sub>	5.0	42.0		-	0.0002	
			V <sub>1,3</sub>	5.0	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,1</sub>	5.0	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,2</sub>	2.5	21.0		-	-	
			V <sub>2,3</sub>	5.0	42.0		-	0.0002	
			V <sub>3</sub>	1.1	9.3		-	-	
			V <sub>4</sub>	1.1	9.3		-	-	

Tabla A03.23 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Edi-15, ante la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
5	126.5	896.4	V <sub>1,1</sub>	3.0	21.0	38.6	-	-	0.0018
			V <sub>1,2</sub>	5.9	42.0		-	0.0002	
			V <sub>1,3</sub>	5.9	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,1</sub>	5.9	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,2</sub>	3.0	21.0		-	-	
			V <sub>2,3</sub>	5.9	42.0		-	0.0002	
			V <sub>3</sub>	1.3	9.3		-	-	
			V <sub>4</sub>	1.3	9.3		-	-	
4	130.5	896.4	V <sub>1,1</sub>	3.1	21.0	38.6	-	-	0.0018
			V <sub>1,2</sub>	6.1	42.0		-	0.0002	
			V <sub>1,3</sub>	6.1	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,1</sub>	6.1	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,2</sub>	3.1	21.0		-	-	
			V <sub>2,3</sub>	6.1	42.0		-	0.0002	
			V <sub>3</sub>	1.4	9.3		-	-	
			V <sub>4</sub>	1.4	9.3		-	-	
3	124.6	896.4	V <sub>1,1</sub>	2.9	21.0	38.6	-	-	0.0018
			V <sub>1,2</sub>	5.8	42.0		-	0.0002	
			V <sub>1,3</sub>	5.8	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,1</sub>	5.8	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,2</sub>	2.9	21.0		-	-	
			V <sub>2,3</sub>	5.8	42.0		-	0.0002	
			V <sub>3</sub>	1.3	9.3		-	-	
			V <sub>4</sub>	1.3	9.3		-	-	
2	100.1	896.4	V <sub>1,1</sub>	2.3	21.0	38.6	-	-	0.0018
			V <sub>1,2</sub>	4.7	42.0		-	0.0002	
			V <sub>1,3</sub>	4.7	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,1</sub>	4.7	42.0		-	0.0002	
			V <sub>2,2</sub>	2.3	21.0		-	-	
			V <sub>2,3</sub>	4.7	42.0		-	0.0002	
			V <sub>3</sub>	1.0	9.3		-	-	
			V <sub>4</sub>	1.0	9.3		-	-	
1	54.9	961.9	V <sub>1,1</sub>	1.3	22.5	38.6	-	-	0.0018
			V <sub>1,2</sub>	2.6	45.1		-	0.0004	
			V <sub>1,3</sub>	2.6	45.1		-	0.0004	
			V <sub>2,1</sub>	2.6	45.1		-	0.0004	
			V <sub>2,2</sub>	1.3	22.5		-	-	
			V <sub>2,3</sub>	2.6	45.1		-	0.0004	
			V <sub>3</sub>	0.6	10.0		-	-	
			V <sub>4</sub>	0.6	10.0		-	-	

Tabla A03.24 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Edi-20, ante la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
20	335.5	1061.1	v <sub>1,1</sub>	7.9	24.9	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	15.7	49.7		-	0.0006	
			v <sub>1,3</sub>	15.7	49.7		-	0.0006	
			v <sub>2,1</sub>	15.7	49.7		-	0.0006	
			v <sub>2,2</sub>	7.9	24.9		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	15.7	49.7		-	0.0006	
			v <sub>3</sub>	3.5	11.1		-	-	
			v <sub>4</sub>	3.5	11.1		-	-	
19	333.5	1324.7	v <sub>1,1</sub>	7.8	31.0	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	15.6	62.1		-	0.0013	
			v <sub>1,3</sub>	15.6	62.1		-	0.0013	
			v <sub>2,1</sub>	15.6	62.1		-	0.0013	
			v <sub>2,2</sub>	7.8	31.0		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	15.6	62.1		-	0.0013	
			v <sub>3</sub>	3.5	13.8		-	-	
			v <sub>4</sub>	3.5	13.8		-	-	
18	223.7	1205.9	v <sub>1,1</sub>	5.2	28.3	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	10.5	56.5		-	0.0010	
			v <sub>1,3</sub>	10.5	56.5		-	0.0010	
			v <sub>2,1</sub>	10.5	56.5		-	0.0010	
			v <sub>2,2</sub>	5.2	28.3		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	10.5	56.5		-	0.0010	
			v <sub>3</sub>	2.3	12.6		-	-	
			v <sub>4</sub>	2.3	12.6		-	-	
17	148.1	1087.1	v <sub>1,1</sub>	3.5	25.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	6.9	51.0		-	0.0007	
			v <sub>1,3</sub>	6.9	51.0		-	0.0007	
			v <sub>2,1</sub>	6.9	51.0		-	0.0007	
			v <sub>2,2</sub>	3.5	25.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	6.9	51.0		-	0.0007	
			v <sub>3</sub>	1.5	11.3		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.5	11.3		-	-	
16	104.0	968.3	v <sub>1,1</sub>	2.4	22.7	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	4.9	45.4		-	0.0004	
			v <sub>1,3</sub>	4.9	45.4		-	0.0004	
			v <sub>2,1</sub>	4.9	45.4		-	0.0004	
			v <sub>2,2</sub>	2.4	22.7		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	4.9	45.4		-	0.0004	
			v <sub>3</sub>	1.1	10.1		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.1	10.1		-	-	

Tabla A03.24 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Edi-20, ante la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
15	78.5	960.4	v <sub>1,1</sub>	1.8	22.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	3.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>1,3</sub>	3.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,1</sub>	3.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,2</sub>	1.8	22.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	3.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>3</sub>	0.8	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.8	10.0		-	-	
14	61.8	960.4	v <sub>1,1</sub>	1.4	22.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	2.9	45.0		-	0.0004	
			v <sub>1,3</sub>	2.9	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,1</sub>	2.9	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,2</sub>	1.4	22.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	2.9	45.0		-	0.0004	
			v <sub>3</sub>	0.6	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.6	10.0		-	-	
13	52.0	960.4	v <sub>1,1</sub>	1.2	22.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	2.4	45.0		-	0.0004	
			v <sub>1,3</sub>	2.4	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,1</sub>	2.4	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,2</sub>	1.2	22.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	2.4	45.0		-	0.0004	
			v <sub>3</sub>	0.5	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.5	10.0		-	-	
12	51.0	960.4	v <sub>1,1</sub>	1.2	22.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	2.4	45.0		-	0.0004	
			v <sub>1,3</sub>	2.4	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,1</sub>	2.4	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,2</sub>	1.2	22.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	2.4	45.0		-	0.0004	
			v <sub>3</sub>	0.5	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.5	10.0		-	-	
11	55.9	960.4	v <sub>1,1</sub>	1.3	22.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	2.6	45.0		-	0.0004	
			v <sub>1,3</sub>	2.6	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,1</sub>	2.6	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,2</sub>	1.3	22.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	2.6	45.0		-	0.0004	
			v <sub>3</sub>	0.6	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.6	10.0		-	-	



Tabla A03.24 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Edi-20, ante la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
10	57.9	960.4	v <sub>1,1</sub>	1.4	22.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	2.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>1,3</sub>	2.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,1</sub>	2.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,2</sub>	1.4	22.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	2.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>3</sub>	0.6	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.6	10.0		-	-	
9	62.8	960.4	v <sub>1,1</sub>	1.5	22.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	2.9	45.0		-	0.0004	
			v <sub>1,3</sub>	2.9	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,1</sub>	2.9	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,2</sub>	1.5	22.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	2.9	45.0		-	0.0004	
			v <sub>3</sub>	0.7	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.7	10.0		-	-	
8	73.6	960.4	v <sub>1,1</sub>	1.5	22.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	2.9	45.0		-	0.0004	
			v <sub>1,3</sub>	2.9	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,1</sub>	2.9	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,2</sub>	1.5	22.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	2.9	45.0		-	0.0004	
			v <sub>3</sub>	0.7	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.7	10.0		-	-	
7	86.3	960.4	v <sub>1,1</sub>	2.0	22.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	4.0	45.0		-	0.0004	
			v <sub>1,3</sub>	4.0	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,1</sub>	4.0	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,2</sub>	2.0	22.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	4.0	45.0		-	0.0004	
			v <sub>3</sub>	0.9	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.9	10.0		-	-	
6	96.1	960.4	v <sub>1,1</sub>	2.3	22.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	4.5	45.0		-	0.0004	
			v <sub>1,3</sub>	4.5	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,1</sub>	4.5	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,2</sub>	2.3	22.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	4.5	45.0		-	0.0004	
			v <sub>3</sub>	1.0	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.0	10.0		-	-	

Tabla A03.24 Cuantía requerida en los paneles del modelo Panel y Barra del diafragma en estudio para el edificio Edi-20, ante la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F (kN)		Flujo de corte (kN/m)			$\phi_v V_c$ (kN/m)	$\rho_t$		$\rho_{min}$
	E.030	ASCE 7	Panel	E.030	ASCE 7		E.030	ASCE 7	
5	101.0	960.4	v <sub>1,1</sub>	2.4	22.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	4.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>1,3</sub>	4.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,1</sub>	4.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,2</sub>	2.4	22.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	4.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>3</sub>	1.1	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.1	10.0		-	-	
4	106.9	960.4	v <sub>1,1</sub>	2.5	22.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	5.0	45.0		-	0.0004	
			v <sub>1,3</sub>	5.0	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,1</sub>	5.0	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,2</sub>	2.5	22.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	5.0	45.0		-	0.0004	
			v <sub>3</sub>	1.1	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.1	10.0		-	-	
3	101.0	960.4	v <sub>1,1</sub>	2.4	22.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	4.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>1,3</sub>	4.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,1</sub>	4.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,2</sub>	2.4	22.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	4.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>3</sub>	1.1	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	1.1	10.0		-	-	
2	78.5	960.4	v <sub>1,1</sub>	1.8	22.5	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	3.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>1,3</sub>	3.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,1</sub>	3.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>2,2</sub>	1.8	22.5		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	3.7	45.0		-	0.0004	
			v <sub>3</sub>	0.8	10.0		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.8	10.0		-	-	
1	39.2	1039.4	v <sub>1,1</sub>	0.9	24.4	38.6	-	-	0.0018
			v <sub>1,2</sub>	1.8	48.7		-	0.0006	
			v <sub>1,3</sub>	1.8	48.7		-	0.0006	
			v <sub>2,1</sub>	1.8	48.7		-	0.0006	
			v <sub>2,2</sub>	0.9	24.4		-	-	
			v <sub>2,3</sub>	1.8	48.7		-	0.0006	
			v <sub>3</sub>	0.4	10.8		-	-	
			v <sub>4</sub>	0.4	10.8		-	-	

Tabla A03.25 Valores máximos de  $A_s$  y  $\sigma_c$  en las barras ubicadas en el perímetro de las aberturas del diafragma para el edificio Edi-05, obtenidos para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F (kN)		$N_t = N_c$ (kN)		$A_s$ (mm <sup>2</sup> )		$\sigma_c$ (MPa)	
	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7
5	458.1	983.0	42.9	92.2	122.7	263.2	0.14	0.30
4	331.6	749.6	31.1	70.3	88.8	200.7	0.10	0.23
3	253.1	716.9	23.7	67.2	67.8	192.0	0.08	0.22
2	188.4	716.9	17.7	67.2	50.4	192.0	0.06	0.22
1	118.7	741.9	11.1	69.6	31.8	198.7	0.04	0.23

Tabla A03.26 Valores máximos de  $A_s$  y  $\sigma_c$  en las barras ubicadas en el perímetro de las aberturas del diafragma para el edificio Edi-10, obtenidos para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F (kN)		$N_t = N_c$ (kN)		$A_s$ (mm <sup>2</sup> )		$\sigma_c$ (MPa)	
	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7
10	381.6	1169.4	35.8	109.6	102.2	313.2	0.12	0.35
9	318.8	1180.5	29.9	110.7	85.4	316.1	0.10	0.36
8	203.1	826.9	19.0	77.5	54.4	221.4	0.06	0.25
7	142.2	803.3	13.3	75.3	38.1	215.1	0.04	0.24
6	118.7	803.3	11.1	75.3	31.8	215.1	0.04	0.24
5	119.7	803.3	11.2	75.3	32.0	215.1	0.04	0.24
4	128.5	803.3	12.0	75.3	34.4	215.1	0.04	0.24
3	129.5	803.3	12.1	75.3	34.7	215.1	0.04	0.24
2	113.8	803.3	10.7	75.3	30.5	215.1	0.03	0.24
1	71.6	847.4	6.7	79.4	19.2	226.9	0.02	0.26

Tabla A03.27 Valores máximos de  $A_s$  y  $\sigma_c$  en las barras ubicadas en el perímetro de las aberturas del diafragma para el edificio Edi-15, obtenidos para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F (kN)		$N_t = N_c$ (kN)		$A_s$ (mm <sup>2</sup> )		$\sigma_c$ (MPa)	
	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7
15	377.7	1300.6	35.4	121.9	101.1	348.3	0.11	0.39
14	349.2	1465.2	32.7	137.4	93.5	392.4	0.11	0.44
13	225.6	1189.9	21.2	111.6	60.4	318.6	0.07	0.36
12	143.2	914.7	13.4	85.8	38.4	244.9	0.04	0.28
11	91.2	896.4	8.6	84.0	24.4	240.0	0.03	0.27
10	59.8	896.4	5.6	84.0	16.0	240.0	0.02	0.27
9	53.0	896.4	5.0	84.0	14.2	240.0	0.02	0.27
8	61.8	896.4	5.8	84.0	16.5	240.0	0.02	0.27
7	81.4	896.4	7.6	84.0	21.8	240.0	0.02	0.27
6	105.9	896.4	9.9	84.0	28.4	240.0	0.03	0.27
5	126.5	896.4	11.9	84.0	33.9	240.0	0.04	0.27
4	130.5	896.4	12.2	84.0	34.9	240.0	0.04	0.27
3	124.6	896.4	11.7	84.0	33.4	240.0	0.04	0.27
2	100.1	896.4	9.4	84.0	26.8	240.0	0.03	0.27
1	54.9	961.9	5.2	90.2	14.7	257.6	0.02	0.29

Tabla A03.28 Valores máximos de  $A_s$  y  $\sigma_c$  en las barras ubicadas en el perímetro de las aberturas del diafragma para el edificio Edi-20, obtenidos para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F (kN)		$N_t = N_c$ (kN)		$A_s$ (mm <sup>2</sup> )		$\sigma_c$ (MPa)	
	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7	E.030	ASCE 7
20	335.5	1061.1	31.5	99.5	89.8	284.1	0.10	0.32
19	333.5	1324.7	31.3	124.2	89.3	354.7	0.10	0.40
18	223.7	1205.9	21.0	113.1	59.9	322.9	0.07	0.37
17	148.1	1087.1	13.9	101.9	39.7	291.1	0.04	0.33
16	104.0	968.3	9.7	90.8	27.8	259.3	0.03	0.29
15	78.5	960.4	7.4	90.0	21.0	257.2	0.02	0.29
14	61.8	960.4	5.8	90.0	16.5	257.2	0.02	0.29
13	52.0	960.4	4.9	90.0	13.9	257.2	0.02	0.29
12	51.0	960.4	4.8	90.0	13.7	257.2	0.02	0.29
11	55.9	960.4	5.2	90.0	15.0	257.2	0.02	0.29
10	57.9	960.4	5.4	90.0	15.5	257.2	0.02	0.29
9	62.8	960.4	5.9	90.0	16.8	257.2	0.02	0.29
8	73.6	960.4	6.9	90.0	19.7	257.2	0.02	0.29
7	86.3	960.4	8.1	90.0	23.1	257.2	0.03	0.29
6	96.1	960.4	9.0	90.0	25.7	257.2	0.03	0.29
5	101.0	960.4	9.5	90.0	27.1	257.2	0.03	0.29
4	106.9	960.4	10.0	90.0	28.6	257.2	0.03	0.29
3	101.0	960.4	9.5	90.0	27.1	257.2	0.03	0.29
2	78.5	960.4	7.4	90.0	21.0	257.2	0.02	0.29
1	39.2	1039.4	3.7	97.4	10.5	278.3	0.01	0.32

Tabla A03.29 Fuerza del tirante máximo y cuantía de refuerzo requerida con el modelo Puntal - Tirante del diafragma para el edificio Edi-05 ante la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)		T <sub>u</sub> (kN)	T <sub>u</sub> ·cosθ (kN)	T <sub>u</sub> ·cosθ/L (kN/m)	ρ <sub>req</sub>
5	ASCE 7	978.1	115.4	109.5	18.2	0.0010
	E.030	459.1	54.2	51.4	8.6	0.0005
4	ASCE 7	749.2	88.4	83.8	14.0	0.0008
	E.030	317.8	37.5	35.6	5.9	0.0003
3	ASCE 7	716.9	84.6	80.2	13.4	0.0008
	E.030	246.2	29.0	27.6	4.6	0.0003
2	ASCE 7	716.9	84.6	80.2	13.4	0.0008
	E.030	184.4	21.8	20.6	3.4	0.0002
1	ASCE 7	741.9	87.5	83.0	13.8	0.0008
	E.030	116.7	13.8	13.1	2.2	0.0001

Tabla A03.30 Fuerza del tirante máximo y cuantía de refuerzo requerido con el modelo del Puntal - Tirante del diafragma para el edificio Edi-10 ante la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)		T <sub>u</sub> (kN)	T <sub>u</sub> ·cosθ (kN)	T <sub>u</sub> ·cosθ/L (kN/m)	ρ <sub>req</sub>
10	ASCE 7	1167.5	133.4	126.5	21.1	0.0012
	E.030	378.7	43.3	41.0	6.8	0.0004
9	ASCE 7	1179.2	134.7	127.8	21.3	0.0012
	E.030	316.9	36.2	34.3	5.7	0.0003
8	ASCE 7	826.8	94.4	89.6	14.9	0.0009
	E.030	194.2	22.2	21.1	3.5	0.0002
7	ASCE 7	803.3	91.8	87.1	14.5	0.0008
	E.030	139.3	15.9	15.1	2.5	0.0001
6	ASCE 7	803.3	91.8	87.1	14.5	0.0008
	E.030	113.8	13.0	12.3	2.1	0.0001
5	ASCE 7	803.3	91.8	87.1	14.5	0.0008
	E.030	116.7	13.3	12.7	2.1	0.0001
4	ASCE 7	803.3	91.8	87.1	14.5	0.0008
	E.030	126.5	14.5	13.7	2.3	0.0001
3	ASCE 7	803.3	91.8	87.1	14.5	0.0008
	E.030	127.5	14.6	13.8	2.3	0.0001
2	ASCE 7	803.3	91.8	87.1	14.5	0.0008
	E.030	113.8	13.0	12.3	2.1	0.0001
1	ASCE 7	847.4	96.8	91.8	15.3	0.0009
	E.030	71.6	8.2	7.8	1.3	0.0001

Tabla A03.31 Fuerza del tirante máximo y cuantía de refuerzo requerido con el modelo del Puntal - Tirante del diafragma para el edificio Edi-15 ante la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)		T <sub>u</sub> (kN)	T <sub>u</sub> ·cosθ (kN)	T <sub>u</sub> ·cosθ/L (kN/m)	ρ <sub>req</sub>
15	ASCE 7	1285.0	142.7	135.4	22.6	0.0013
	E.030	369.8	41.1	39.0	6.5	0.0004
14	ASCE 7	1451.1	161.2	152.9	25.5	0.0015
	E.030	348.3	38.7	36.7	6.1	0.0003
13	ASCE 7	1182.7	131.4	124.6	20.8	0.0012
	E.030	221.7	24.6	23.4	3.9	0.0002
12	ASCE 7	914.2	101.6	96.3	16.1	0.0009
	E.030	137.3	15.3	14.5	2.4	0.0001
11	ASCE 7	896.4	99.6	94.5	15.7	0.0009
	E.030	91.2	10.1	9.6	1.6	0.0001
10	ASCE 7	896.4	99.6	94.5	15.7	0.0009
	E.030	64.7	7.2	6.8	1.1	0.0001
9	ASCE 7	896.4	99.6	94.5	15.7	0.0009
	E.030	52.0	5.8	5.5	0.9	0.0001
8	ASCE 7	896.4	99.6	94.5	15.7	0.0009
	E.030	58.9	6.5	6.2	1.0	0.0001
7	ASCE 7	896.4	99.6	94.5	15.7	0.0009
	E.030	81.4	9.0	8.6	1.4	0.0001
6	ASCE 7	896.4	99.6	94.5	15.7	0.0009
	E.030	104.0	11.6	11.0	1.8	0.0001
5	ASCE 7	896.4	99.6	94.5	15.7	0.0009
	E.030	118.7	13.2	12.5	2.1	0.0001
4	ASCE 7	896.4	99.6	94.5	15.7	0.0009
	E.030	126.5	14.1	13.3	2.2	0.0001
3	ASCE 7	896.4	99.6	94.5	15.7	0.0009
	E.030	123.6	13.7	13.0	2.2	0.0001
2	ASCE 7	896.4	99.6	94.5	15.7	0.0009
	E.030	97.1	10.8	10.2	1.7	0.0001
1	ASCE 7	961.9	106.8	101.4	16.9	0.0010
	E.030	51.0	5.7	5.4	0.9	0.0001

Tabla A03.32 Fuerza del tirante máximo y cuantía de refuerzo requerido con el modelo del Puntal - Tirante del diafragma para el edificio Edi-20 ante la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	$F_{di}$ (kN)		$T_u$ (kN)	$T_u \cdot \cos\theta$ (kN)	$T_u \cdot \cos\theta / L$ (kN/m)	$\rho_{req}$
20	ASCE 7	1049.8	113.9	108.1	18.0	0.0010
	E.030	329.6	35.8	33.9	5.7	0.0003
19	ASCE 7	1313.2	142.5	135.2	22.5	0.0013
	E.030	337.5	36.6	34.7	5.8	0.0003
18	ASCE 7	1198.1	130.0	123.4	20.6	0.0012
	E.030	231.5	25.1	23.8	4.0	0.0002
17	ASCE 7	1083.1	117.5	111.5	18.6	0.0011
	E.030	149.1	16.2	15.4	2.6	0.0001
16	ASCE 7	968.0	105.1	99.7	16.6	0.0009
	E.030	100.1	10.9	10.3	1.7	0.0001
15	ASCE 7	960.4	104.2	98.9	16.5	0.0009
	E.030	79.5	8.6	8.2	1.4	0.0001
14	ASCE 7	960.4	104.2	98.9	16.5	0.0009
	E.030	70.6	7.7	7.3	1.2	0.0001
13	ASCE 7	960.4	104.2	98.9	16.5	0.0009
	E.030	63.8	6.9	6.6	1.1	0.0001
12	ASCE 7	960.4	104.2	98.9	16.5	0.0009
	E.030	56.9	6.2	5.9	1.0	0.0001
11	ASCE 7	960.4	104.2	98.9	16.5	0.0009
	E.030	54.0	5.9	5.6	0.9	0.0001
10	ASCE 7	960.4	104.2	98.9	16.5	0.0009
	E.030	58.9	6.4	6.1	1.0	0.0001
9	ASCE 7	960.4	104.2	98.9	16.5	0.0009
	E.030	67.7	7.3	7.0	1.2	0.0001
8	ASCE 7	960.4	104.2	98.9	16.5	0.0009
	E.030	73.6	8.0	7.6	1.3	0.0001
7	ASCE 7	960.4	104.2	98.9	16.5	0.0009
	E.030	78.5	8.5	8.1	1.3	0.0001
6	ASCE 7	960.4	104.2	98.9	16.5	0.0009
	E.030	86.3	9.4	8.9	1.5	0.0001
5	ASCE 7	960.4	104.2	98.9	16.5	0.0009
	E.030	100.1	10.9	10.3	1.7	0.0001
4	ASCE 7	960.4	104.2	98.9	16.5	0.0009
	E.030	107.9	11.7	11.1	1.9	0.0001
3	ASCE 7	960.4	104.2	98.9	16.5	0.0009
	E.030	100.1	10.9	10.3	1.7	0.0001
2	ASCE 7	960.4	104.2	98.9	16.5	0.0009
	E.030	72.6	7.9	7.5	1.2	0.0001
1	ASCE 7	1039.4	112.8	107.0	17.8	0.0010
	E.030	34.3	3.7	3.5	0.6	0.0000

Tabla A03.33 Fuerza del tirante máximo y cuantía de refuerzo requerida con el modelo del Puntal - Tirante del diafragma para el edificio Edi-05 ante la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	$F_{di}$ (kN)		$T_u$ (kN)	$T_u \cdot \cos\theta$ (kN)	$T_u \cdot \cos\theta / L$ (kN/m)	$\rho_{req}$
5	ASCE 7	983.0	357.4	286.6	47.8	0.0027
	E.030	458.1	166.6	133.6	22.3	0.0013
4	ASCE 7	749.6	272.6	218.5	36.4	0.0021
	E.030	331.6	120.6	96.7	16.1	0.0009
3	ASCE 7	716.9	260.7	209.0	34.8	0.0020
	E.030	253.1	92.0	73.8	12.3	0.0007
2	ASCE 7	716.9	260.7	209.0	34.8	0.0020
	E.030	188.4	68.5	54.9	9.2	0.0005
1	ASCE 7	741.9	269.8	216.3	36.1	0.0021
	E.030	118.7	43.2	34.6	5.8	0.0003

Tabla A03.34 Fuerza del tirante máximo y cuantía de refuerzo requerida con el modelo del Puntal - Tirante del diafragma para el edificio Edi-10 ante la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	$F_{di}$ (kN)		$T_u$ (kN)	$T_u \cdot \cos\theta$ (kN)	$T_u \cdot \cos\theta / L$ (kN/m)	$\rho_{req}$
10	ASCE 7	1169.4	375.5	301.1	50.2	0.0029
	E.030	381.6	122.5	98.2	16.4	0.0009
9	ASCE 7	1180.5	379.1	303.9	50.7	0.0029
	E.030	318.8	102.4	82.1	13.7	0.0008
8	ASCE 7	826.9	265.5	212.9	35.5	0.0020
	E.030	203.1	65.2	52.3	8.7	0.0005
7	ASCE 7	803.3	257.9	206.8	34.5	0.0020
	E.030	142.2	45.7	36.6	6.1	0.0003
6	ASCE 7	803.3	257.9	206.8	34.5	0.0020
	E.030	118.7	38.1	30.6	5.1	0.0003
5	ASCE 7	803.3	257.9	206.8	34.5	0.0020
	E.030	119.7	38.4	30.8	5.1	0.0003
4	ASCE 7	803.3	257.9	206.8	34.5	0.0020
	E.030	128.5	41.3	33.1	5.5	0.0003
3	ASCE 7	803.3	257.9	206.8	34.5	0.0020
	E.030	129.5	41.6	33.3	5.6	0.0003
2	ASCE 7	803.3	257.9	206.8	34.5	0.0020
	E.030	113.8	36.5	29.3	4.9	0.0003
1	ASCE 7	847.4	272.1	218.2	36.4	0.0021
	E.030	71.6	23.0	18.4	3.1	0.0002



Tabla A03.35 Fuerza del tirante máximo y cuantía de refuerzo requerida con el modelo del Puntal - Tirante del diafragma para el edificio Edi-15 ante la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	$F_{di}$ (kN)		$T_u$ (kN)	$T_u \cdot \cos\theta$ (kN)	$T_u \cdot \cos\theta / L$ (kN/m)	$\rho_{req}$
15	ASCE 7	1300.6	389.4	312.2	52.0	0.0030
	E.030	377.7	113.1	90.7	15.1	0.0009
14	ASCE 7	1465.2	438.6	351.7	58.6	0.0033
	E.030	349.2	104.6	83.8	14.0	0.0008
13	ASCE 7	1189.9	356.2	285.6	47.6	0.0027
	E.030	225.6	67.5	54.2	9.0	0.0005
12	ASCE 7	914.7	273.8	219.6	36.6	0.0021
	E.030	143.2	42.9	34.4	5.7	0.0003
11	ASCE 7	896.4	268.3	215.2	35.9	0.0020
	E.030	91.2	27.3	21.9	3.6	0.0002
10	ASCE 7	896.4	268.3	215.2	35.9	0.0020
	E.030	59.8	17.9	14.4	2.4	0.0001
9	ASCE 7	896.4	268.3	215.2	35.9	0.0020
	E.030	53.0	15.9	12.7	2.1	0.0001
8	ASCE 7	896.4	268.3	215.2	35.9	0.0020
	E.030	61.8	18.5	14.8	2.5	0.0001
7	ASCE 7	896.4	268.3	215.2	35.9	0.0020
	E.030	81.4	24.4	19.5	3.3	0.0002
6	ASCE 7	896.4	268.3	215.2	35.9	0.0020
	E.030	105.9	31.7	25.4	4.2	0.0002
5	ASCE 7	896.4	268.3	215.2	35.9	0.0020
	E.030	126.5	37.9	30.4	5.1	0.0003
4	ASCE 7	896.4	268.3	215.2	35.9	0.0020
	E.030	130.5	39.1	31.3	5.2	0.0003
3	ASCE 7	896.4	268.3	215.2	35.9	0.0020
	E.030	124.6	37.3	29.9	5.0	0.0003
2	ASCE 7	896.4	268.3	215.2	35.9	0.0020
	E.030	100.1	30.0	24.0	4.0	0.0002
1	ASCE 7	961.9	288.0	230.9	38.5	0.0022
	E.030	54.9	16.4	13.2	2.2	0.0001

Tabla A03.36 Fuerza del tirante máximo y cuantía de refuerzo requerida con el modelo del Puntal - Tirante del diafragma para el edificio Edi-20 ante la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	$F_{di}$ (kN)		$T_u$ (kN)	$T_u \cdot \cos\theta$ (kN)	$T_u \cdot \cos\theta / L$ (kN/m)	$\rho_{req}$
20	ASCE 7	1061.1	290.6	233.0	38.8	0.0022
	E.030	335.5	91.9	73.7	12.3	0.0007
19	ASCE 7	1324.7	362.8	290.9	48.5	0.0028
	E.030	333.5	91.3	73.2	12.2	0.0007
18	ASCE 7	1205.9	330.3	264.8	44.1	0.0025
	E.030	223.7	61.3	49.1	8.2	0.0005
17	ASCE 7	1087.1	297.7	238.7	39.8	0.0023
	E.030	148.1	40.6	32.5	5.4	0.0003
16	ASCE 7	968.3	265.2	212.6	35.4	0.0020
	E.030	104.0	28.5	22.8	3.8	0.0002
15	ASCE 7	960.4	263.0	210.9	35.1	0.0020
	E.030	78.5	21.5	17.2	2.9	0.0002
14	ASCE 7	960.4	263.0	210.9	35.1	0.0020
	E.030	61.8	16.9	13.6	2.3	0.0001
13	ASCE 7	960.4	263.0	210.9	35.1	0.0020
	E.030	52.0	14.2	11.4	1.9	0.0001
12	ASCE 7	960.4	263.0	210.9	35.1	0.0020
	E.030	51.0	14.0	11.2	1.9	0.0001
11	ASCE 7	960.4	263.0	210.9	35.1	0.0020
	E.030	55.9	15.3	12.3	2.0	0.0001
10	ASCE 7	960.4	263.0	210.9	35.1	0.0020
	E.030	57.9	15.9	12.7	2.1	0.0001
9	ASCE 7	960.4	263.0	210.9	35.1	0.0020
	E.030	62.8	17.2	13.8	2.3	0.0001
8	ASCE 7	960.4	263.0	210.9	35.1	0.0020
	E.030	73.6	20.1	16.2	2.7	0.0002
7	ASCE 7	960.4	263.0	210.9	35.1	0.0020
	E.030	86.3	23.6	19.0	3.2	0.0002
6	ASCE 7	960.4	263.0	210.9	35.1	0.0020
	E.030	96.1	26.3	21.1	3.5	0.0002
5	ASCE 7	960.4	263.0	210.9	35.1	0.0020
	E.030	101.0	27.7	22.2	3.7	0.0002
4	ASCE 7	960.4	263.0	210.9	35.1	0.0020
	E.030	106.9	29.3	23.5	3.9	0.0002
3	ASCE 7	960.4	263.0	210.9	35.1	0.0020
	E.030	101.0	27.7	22.2	3.7	0.0002
2	ASCE 7	960.4	263.0	210.9	35.1	0.0020
	E.030	78.5	21.5	17.2	2.9	0.0002
1	ASCE 7	1039.4	284.7	228.2	38.0	0.0022
	E.030	39.2	10.7	8.6	1.4	0.0001

Tabla A03.37 Carga distribuida trapezoidal equivalente y reacciones obtenidas del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-05 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)		R <sub>1</sub> (kN)	R <sub>2</sub> (kN)	R <sub>3</sub> (kN)	w <sub>1</sub> (kN/m)	w <sub>2</sub> (kN/m)
5	ASCE 7	978.1	448.4	101.2	428.5	76.5	86.5
	E.030	459.1	210.5	47.5	201.1	35.9	40.6
4	ASCE 7	749.2	343.4	77.5	328.2	58.6	66.2
	E.030	317.8	145.7	32.9	139.2	24.9	28.1
3	ASCE 7	716.9	328.6	74.2	314.1	56.1	63.4
	E.030	246.2	112.9	25.5	107.9	19.3	21.8
2	ASCE 7	716.9	328.6	74.2	314.1	56.1	63.4
	E.030	184.4	84.5	19.1	80.8	14.4	16.3
1	ASCE 7	741.9	340.1	76.8	325.0	58.1	65.6
	E.030	116.7	53.5	12.1	51.1	9.1	10.3

Tabla A03.38 Carga distribuida trapezoidal equivalente y reacciones obtenidas del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-10 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)		R <sub>1</sub> (kN)	R <sub>2</sub> (kN)	R <sub>3</sub> (kN)	w <sub>1</sub> (kN/m)	w <sub>2</sub> (kN/m)
10	ASCE 7	1167.5	500.6	190.1	476.8	91.3	103.2
	E.030	378.7	162.4	61.7	154.6	29.6	33.5
9	ASCE 7	1179.2	505.6	192.0	481.6	92.2	104.3
	E.030	316.9	135.9	51.6	129.4	24.8	28.0
8	ASCE 7	826.8	354.5	134.6	337.7	64.7	73.1
	E.030	194.2	83.3	31.6	79.3	15.2	17.2
7	ASCE 7	803.3	344.4	130.8	328.1	62.8	71.0
	E.030	139.3	59.7	22.7	56.9	10.9	12.3
6	ASCE 7	803.3	344.4	130.8	328.1	62.8	71.0
	E.030	113.8	48.8	18.5	46.5	8.9	10.1
5	ASCE 7	803.3	344.4	130.8	328.1	62.8	71.0
	E.030	116.7	50.1	19.0	47.7	9.1	10.3
4	ASCE 7	803.3	344.4	130.8	328.1	62.8	71.0
	E.030	126.5	54.3	20.6	51.7	9.9	11.2
3	ASCE 7	803.3	344.4	130.8	328.1	62.8	71.0
	E.030	127.5	54.7	20.8	52.1	10.0	11.3
2	ASCE 7	803.3	344.4	130.8	328.1	62.8	71.0
	E.030	113.8	48.8	18.5	46.5	8.9	10.1
1	ASCE 7	847.4	363.4	138.0	346.1	66.3	74.9
	E.030	71.6	30.7	11.7	29.2	5.6	6.3

Tabla A03.39 Carga distribuida trapezoidal equivalente y reacciones obtenidas del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel		<b>F<sub>di</sub> (kN)</b>	<b>R<sub>1</sub> (kN)</b>	<b>R<sub>2</sub> (kN)</b>	<b>R<sub>3</sub> (kN)</b>	<b>w<sub>1</sub> (kN/m)</b>	<b>w<sub>2</sub> (kN/m)</b>
15	ASCE 7	1285.0	534.0	243.2	507.7	100.5	113.7
	E.030	369.8	153.7	70.0	146.1	28.9	32.7
14	ASCE 7	1451.1	603.1	274.7	573.4	113.5	128.3
	E.030	348.3	144.7	65.9	137.6	27.2	30.8
13	ASCE 7	1182.7	491.5	223.9	467.3	92.5	104.6
	E.030	221.7	92.1	42.0	87.6	17.3	19.6
12	ASCE 7	914.2	380.0	173.1	361.2	71.5	80.9
	E.030	137.3	57.1	26.0	54.3	10.7	12.1
11	ASCE 7	896.4	372.5	169.7	354.2	70.1	79.3
	E.030	91.2	37.9	17.3	36.0	7.1	8.1
10	ASCE 7	896.4	372.5	169.7	354.2	70.1	79.3
	E.030	64.7	26.9	12.3	25.6	5.1	5.7
9	ASCE 7	896.4	372.5	169.7	354.2	70.1	79.3
	E.030	52.0	21.6	9.8	20.5	4.1	4.6
8	ASCE 7	896.4	372.5	169.7	354.2	70.1	79.3
	E.030	58.9	24.5	11.1	23.3	4.6	5.2
7	ASCE 7	896.4	372.5	169.7	354.2	70.1	79.3
	E.030	81.4	33.8	15.4	32.2	6.4	7.2
6	ASCE 7	896.4	372.5	169.7	354.2	70.1	79.3
	E.030	104.0	43.2	19.7	41.1	8.1	9.2
5	ASCE 7	896.4	372.5	169.7	354.2	70.1	79.3
	E.030	118.7	49.3	22.5	46.9	9.3	10.5
4	ASCE 7	896.4	372.5	169.7	354.2	70.1	79.3
	E.030	126.5	52.6	24.0	50.0	9.9	11.2
3	ASCE 7	896.4	372.5	169.7	354.2	70.1	79.3
	E.030	123.6	51.4	23.4	48.8	9.7	10.9
2	ASCE 7	896.4	372.5	169.7	354.2	70.1	79.3
	E.030	97.1	40.4	18.4	38.4	7.6	8.6
1	ASCE 7	961.9	399.7	182.1	380.1	75.2	85.1
	E.030	51.0	21.2	9.7	20.2	4.0	4.5

Tabla A03.40 Carga distribuida trapezoidal equivalente y reacciones obtenidas del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel		F <sub>di</sub> (kN)	R <sub>1</sub> (kN)	R <sub>2</sub> (kN)	R <sub>3</sub> (kN)	w <sub>1</sub> (kN/m)	w <sub>2</sub> (kN/m)
20	ASCE 7	1049.8	417.7	236.0	396.1	82.1	92.9
	E.030	329.6	131.1	74.1	124.4	25.8	29.2
19	ASCE 7	1313.2	522.5	295.1	495.5	102.7	116.2
	E.030	337.5	134.3	75.8	127.3	26.4	29.9
18	ASCE 7	1198.1	476.7	269.3	452.1	93.7	106.0
	E.030	231.5	92.1	52.0	87.4	18.1	20.5
17	ASCE 7	1083.1	430.9	243.4	408.7	84.7	95.8
	E.030	149.1	59.3	33.5	56.3	11.7	13.2
16	ASCE 7	968.0	385.2	217.6	365.3	75.7	85.7
	E.030	100.1	39.8	22.5	37.8	7.8	8.9
15	ASCE 7	960.4	382.1	215.8	362.4	75.1	85.0
	E.030	79.5	31.6	17.9	30.0	6.2	7.0
14	ASCE 7	960.4	382.1	215.8	362.4	75.1	85.0
	E.030	70.6	28.1	15.9	26.7	5.5	6.2
13	ASCE 7	960.4	382.1	215.8	362.4	75.1	85.0
	E.030	63.8	25.4	14.3	24.1	5.0	5.6
12	ASCE 7	960.4	382.1	215.8	362.4	75.1	85.0
	E.030	56.9	22.6	12.8	21.5	4.4	5.0
11	ASCE 7	960.4	382.1	215.8	362.4	75.1	85.0
	E.030	54.0	21.5	12.1	20.4	4.2	4.8
10	ASCE 7	960.4	382.1	215.8	362.4	75.1	85.0
	E.030	58.9	23.4	13.2	22.2	4.6	5.2
9	ASCE 7	960.4	382.1	215.8	362.4	75.1	85.0
	E.030	67.7	26.9	15.2	25.5	5.3	6.0
8	ASCE 7	960.4	382.1	215.8	362.4	75.1	85.0
	E.030	73.6	29.3	16.5	27.8	5.8	6.5
7	ASCE 7	960.4	382.1	215.8	362.4	75.1	85.0
	E.030	78.5	31.2	17.6	29.6	6.1	6.9
6	ASCE 7	960.4	382.1	215.8	362.4	75.1	85.0
	E.030	86.3	34.3	19.4	32.6	6.7	7.6
5	ASCE 7	960.4	382.1	215.8	362.4	75.1	85.0
	E.030	100.1	39.8	22.5	37.8	7.8	8.9
4	ASCE 7	960.4	382.1	215.8	362.4	75.1	85.0
	E.030	107.9	42.9	24.3	40.7	8.4	9.5
3	ASCE 7	960.4	382.1	215.8	362.4	75.1	85.0
	E.030	100.1	39.8	22.5	37.8	7.8	8.9
2	ASCE 7	960.4	382.1	215.8	362.4	75.1	85.0
	E.030	72.6	28.9	16.3	27.4	5.7	6.4
1	ASCE 7	1039.4	413.6	233.6	392.2	81.3	92.0
	E.030	34.3	13.7	7.7	13.0	2.7	3.0

Tabla A03.41 Momento flector máximo y área de refuerzo por flexión obtenidos del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-05 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)		M <sub>u,max</sub> (kN-m)	T <sub>u</sub> (kN)	A <sub>s req</sub> (mm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s sum</sub> (mm <sup>2</sup> )
5	ASCE 7	978.1	1180.9	51.8	139.7	2 φ3/8"	142.0
	E.030	459.1	554.3	24.3	65.6	1 φ3/8"	71.0
4	ASCE 7	749.2	904.5	39.7	107.0	2 φ3/8"	142.0
	E.030	317.8	383.7	16.8	45.4	1 φ3/8"	71.0
3	ASCE 7	716.9	865.5	38.0	102.4	2 φ3/8"	142.0
	E.030	246.2	297.3	13.0	35.2	1 φ3/8"	71.0
2	ASCE 7	716.9	865.5	38.0	102.4	2 φ3/8"	142.0
	E.030	184.4	222.7	9.8	26.3	1 φ3/8"	71.0
1	ASCE 7	741.9	895.7	39.3	106.0	2 φ3/8"	142.0
	E.030	116.7	140.9	6.2	16.7	1 φ3/8"	71.0

Tabla A03.42 Momento flector máximo y área de refuerzo por flexión obtenidos del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-10 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)		M <sub>u,max</sub> (kN-m)	T <sub>u</sub> (kN)	A <sub>s req</sub> (mm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s sum</sub> (mm <sup>2</sup> )
10	ASCE 7	1167.5	1233.1	54.1	145.9	3 φ3/8"	213.0
	E.030	378.7	399.9	17.5	47.3	1 φ3/8"	71.0
9	ASCE 7	1179.2	1245.4	54.6	147.3	3 φ3/8"	213.0
	E.030	316.9	334.7	14.7	39.6	1 φ3/8"	71.0
8	ASCE 7	826.8	873.2	38.3	103.3	2 φ3/8"	142.0
	E.030	194.2	205.1	9.0	24.3	1 φ3/8"	71.0
7	ASCE 7	803.3	848.4	37.2	100.4	2 φ3/8"	142.0
	E.030	139.3	147.1	6.5	17.4	1 φ3/8"	71.0
6	ASCE 7	803.3	848.4	37.2	100.4	2 φ3/8"	142.0
	E.030	113.8	120.2	5.3	14.2	1 φ3/8"	71.0
5	ASCE 7	803.3	848.4	37.2	100.4	2 φ3/8"	142.0
	E.030	116.7	123.3	5.4	14.6	1 φ3/8"	71.0
4	ASCE 7	803.3	848.4	37.2	100.4	2 φ3/8"	142.0
	E.030	126.5	133.7	5.9	15.8	1 φ3/8"	71.0
3	ASCE 7	803.3	848.4	37.2	100.4	2 φ3/8"	142.0
	E.030	127.5	134.7	5.9	15.9	1 φ3/8"	71.0
2	ASCE 7	803.3	848.4	37.2	100.4	2 φ3/8"	142.0
	E.030	113.8	120.2	5.3	14.2	1 φ3/8"	71.0
1	ASCE 7	847.4	895.1	39.3	105.9	2 φ3/8"	142.0
	E.030	71.6	75.6	3.3	8.9	1 φ3/8"	71.0

Tabla A03.43 Momento flector máximo y área de refuerzo por flexión obtenidos del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	$F_{di}$ (kN)		$M_{u,max}$ (kN-m)	$T_u$ (kN)	$A_{s req}$ (mm <sup>2</sup> )	Refuerzo	$A_{s sum}$ (mm <sup>2</sup> )
15	ASCE 7	1285.0	1272.0	55.8	150.5	3 $\phi$ 3/8"	213.0
	E.030	369.8	366.1	16.1	43.3	1 $\phi$ 3/8"	71.0
14	ASCE 7	1451.1	1436.4	63.0	169.9	3 $\phi$ 3/8"	213.0
	E.030	348.3	344.7	15.1	40.8	1 $\phi$ 3/8"	71.0
13	ASCE 7	1182.7	1170.7	51.3	138.5	3 $\phi$ 3/8"	213.0
	E.030	221.7	219.5	9.6	26.0	1 $\phi$ 3/8"	71.0
12	ASCE 7	914.2	905.0	39.7	107.1	2 $\phi$ 3/8"	142.0
	E.030	137.3	136.0	6.0	16.1	1 $\phi$ 3/8"	71.0
11	ASCE 7	896.4	887.3	38.9	105.0	2 $\phi$ 3/8"	142.0
	E.030	91.2	90.3	4.0	10.7	1 $\phi$ 3/8"	71.0
10	ASCE 7	896.4	887.3	38.9	105.0	2 $\phi$ 3/8"	142.0
	E.030	64.7	64.1	2.8	7.6	1 $\phi$ 3/8"	71.0
9	ASCE 7	896.4	887.3	38.9	105.0	2 $\phi$ 3/8"	142.0
	E.030	52.0	51.5	2.3	6.1	1 $\phi$ 3/8"	71.0
8	ASCE 7	896.4	887.3	38.9	105.0	2 $\phi$ 3/8"	142.0
	E.030	58.9	58.3	2.6	6.9	1 $\phi$ 3/8"	71.0
7	ASCE 7	896.4	887.3	38.9	105.0	2 $\phi$ 3/8"	142.0
	E.030	81.4	80.6	3.5	9.5	1 $\phi$ 3/8"	71.0
6	ASCE 7	896.4	887.3	38.9	105.0	2 $\phi$ 3/8"	142.0
	E.030	104.0	102.9	4.5	12.2	1 $\phi$ 3/8"	71.0
5	ASCE 7	896.4	887.3	38.9	105.0	2 $\phi$ 3/8"	142.0
	E.030	118.7	117.5	5.2	13.9	1 $\phi$ 3/8"	71.0
4	ASCE 7	896.4	887.3	38.9	105.0	2 $\phi$ 3/8"	142.0
	E.030	126.5	125.3	5.5	14.8	1 $\phi$ 3/8"	71.0
3	ASCE 7	896.4	887.3	38.9	105.0	2 $\phi$ 3/8"	142.0
	E.030	123.6	122.4	5.4	14.5	1 $\phi$ 3/8"	71.0
2	ASCE 7	896.4	887.3	38.9	105.0	2 $\phi$ 3/8"	142.0
	E.030	97.1	96.1	4.2	11.4	1 $\phi$ 3/8"	71.0
1	ASCE 7	961.9	952.2	41.8	112.7	2 $\phi$ 3/8"	142.0
	E.030	51.0	50.5	2.2	6.0	1 $\phi$ 3/8"	71.0

Tabla A03.44 Momento flector máximo y área de refuerzo por flexión obtenidos del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)		M <sub>u,max</sub> (kN-m)	T <sub>u</sub> (kN)	A <sub>s req</sub> (mm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s sum</sub> (mm <sup>2</sup> )
20	ASCE 7	1049.8	953.1	41.8	112.8	2 φ3/8"	142.0
	E.030	329.6	299.2	13.1	35.4	1 φ3/8"	71.0
19	ASCE 7	1313.2	1192.2	52.3	141.0	2 φ3/8"	142.0
	E.030	337.5	306.4	13.4	36.2	1 φ3/8"	71.0
18	ASCE 7	1198.1	1087.7	47.7	128.7	2 φ3/8"	142.0
	E.030	231.5	210.2	9.2	24.9	1 φ3/8"	71.0
17	ASCE 7	1083.1	983.3	43.1	116.3	2 φ3/8"	142.0
	E.030	149.1	135.4	5.9	16.0	1 φ3/8"	71.0
16	ASCE 7	968.0	878.8	38.5	104.0	2 φ3/8"	142.0
	E.030	100.1	90.8	4.0	10.7	1 φ3/8"	71.0
15	ASCE 7	960.4	871.8	38.2	103.1	2 φ3/8"	142.0
	E.030	79.5	72.1	3.2	8.5	1 φ3/8"	71.0
14	ASCE 7	960.4	871.8	38.2	103.1	2 φ3/8"	142.0
	E.030	70.6	64.1	2.8	7.6	1 φ3/8"	71.0
13	ASCE 7	960.4	871.8	38.2	103.1	2 φ3/8"	142.0
	E.030	63.8	57.9	2.5	6.8	1 φ3/8"	71.0
12	ASCE 7	960.4	871.8	38.2	103.1	2 φ3/8"	142.0
	E.030	56.9	51.7	2.3	6.1	1 φ3/8"	71.0
11	ASCE 7	960.4	871.8	38.2	103.1	2 φ3/8"	142.0
	E.030	54.0	49.0	2.1	5.8	1 φ3/8"	71.0
10	ASCE 7	960.4	871.8	38.2	103.1	2 φ3/8"	142.0
	E.030	58.9	53.4	2.3	6.3	1 φ3/8"	71.0
9	ASCE 7	960.4	871.8	38.2	103.1	2 φ3/8"	142.0
	E.030	67.7	61.4	2.7	7.3	1 φ3/8"	71.0
8	ASCE 7	960.4	871.8	38.2	103.1	2 φ3/8"	142.0
	E.030	73.6	66.8	2.9	7.9	1 φ3/8"	71.0
7	ASCE 7	960.4	871.8	38.2	103.1	2 φ3/8"	142.0
	E.030	78.5	71.2	3.1	8.4	1 φ3/8"	71.0
6	ASCE 7	960.4	871.8	38.2	103.1	2 φ3/8"	142.0
	E.030	86.3	78.4	3.4	9.3	1 φ3/8"	71.0
5	ASCE 7	960.4	871.8	38.2	103.1	2 φ3/8"	142.0
	E.030	100.1	90.8	4.0	10.7	1 φ3/8"	71.0
4	ASCE 7	960.4	871.8	38.2	103.1	2 φ3/8"	142.0
	E.030	107.9	98.0	4.3	11.6	1 φ3/8"	71.0
3	ASCE 7	960.4	871.8	38.2	103.1	2 φ3/8"	142.0
	E.030	100.1	90.8	4.0	10.7	1 φ3/8"	71.0
2	ASCE 7	960.4	871.8	38.2	103.1	2 φ3/8"	142.0
	E.030	72.6	65.9	2.9	7.8	1 φ3/8"	71.0
1	ASCE 7	1039.4	943.6	41.4	111.6	2 φ3/8"	142.0
	E.030	34.3	31.2	1.4	3.7	1 φ3/8"	71.0



Tabla A03.45 Fuerza cortante máxima y cuantía de refuerzo por cortante obtenidas del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-05 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)		V <sub>u,max</sub> (kN)	V <sub>u,max</sub> /L (kN/m)	φ <sub>v</sub> V <sub>c</sub> (kN)	ρ <sub>t</sub>
5	ASCE 7	978.1	448.4	18.7	32.8	-
	E.030	459.1	210.5	8.8		-
4	ASCE 7	749.2	343.4	14.3	32.8	-
	E.030	317.8	145.7	6.1		-
3	ASCE 7	716.9	328.6	13.7	32.8	-
	E.030	246.2	112.9	4.7		-
2	ASCE 7	716.9	328.6	13.7	32.8	-
	E.030	184.4	84.5	3.5		-
1	ASCE 7	741.9	340.1	14.2	32.8	-
	E.030	116.7	53.5	2.2		-

Tabla A03.46 Fuerza cortante máxima y cuantía de refuerzo por cortante obtenidas del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-10 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)		V <sub>u,max</sub> (kN)	V <sub>u,max</sub> /L (kN/m)	φ <sub>v</sub> V <sub>c</sub> (kN)	ρ <sub>t</sub>
10	ASCE 7	1169.4	500.6	20.9	32.8	-
	E.030	381.6	163.4	6.8		-
9	ASCE 7	1180.5	505.3	21.1	32.8	-
	E.030	318.8	136.5	5.7		-
8	ASCE 7	826.9	354.0	14.7	32.8	-
	E.030	203.1	86.9	3.6		-
7	ASCE 7	803.3	343.9	14.3	32.8	-
	E.030	142.2	60.9	2.5		-
6	ASCE 7	803.3	343.9	14.3	32.8	-
	E.030	118.7	50.8	2.1		-
5	ASCE 7	803.3	343.9	14.3	32.8	-
	E.030	119.7	51.2	2.1		-
4	ASCE 7	803.3	343.9	14.3	32.8	-
	E.030	128.5	55.0	2.3		-
3	ASCE 7	803.3	343.9	14.3	32.8	-
	E.030	129.5	55.4	2.3		-
2	ASCE 7	803.3	343.9	14.3	32.8	-
	E.030	113.8	48.7	2.0		-
1	ASCE 7	847.4	362.8	15.1	32.8	-
	E.030	71.6	30.7	1.3		-

Tabla A03.47 Fuerza cortante máxima y cuantía de refuerzo por cortante obtenidas del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	$F_{di}$ (kN)		$V_{u,max}$ (kN)	$V_{u,max}/L$ (kN/m)	$\phi_v V_c$ (kN)	$\rho_t$
15	ASCE 7	1285.0	534.0	22.3	32.8	-
	E.030	369.8	153.7	6.4		-
14	ASCE 7	1451.1	603.1	25.1	32.8	-
	E.030	348.3	144.7	6.0		-
13	ASCE 7	1182.7	491.5	20.5	32.8	-
	E.030	221.7	92.1	3.8		-
12	ASCE 7	914.2	380.0	15.8	32.8	-
	E.030	137.3	57.1	2.4		-
11	ASCE 7	896.4	372.5	15.5	32.8	-
	E.030	91.2	37.9	1.6		-
10	ASCE 7	896.4	372.5	15.5	32.8	-
	E.030	64.7	26.9	1.1		-
9	ASCE 7	896.4	372.5	15.5	32.8	-
	E.030	52.0	21.6	0.9		-
8	ASCE 7	896.4	372.5	15.5	32.8	-
	E.030	58.9	24.5	1.0		-
7	ASCE 7	896.4	372.5	15.5	32.8	-
	E.030	81.4	33.8	1.4		-
6	ASCE 7	896.4	372.5	15.5	32.8	-
	E.030	104.0	43.2	1.8		-
5	ASCE 7	896.4	372.5	15.5	32.8	-
	E.030	118.7	49.3	2.1		-
4	ASCE 7	896.4	372.5	15.5	32.8	-
	E.030	126.5	52.6	2.2		-
3	ASCE 7	896.4	372.5	15.5	32.8	-
	E.030	123.6	51.4	2.1		-
2	ASCE 7	896.4	372.5	15.5	32.8	-
	E.030	97.1	40.4	1.7		-
1	ASCE 7	961.9	399.7	16.7	32.8	-
	E.030	51.0	21.2	0.9		-

Tabla A03.48 Fuerza cortante máxima y cuantía de refuerzo por cortante obtenidas del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	$F_{di}$ (kN)		$V_{u,max}$ (kN)	$V_{u,max}/L$ (kN/m)	$\phi_v V_c$ (kN)	$\rho_t$
20	ASCE 7	1049.8	417.7	17.4	32.8	-
	E.030	329.6	131.1	5.5		-
19	ASCE 7	1313.2	522.5	21.8	32.8	-
	E.030	337.5	134.3	5.6		-
18	ASCE 7	1198.1	476.7	19.9	32.8	-
	E.030	231.5	92.1	3.8		-
17	ASCE 7	1083.1	430.9	18.0	32.8	-
	E.030	149.1	59.3	2.5		-
16	ASCE 7	968.0	385.2	16.0	32.8	-
	E.030	100.1	39.8	1.7		-
15	ASCE 7	960.4	382.1	15.9	32.8	-
	E.030	79.5	31.6	1.3		-
14	ASCE 7	960.4	382.1	15.9	32.8	-
	E.030	70.6	28.1	1.2		-
13	ASCE 7	960.4	382.1	15.9	32.8	-
	E.030	63.8	25.4	1.1		-
12	ASCE 7	960.4	382.1	15.9	32.8	-
	E.030	56.9	22.6	0.9		-
11	ASCE 7	960.4	382.1	15.9	32.8	-
	E.030	54.0	21.5	0.9		-
10	ASCE 7	960.4	382.1	15.9	32.8	-
	E.030	58.9	23.4	1.0		-
9	ASCE 7	960.4	382.1	15.9	32.8	-
	E.030	67.7	26.9	1.1		-
8	ASCE 7	960.4	382.1	15.9	32.8	-
	E.030	73.6	29.3	1.2		-
7	ASCE 7	960.4	382.1	15.9	32.8	-
	E.030	78.5	31.2	1.3		-
6	ASCE 7	960.4	382.1	15.9	32.8	-
	E.030	86.3	34.3	1.4		-
5	ASCE 7	960.4	382.1	15.9	32.8	-
	E.030	100.1	39.8	1.7		-
4	ASCE 7	960.4	382.1	15.9	32.8	-
	E.030	107.9	42.9	1.8		-
3	ASCE 7	960.4	382.1	15.9	32.8	-
	E.030	100.1	39.8	1.7		-
2	ASCE 7	960.4	382.1	15.9	32.8	-
	E.030	72.6	28.9	1.2		-
1	ASCE 7	1039.4	413.6	17.2	32.8	-
	E.030	34.3	13.7	0.6		-

Tabla A03.49 Carga distribuida trapezoidal equivalente y reacciones obtenidas del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-05 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	R <sub>A</sub> (kN)	R <sub>B</sub> (kN)	R <sub>C</sub> (kN)	R <sub>D</sub> (kN)	R <sub>E</sub> (kN)	w <sub>1</sub> (kN/m)	w <sub>2</sub> (kN/m)	
5	ASCE 7	983.0	380.6	51.1	38.8	56.0	456.5	31.2	50.7
	E.030	458.1	177.4	23.8	18.1	26.1	212.8	14.5	23.7
4	ASCE 7	749.6	290.2	39.0	29.6	42.7	348.1	23.8	38.7
	E.030	331.6	128.4	17.2	13.1	18.9	154.0	10.5	17.1
3	ASCE 7	716.9	277.6	37.3	28.3	40.8	333.0	22.7	37.0
	E.030	253.1	98.0	13.2	10.0	14.4	117.5	8.0	13.1
2	ASCE 7	716.9	277.6	37.3	28.3	40.8	333.0	22.7	37.0
	E.030	188.4	72.9	9.8	7.4	10.7	87.5	6.0	9.7
1	ASCE 7	741.9	287.3	38.6	29.3	42.2	344.6	23.5	38.3
	E.030	118.7	46.0	6.2	4.7	6.8	55.1	3.8	6.1

Tabla A03.50 Carga distribuida trapezoidal equivalente y reacciones obtenidas del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-10 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	R <sub>A</sub> (kN)	R <sub>B</sub> (kN)	R <sub>C</sub> (kN)	R <sub>D</sub> (kN)	R <sub>E</sub> (kN)	w <sub>1</sub> (kN/m)	w <sub>2</sub> (kN/m)	
10	ASCE 7	1169.4	408.9	93.5	66.7	103.1	497.2	37.1	60.4
	E.030	381.6	133.4	30.5	21.8	33.6	162.2	12.1	19.7
9	ASCE 7	1180.5	412.8	94.4	67.3	104.1	501.9	37.4	60.9
	E.030	318.8	111.5	25.5	18.2	28.1	135.6	10.1	16.5
8	ASCE 7	826.9	289.1	66.1	47.2	72.9	351.6	26.2	42.7
	E.030	203.1	71.0	16.2	11.6	17.9	86.3	6.4	10.5
7	ASCE 7	803.3	280.9	64.2	45.8	70.8	341.5	25.5	41.5
	E.030	142.2	49.7	11.4	8.1	12.5	60.5	4.5	7.3
6	ASCE 7	803.3	280.9	64.2	45.8	70.8	341.5	25.5	41.5
	E.030	118.7	41.5	9.5	6.8	10.5	50.5	3.8	6.1
5	ASCE 7	803.3	280.9	64.2	45.8	70.8	341.5	25.5	41.5
	E.030	119.7	41.8	9.6	6.8	10.6	50.9	3.8	6.2
4	ASCE 7	803.3	280.9	64.2	45.8	70.8	341.5	25.5	41.5
	E.030	128.5	44.9	10.3	7.3	11.3	54.6	4.1	6.6
3	ASCE 7	803.3	280.9	64.2	45.8	70.8	341.5	25.5	41.5
	E.030	129.5	45.3	10.4	7.4	11.4	55.1	4.1	6.7
2	ASCE 7	803.3	280.9	64.2	45.8	70.8	341.5	25.5	41.5
	E.030	113.8	39.8	9.1	6.5	10.0	48.4	3.6	5.9
1	ASCE 7	847.4	296.3	67.8	48.3	74.7	360.3	26.9	43.7
	E.030	71.6	25.0	5.7	4.1	6.3	30.4	2.3	3.7

Tabla A03.51 Carga distribuida trapezoidal equivalente y reacciones obtenidas del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel		F <sub>di</sub> (kN)	R <sub>A</sub> (kN)	R <sub>B</sub> (kN)	R <sub>C</sub> (kN)	R <sub>D</sub> (kN)	R <sub>E</sub> (kN)	w <sub>1</sub> (kN/m)	w <sub>2</sub> (kN/m)
15	ASCE 7	1300.6	431.1	121.0	86.6	133.9	528.1	41.3	67.1
	E.030	377.7	125.2	35.1	25.2	38.9	153.3	12.0	19.5
14	ASCE 7	1465.2	485.6	136.3	97.6	150.8	594.9	46.5	75.6
	E.030	349.2	115.8	32.5	23.3	35.9	141.8	11.1	18.0
13	ASCE 7	1189.9	394.4	110.7	79.2	122.5	483.1	37.8	61.4
	E.030	225.6	74.8	21.0	15.0	23.2	91.6	7.2	11.6
12	ASCE 7	914.7	303.2	85.1	60.9	94.2	371.4	29.0	47.2
	E.030	143.2	47.5	13.3	9.5	14.7	58.2	4.5	7.4
11	ASCE 7	896.4	297.1	83.4	59.7	92.3	363.9	28.4	46.3
	E.030	91.2	30.2	8.5	6.1	9.4	37.0	2.9	4.7
10	ASCE 7	896.4	297.1	83.4	59.7	92.3	363.9	28.4	46.3
	E.030	59.8	19.8	5.6	4.0	6.2	24.3	1.9	3.1
9	ASCE 7	896.4	297.1	83.4	59.7	92.3	363.9	28.4	46.3
	E.030	53.0	17.6	4.9	3.5	5.5	21.5	1.7	2.7
8	ASCE 7	896.4	297.1	83.4	59.7	92.3	363.9	28.4	46.3
	E.030	61.8	20.5	5.7	4.1	6.4	25.1	2.0	3.2
7	ASCE 7	896.4	297.1	83.4	59.7	92.3	363.9	28.4	46.3
	E.030	81.4	27.0	7.6	5.4	8.4	33.1	2.6	4.2
6	ASCE 7	896.4	297.1	83.4	59.7	92.3	363.9	28.4	46.3
	E.030	105.9	35.1	9.9	7.1	10.9	43.0	3.4	5.5
5	ASCE 7	896.4	297.1	83.4	59.7	92.3	363.9	28.4	46.3
	E.030	126.5	41.9	11.8	8.4	13.0	51.4	4.0	6.5
4	ASCE 7	896.4	297.1	83.4	59.7	92.3	363.9	28.4	46.3
	E.030	130.5	43.2	12.1	8.7	13.4	53.0	4.1	6.7
3	ASCE 7	896.4	297.1	83.4	59.7	92.3	363.9	28.4	46.3
	E.030	124.6	41.3	11.6	8.3	12.8	50.6	4.0	6.4
2	ASCE 7	896.4	297.1	83.4	59.7	92.3	363.9	28.4	46.3
	E.030	100.1	33.2	9.3	6.7	10.3	40.6	3.2	5.2
1	ASCE 7	961.9	318.8	89.5	64.1	99.0	390.5	30.5	49.6
	E.030	54.9	18.2	5.1	3.7	5.7	22.3	1.7	2.8

Tabla A03.52 Carga distribuida trapezoidal equivalente y reacciones obtenidas del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel		F <sub>di</sub> (kN)	R <sub>A</sub> (kN)	R <sub>B</sub> (kN)	R <sub>C</sub> (kN)	R <sub>D</sub> (kN)	R <sub>E</sub> (kN)	w <sub>1</sub> (kN/m)	w <sub>2</sub> (kN/m)
20	ASCE 7	1061.1	313.4	115.9	82.6	128.9	405.7	30.03	58.39
	E.030	335.5	99.1	36.7	26.1	40.8	128.3	9.5	18.5
19	ASCE 7	1324.7	391.3	144.7	103.1	160.9	506.6	37.5	72.9
	E.030	333.5	98.5	36.4	26.0	40.5	127.5	9.4	18.4
18	ASCE 7	1205.9	356.2	131.7	93.8	146.5	461.1	34.1	66.4
	E.030	223.7	66.1	24.4	17.4	27.2	85.5	6.3	12.3
17	ASCE 7	1087.1	321.1	118.8	84.6	132.0	415.7	30.8	59.8
	E.030	148.1	43.8	16.2	11.5	18.0	56.6	4.2	8.2
16	ASCE 7	968.3	286.0	105.8	75.3	117.6	370.3	27.4	53.3
	E.030	104.0	30.7	11.4	8.1	12.6	39.8	2.9	5.7
15	ASCE 7	960.4	283.6	104.9	74.7	116.7	367.2	27.2	52.8
	E.030	78.5	23.2	8.6	6.1	9.5	30.0	2.2	4.3
14	ASCE 7	960.4	283.6	104.9	74.7	116.7	367.2	27.2	52.8
	E.030	61.8	18.3	6.8	4.8	7.5	23.6	1.7	3.4
13	ASCE 7	960.4	283.6	104.9	74.7	116.7	367.2	27.2	52.8
	E.030	52.0	15.4	5.7	4.0	6.3	19.9	1.5	2.9
12	ASCE 7	960.4	283.6	104.9	74.7	116.7	367.2	27.2	52.8
	E.030	51.0	15.1	5.6	4.0	6.2	19.5	1.4	2.8
11	ASCE 7	960.4	283.6	104.9	74.7	116.7	367.2	27.2	52.8
	E.030	55.9	16.5	6.1	4.4	6.8	21.4	1.6	3.1
10	ASCE 7	960.4	283.6	104.9	74.7	116.7	367.2	27.2	52.8
	E.030	57.9	17.1	6.3	4.5	7.0	22.1	1.6	3.2
9	ASCE 7	960.4	283.6	104.9	74.7	116.7	367.2	27.2	52.8
	E.030	62.8	18.5	6.9	4.9	7.6	24.0	1.8	3.5
8	ASCE 7	960.4	283.6	104.9	74.7	116.7	367.2	27.2	52.8
	E.030	73.6	21.7	8.0	5.7	8.9	28.1	2.1	4.0
7	ASCE 7	960.4	283.6	104.9	74.7	116.7	367.2	27.2	52.8
	E.030	86.3	25.5	9.4	6.7	10.5	33.0	2.4	4.8
6	ASCE 7	960.4	283.6	104.9	74.7	116.7	367.2	27.2	52.8
	E.030	96.1	28.4	10.5	7.5	11.7	36.8	2.7	5.3
5	ASCE 7	960.4	283.6	104.9	74.7	116.7	367.2	27.2	52.8
	E.030	101.0	29.8	11.0	7.9	12.3	38.6	2.9	5.6
4	ASCE 7	960.4	283.6	104.9	74.7	116.7	367.2	27.2	52.8
	E.030	106.9	31.6	11.7	8.3	13.0	40.9	3.0	5.9
3	ASCE 7	960.4	283.6	104.9	74.7	116.7	367.2	27.2	52.8
	E.030	101.0	29.8	11.0	7.9	12.3	38.6	2.9	5.6
2	ASCE 7	960.4	283.6	104.9	74.7	116.7	367.2	27.2	52.8
	E.030	78.5	23.2	8.6	6.1	9.5	30.0	2.2	4.3
1	ASCE 7	1039.4	307.0	113.5	80.9	126.3	397.5	29.4	57.2
	E.030	39.2	11.6	4.3	3.1	4.8	15.0	1.1	2.2

Tabla A03.53 Momento flector máximo y área de refuerzo por flexión obtenidos del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-05 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)		M <sub>u,max</sub> (kN-m)	T <sub>u</sub> (kN)	A <sub>s req</sub> (mm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s sum</sub> (mm <sup>2</sup> )
5	ASCE 7	983.0	2412.1	211.6	570.8	5 φ1/2"	645.0
	E.030	458.1	1124.2	98.6	266.0	2 φ1/2"	258.0
4	ASCE 7	749.6	1839.3	161.3	435.2	4 φ1/2"	516.0
	E.030	331.6	813.6	71.4	192.5	2 φ1/2"	258.0
3	ASCE 7	716.9	1759.2	154.3	416.3	4 φ1/2"	516.0
	E.030	253.1	621.1	54.5	147.0	2 φ1/2"	258.0
2	ASCE 7	716.9	1759.2	154.3	416.3	4 φ1/2"	516.0
	E.030	188.4	462.2	40.5	109.4	1 φ1/2"	129.0
1	ASCE 7	741.9	1820.6	159.7	430.8	4 φ1/2"	516.0
	E.030	118.7	291.3	25.6	68.9	1 φ1/2"	129.0

Tabla A03.54 Momento flector máximo y área de refuerzo por flexión obtenidos del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-10 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)		M <sub>u,max</sub> (kN-m)	T <sub>u</sub> (kN)	A <sub>s req</sub> (mm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s sum</sub> (mm <sup>2</sup> )
10	ASCE 7	1169.4	2547.9	223.5	602.9	5 φ1/2"	645.0
	E.030	381.6	831.4	72.9	196.7	2 φ1/2"	258.0
9	ASCE 7	1180.5	2572.0	225.6	608.6	5 φ1/2"	645.0
	E.030	318.8	694.6	60.9	164.4	2 φ1/2"	258.0
8	ASCE 7	826.9	1801.6	158.0	426.3	4 φ1/2"	516.0
	E.030	203.1	442.4	38.8	104.7	1 φ1/2"	129.0
7	ASCE 7	803.3	1750.2	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	142.2	309.9	27.2	73.3	1 φ1/2"	129.0
6	ASCE 7	803.3	1750.2	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	118.7	258.6	22.7	61.2	1 φ1/2"	129.0
5	ASCE 7	803.3	1750.2	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	119.7	260.8	22.9	61.7	1 φ1/2"	129.0
4	ASCE 7	803.3	1750.2	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	128.5	280.0	24.6	66.3	1 φ1/2"	129.0
3	ASCE 7	803.3	1750.2	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	129.5	282.1	24.7	66.8	1 φ1/2"	129.0
2	ASCE 7	803.3	1750.2	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	113.8	247.9	21.7	58.7	1 φ1/2"	129.0
1	ASCE 7	847.4	1846.4	162.0	436.9	4 φ1/2"	516.0
	E.030	71.6	156.0	13.7	36.9	1 φ1/2"	129.0

Tabla A03.55 Momento flector máximo y área de refuerzo por flexión obtenidos del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)		M <sub>u,max</sub> (kN-m)	T <sub>u</sub> (kN)	A <sub>s req</sub> (mm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s sum</sub> (mm <sup>2</sup> )
15	ASCE 7	1300.6	2656.5	233.0	628.6	5 φ1/2"	645.0
	E.030	377.7	771.4	67.7	182.5	2 φ1/2"	258.0
14	ASCE 7	1465.2	2992.6	262.5	708.1	6 φ1/2"	774.0
	E.030	349.2	713.3	62.6	168.8	2 φ1/2"	258.0
13	ASCE 7	1189.9	2430.4	213.2	575.1	5 φ1/2"	645.0
	E.030	225.6	460.8	40.4	109.0	1 φ1/2"	129.0
12	ASCE 7	914.7	1868.2	163.9	442.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	143.2	292.5	25.7	69.2	1 φ1/2"	129.0
11	ASCE 7	896.4	1830.8	160.6	433.2	4 φ1/2"	516.0
	E.030	91.2	186.3	16.3	44.1	1 φ1/2"	129.0
10	ASCE 7	896.4	1830.8	160.6	433.2	4 φ1/2"	516.0
	E.030	59.8	122.2	10.7	28.9	1 φ1/2"	129.0
9	ASCE 7	896.4	1830.8	160.6	433.2	4 φ1/2"	516.0
	E.030	53.0	108.2	9.5	25.6	1 φ1/2"	129.0
8	ASCE 7	896.4	1830.8	160.6	433.2	4 φ1/2"	516.0
	E.030	61.8	126.2	11.1	29.9	1 φ1/2"	129.0
7	ASCE 7	896.4	1830.8	160.6	433.2	4 φ1/2"	516.0
	E.030	81.4	166.3	14.6	39.4	1 φ1/2"	129.0
6	ASCE 7	896.4	1830.8	160.6	433.2	4 φ1/2"	516.0
	E.030	105.9	216.4	19.0	51.2	1 φ1/2"	129.0
5	ASCE 7	896.4	1830.8	160.6	433.2	4 φ1/2"	516.0
	E.030	126.5	258.5	22.7	61.2	1 φ1/2"	129.0
4	ASCE 7	896.4	1830.8	160.6	433.2	4 φ1/2"	516.0
	E.030	130.5	266.5	23.4	63.1	1 φ1/2"	129.0
3	ASCE 7	896.4	1830.8	160.6	433.2	4 φ1/2"	516.0
	E.030	124.6	254.5	22.3	60.2	1 φ1/2"	129.0
2	ASCE 7	896.4	1830.8	160.6	433.2	4 φ1/2"	516.0
	E.030	100.1	204.4	17.9	48.4	1 φ1/2"	129.0
1	ASCE 7	961.9	1964.6	172.3	464.9	4 φ1/2"	516.0
	E.030	54.9	112.2	9.8	26.6	1 φ1/2"	129.0



Tabla A03.56 Momento flector máximo y área de refuerzo por flexión obtenidos del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)		M <sub>u,max</sub> (kN-m)	T <sub>u</sub> (kN)	A <sub>s req</sub> (mm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s sum</sub> (mm <sup>2</sup> )
20	ASCE 7	1061.1	1933.6	169.6	457.5	4 φ1/2"	516.0
	E.030	335.5	611.4	53.6	144.7	2 φ1/2"	258.0
19	ASCE 7	1324.7	2414.1	211.8	571.2	5 φ1/2"	645.0
	E.030	333.5	607.8	53.3	143.8	2 φ1/2"	258.0
18	ASCE 7	1205.9	2197.6	192.8	520.0	5 φ1/2"	645.0
	E.030	223.7	407.6	35.8	96.4	1 φ1/2"	129.0
17	ASCE 7	1087.1	1981.0	173.8	468.8	4 φ1/2"	516.0
	E.030	148.1	269.9	23.7	63.9	1 φ1/2"	129.0
16	ASCE 7	968.3	1764.5	154.8	417.5	4 φ1/2"	516.0
	E.030	104.0	189.5	16.6	44.8	1 φ1/2"	129.0
15	ASCE 7	960.4	1750.1	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	78.5	143.0	12.5	33.8	1 φ1/2"	129.0
14	ASCE 7	960.4	1750.1	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	61.8	112.6	9.9	26.7	1 φ1/2"	129.0
13	ASCE 7	960.4	1750.1	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	52.0	94.7	8.3	22.4	1 φ1/2"	129.0
12	ASCE 7	960.4	1750.1	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	51.0	93.0	8.2	22.0	1 φ1/2"	129.0
11	ASCE 7	960.4	1750.1	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	55.9	101.9	8.9	24.1	1 φ1/2"	129.0
10	ASCE 7	960.4	1750.1	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	57.9	105.5	9.3	25.0	1 φ1/2"	129.0
9	ASCE 7	960.4	1750.1	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	62.8	114.4	10.0	27.1	1 φ1/2"	129.0
8	ASCE 7	960.4	1750.1	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	73.6	134.1	11.8	31.7	1 φ1/2"	129.0
7	ASCE 7	960.4	1750.1	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	86.3	157.3	13.8	37.2	1 φ1/2"	129.0
6	ASCE 7	960.4	1750.1	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	96.1	175.2	15.4	41.5	1 φ1/2"	129.0
5	ASCE 7	960.4	1750.1	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	101.0	184.1	16.2	43.6	1 φ1/2"	129.0
4	ASCE 7	960.4	1750.1	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	106.9	194.9	17.1	46.1	1 φ1/2"	129.0
3	ASCE 7	960.4	1750.1	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	101.0	184.1	16.2	43.6	1 φ1/2"	129.0
2	ASCE 7	960.4	1750.1	153.5	414.1	4 φ1/2"	516.0
	E.030	78.5	143.0	12.5	33.8	1 φ1/2"	129.0
1	ASCE 7	1039.4	1894.1	166.2	448.2	4 φ1/2"	516.0
	E.030	39.2	71.5	6.3	16.9	1 φ1/2"	129.0

Tabla A03.57 Fuerza cortante máxima y cuantía de refuerzo por cortante obtenidas del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-05 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	$F_{di}$ (kN)		$V_{u,max}$ (kN)	$V_{u,max}/L$ (kN/m)	$\phi_v V_c$ (kN)	$\rho_t$
5	ASCE 7	983.0	456.5	38.0	32.8	0.0003
	E.030	458.1	212.8	17.7		-
4	ASCE 7	749.6	348.1	29.0	32.8	-
	E.030	331.6	154.0	12.8		-
3	ASCE 7	716.9	332.9	27.7	32.8	-
	E.030	253.1	117.5	9.8		-
2	ASCE 7	716.9	332.9	27.7	32.8	-
	E.030	188.4	87.5	7.3		-
1	ASCE 7	741.9	344.6	28.7	32.8	-
	E.030	118.7	55.1	4.6		-

Tabla A03.58 Fuerza cortante máxima y cuantía de refuerzo por cortante obtenidas del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-10 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	$F_{di}$ (kN)		$V_{u,max}$ (kN)	$V_{u,max}/L$ (kN/m)	$\phi_v V_c$ (kN)	$\rho_t$
10	ASCE 7	1169.4	497.2	41.4	32.8	0.0005
	E.030	381.6	162.3	13.5		-
9	ASCE 7	1180.5	501.9	41.8	32.8	0.0005
	E.030	318.8	135.6	11.3		-
8	ASCE 7	826.9	351.6	29.3	32.8	-
	E.030	203.1	86.3	7.2		-
7	ASCE 7	803.3	341.6	28.5	32.8	-
	E.030	142.2	60.5	5.0		-
6	ASCE 7	803.3	341.6	28.5	32.8	-
	E.030	118.7	50.5	4.2		-
5	ASCE 7	803.3	341.6	28.5	32.8	-
	E.030	119.7	50.9	4.2		-
4	ASCE 7	803.3	341.6	28.5	32.8	-
	E.030	128.5	54.6	4.6		-
3	ASCE 7	803.3	341.6	28.5	32.8	-
	E.030	129.5	55.1	4.6		-
2	ASCE 7	803.3	341.6	28.5	32.8	-
	E.030	113.8	48.4	4.0		-
1	ASCE 7	847.4	360.3	30.0	32.8	-
	E.030	71.6	30.4	2.5		-

Tabla A03.59 Fuerza cortante máxima y cuantía de refuerzo por cortante obtenidas del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	$F_{di}$ (kN)		$V_{u,max}$ (kN)	$V_{u,max}/L$ (kN/m)	$\phi_v V_c$ (kN)	$\rho_t$
15	ASCE 7	1300.6	528.1	44.0	32.8	0.0006
	E.030	377.7	153.3	12.8		-
14	ASCE 7	1465.2	594.9	49.6	32.8	0.0010
	E.030	349.2	141.8	11.8		-
13	ASCE 7	1189.9	483.1	40.3	32.8	0.0004
	E.030	225.6	91.6	7.6		-
12	ASCE 7	914.7	371.4	30.9	32.8	-
	E.030	143.2	58.2	4.8		-
11	ASCE 7	896.4	363.9	30.3	32.8	-
	E.030	91.2	37.0	3.1		-
10	ASCE 7	896.4	363.9	30.3	32.8	-
	E.030	59.8	24.3	2.0		-
9	ASCE 7	896.4	363.9	30.3	32.8	-
	E.030	53.0	21.5	1.8		-
8	ASCE 7	896.4	363.9	30.3	32.8	-
	E.030	61.8	25.1	2.1		-
7	ASCE 7	896.4	363.9	30.3	32.8	-
	E.030	81.4	33.1	2.8		-
6	ASCE 7	896.4	363.9	30.3	32.8	-
	E.030	105.9	43.0	3.6		-
5	ASCE 7	896.4	363.9	30.3	32.8	-
	E.030	126.5	51.4	4.3		-
4	ASCE 7	896.4	363.9	30.3	32.8	-
	E.030	130.5	53.0	4.4		-
3	ASCE 7	896.4	363.9	30.3	32.8	-
	E.030	124.6	50.6	4.2		-
2	ASCE 7	896.4	363.9	30.3	32.8	-
	E.030	100.1	40.6	3.4		-
1	ASCE 7	961.9	390.5	32.5	32.8	-
	E.030	54.9	22.3	1.9		-

Tabla A03.60 Fuerza cortante máxima y cuantía de refuerzo por cortante obtenidas del modelo de la Viga Horizontal del diafragma del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	$F_{di}$ (kN)		$V_{u,max}$ (kN)	$V_{u,max}/L$ (kN/m)	$\phi_v V_c$ (kN)	$\rho_t$
20	ASCE 7	1061.1	405.7	33.8	32.8	0.0001
	E.030	335.5	128.3	10.7		-
19	ASCE 7	1324.7	506.6	42.2	32.8	0.0005
	E.030	333.5	127.5	10.6		-
18	ASCE 7	1205.9	461.1	38.4	32.8	0.0003
	E.030	223.7	85.5	7.1		-
17	ASCE 7	1087.1	415.7	34.6	32.8	0.0001
	E.030	148.1	56.6	4.7		-
16	ASCE 7	968.3	370.3	30.9	32.8	-
	E.030	104.0	39.8	3.3		-
15	ASCE 7	960.4	367.2	30.6	32.8	-
	E.030	78.5	30.0	2.5		-
14	ASCE 7	960.4	367.2	30.6	32.8	-
	E.030	61.8	23.6	2.0		-
13	ASCE 7	960.4	367.2	30.6	32.8	-
	E.030	52.0	19.9	1.7		-
12	ASCE 7	960.4	367.2	30.6	32.8	-
	E.030	51.0	19.5	1.6		-
11	ASCE 7	960.4	367.2	30.6	32.8	-
	E.030	55.9	21.4	1.8		-
10	ASCE 7	960.4	367.2	30.6	32.8	-
	E.030	57.9	22.1	1.8		-
9	ASCE 7	960.4	367.2	30.6	32.8	-
	E.030	62.8	24.0	2.0		-
8	ASCE 7	960.4	367.2	30.6	32.8	-
	E.030	73.6	28.1	2.3		-
7	ASCE 7	960.4	367.2	30.6	32.8	-
	E.030	86.3	33.0	2.8		-
6	ASCE 7	960.4	367.2	30.6	32.8	-
	E.030	96.1	36.8	3.1		-
5	ASCE 7	960.4	367.2	30.6	32.8	-
	E.030	101.0	38.6	3.2		-
4	ASCE 7	960.4	367.2	30.6	32.8	-
	E.030	106.9	40.9	3.4		-
3	ASCE 7	960.4	367.2	30.6	32.8	-
	E.030	101.0	38.6	3.2		-
2	ASCE 7	960.4	367.2	30.6	32.8	-
	E.030	78.5	30.0	2.5		-
1	ASCE 7	1039.4	397.5	33.1	32.8	0.0000
	E.030	39.2	15.0	1.3		-

Tabla A03.61 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-05 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
5	978.1	1	995	409.8	0.09	88.0	+	16.7	62.7	300.8	0.29	-	-
		2	995	409.8	0.16	155.5	-	67.7	90.1	101.8	<b>1.53</b>	<b>1125.5</b>	<b>130.5</b>
		3	995	409.8	0.21	200.7	+	26.5	62.7	236.7	0.85	-	-
		4	966	397.9	0.04	41.1	-	33.8	86.0	241.6	0.17	-	-
4	749.2	1	1393	573.7	0.09	67.4	+	27.2	90.1	400.3	0.17	-	-
		2	1393	573.7	0.16	119.1	-	94.9	117.4	110.0	<b>1.08</b>	<b>1415.1</b>	<b>22.1</b>
		3	1393	573.7	0.21	153.7	+	40.2	90.1	317.5	0.48	-	-
		4	1449	596.8	0.04	31.5	-	57.6	142.5	355.7	0.09	-	-
3	716.9	1	1592	655.7	0.09	64.5	+	31.9	90.2	423.8	0.15	-	-
		2	1592	655.7	0.16	114.0	-	104.0	145.0	185.4	0.61	-	-
		3	1592	655.7	0.21	147.1	+	49.3	90.2	297.2	0.50	-	-
		4	1449	596.8	0.04	30.1	-	60.2	142.5	344.6	0.09	-	-
2	716.9	1	1592	655.7	0.09	64.5	+	31.6	90.2	425.6	0.15	-	-
		2	1592	655.7	0.16	114.0	-	106.2	145.0	175.5	0.65	-	-
		3	1592	655.7	0.21	147.1	+	51.5	90.2	281.1	0.52	-	-
		4	1449	596.8	0.04	30.1	-	60.5	142.5	343.4	0.09	-	-
1	741.9	1	1393	573.7	0.09	66.8	+	14.5	90.1	481.6	0.14	-	-
		2	1393	573.7	0.16	118.0	-	92.9	117.4	119.6	0.99	-	-
		3	1393	573.7	0.21	152.2	+	43.7	90.1	295.6	0.51	-	-
		4	1449	596.8	0.04	31.2	-	64.6	142.5	326.3	0.10	-	-

Tabla A03.62 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-10 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
10	1167.5	1	1194	491.8	0.09	102.7	+	29.4	90.1	331.1	0.31	-	-
		2	1194	491.8	0.16	186.8	-	68.2	90.1	119.5	<b>1.56</b>	<b>1357.5</b>	<b>163.5</b>
		3	995	409.8	0.20	231.2	+	29.7	62.7	215.8	<b>1.07</b>	<b>1032.3</b>	<b>37.3</b>
		4	966	397.9	0.03	36.2	-	18.8	86.0	311.0	0.12	-	-
9	1179.2	1	1592	655.7	0.09	103.8	+	32.1	117.3	476.2	0.22	-	-
		2	1592	655.7	0.16	188.7	-	88.0	117.3	163.7	<b>1.15</b>	<b>1652.7</b>	<b>60.7</b>
		3	1393	573.7	0.20	233.5	+	47.1	90.1	273.7	0.85	-	-
		4	1449	596.8	0.03	36.6	-	32.5	142.6	460.9	0.08	-	-
8	826.8	1	1592	655.7	0.09	72.8	+	37.0	117.3	448.7	0.16	-	-
		2	1592	655.7	0.16	132.3	-	95.9	117.3	119.8	<b>1.10</b>	<b>1622.3</b>	<b>30.3</b>
		3	1393	573.7	0.20	163.7	+	54.0	90.1	230.0	0.71	-	-
		4	1449	596.8	0.03	25.6	-	35.8	142.6	447.2	0.06	-	-
7	803.3	1	1791	737.7	0.09	70.7	+	40.7	117.4	481.9	0.15	-	-
		2	1791	737.7	0.16	128.5	-	105.0	145.0	203.6	0.63	-	-
		3	1592	655.7	0.20	159.1	+	59.8	90.2	220.5	0.72	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.9	-	37.8	142.6	498.8	0.05	-	-
6	803.3	1	1791	737.7	0.09	70.7	+	43.7	117.4	463.4	0.15	-	-
		2	1791	737.7	0.16	128.5	-	113.1	145.0	162.5	0.79	-	-
		3	1592	655.7	0.20	159.1	+	67.0	90.2	168.7	0.94	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.9	-	39.9	142.6	489.0	0.05	-	-

Tabla A03.62 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-10 para la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
5	803.3	1	1990	819.6	0.09	70.7	+	45.4	144.8	562.8	0.13	-	-
		2	1990	819.6	0.16	128.5	-	118.2	144.8	150.5	0.85	-	-
		3	1791	737.7	0.20	159.1	+	71.1	117.4	290.9	0.55	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.9	-	42.3	178.3	647.3	0.04	-	-
4	803.3	1	1990	819.6	0.09	70.7	+	43.2	144.8	575.3	0.12	-	-
		2	1990	819.6	0.16	128.5	-	119.4	144.8	143.5	0.90	-	-
		3	1791	737.7	0.20	159.1	+	71.1	117.4	290.9	0.55	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.9	-	43.8	142.6	470.3	0.05	-	-
3	803.3	1	1990	819.6	0.09	70.7	+	39.0	144.8	598.9	0.12	-	-
		2	1990	819.6	0.16	128.5	-	115.8	144.8	164.4	0.78	-	-
		3	1791	737.7	0.20	159.1	+	68.4	117.4	307.8	0.52	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.9	-	42.3	142.6	477.3	0.05	-	-
2	803.3	1	1592	655.7	0.09	70.7	+	27.7	117.3	500.8	0.14	-	-
		2	1592	655.7	0.16	128.5	-	103.5	117.3	77.3	<b>1.66</b>	<b>1716.4</b>	<b>124.4</b>
		3	1393	573.7	0.20	159.1	+	59.1	90.1	197.2	0.81	-	-
		4	1449	596.8	0.03	24.9	-	40.0	142.6	429.3	0.06	-	-
1	847.4	1	1592	655.7	0.09	74.6	+	9.6	117.3	602.3	0.12	-	-
		2	1592	655.7	0.16	135.6	-	82.2	117.3	196.5	0.69	-	-
		3	1393	573.7	0.20	167.8	+	45.4	90.1	284.7	0.59	-	-
		4	1449	596.8	0.03	26.3	-	40.8	142.6	426.1	0.06	-	-

Tabla A03.63 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
15	1285.0	1	1194	491.8	0.09	111.9	+	38.7	90.1	280.2	0.40	-	-
		2	1194	491.8	0.16	206.5	-	66.5	90.1	128.8	<b>1.60</b>	<b>1382.6</b>	<b>188.6</b>
		3	995	409.8	0.19	249.0	+	30.9	62.7	207.8	<b>1.20</b>	<b>1095.1</b>	<b>100.1</b>
		4	966	397.9	0.03	36.0	-	15.7	86.0	325.3	0.11	-	-
14	1451.1	1	1592	655.7	0.09	126.4	+	38.5	117.3	440.5	0.29	-	-
		2	1592	655.7	0.16	233.2	-	83.1	117.3	191.1	<b>1.22</b>	<b>1694.3</b>	<b>102.3</b>
		3	1393	573.7	0.19	281.2	+	45.9	90.1	281.6	1.00	-	-
		4	1449	596.8	0.03	40.6	+	21.1	102.3	473.8	0.09	-	-
13	1182.7	1	1592	655.7	0.09	103.0	+	42.4	117.3	418.6	0.25	-	-
		2	1592	655.7	0.16	190.1	-	91.2	117.3	145.8	<b>1.30</b>	<b>1699.4</b>	<b>107.4</b>
		3	1393	573.7	0.19	229.2	+	51.7	90.1	244.1	0.94	-	-
		4	1449	596.8	0.03	33.1	+	22.9	102.3	463.5	0.07	-	-
12	914.2	1	1990	819.6	0.09	79.6	+	45.4	144.8	562.8	0.14	-	-
		2	1990	819.6	0.16	146.9	-	98.1	144.8	264.3	0.56	-	-
		3	1592	655.7	0.19	177.2	+	57.6	90.2	236.5	0.75	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.6	-	30.8	142.6	532.4	0.05	-	-
11	896.4	1	1990	819.6	0.09	78.1	+	47.1	144.8	553.1	0.14	-	-
		2	1990	819.6	0.16	144.0	-	105.0	144.8	225.5	0.64	-	-
		3	1592	655.7	0.19	173.7	+	62.5	90.2	200.9	0.86	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	32.5	142.6	524.0	0.05	-	-



Tabla A03.63 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
10	896.4	1	1990	819.6	0.09	78.1	+	50.0	144.8	536.4	0.15	-	-
		2	1990	819.6	0.16	144.0	-	111.1	144.8	190.7	0.76	-	-
		3	1592	655.7	0.19	173.7	+	68.7	90.2	156.3	<b>1.11</b>	<b>1634.4</b>	<b>42.4</b>
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	34.0	142.6	517.0	0.05	-	-
9	896.4	1	1990	819.6	0.09	78.1	+	50.8	144.8	532.3	0.15	-	-
		2	1990	819.6	0.16	144.0	-	117.2	144.8	156.0	0.92	-	-
		3	1791	737.7	0.19	173.7	+	72.6	117.4	281.6	0.62	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	36.7	142.6	504.2	0.05	-	-
8	896.4	1	1990	819.6	0.09	78.1	+	50.5	144.8	533.7	0.15	-	-
		2	1990	819.6	0.16	144.0	-	121.2	144.8	133.8	<b>1.08</b>	<b>2014.8</b>	<b>24.8</b>
		3	1791	737.7	0.19	173.7	+	76.8	117.4	255.4	0.68	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	39.1	142.6	492.7	0.05	-	-
7	896.4	1	1990	819.6	0.09	78.1	+	50.3	144.8	535.0	0.15	-	-
		2	1990	819.6	0.16	144.0	-	125.3	144.8	110.2	<b>1.31</b>	<b>2072.1</b>	<b>82.1</b>
		3	1791	737.7	0.19	173.7	+	80.0	117.4	235.4	0.74	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	40.0	142.6	488.5	0.05	-	-
6	896.4	1	1990	819.6	0.09	78.1	+	49.1	144.8	542.0	0.14	-	-
		2	1990	819.6	0.16	144.0	-	128.8	144.8	90.8	<b>1.59</b>	<b>2119.3</b>	<b>129.3</b>
		3	1791	737.7	0.19	173.7	+	82.2	117.4	221.5	0.78	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	41.8	142.6	479.9	0.05	-	-

Tabla A03.63 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
5	896.4	1	1990	819.6	0.09	78.1	+	45.9	144.8	560.0	0.14	-	-
		2	1990	819.6	0.16	144.0	-	129.0	144.8	89.4	<b>1.61</b>	<b>2122.7</b>	<b>132.7</b>
		3	1791	737.7	0.19	173.7	+	82.4	117.4	220.0	0.79	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	43.0	142.6	474.1	0.05	-	-
4	896.4	1	1990	819.6	0.09	78.1	+	41.7	144.8	583.6	0.13	-	-
		2	1990	819.6	0.16	144.0	-	125.3	144.8	110.2	<b>1.31</b>	<b>2072.1</b>	<b>82.1</b>
		3	1791	737.7	0.19	173.7	+	79.7	117.4	237.0	0.73	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	43.1	142.6	473.8	0.05	-	-
3	896.4	1	1990	819.6	0.09	78.1	+	32.4	144.8	636.4	0.12	-	-
		2	1990	819.6	0.16	144.0	-	117.0	144.8	157.4	0.91	-	-
		3	1791	737.7	0.19	173.7	+	72.1	117.4	284.7	0.61	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	41.6	142.6	480.6	0.05	-	-
2	896.4	1	1592	655.7	0.09	78.1	+	21.3	117.3	536.5	0.15	-	-
		2	1592	655.7	0.16	144.0	-	99.6	117.3	99.2	<b>1.45</b>	<b>1700.8</b>	<b>108.8</b>
		3	1393	573.7	0.19	173.7	+	59.8	90.1	192.5	0.90	-	-
		4	1449	596.8	0.03	25.1	-	39.1	142.5	433.1	0.06	-	-
1	961.9	1	1592	655.7	0.09	83.8	+	5.2	117.3	626.9	0.13	-	-
		2	1592	655.7	0.16	154.6	-	76.5	117.3	228.1	0.68	-	-
		3	1393	573.7	0.19	186.4	+	43.2	90.1	298.7	0.62	-	-
		4	1449	596.8	0.03	26.9	-	37.8	142.5	438.7	0.06	-	-

Tabla A03.64 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
20	1049.8	1	1194	491.8	0.09	90.6	+	45.6	90.1	242.7	0.37	-	-
		2	1194	491.8	0.16	169.2	-	61.1	90.1	158.3	<b>1.07</b>	<b>1220.5</b>	<b>26.5</b>
		3	995	409.8	0.19	199.6	+	29.4	62.7	217.4	0.92	-	-
		4	966	397.9	0.03	26.7	+	17.6	62.6	285.9	0.09	-	-
19	1313.2	1	1592	655.7	0.09	113.3	+	44.6	117.3	406.3	0.28	-	-
		2	1592	655.7	0.16	211.7	-	76.8	117.3	226.7	0.93	-	-
		3	1393	573.7	0.19	249.6	+	44.6	90.1	289.4	0.86	-	-
		4	1165	479.8	0.03	33.4	-	8.3	97.9	439.0	0.08	-	-
18	1198.1	1	1592	655.7	0.09	103.4	+	47.6	117.3	389.8	0.27	-	-
		2	1592	655.7	0.16	193.1	-	84.9	117.3	181.5	<b>1.06</b>	<b>1620.3</b>	<b>28.3</b>
		3	1393	573.7	0.19	227.8	+	50.5	90.1	251.9	0.90	-	-
		4	1165	479.8	0.03	30.4	+	34.3	102.3	318.8	0.10	-	-
17	1083.1	1	1990	819.6	0.09	93.5	+	50.3	144.8	535.0	0.17	-	-
		2	1990	819.6	0.16	174.6	-	91.7	144.8	300.4	0.58	-	-
		3	1791	737.7	0.19	205.9	+	55.4	117.4	389.5	0.53	-	-
		4	1648	678.8	0.03	27.5	+	36.1	133.7	495.5	0.06	-	-
16	968.0	1	1990	819.6	0.09	83.5	+	52.2	144.8	523.9	0.16	-	-
		2	1990	819.6	0.16	156.0	-	98.6	144.8	261.6	0.60	-	-
		3	1791	737.7	0.19	184.0	+	61.3	117.4	352.5	0.52	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.6	+	36.6	133.7	492.8	0.05	-	-

Tabla A03.64 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
15	960.4	1	1990	819.6	0.09	82.9	+	55.2	144.8	507.3	0.16	-	-
		2	1990	819.6	0.16	154.8	-	105.5	144.8	222.7	0.70	-	-
		3	1791	737.7	0.19	182.6	+	67.4	117.4	314.0	0.58	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.4	+	38.4	133.7	483.8	0.05	-	-
14	960.4	1	1990	819.6	0.09	82.9	+	56.9	144.8	497.6	0.17	-	-
		2	1990	819.6	0.16	154.8	-	112.3	144.8	183.8	0.84	-	-
		3	1791	737.7	0.19	182.6	+	72.3	117.4	283.2	0.64	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.4	+	39.9	133.7	476.3	0.05	-	-
13	960.4	1	1990	819.6	0.09	82.9	+	58.9	144.8	486.5	0.17	-	-
		2	1990	819.6	0.16	154.8	-	119.4	144.8	143.5	<b>1.08</b>	<b>2017.3</b>	<b>27.3</b>
		3	1791	737.7	0.19	182.6	+	77.3	117.4	252.4	0.72	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.4	+	40.1	133.7	475.1	0.05	-	-
12	960.4	1	2330	959.7	0.09	82.9	+	59.6	168.0	619.3	0.13	-	-
		2	2330	959.7	0.16	154.8	-	125.3	168.0	244.0	0.63	-	-
		3	1961	807.7	0.19	182.6	+	82.2	117.6	243.5	0.75	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	+	41.6	165.0	569.0	0.04	-	-
11	960.4	1	2330	959.7	0.09	82.9	+	59.4	168.0	620.7	0.13	-	-
		2	2330	959.7	0.16	154.8	-	131.5	168.0	209.0	0.74	-	-
		3	1961	807.7	0.19	182.6	+	87.3	117.6	208.2	0.88	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	+	41.5	165.0	569.2	0.04	-	-

Tabla A03.64 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
10	960.4	1	2330	959.7	0.09	82.9	+	60.3	168.0	768.9	0.11	-	-
		2	2330	959.7	0.16	154.8	-	136.4	168.0	226.2	0.68	-	-
		3	1961	807.7	0.19	182.6	+	91.2	117.6	226.5	0.81	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	-	26.8	142.5	617.8	0.04	-	-
9	960.4	1	2330	959.7	0.09	82.9	+	38.5	168.0	739.8	0.11	-	-
		2	2330	959.7	0.16	154.8	-	141.5	168.0	151.5	<b>1.02</b>	<b>2337.9</b>	<b>7.9</b>
		3	1961	807.7	0.19	182.6	+	95.4	117.6	152.6	<b>1.20</b>	<b>2033.8</b>	<b>72.8</b>
		4	1847	760.7	0.03	24.4	+	41.4	165.0	569.6	0.04	-	-
8	960.4	1	2728	1123.6	0.09	82.9	+	57.9	185.8	773.6	0.11	-	-
		2	2728	1123.6	0.16	154.8	-	144.7	185.8	248.6	0.62	-	-
		3	2359	971.6	0.19	182.6	+	97.4	147.8	331.7	0.55	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	+	41.1	165.0	571.2	0.04	-	-
7	960.4	1	2728	1123.6	0.09	82.9	+	55.7	185.8	786.9	0.11	-	-
		2	2728	1123.6	0.16	154.8	-	147.9	185.8	229.3	0.68	-	-
		3	2359	971.6	0.19	182.6	+	99.6	147.8	317.2	0.58	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	-	33.1	142.5	584.0	0.04	-	-
6	960.4	1	2728	1123.6	0.09	82.9	+	52.5	185.8	806.2	0.10	-	-
		2	2728	1123.6	0.16	154.8	-	146.6	185.8	237.1	0.65	-	-
		3	2359	971.6	0.19	182.6	+	99.8	147.8	315.6	0.58	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	-	35.6	142.5	570.9	0.04	-	-

Tabla A03.64 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
5	960.4	1	2330	959.7	0.09	82.9	+	47.1	168.0	690.8	0.12	-	-
		2	2330	959.7	0.16	154.8	-	144.5	168.0	134.7	<b>1.15</b>	<b>2378.7</b>	<b>48.7</b>
		3	1961	807.7	0.19	182.6	+	95.9	117.6	149.2	<b>1.22</b>	<b>2042.0</b>	<b>81.0</b>
		4	1847	760.7	0.03	24.4	-	35.9	142.5	569.3	0.04	-	-
4	960.4	1	2330	959.7	0.09	82.9	+	41.0	168.0	725.8	0.11	-	-
		2	2330	959.7	0.16	154.8	-	136.8	168.0	178.2	0.87	-	-
		3	1961	807.7	0.19	182.6	+	90.3	117.6	187.9	0.97	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	-	36.6	142.5	565.4	0.04	-	-
3	960.4	1	2330	959.7	0.09	82.9	+	31.9	168.0	777.6	0.11	-	-
		2	2330	959.7	0.16	154.8	-	123.4	168.0	255.2	0.61	-	-
		3	1961	807.7	0.19	182.6	+	80.7	117.6	253.6	0.72	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	-	34.3	142.5	577.8	0.04	-	-
2	960.4	1	1990	819.6	0.09	82.9	+	19.6	144.8	708.6	0.12	-	-
		2	1990	819.6	0.16	154.8	-	103.0	144.8	236.6	0.65	-	-
		3	1791	737.7	0.19	182.6	+	64.3	117.4	334.0	0.55	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.4	-	31.4	142.6	529.2	0.05	-	-
1	1039.4	1	1592	655.7	0.09	89.7	+	3.4	117.3	636.5	0.14	-	-
		2	1592	655.7	0.16	167.6	-	77.0	117.3	225.3	0.74	-	-
		3	1393	573.7	0.19	197.6	+	47.8	90.1	269.1	0.73	-	-
		4	1165	479.8	0.03	26.4	-	30.1	97.9	332.2	0.08	-	-

Tabla A03.65 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-05 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
5	978.1	1	1194	491.8	0.09	88.0	+	16.7	62.7	360.9	0.24	-	-
		2	1194	491.8	0.16	155.5	-	67.7	117.7	209.0	0.74	-	-
		3	995	409.8	0.21	200.7	+	26.5	62.7	236.7	0.85	-	-
		4	966	397.9	0.04	41.1	-	33.8	86.0	241.6	0.17	-	-
4	749.2	1	1592	655.7	0.09	67.4	+	27.2	90.1	457.5	0.15	-	-
		2	1592	655.7	0.16	119.1	-	94.9	117.3	125.3	0.95	-	-
		3	1393	573.7	0.21	153.7	+	40.2	90.1	317.5	0.48	-	-
		4	1449	596.8	0.04	31.5	-	57.6	142.5	355.7	0.09	-	-
3	716.9	1	1592	655.7	0.09	64.5	+	31.9	90.2	423.8	0.15	-	-
		2	1592	655.7	0.16	114.0	-	104.0	145.0	185.4	0.61	-	-
		3	1592	655.7	0.21	147.1	+	49.3	90.2	297.2	0.50	-	-
		4	1449	596.8	0.04	30.1	-	60.2	142.5	344.6	0.09	-	-
2	716.9	1	1592	655.7	0.09	64.5	+	31.6	90.2	425.6	0.15	-	-
		2	1592	655.7	0.16	114.0	-	106.2	145.0	175.5	0.65	-	-
		3	1592	655.7	0.21	147.1	+	51.5	90.2	281.1	0.52	-	-
		4	1449	596.8	0.04	30.1	-	60.5	142.5	343.4	0.09	-	-
1	741.9	1	1393	573.7	0.09	66.8	+	14.5	90.1	481.6	0.14	-	-
		2	1393	573.7	0.16	118.0	-	92.9	117.4	119.6	0.99	-	-
		3	1393	573.7	0.21	152.2	+	43.7	90.1	295.6	0.51	-	-
		4	1449	596.8	0.04	31.2	-	64.6	142.5	326.3	0.10	-	-

Tabla A03.66 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-10 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
10	1167.5	1	1393	573.7	0.09	102.7	+	29.4	90.1	386.2	0.27	-	-
		2	1393	573.7	0.16	186.8	-	68.2	117.4	240.6	0.78	-	-
		3	1194	491.8	0.20	231.2	+	29.7	90.1	329.7	0.70	-	-
		4	966	397.9	0.03	36.2	-	18.8	86.0	311.0	0.12	-	-
9	1179.2	1	1791	737.7	0.09	103.8	+	32.1	117.3	535.7	0.19	-	-
		2	1791	737.7	0.16	188.7	-	88.0	145.0	289.7	0.65	-	-
		3	1393	573.7	0.20	233.5	+	47.1	90.1	273.7	0.85	-	-
		4	1449	596.8	0.03	36.6	-	32.5	142.6	460.9	0.08	-	-
8	826.8	1	1791	737.7	0.09	72.8	+	37.0	117.3	504.8	0.14	-	-
		2	1791	737.7	0.16	132.3	-	95.9	145.0	249.8	0.53	-	-
		3	1393	573.7	0.20	163.7	+	54.0	90.1	230.0	0.71	-	-
		4	1449	596.8	0.03	25.6	-	35.8	142.6	447.2	0.06	-	-
7	803.3	1	1791	737.7	0.09	70.7	+	40.7	117.4	481.9	0.15	-	-
		2	1791	737.7	0.16	128.5	-	105.0	145.0	203.6	0.63	-	-
		3	1592	655.7	0.20	159.1	+	59.8	90.2	220.5	0.72	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.9	-	37.8	142.6	498.8	0.05	-	-
6	803.3	1	1791	737.7	0.09	70.7	+	43.7	117.4	463.4	0.15	-	-
		2	1791	737.7	0.16	128.5	-	113.1	145.0	162.5	0.79	-	-
		3	1592	655.7	0.20	159.1	+	67.0	90.2	168.7	0.94	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.9	-	39.9	142.6	489.0	0.05	-	-



Tabla A03.66 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-10 para la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
5	803.3	1	1990	819.6	0.09	70.7	+	45.4	144.8	562.8	0.13	-	-
		2	1990	819.6	0.16	128.5	-	118.2	144.8	150.5	0.85	-	-
		3	1791	737.7	0.20	159.1	+	71.1	117.4	290.9	0.55	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.9	-	42.3	178.3	647.3	0.04	-	-
4	803.3	1	1990	819.6	0.09	70.7	+	43.2	144.8	575.3	0.12	-	-
		2	1990	819.6	0.16	128.5	-	119.4	144.8	143.5	0.90	-	-
		3	1791	737.7	0.20	159.1	+	71.1	117.4	290.9	0.55	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.9	-	43.8	142.6	470.3	0.05	-	-
3	803.3	1	1990	819.6	0.09	70.7	+	39.0	144.8	598.9	0.12	-	-
		2	1990	819.6	0.16	128.5	-	115.8	144.8	164.4	0.78	-	-
		3	1791	737.7	0.20	159.1	+	68.4	117.4	307.8	0.52	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.9	-	42.3	142.6	477.3	0.05	-	-
2	803.3	1	1592	655.7	0.09	70.7	+	27.7	117.3	500.8	0.14	-	-
		2	1791	737.7	0.16	128.5	-	103.5	145.0	211.1	0.61	-	-
		3	1393	573.7	0.20	159.1	+	59.1	90.1	197.2	0.81	-	-
		4	1449	596.8	0.03	24.9	-	40.0	142.6	429.3	0.06	-	-
1	847.4	1	1592	655.7	0.09	74.6	+	9.6	117.3	602.3	0.12	-	-
		2	1592	655.7	0.16	135.6	-	82.2	117.3	196.5	0.69	-	-
		3	1393	573.7	0.20	167.8	+	45.4	90.1	284.7	0.59	-	-
		4	1449	596.8	0.03	26.3	-	40.8	142.6	426.1	0.06	-	-

Tabla A03.67 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
15	1285.0	1	1393	573.7	0.09	111.9	+	38.7	90.1	326.9	0.34	-	-
		2	1393	573.7	0.16	206.5	-	66.5	117.4	249.0	0.83	-	-
		3	1194	491.8	0.19	249.0	+	30.9	90.1	323.0	0.77	-	-
		4	966	397.9	0.03	36.0	-	15.7	86.0	325.3	0.11	-	-
14	1451.1	1	1791	737.7	0.09	126.4	+	38.5	117.3	495.6	0.26	-	-
		2	1791	737.7	0.16	233.2	-	83.1	145.0	314.7	0.74	-	-
		3	1393	573.7	0.19	281.2	+	45.9	90.1	281.6	1.00	-	-
		4	1449	596.8	0.03	40.6	+	21.1	102.3	473.8	0.09	-	-
13	1182.7	1	1791	737.7	0.09	103.0	+	42.4	117.3	470.9	0.22	-	-
		2	1791	737.7	0.16	190.1	-	91.2	145.0	273.5	0.69	-	-
		3	1393	573.7	0.19	229.2	+	51.7	90.1	244.1	0.94	-	-
		4	1449	596.8	0.03	33.1	+	22.9	102.3	463.5	0.07	-	-
12	914.2	1	1990	819.6	0.09	79.6	+	45.4	144.8	562.8	0.14	-	-
		2	1990	819.6	0.16	146.9	-	98.1	144.8	264.3	0.56	-	-
		3	1592	655.7	0.19	177.2	+	57.6	90.2	236.5	0.75	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.6	-	30.8	142.6	532.4	0.05	-	-
11	896.4	1	1990	819.6	0.09	78.1	+	47.1	144.8	553.1	0.14	-	-
		2	1990	819.6	0.16	144.0	-	105.0	144.8	225.5	0.64	-	-
		3	1592	655.7	0.19	173.7	+	62.5	90.2	200.9	0.86	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	32.5	142.6	524.0	0.05	-	-

Tabla A03.67 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
10	896.4	1	1990	819.6	0.09	78.1	+	50.0	144.8	536.4	0.15	-	-
		2	1990	819.6	0.16	144.0	-	111.1	144.8	190.7	0.76	-	-
		3	1791	737.7	0.19	173.7	+	68.7	117.4	306.3	0.57	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	34.0	142.6	517.0	0.05	-	-
9	896.4	1	1990	819.6	0.09	78.1	+	50.8	144.8	532.3	0.15	-	-
		2	1990	819.6	0.16	144.0	-	117.2	144.8	156.0	0.92	-	-
		3	1791	737.7	0.19	173.7	+	72.6	117.4	281.6	0.62	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	36.7	142.6	504.2	0.05	-	-
8	896.4	1	2189	901.6	0.09	78.1	+	50.5	144.8	587.0	0.13	-	-
		2	2189	901.6	0.16	144.0	-	121.2	167.0	247.4	0.58	-	-
		3	1791	737.7	0.19	173.7	+	76.8	117.4	255.4	0.68	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	39.1	142.6	492.7	0.05	-	-
7	896.4	1	2189	901.6	0.09	78.1	+	50.3	144.8	588.5	0.13	-	-
		2	2189	901.6	0.16	144.0	-	125.3	167.0	224.9	0.64	-	-
		3	1791	737.7	0.19	173.7	+	80.0	117.4	235.4	0.74	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	40.0	142.6	488.5	0.05	-	-
6	896.4	1	2189	901.6	0.09	78.1	+	49.1	144.8	596.2	0.13	-	-
		2	2189	901.6	0.16	144.0	-	128.8	167.0	206.3	0.70	-	-
		3	1791	737.7	0.19	173.7	+	82.2	117.4	221.5	0.78	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	41.8	142.6	479.9	0.05	-	-

Tabla A03.67 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
5	896.4	1	2189	901.6	0.09	78.1	+	45.9	144.8	616.0	0.13	-	-
		2	2189	901.6	0.16	144.0	-	129.0	167.0	205.0	0.70	-	-
		3	1791	737.7	0.19	173.7	+	82.4	117.4	220.0	0.79	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	43.0	142.6	474.1	0.05	-	-
4	896.4	1	2189	901.6	0.09	78.1	+	41.7	144.8	642.0	0.12	-	-
		2	2189	901.6	0.16	144.0	-	125.3	167.0	224.9	0.64	-	-
		3	1791	737.7	0.19	173.7	+	79.7	117.4	237.0	0.73	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	43.1	142.6	473.8	0.05	-	-
3	896.4	1	1990	819.6	0.09	78.1	+	32.4	144.8	636.4	0.12	-	-
		2	1990	819.6	0.16	144.0	-	117.0	144.8	157.4	0.91	-	-
		3	1791	737.7	0.19	173.7	+	72.1	117.4	284.7	0.61	-	-
		4	1648	678.8	0.03	25.1	-	41.6	142.6	480.6	0.05	-	-
2	896.4	1	1791	737.7	0.09	78.1	+	21.3	117.3	603.5	0.13	-	-
		2	1791	737.7	0.16	144.0	-	99.6	145.0	231.1	0.62	-	-
		3	1393	573.7	0.19	173.7	+	59.8	90.1	192.5	0.90	-	-
		4	1449	596.8	0.03	25.1	-	39.1	142.5	433.1	0.06	-	-
1	961.9	1	1592	655.7	0.09	83.8	+	5.2	117.3	626.9	0.13	-	-
		2	1592	655.7	0.16	154.6	-	76.5	117.3	228.1	0.68	-	-
		3	1393	573.7	0.19	186.4	+	43.2	90.1	298.7	0.62	-	-
		4	1449	596.8	0.03	26.9	-	37.8	142.5	438.7	0.06	-	-

Tabla A03.68 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
20	1049.8	1	1393	573.7	0.09	90.6	+	45.6	90.1	283.1	0.32	-	-
		2	1393	573.7	0.16	169.2	-	61.1	117.4	275.4	0.61	-	-
		3	995	409.8	0.19	199.6	+	29.4	62.7	217.4	0.92	-	-
		4	966	397.9	0.03	26.7	+	17.6	62.6	285.9	0.09	-	-
19	1313.2	1	1592	655.7	0.09	113.3	+	44.6	117.3	406.3	0.28	-	-
		2	1592	655.7	0.16	211.7	-	76.8	117.3	226.7	0.93	-	-
		3	1393	573.7	0.19	249.6	+	44.6	90.1	289.4	0.86	-	-
		4	1165	479.8	0.03	33.4	+	32.9	102.3	325.7	0.10	-	-
18	1198.1	1	1791	737.7	0.09	103.4	+	47.6	117.3	438.5	0.24	-	-
		2	1791	737.7	0.16	193.1	-	84.9	145.0	305.9	0.63	-	-
		3	1393	573.7	0.19	227.8	+	50.5	90.1	251.9	0.90	-	-
		4	1165	479.8	0.03	30.4	+	34.3	102.3	318.8	0.10	-	-
17	1083.1	1	1990	819.6	0.09	93.5	+	50.3	144.8	535.0	0.17	-	-
		2	1990	819.6	0.16	174.6	-	91.7	144.8	300.4	0.58	-	-
		3	1791	737.7	0.19	205.9	+	55.4	117.4	389.5	0.53	-	-
		4	1648	678.8	0.03	27.5	+	36.1	133.7	495.5	0.06	-	-
16	968.0	1	1990	819.6	0.09	83.5	+	52.2	144.8	523.9	0.16	-	-
		2	1990	819.6	0.16	156.0	-	98.6	144.8	261.6	0.60	-	-
		3	1791	737.7	0.19	184.0	+	61.3	117.4	352.5	0.52	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.6	+	36.6	133.7	492.8	0.05	-	-

Tabla A03.68 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
15	960.4	1	1990	819.6	0.09	82.9	+	55.2	144.8	507.3	0.16	-	-
		2	1990	819.6	0.16	154.8	-	105.5	144.8	222.7	0.70	-	-
		3	1791	737.7	0.19	182.6	+	67.4	117.4	314.0	0.58	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.4	+	38.4	133.7	483.8	0.05	-	-
14	960.4	1	1990	819.6	0.09	82.9	+	56.9	144.8	497.6	0.17	-	-
		2	1990	819.6	0.16	154.8	-	112.3	144.8	183.8	0.84	-	-
		3	1791	737.7	0.19	182.6	+	72.3	117.4	283.2	0.64	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.4	+	39.9	133.7	476.3	0.05	-	-
13	960.4	1	2189	901.6	0.09	82.9	+	58.9	144.8	535.1	0.15	-	-
		2	2189	901.6	0.16	154.8	-	119.4	167.0	256.7	0.60	-	-
		3	1791	737.7	0.19	182.6	+	77.3	117.4	252.4	0.72	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.4	+	40.1	133.7	475.1	0.05	-	-
12	960.4	1	2330	959.7	0.09	82.9	+	59.6	168.0	619.3	0.13	-	-
		2	2330	959.7	0.16	154.8	-	125.3	168.0	244.0	0.63	-	-
		3	1961	807.7	0.19	182.6	+	82.2	117.6	243.5	0.75	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	+	41.6	165.0	569.0	0.04	-	-
11	960.4	1	2330	959.7	0.09	82.9	+	59.4	168.0	620.7	0.13	-	-
		2	2330	959.7	0.16	154.8	-	131.5	168.0	209.0	0.74	-	-
		3	1961	807.7	0.19	182.6	+	87.3	117.6	208.2	0.88	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	+	41.5	165.0	569.2	0.04	-	-

Tabla A03.68 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
10	960.4	1	2330	959.7	0.09	82.9	+	60.3	168.0	768.9	0.11	-	-
		2	2330	959.7	0.16	154.8	-	136.4	168.0	226.2	0.68	-	-
		3	1961	807.7	0.19	182.6	+	91.2	117.6	226.5	0.81	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	-	26.8	142.5	617.8	0.04	-	-
9	960.4	1	2529	1041.6	0.09	82.9	+	38.5	168.0	803.0	0.10	-	-
		2	2529	1041.6	0.16	154.8	-	141.5	187.9	257.0	0.60	-	-
		3	2160	889.7	0.19	182.6	+	95.4	145.0	304.3	0.60	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	+	41.4	165.0	569.6	0.04	-	-
8	960.4	1	2728	1123.6	0.09	82.9	+	57.9	185.8	773.6	0.11	-	-
		2	2728	1123.6	0.16	154.8	-	144.7	185.8	248.6	0.62	-	-
		3	2359	971.6	0.19	182.6	+	97.4	147.8	331.7	0.55	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	+	41.1	165.0	571.2	0.04	-	-
7	960.4	1	2728	1123.6	0.09	82.9	+	55.7	185.8	786.9	0.11	-	-
		2	2728	1123.6	0.16	154.8	-	147.9	185.8	229.3	0.68	-	-
		3	2359	971.6	0.19	182.6	+	99.6	147.8	317.2	0.58	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	-	33.1	142.5	584.0	0.04	-	-
6	960.4	1	2728	1123.6	0.09	82.9	+	52.5	185.8	806.2	0.10	-	-
		2	2728	1123.6	0.16	154.8	-	146.6	185.8	237.1	0.65	-	-
		3	2359	971.6	0.19	182.6	+	99.8	147.8	315.6	0.58	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	-	35.6	142.5	570.9	0.04	-	-

Tabla A03.68 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección X (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
5	960.4	1	2529	1041.6	0.09	82.9	+	47.1	168.0	749.8	0.11	-	-
		2	2529	1041.6	0.16	154.8	-	144.5	187.9	240.7	0.64	-	-
		3	2160	889.7	0.19	182.6	+	95.9	145.0	301.3	0.61	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	-	35.9	142.5	569.3	0.04	-	-
4	960.4	1	2330	959.7	0.09	82.9	+	41.0	168.0	725.8	0.11	-	-
		2	2330	959.7	0.16	154.8	-	136.8	168.0	178.2	0.87	-	-
		3	1961	807.7	0.19	182.6	+	90.3	117.6	187.9	0.97	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	-	36.6	142.5	565.4	0.04	-	-
3	960.4	1	2330	959.7	0.09	82.9	+	31.9	168.0	777.6	0.11	-	-
		2	2330	959.7	0.16	154.8	-	123.4	168.0	255.2	0.61	-	-
		3	1961	807.7	0.19	182.6	+	80.7	117.6	253.6	0.72	-	-
		4	1847	760.7	0.03	24.4	-	34.3	142.5	577.8	0.04	-	-
2	960.4	1	1990	819.6	0.09	82.9	+	19.6	144.8	708.6	0.12	-	-
		2	1990	819.6	0.16	154.8	-	103.0	144.8	236.6	0.65	-	-
		3	1791	737.7	0.19	182.6	+	64.3	117.4	334.0	0.55	-	-
		4	1648	678.8	0.03	24.4	-	31.4	142.6	529.2	0.05	-	-
1	1039.4	1	1592	655.7	0.09	89.7	+	3.4	117.3	636.5	0.14	-	-
		2	1592	655.7	0.16	167.6	-	77.0	117.3	225.3	0.74	-	-
		3	1393	573.7	0.19	197.6	+	47.8	90.1	269.1	0.73	-	-
		4	1165	479.8	0.03	26.4	-	30.1	97.9	332.2	0.08	-	-



Tabla A03.69 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-05 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
5	983.0	1	995	409.8	0.18	173.0	-	36.9	90.1	242.0	0.72	-	-
		2	995	409.8	0.19	186.8	-	30.6	90.1	270.5	0.69	-	-
		3	995	409.8	0.24	232.0	-	27.1	90.1	286.6	0.81	-	-
		4	966	397.9	0.16	155.3	+	22.3	62.6	256.0	0.61	-	-
4	749.6	1	1393	573.7	0.18	131.9	-	48.0	117.4	339.1	0.39	-	-
		2	1393	573.7	0.19	142.4	-	41.3	117.4	371.7	0.38	-	-
		3	1393	573.7	0.24	176.9	-	43.9	117.4	359.0	0.49	-	-
		4	1449	596.8	0.16	118.4	+	43.2	102.3	345.0	0.34	-	-
3	716.9	1	1592	655.7	0.18	126.2	-	51.0	145.0	425.0	0.30	-	-
		2	1592	655.7	0.19	136.2	-	44.9	145.0	452.5	0.30	-	-
		3	1592	655.7	0.24	169.2	-	45.1	145.0	451.9	0.37	-	-
		4	1449	596.8	0.16	113.3	+	52.0	102.3	293.5	0.39	-	-
2	716.9	1	1592	655.7	0.18	126.2	-	52.5	145.0	418.1	0.30	-	-
		2	1592	655.7	0.19	136.2	-	46.5	145.0	445.6	0.31	-	-
		3	1592	655.7	0.24	169.2	-	44.1	145.0	456.1	0.37	-	-
		4	1449	596.8	0.16	113.3	+	53.0	102.3	287.8	0.39	-	-
1	741.9	1	1393	573.7	0.18	130.6	-	50.6	117.4	326.7	0.40	-	-
		2	1393	573.7	0.19	141.0	-	44.2	117.4	357.8	0.39	-	-
		3	1393	573.7	0.24	175.1	-	41.8	117.4	369.6	0.47	-	-
		4	1449	596.8	0.16	117.2	+	40.0	102.3	363.6	0.32	-	-

Tabla A03.70 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-10 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
10	1169.4	1	1194	491.8	0.17	200.0	-	28.0	90.1	339.1	0.59	-	-
		2	1194	491.8	0.19	223.4	-	22.2	90.1	370.7	0.60	-	-
		3	995	409.8	0.23	267.8	-	26.4	90.1	289.5	0.93	-	-
		4	966	397.9	0.13	146.2	+	36.1	62.6	168.7	0.87	-	-
9	1180.5	1	1592	655.7	0.17	201.9	-	36.7	117.3	450.4	0.45	-	-
		2	1592	655.7	0.19	225.5	-	29.0	117.3	493.7	0.46	-	-
		3	1393	573.7	0.23	270.3	-	39.6	117.4	380.1	0.71	-	-
		4	1449	596.8	0.13	147.6	+	65.7	102.3	213.4	0.69	-	-
8	826.9	1	1592	655.7	0.17	141.4	-	38.2	117.3	442.2	0.32	-	-
		2	1592	655.7	0.19	157.9	-	31.3	117.3	480.5	0.33	-	-
		3	1393	573.7	0.23	189.4	-	41.7	117.4	370.0	0.51	-	-
		4	1449	596.8	0.13	103.4	+	71.4	102.3	180.5	0.57	-	-
7	803.3	1	1791	737.7	0.17	137.4	-	40.9	145.0	529.5	0.26	-	-
		2	1791	737.7	0.19	153.4	-	34.9	145.0	560.0	0.27	-	-
		3	1592	655.7	0.23	184.0	-	43.5	145.0	459.2	0.40	-	-
		4	1648	678.8	0.13	100.4	+	78.2	133.7	281.6	0.36	-	-
6	803.3	1	1791	737.7	0.17	137.4	-	41.8	145.0	525.1	0.26	-	-
		2	1791	737.7	0.19	153.4	-	38.2	145.0	543.3	0.28	-	-
		3	1592	655.7	0.23	184.0	-	44.0	145.0	456.7	0.40	-	-
		4	1648	678.8	0.13	100.4	+	85.1	133.7	246.8	0.41	-	-

Tabla A03.70 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-10 para la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
5	803.3	1	1990	819.6	0.17	137.4	-	43.9	144.8	571.1	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	153.4	-	40.6	144.8	589.7	0.26	-	-
		3	1791	737.7	0.23	184.0	-	43.7	145.0	515.6	0.36	-	-
		4	1648	678.8	0.13	100.4	+	87.8	133.7	233.1	0.43	-	-
4	803.3	1	1990	819.6	0.17	137.4	-	44.8	144.8	565.9	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	153.4	-	41.8	144.8	582.8	0.26	-	-
		3	1791	737.7	0.23	184.0	-	43.7	145.0	515.6	0.36	-	-
		4	1648	678.8	0.13	100.4	+	87.6	133.7	234.3	0.43	-	-
3	803.3	1	1990	819.6	0.17	137.4	-	45.2	144.8	563.9	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	153.4	-	41.6	144.8	584.2	0.26	-	-
		3	1791	737.7	0.23	184.0	-	41.3	145.0	527.8	0.35	-	-
		4	1648	678.8	0.13	100.4	+	82.6	133.7	259.2	0.39	-	-
2	803.3	1	1592	655.7	0.17	137.4	-	45.0	117.3	404.3	0.34	-	-
		2	1592	655.7	0.19	153.4	-	39.6	117.3	434.2	0.35	-	-
		3	1393	573.7	0.23	184.0	-	35.3	117.4	401.4	0.46	-	-
		4	1449	596.8	0.13	100.4	+	69.7	102.3	190.5	0.53	-	-
1	847.4	1	1592	655.7	0.17	144.9	-	42.7	117.3	416.9	0.35	-	-
		2	1592	655.7	0.19	161.9	-	34.1	117.3	465.2	0.35	-	-
		3	1393	573.7	0.23	194.1	-	31.1	117.4	421.6	0.46	-	-
		4	1449	596.8	0.13	105.9	+	51.0	102.3	299.3	0.35	-	-

Tabla A03.71 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
15	1300.6	1	1194	491.8	0.17	218.0	-	21.2	90.1	376.1	0.58	-	-
		2	1194	491.8	0.19	249.7	+	27.9	90.1	339.4	0.74	-	-
		3	995	409.8	0.23	292.6	-	31.6	90.1	266.1	<b>1.10</b>	<b>1060</b>	<b>65</b>
		4	966	397.9	0.12	150.4	+	41.7	62.6	132.8	<b>1.13</b>	<b>1009</b>	<b>43</b>
14	1465.2	1	1592	655.7	0.17	245.6	-	29.1	117.3	493.2	0.50	-	-
		2	1592	655.7	0.19	281.3	+	32.9	117.3	471.8	0.60	-	-
		3	1393	573.7	0.23	329.7	-	47.2	117.4	343.0	0.96	-	-
		4	1449	596.8	0.12	169.4	+	76.0	102.3	153.4	<b>1.10</b>	<b>1488</b>	<b>39</b>
13	1189.9	1	1592	655.7	0.17	199.4	-	30.3	117.3	486.6	0.41	-	-
		2	1592	655.7	0.19	228.5	+	33.7	117.3	467.1	0.49	-	-
		3	1393	573.7	0.23	267.7	-	49.0	117.4	334.3	0.80	-	-
		4	1449	596.8	0.12	137.6	+	81.9	102.3	119.0	<b>1.16</b>	<b>1494</b>	<b>45</b>
12	914.7	1	1990	819.6	0.17	153.3	-	31.1	144.8	643.3	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	175.6	+	35.8	144.8	616.9	0.28	-	-
		3	1592	655.7	0.23	205.8	-	50.8	145.0	426.1	0.48	-	-
		4	1648	678.8	0.12	105.7	+	86.6	133.7	239.3	0.44	-	-
11	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	33.3	144.8	631.4	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	+	37.9	144.8	605.3	0.28	-	-
		3	1592	655.7	0.23	201.7	-	52.2	145.0	419.5	0.48	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	92.5	133.7	209.4	0.49	-	-

Tabla A03.71 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub>
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					(mm <sup>2</sup> )
10	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	34.1	144.8	626.4	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	+	38.1	144.8	603.9	0.28	-	-
		3	1592	655.7	0.23	201.7	-	52.5	145.0	418.4	0.48	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	97.4	133.7	184.5	0.56	-	-
9	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	36.0	144.8	616.1	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	+	38.4	144.8	602.5	0.29	-	-
		3	1791	737.7	0.23	201.7	-	53.7	145.0	464.7	0.43	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	101.0	133.7	165.8	0.62	-	-
8	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	37.5	144.8	607.5	0.25	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	+	39.5	144.8	595.8	0.29	-	-
		3	1791	737.7	0.23	201.7	-	53.3	145.0	466.4	0.43	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	103.7	133.7	152.1	0.68	-	-
7	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	39.0	144.8	598.9	0.25	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	+	39.2	144.8	597.8	0.29	-	-
		3	1791	737.7	0.23	201.7	-	52.7	145.0	469.7	0.43	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	106.7	133.7	137.2	0.76	-	-
6	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	40.2	144.8	592.0	0.25	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	-	39.5	144.8	596.1	0.29	-	-
		3	1791	737.7	0.23	201.7	-	51.7	145.0	474.4	0.43	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	107.4	133.7	133.5	0.78	-	-

Tabla A03.71 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
5	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	40.9	144.8	588.4	0.26	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	-	40.4	144.8	590.8	0.29	-	-
		3	1791	737.7	0.23	201.7	-	50.2	145.0	482.1	0.42	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	106.2	133.7	139.7	0.74	-	-
4	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	41.2	144.8	586.4	0.26	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	-	40.2	144.8	592.2	0.29	-	-
		3	1791	737.7	0.23	201.7	-	47.8	145.0	494.4	0.41	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	101.0	133.7	165.8	0.62	-	-
3	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	41.6	144.8	584.2	0.26	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	-	39.4	144.8	596.7	0.29	-	-
		3	1791	737.7	0.23	201.7	-	43.9	145.0	514.1	0.39	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	91.0	133.7	216.9	0.48	-	-
2	896.4	1	1592	655.7	0.17	150.2	-	39.9	117.3	432.8	0.35	-	-
		2	1592	655.7	0.19	172.1	-	35.0	117.3	460.0	0.37	-	-
		3	1393	573.7	0.23	201.7	-	37.1	117.4	392.6	0.51	-	-
		4	1449	596.8	0.12	103.6	+	71.9	102.3	177.7	0.58	-	-
1	961.9	1	1592	655.7	0.17	161.2	-	38.2	117.3	442.2	0.36	-	-
		2	1592	655.7	0.19	184.7	-	29.8	117.3	489.0	0.38	-	-
		3	1393	573.7	0.23	216.4	-	32.1	117.4	417.0	0.52	-	-
		4	1449	596.8	0.12	111.2	+	51.5	102.3	296.4	0.38	-	-

Tabla A03.72 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
20	1061.1	1	1194	491.8	0.17	175.3	-	16.9	90.1	399.6	0.44	-	-
		2	1194	491.8	0.19	204.1	+	29.5	90.1	330.8	0.62	-	-
		3	995	409.8	0.22	234.9	-	28.0	90.1	282.6	0.83	-	-
		4	966	397.9	0.11	114.0	+	44.4	62.6	115.7	0.99	-	-
19	1324.7	1	1592	655.7	0.17	218.8	-	23.0	117.3	527.4	0.41	-	-
		2	1592	655.7	0.19	254.9	+	34.2	117.3	464.6	0.55	-	-
		3	1393	573.7	0.22	293.3	-	42.1	117.4	368.1	0.80	-	-
		4	1165	479.8	0.11	142.3	+	80.9	102.3	100.3	<b>1.42</b>	<b>1267</b>	<b>102</b>
18	1205.9	1	1592	655.7	0.17	199.2	-	23.8	117.3	522.5	0.38	-	-
		2	1592	655.7	0.19	232.0	+	35.0	117.3	460.0	0.50	-	-
		3	1393	573.7	0.22	267.0	-	43.9	117.4	359.5	0.74	-	-
		4	1165	479.8	0.11	129.5	+	85.8	102.3	77.3	<b>1.68</b>	<b>1292</b>	<b>127</b>
17	1087.1	1	1990	819.6	0.17	179.6	-	26.2	144.8	671.1	0.27	-	-
		2	1990	819.6	0.19	209.2	+	37.1	144.8	609.7	0.34	-	-
		3	1791	737.7	0.22	240.7	-	45.3	145.0	507.1	0.47	-	-
		4	1648	678.8	0.11	116.8	+	91.7	133.7	213.1	0.55	-	-
16	968.3	1	1990	819.6	0.17	160.0	-	26.8	144.8	667.8	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	186.3	+	39.1	144.8	598.1	0.31	-	-
		3	1791	737.7	0.22	214.4	-	47.1	145.0	498.1	0.43	-	-
		4	1648	678.8	0.11	104.0	+	96.4	133.7	189.5	0.55	-	-

Tabla A03.72 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
15	960.4	1	1990	819.6	0.17	158.7	-	27.7	144.8	662.8	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	184.8	+	41.2	144.8	586.4	0.32	-	-
		3	1791	737.7	0.22	212.6	-	47.3	145.0	496.9	0.43	-	-
		4	1648	678.8	0.11	103.1	+	102.3	133.7	159.6	0.65	-	-
14	960.4	1	1990	819.6	0.17	158.7	-	29.8	144.8	650.8	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	184.8	+	43.3	144.8	574.7	0.32	-	-
		3	1791	737.7	0.22	212.6	-	48.8	145.0	489.4	0.43	-	-
		4	1648	678.8	0.11	103.1	+	107.2	133.7	134.7	0.77	-	-
13	960.4	1	1990	819.6	0.17	158.7	-	30.4	144.8	647.5	0.25	-	-
		2	1990	819.6	0.19	184.8	+	43.8	144.8	571.7	0.32	-	-
		3	1791	737.7	0.22	212.6	-	50.3	145.0	481.9	0.44	-	-
		4	1648	678.8	0.11	103.1	+	110.9	133.7	116.0	0.89	-	-
12	960.4	1	2330	959.7	0.17	158.7	-	32.2	168.0	775.6	0.20	-	-
		2	2330	959.7	0.19	184.8	+	45.6	168.0	699.4	0.26	-	-
		3	1961	807.7	0.22	212.6	-	51.7	167.9	558.8	0.38	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	115.8	165.0	227.0	0.45	-	-
11	960.4	1	2330	959.7	0.17	158.7	-	33.7	168.0	767.0	0.21	-	-
		2	2330	959.7	0.19	184.8	+	45.8	168.0	698.0	0.26	-	-
		3	1961	807.7	0.22	212.6	-	51.7	167.9	559.1	0.38	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	118.5	165.0	214.6	0.48	-	-



Tabla A03.72 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
10	960.4	1	2330	959.7	0.17	158.7	-	34.0	168.0	765.3	0.21	-	-
		2	2330	959.7	0.19	184.8	+	47.3	168.0	689.6	0.27	-	-
		3	1961	807.7	0.22	212.6	-	52.9	167.9	553.4	0.38	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	121.2	165.0	202.2	0.51	-	-
9	960.4	1	2330	959.7	0.17	158.7	-	29.1	168.0	793.6	0.20	-	-
		2	2330	959.7	0.19	184.8	+	47.2	168.0	689.9	0.27	-	-
		3	1961	807.7	0.22	212.6	-	52.5	167.9	555.1	0.38	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	123.9	165.0	189.7	0.54	-	-
8	960.4	1	2728	1123.6	0.17	158.7	-	36.5	185.8	902.9	0.18	-	-
		2	2728	1123.6	0.19	184.8	+	46.6	185.8	841.8	0.22	-	-
		3	2359	971.6	0.22	212.6	-	53.1	185.3	693.1	0.31	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	125.6	165.0	181.8	0.57	-	-
7	960.4	1	2728	1123.6	0.17	158.7	-	37.4	185.8	897.3	0.18	-	-
		2	2728	1123.6	0.19	184.8	+	46.0	185.8	845.7	0.22	-	-
		3	2359	971.6	0.22	212.6	-	52.2	185.3	698.0	0.30	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	126.3	165.0	178.4	0.58	-	-
6	960.4	1	2728	1123.6	0.17	158.7	-	38.1	185.8	893.4	0.18	-	-
		2	2728	1123.6	0.19	184.8	+	44.7	185.8	853.3	0.22	-	-
		3	2359	971.6	0.22	212.6	-	50.7	185.3	706.0	0.30	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	123.9	165.0	189.7	0.54	-	-

Tabla A03.72 Diseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
5	960.4	1	2330	959.7	0.17	158.7	-	39.6	168.0	733.3	0.22	-	-
		2	2330	959.7	0.19	184.8	-	44.2	168.0	707.3	0.26	-	-
		3	1961	807.7	0.22	212.6	-	49.5	167.9	569.7	0.37	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	119.7	165.0	208.8	0.49	-	-
4	960.4	1	2330	959.7	0.17	158.7	-	39.4	168.0	734.7	0.22	-	-
		2	2330	959.7	0.19	184.8	-	42.8	168.0	715.4	0.26	-	-
		3	1961	807.7	0.22	212.6	-	46.2	167.9	585.5	0.36	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	111.3	165.0	247.4	0.42	-	-
3	960.4	1	2330	959.7	0.17	158.7	-	38.3	168.0	741.2	0.21	-	-
		2	2330	959.7	0.19	184.8	-	39.6	168.0	733.6	0.25	-	-
		3	1961	807.7	0.22	212.6	-	41.7	167.9	606.9	0.35	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	98.3	165.0	307.3	0.34	-	-
2	960.4	1	1990	819.6	0.17	158.7	-	37.8	144.8	605.8	0.26	-	-
		2	1990	819.6	0.19	184.8	-	34.3	144.8	625.3	0.30	-	-
		3	1791	737.7	0.22	212.6	-	35.2	145.0	558.5	0.38	-	-
		4	1648	678.8	0.11	103.1	+	78.2	133.7	281.6	0.37	-	-
1	1039.4	1	1592	655.7	0.17	171.7	-	36.1	117.3	454.0	0.38	-	-
		2	1592	655.7	0.19	200.0	-	28.3	117.3	497.8	0.40	-	-
		3	1393	573.7	0.22	230.1	-	28.7	117.4	433.5	0.53	-	-
		4	1165	479.8	0.11	111.6	+	57.9	102.3	208.4	0.54	-	-

Tabla A03.73 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-05 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
5	983.0	1	995	409.8	0.18	173.0	-	36.9	90.1	242.0	0.72	-	-
		2	995	409.8	0.19	186.8	-	30.6	90.1	270.5	0.69	-	-
		3	995	409.8	0.24	232.0	-	27.1	90.1	286.6	0.81	-	-
		4	966	397.9	0.16	155.3	+	22.3	62.6	256.0	0.61	-	-
4	749.6	1	1393	573.7	0.18	131.9	-	48.0	117.4	339.1	0.39	-	-
		2	1393	573.7	0.19	142.4	-	41.3	117.4	371.7	0.38	-	-
		3	1393	573.7	0.24	176.9	-	43.9	117.4	359.0	0.49	-	-
		4	1449	596.8	0.16	118.4	+	43.2	102.3	345.0	0.34	-	-
3	716.9	1	1592	655.7	0.18	126.2	-	51.0	145.0	425.0	0.30	-	-
		2	1592	655.7	0.19	136.2	-	44.9	145.0	452.5	0.30	-	-
		3	1592	655.7	0.24	169.2	-	45.1	145.0	451.9	0.37	-	-
		4	1449	596.8	0.16	113.3	+	52.0	102.3	293.5	0.39	-	-
2	716.9	1	1592	655.7	0.18	126.2	-	52.5	145.0	418.1	0.30	-	-
		2	1592	655.7	0.19	136.2	-	46.5	145.0	445.6	0.31	-	-
		3	1592	655.7	0.24	169.2	-	44.1	145.0	456.1	0.37	-	-
		4	1449	596.8	0.16	113.3	+	53.0	102.3	287.8	0.39	-	-
1	741.9	1	1393	573.7	0.18	130.6	-	50.6	117.4	326.7	0.40	-	-
		2	1393	573.7	0.19	141.0	-	44.2	117.4	357.8	0.39	-	-
		3	1393	573.7	0.24	175.1	-	41.8	117.4	369.6	0.47	-	-
		4	1449	596.8	0.16	117.2	+	40.0	102.3	363.6	0.32	-	-

Tabla A03.74 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-10 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
10	1169.4	1	1194	491.8	0.17	200.0	-	28.0	90.1	339.1	0.59	-	-
		2	1194	491.8	0.19	223.4	-	22.2	90.1	370.7	0.60	-	-
		3	1194	491.8	0.23	267.8	-	26.4	90.1	347.4	0.77	-	-
		4	966	397.9	0.13	146.2	+	36.1	62.6	168.7	0.87	-	-
9	1180.5	1	1592	655.7	0.17	201.9	-	36.7	117.3	450.4	0.45	-	-
		2	1592	655.7	0.19	225.5	-	29.0	117.3	493.7	0.46	-	-
		3	1393	573.7	0.23	270.3	-	39.6	117.4	380.1	0.71	-	-
		4	1449	596.8	0.13	147.6	+	65.7	102.3	213.4	0.69	-	-
8	826.9	1	1592	655.7	0.17	141.4	-	38.2	117.3	442.2	0.32	-	-
		2	1592	655.7	0.19	157.9	-	31.3	117.3	480.5	0.33	-	-
		3	1393	573.7	0.23	189.4	-	41.7	117.4	370.0	0.51	-	-
		4	1449	596.8	0.13	103.4	+	71.4	102.3	180.5	0.57	-	-
7	803.3	1	1791	737.7	0.17	137.4	-	40.9	145.0	529.5	0.26	-	-
		2	1791	737.7	0.19	153.4	-	34.9	145.0	560.0	0.27	-	-
		3	1592	655.7	0.23	184.0	-	43.5	145.0	459.2	0.40	-	-
		4	1648	678.8	0.13	100.4	+	78.2	133.7	281.6	0.36	-	-
6	803.3	1	1791	737.7	0.17	137.4	-	41.8	145.0	525.1	0.26	-	-
		2	1791	737.7	0.19	153.4	-	38.2	145.0	543.3	0.28	-	-
		3	1592	655.7	0.23	184.0	-	44.0	145.0	456.7	0.40	-	-
		4	1648	678.8	0.13	100.4	+	85.1	133.7	246.8	0.41	-	-

Tabla A03.74 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-10 para la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
5	803.3	1	1990	819.6	0.17	137.4	-	43.9	144.8	571.1	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	153.4	-	40.6	144.8	589.7	0.26	-	-
		3	1791	737.7	0.23	184.0	-	43.7	145.0	515.6	0.36	-	-
		4	1648	678.8	0.13	100.4	+	87.8	133.7	233.1	0.43	-	-
4	803.3	1	1990	819.6	0.17	137.4	-	44.8	144.8	565.9	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	153.4	-	41.8	144.8	582.8	0.26	-	-
		3	1791	737.7	0.23	184.0	-	43.7	145.0	515.6	0.36	-	-
		4	1648	678.8	0.13	100.4	+	87.6	133.7	234.3	0.43	-	-
3	803.3	1	1990	819.6	0.17	137.4	-	45.2	144.8	563.9	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	153.4	-	41.6	144.8	584.2	0.26	-	-
		3	1791	737.7	0.23	184.0	-	41.3	145.0	527.8	0.35	-	-
		4	1648	678.8	0.13	100.4	+	82.6	133.7	259.2	0.39	-	-
2	803.3	1	1592	655.7	0.17	137.4	-	45.0	117.3	404.3	0.34	-	-
		2	1592	655.7	0.19	153.4	-	39.6	117.3	434.2	0.35	-	-
		3	1393	573.7	0.23	184.0	-	35.3	117.4	401.4	0.46	-	-
		4	1449	596.8	0.13	100.4	+	69.7	102.3	190.5	0.53	-	-
1	847.4	1	1592	655.7	0.17	144.9	-	42.7	117.3	416.9	0.35	-	-
		2	1592	655.7	0.19	161.9	-	34.1	117.3	465.2	0.35	-	-
		3	1393	573.7	0.23	194.1	-	31.1	117.4	421.6	0.46	-	-
		4	1449	596.8	0.13	105.9	+	51.0	102.3	299.3	0.35	-	-

Tabla A03.75 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
15	1300.6	1	1194	491.8	0.17	218.0	-	21.2	90.1	376.1	0.58	-	-
		2	1194	491.8	0.19	249.7	+	27.9	90.1	339.4	0.74	-	-
		3	1194	491.8	0.23	292.6	-	31.6	90.1	319.3	0.92	-	-
		4	1165	479.8	0.12	150.4	+	41.7	90.1	257.7	0.58	-	-
14	1465.2	1	1592	655.7	0.17	245.6	-	29.1	117.3	493.2	0.50	-	-
		2	1592	655.7	0.19	281.3	+	32.9	117.3	471.8	0.60	-	-
		3	1393	573.7	0.23	329.7	-	47.2	117.4	343.0	0.96	-	-
		4	1648	678.8	0.12	169.4	+	76.0	133.7	292.8	0.58	-	-
13	1189.9	1	1592	655.7	0.17	199.4	-	30.3	117.3	486.6	0.41	-	-
		2	1592	655.7	0.19	228.5	+	33.7	117.3	467.1	0.49	-	-
		3	1393	573.7	0.23	267.7	-	49.0	117.4	334.3	0.80	-	-
		4	1648	678.8	0.12	137.6	+	81.9	133.7	262.9	0.52	-	-
12	914.7	1	1990	819.6	0.17	153.3	-	31.1	144.8	643.3	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	175.6	+	35.8	144.8	616.9	0.28	-	-
		3	1592	655.7	0.23	205.8	-	50.8	145.0	426.1	0.48	-	-
		4	1648	678.8	0.12	105.7	+	86.6	133.7	239.3	0.44	-	-
11	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	33.3	144.8	631.4	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	+	37.9	144.8	605.3	0.28	-	-
		3	1592	655.7	0.23	201.7	-	52.2	145.0	419.5	0.48	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	92.5	133.7	209.4	0.49	-	-

Tabla A03.75 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
10	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	34.1	144.8	626.4	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	+	38.1	144.8	603.9	0.28	-	-
		3	1791	737.7	0.23	201.7	-	52.5	145.0	470.7	0.43	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	97.4	133.7	184.5	0.56	-	-
9	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	36.0	144.8	616.1	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	+	38.4	144.8	602.5	0.29	-	-
		3	1791	737.7	0.23	201.7	-	53.7	145.0	464.7	0.43	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	101.0	133.7	165.8	0.62	-	-
8	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	37.5	144.8	607.5	0.25	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	+	39.5	144.8	595.8	0.29	-	-
		3	1791	737.7	0.23	201.7	-	53.3	145.0	466.4	0.43	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	103.7	133.7	152.1	0.68	-	-
7	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	39.0	144.8	598.9	0.25	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	+	39.2	144.8	597.8	0.29	-	-
		3	1791	737.7	0.23	201.7	-	52.7	145.0	469.7	0.43	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	106.7	133.7	137.2	0.76	-	-
6	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	40.2	144.8	592.0	0.25	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	-	39.5	144.8	596.1	0.29	-	-
		3	1791	737.7	0.23	201.7	-	51.7	145.0	474.4	0.43	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	107.4	133.7	133.5	0.78	-	-

Tabla A03.75 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
5	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	40.9	144.8	588.4	0.26	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	-	40.4	144.8	590.8	0.29	-	-
		3	1791	737.7	0.23	201.7	-	50.2	145.0	482.1	0.42	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	106.2	133.7	139.7	0.74	-	-
4	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	41.2	144.8	586.4	0.26	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	-	40.2	144.8	592.2	0.29	-	-
		3	1791	737.7	0.23	201.7	-	47.8	145.0	494.4	0.41	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	101.0	133.7	165.8	0.62	-	-
3	896.4	1	1990	819.6	0.17	150.2	-	41.6	144.8	584.2	0.26	-	-
		2	1990	819.6	0.19	172.1	-	39.4	144.8	596.7	0.29	-	-
		3	1791	737.7	0.23	201.7	-	43.9	145.0	514.1	0.39	-	-
		4	1648	678.8	0.12	103.6	+	91.0	133.7	216.9	0.48	-	-
2	896.4	1	1592	655.7	0.17	150.2	-	39.9	117.3	432.8	0.35	-	-
		2	1592	655.7	0.19	172.1	-	35.0	117.3	460.0	0.37	-	-
		3	1393	573.7	0.23	201.7	-	37.1	117.4	392.6	0.51	-	-
		4	1449	596.8	0.12	103.6	+	71.9	102.3	177.7	0.58	-	-
1	961.9	1	1592	655.7	0.17	161.2	-	38.2	117.3	442.2	0.36	-	-
		2	1592	655.7	0.19	184.7	-	29.8	117.3	489.0	0.38	-	-
		3	1393	573.7	0.23	216.4	-	32.1	117.4	417.0	0.52	-	-
		4	1449	596.8	0.12	111.2	+	51.5	102.3	296.4	0.38	-	-



Tabla A03.76 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
20	1061.1	1	1194	491.8	0.17	175.3	-	16.9	90.1	399.6	0.44	-	-
		2	1194	491.8	0.19	204.1	+	29.5	90.1	330.8	0.62	-	-
		3	995	409.8	0.22	234.9	-	28.0	90.1	282.6	0.83	-	-
		4	966	397.9	0.11	114.0	+	44.4	62.6	115.7	0.99	-	-
19	1324.7	1	1592	655.7	0.17	218.8	-	23.0	117.3	527.4	0.41	-	-
		2	1592	655.7	0.19	254.9	+	34.2	117.3	464.6	0.55	-	-
		3	1393	573.7	0.22	293.3	-	42.1	117.4	368.1	0.80	-	-
		4	1364	561.8	0.11	142.3	+	80.9	133.8	222.0	0.64	-	-
18	1205.9	1	1592	655.7	0.17	199.2	-	23.8	117.3	522.5	0.38	-	-
		2	1592	655.7	0.19	232.0	+	35.0	117.3	460.0	0.50	-	-
		3	1393	573.7	0.22	267.0	-	43.9	117.4	359.5	0.74	-	-
		4	1364	561.8	0.11	129.5	+	85.8	133.8	201.4	0.64	-	-
17	1087.1	1	1990	819.6	0.17	179.6	-	26.2	144.8	671.1	0.27	-	-
		2	1990	819.6	0.19	209.2	+	37.1	144.8	609.7	0.34	-	-
		3	1791	737.7	0.22	240.7	-	45.3	145.0	507.1	0.47	-	-
		4	1648	678.8	0.11	116.8	+	91.7	133.7	213.1	0.55	-	-
16	968.3	1	1990	819.6	0.17	160.0	-	26.8	144.8	667.8	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	186.3	+	39.1	144.8	598.1	0.31	-	-
		3	1791	737.7	0.22	214.4	-	47.1	145.0	498.1	0.43	-	-
		4	1648	678.8	0.11	104.0	+	96.4	133.7	189.5	0.55	-	-

Tabla A03.76 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
15	960.4	1	1990	819.6	0.17	158.7	-	27.7	144.8	662.8	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	184.8	+	41.2	144.8	586.4	0.32	-	-
		3	1791	737.7	0.22	212.6	-	47.3	145.0	496.9	0.43	-	-
		4	1648	678.8	0.11	103.1	+	102.3	133.7	159.6	0.65	-	-
14	960.4	1	1990	819.6	0.17	158.7	-	29.8	144.8	650.8	0.24	-	-
		2	1990	819.6	0.19	184.8	+	43.3	144.8	574.7	0.32	-	-
		3	1791	737.7	0.22	212.6	-	48.8	145.0	489.4	0.43	-	-
		4	1648	678.8	0.11	103.1	+	107.2	133.7	134.7	0.77	-	-
13	960.4	1	1990	819.6	0.17	158.7	-	30.4	144.8	647.5	0.25	-	-
		2	1990	819.6	0.19	184.8	+	43.8	144.8	571.7	0.32	-	-
		3	1791	737.7	0.22	212.6	-	50.3	145.0	481.9	0.44	-	-
		4	1648	678.8	0.11	103.1	+	110.9	133.7	116.0	0.89	-	-
12	960.4	1	2330	959.7	0.17	158.7	-	32.2	168.0	775.6	0.20	-	-
		2	2330	959.7	0.19	184.8	+	45.6	168.0	699.4	0.26	-	-
		3	1961	807.7	0.22	212.6	-	51.7	167.9	558.8	0.38	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	115.8	165.0	227.0	0.45	-	-
11	960.4	1	2330	959.7	0.17	158.7	-	33.7	168.0	767.0	0.21	-	-
		2	2330	959.7	0.19	184.8	+	45.8	168.0	698.0	0.26	-	-
		3	1961	807.7	0.22	212.6	-	51.7	167.9	559.1	0.38	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	118.5	165.0	214.6	0.48	-	-

Tabla A03.76 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
10	960.4	1	2330	959.7	0.17	158.7	-	34.0	168.0	765.3	0.21	-	-
		2	2330	959.7	0.19	184.8	+	47.3	168.0	689.6	0.27	-	-
		3	1961	807.7	0.22	212.6	-	52.9	167.9	553.4	0.38	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	121.2	165.0	202.2	0.51	-	-
9	960.4	1	2330	959.7	0.17	158.7	-	29.1	168.0	793.6	0.20	-	-
		2	2330	959.7	0.19	184.8	+	47.2	168.0	689.9	0.27	-	-
		3	2160	889.7	0.22	212.6	-	52.5	168.0	611.5	0.35	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	123.9	165.0	189.7	0.54	-	-
8	960.4	1	2728	1123.6	0.17	158.7	-	36.5	185.8	902.9	0.18	-	-
		2	2728	1123.6	0.19	184.8	+	46.6	185.8	841.8	0.22	-	-
		3	2359	971.6	0.22	212.6	-	53.1	185.3	693.1	0.31	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	125.6	165.0	181.8	0.57	-	-
7	960.4	1	2728	1123.6	0.17	158.7	-	37.4	185.8	897.3	0.18	-	-
		2	2728	1123.6	0.19	184.8	+	46.0	185.8	845.7	0.22	-	-
		3	2359	971.6	0.22	212.6	-	52.2	185.3	698.0	0.30	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	126.3	165.0	178.4	0.58	-	-
6	960.4	1	2728	1123.6	0.17	158.7	-	38.1	185.8	893.4	0.18	-	-
		2	2728	1123.6	0.19	184.8	+	44.7	185.8	853.3	0.22	-	-
		3	2359	971.6	0.22	212.6	-	50.7	185.3	706.0	0.30	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	123.9	165.0	189.7	0.54	-	-

Tabla A03.76 Rediseño por flexo-tracción en las secciones de las vigas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección Y (Continuación)

Nivel	F <sub>di</sub> (kN)	Sección	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>pr</sub> (kN)	N <sub>u</sub>		Momento (+)/(-)	M <sub>u</sub>	M <sub>pr</sub>	N <sub>u</sub> máx (kN)	N <sub>u</sub> /N <sub>u</sub> máx	A <sub>st1</sub> (mm <sup>2</sup> )	ΔA <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )
					(F <sub>di</sub> )	(kN)		(kN-m)					
5	960.4	1	2330	959.7	0.17	158.7	-	39.6	168.0	733.3	0.22	-	-
		2	2330	959.7	0.19	184.8	-	44.2	168.0	707.3	0.26	-	-
		3	2160	889.7	0.22	212.6	-	49.5	168.0	627.6	0.34	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	119.7	165.0	208.8	0.49	-	-
4	960.4	1	2330	959.7	0.17	158.7	-	39.4	168.0	734.7	0.22	-	-
		2	2330	959.7	0.19	184.8	-	42.8	168.0	715.4	0.26	-	-
		3	1961	807.7	0.22	212.6	-	46.2	167.9	585.5	0.36	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	111.3	165.0	247.4	0.42	-	-
3	960.4	1	2330	959.7	0.17	158.7	-	38.3	168.0	741.2	0.21	-	-
		2	2330	959.7	0.19	184.8	-	39.6	168.0	733.6	0.25	-	-
		3	1961	807.7	0.22	212.6	-	41.7	167.9	606.9	0.35	-	-
		4	1847	760.7	0.11	103.1	+	98.3	165.0	307.3	0.34	-	-
2	960.4	1	1990	819.6	0.17	158.7	-	37.8	144.8	605.8	0.26	-	-
		2	1990	819.6	0.19	184.8	-	34.3	144.8	625.3	0.30	-	-
		3	1791	737.7	0.22	212.6	-	35.2	145.0	558.5	0.38	-	-
		4	1648	678.8	0.11	103.1	+	78.2	133.7	281.6	0.37	-	-
1	1039.4	1	1592	655.7	0.17	171.7	-	36.1	117.3	454.0	0.38	-	-
		2	1592	655.7	0.19	200.0	-	28.3	117.3	497.8	0.40	-	-
		3	1393	573.7	0.22	230.1	-	28.7	117.4	433.5	0.53	-	-
		4	1165	479.8	0.11	111.6	+	57.9	102.3	208.4	0.54	-	-

Tabla A03.77 Demanda de la fuerza cortante ( $V_u$ ) por flexión pura ( $P_u=0$ ) y flexo-compresión ( $P_u \neq 0$ ) en las secciones de las vigas indicadas del edificio Edi-05 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	$w_u$ (kN/m)	$M_n$ (kN-m) [ $P_u=0$ ]		$V_u$ (kN) [ $P_u=0$ ]		$P_u/A_g f'_c$		$M_n$ (kN-m) [ $P_u \neq 0$ ]		$V_u$ (kN) [ $P_u \neq 0$ ]	
		Sec 2	Sec 3	Sec 2	Sec 3	Sec 2	Sec 3	Sec 2	Sec 3	Sec 2	Sec 3
5	10.7	62.7	90.1	10.5	58.1	0.056	0.072	88.9	123.7	24.0	71.6
4	13.8	90.1	117.4	15.8	77.4	0.043	0.055	137.5	142.9	32.3	93.8
3	13.8	90.2	145.0	22.1	83.6	0.041	0.053	109.2	168.1	31.5	93.1
2	13.8	90.2	145.0	22.1	83.6	0.041	0.053	109.2	168.1	31.5	93.1
1	13.8	90.1	117.4	15.8	77.4	0.042	0.055	110.3	142.6	26.1	87.6

Tabla A03.78 Demanda de la fuerza cortante ( $V_u$ ) por flexión pura ( $P_u=0$ ) y flexo-compresión ( $P_u \neq 0$ ) en las secciones de las vigas indicadas del edificio Edi-10 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	$w_u$ (kN/m)	$M_n$ (kN-m) [ $P_u=0$ ]		$V_u$ (kN) [ $P_u=0$ ]		$P_u/A_g f'_c$		$M_n$ (kN-m) [ $P_u \neq 0$ ]		$V_u$ (kN) [ $P_u \neq 0$ ]	
		Sec 2	Sec 3	Sec 2	Sec 3	Sec 2	Sec 3	Sec 2	Sec 3	Sec 2	Sec 3
10	10.7	90.1	90.1	29.8	68.9	0.067	0.083	121.6	128.7	49.1	88.1
9	13.8	117.3	117.4	39.1	89.6	0.068	0.084	148.8	155.3	58.1	108.6
8	13.8	117.3	117.4	39.1	89.6	0.048	0.059	139.7	144.5	52.6	103.1
7	13.8	117.4	145.0	46.7	97.1	0.046	0.057	139.1	169.9	59.4	109.9
6	13.8	117.4	145.0	46.7	97.1	0.046	0.057	139.1	169.9	59.4	109.9
5	13.8	144.8	145.0	54.2	104.6	0.046	0.057	165.9	170.5	66.9	117.4
4	13.8	144.8	145.0	54.2	104.6	0.046	0.057	165.9	170.5	66.9	117.4
3	13.8	144.8	145.0	54.2	104.6	0.046	0.057	165.9	170.5	66.9	117.4
2	13.8	117.3	117.4	39.1	89.6	0.046	0.057	139.1	143.8	52.3	102.8
1	13.8	117.3	117.4	39.1	89.6	0.049	0.060	140.3	145.2	53.0	103.5

Tabla A03.79 Demanda de la fuerza cortante ( $V_u$ ) por flexión pura ( $P_u=0$ ) y flexo-compresión ( $P_u \neq 0$ ) en las secciones de las vigas indicadas del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	$w_u$ (kN/m)	$M_n$ (kN-m) [ $P_u=0$ ]		$V_u$ (kN) [ $P_u=0$ ]		$P_u/A_g f'_c$		$M_n$ (kN-m) [ $P_u \neq 0$ ]		$V_u$ (kN) [ $P_u \neq 0$ ]	
		Sec 2	Sec 3	Sec 2	Sec 3	Sec 2	Sec 3	Sec 2	Sec 3	Sec 2	Sec 3
15	10.7	90.1	90.1	39.8	73.7	0.074	0.090	124.9	131.5	63.8	97.7
14	13.8	117.3	117.4	52.0	95.9	0.084	0.101	156.0	162.4	78.3	122.2
13	13.8	117.3	117.4	52.0	95.9	0.068	0.082	149.1	154.6	73.7	117.6
12	13.8	144.8	145.0	69.3	113.2	0.053	0.064	168.8	172.8	85.6	129.5
11	13.8	144.8	145.0	69.3	113.2	0.052	0.062	168.3	172.2	85.3	129.2
10	13.8	144.8	145.0	69.3	113.2	0.052	0.062	168.3	172.7	85.4	129.4
9	13.8	144.8	145.0	69.3	113.2	0.052	0.062	168.3	172.7	85.4	129.4
8	13.8	144.8	145.0	69.3	113.2	0.052	0.062	167.9	172.7	85.3	129.2
7	13.8	144.8	145.0	69.3	113.2	0.052	0.062	167.9	172.7	85.3	129.2
6	13.8	144.8	145.0	69.3	113.2	0.052	0.062	167.9	172.7	85.3	129.2
5	13.8	144.8	145.0	69.3	113.2	0.052	0.062	167.9	172.7	85.3	129.2
4	13.8	144.8	145.0	69.3	113.2	0.052	0.062	167.9	172.7	85.3	129.2
3	13.8	144.8	145.0	69.3	113.2	0.052	0.062	168.3	172.7	85.4	129.4
2	13.8	117.3	117.4	52.0	95.9	0.052	0.062	141.7	146.2	68.7	112.6
1	13.8	117.3	117.4	52.0	95.9	0.056	0.067	143.2	148.0	69.8	113.7

Tabla A03.80 Demanda de la fuerza cortante ( $V_u$ ) por flexión pura ( $P_u=0$ ) y flexo-compresión ( $P_u \neq 0$ ) en las secciones de las vigas indicadas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	$w_u$ (kN/m)	$M_n$ (kN-m) [ $P_u=0$ ]		$V_u$ (kN) [ $P_u=0$ ]		$P_u/A_g f'_c$		$M_n$ (kN-m) [ $P_u \neq 0$ ]		$V_u$ (kN) [ $P_u \neq 0$ ]	
		Sec 2	Sec 3	Sec 2	Sec 3	Sec 2	Sec 3	Sec 2	Sec 3	Sec 2	Sec 3
20	10.7	90.1	90.1	50.1	79.7	0.061	0.072	118.8	150.1	82.1	111.7
19	13.8	117.3	117.4	65.4	103.8	0.076	0.090	152.3	157.7	92.5	130.9
18	13.8	117.3	117.4	65.4	103.8	0.069	0.082	149.6	154.4	90.4	128.7
17	13.8	144.8	145.0	85.2	123.6	0.063	0.074	173.1	177.7	107.2	145.6
16	13.8	144.8	145.0	85.2	123.6	0.056	0.066	170.3	174.3	105.0	143.4
15	13.8	144.8	145.0	85.2	123.6	0.056	0.066	170.1	174.0	104.8	143.2
14	13.8	144.8	145.0	85.2	123.6	0.056	0.066	170.1	174.0	104.8	143.2
13	13.8	144.8	145.0	85.2	123.6	0.056	0.066	169.8	174.0	104.7	143.1
12	13.8	168.0	167.9	101.9	140.3	0.056	0.066	193.0	196.1	121.0	159.4
11	13.8	168.0	167.9	101.9	140.3	0.056	0.066	193.0	196.1	121.0	159.4
10	13.8	168.0	167.9	101.9	140.3	0.056	0.066	193.0	196.1	121.0	159.4
9	13.8	168.0	167.9	101.9	140.3	0.056	0.066	191.8	196.8	120.8	159.2
8	13.8	185.8	185.3	114.5	152.9	0.056	0.066	207.8	213.3	132.5	170.9
7	13.8	185.8	185.3	114.5	152.9	0.056	0.066	207.8	213.3	132.5	170.9
6	13.8	185.8	185.3	114.5	152.9	0.056	0.066	207.8	213.3	132.5	170.9
5	13.8	168.0	167.9	101.9	140.3	0.056	0.066	191.8	196.8	120.8	159.2
4	13.8	168.0	167.9	101.9	140.3	0.056	0.066	193.0	196.1	121.0	159.4
3	13.8	168.0	167.9	101.9	140.3	0.056	0.066	193.0	196.1	121.0	159.4
2	13.8	144.8	145.0	85.2	123.6	0.056	0.066	170.1	174.0	104.8	143.2
1	13.8	117.3	117.4	65.4	103.8	0.060	0.071	145.3	149.8	87.1	125.5

Tabla A03.81 Demanda de la fuerza cortante ( $V_u$ ) por flexión pura ( $P_u=0$ ) y flexo-compresión ( $P_u \neq 0$ ) en las secciones de las vigas indicadas del edificio Edi-05 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	$w_u$ (kN/m)	$M_n$ (kN-m) [ $P_u=0$ ]		$V_u$ (kN) [ $P_u=0$ ]		$P_u/A_g f'_c$		$M_n$ (kN-m) [ $P_u \neq 0$ ]		$V_u$ (kN) [ $P_u \neq 0$ ]	
		Sec 5	Sec 4	Sec 5	Sec 4	Sec 5	Sec 4	Sec 5	Sec 4	Sec 5	Sec 4
5	10.7	62.7	86.0	9.6	57.2	0.013	0.056	68.9	112.5	17.0	64.6
4	14.2	102.4	142.5	23.4	86.7	0.009	0.038	107.8	165.3	29.7	93.0
3	14.2	102.4	142.5	23.4	86.7	0.009	0.037	107.5	164.4	29.5	92.8
2	14.2	102.4	142.5	23.4	86.7	0.009	0.037	107.5	164.4	29.5	92.8
1	14.2	102.4	142.5	23.4	86.7	0.009	0.038	107.7	165.1	29.7	93.0

Tabla A03.82 Demanda de la fuerza cortante ( $V_u$ ) por flexión pura ( $P_u=0$ ) y flexo-compresión ( $P_u \neq 0$ ) en las secciones de las vigas indicadas del edificio Edi-10 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	$w_u$ (kN/m)	$M_n$ (kN-m) [ $P_u=0$ ]		$V_u$ (kN) [ $P_u=0$ ]		$P_u/A_g f'_c$		$M_n$ (kN-m) [ $P_u \neq 0$ ]		$V_u$ (kN) [ $P_u \neq 0$ ]	
		Sec 5	Sec 4	Sec 5	Sec 4	Sec 5	Sec 4	Sec 5	Sec 4	Sec 5	Sec 4
10	10.7	62.7	86.0	21.2	60.3	0.016	0.053	70.4	111.0	30.2	69.2
9	14.2	134.0	142.6	49.8	101.8	0.015	0.048	142.5	170.9	59.9	111.8
8	14.2	134.0	142.6	49.8	101.8	0.010	0.033	139.9	162.6	56.9	108.8
7	14.2	133.8	142.6	49.8	101.7	0.010	0.032	139.7	162.1	56.7	108.6
6	14.2	133.8	142.6	49.8	101.7	0.010	0.032	139.7	162.1	56.7	108.6
5	14.2	165.5	142.6	58.5	110.4	0.010	0.032	170.9	162.1	65.3	117.2
4	14.2	165.5	142.6	58.5	110.4	0.010	0.032	170.9	162.1	65.3	117.2
3	14.2	165.5	142.6	58.5	110.4	0.010	0.032	170.9	162.1	65.3	117.2
2	14.2	134.0	142.6	49.8	101.8	0.010	0.032	139.8	162.1	56.7	108.7
1	14.2	134.0	142.6	49.8	101.8	0.011	0.034	140.1	163.1	57.1	109.0

Tabla A03.83 Demanda de la fuerza cortante ( $V_u$ ) por flexión pura ( $P_u=0$ ) y flexo-compresión ( $P_u \neq 0$ ) en las secciones de las vigas indicadas del edificio Edi-15 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	$w_u$ (kN/m)	$M_n$ (kN-m) [ $P_u=0$ ]		$V_u$ (kN) [ $P_u=0$ ]		$P_u/A_g f'_c$		$M_n$ (kN-m) [ $P_u \neq 0$ ]		$V_u$ (kN) [ $P_u \neq 0$ ]	
		Sec 5	Sec 4	Sec 5	Sec 4	Sec 5	Sec 4	Sec 5	Sec 4	Sec 5	Sec 4
15	10.7	62.7	86.0	29.9	63.8	0.019	0.054	71.8	111.7	40.8	74.8
14	14.2	102.4	142.5	54.6	99.7	0.020	0.055	114.0	174.9	68.4	113.6
13	14.2	102.4	142.5	54.6	99.7	0.016	0.045	111.9	169.0	65.9	111.1
12	14.2	133.8	142.6	64.5	109.7	0.012	0.034	141.0	163.1	73.2	118.4
11	14.2	133.8	142.6	64.5	109.7	0.012	0.034	140.8	162.7	73.0	118.2
10	14.2	133.8	142.6	64.5	109.7	0.012	0.034	140.8	162.7	73.0	118.2
9	14.2	165.5	142.6	74.5	119.6	0.012	0.034	172.1	162.7	82.9	128.0
8	14.2	165.5	142.6	74.5	119.6	0.012	0.034	172.1	162.7	82.9	128.0
7	14.2	165.5	142.6	74.5	119.6	0.012	0.034	172.1	162.7	82.9	128.0
6	14.2	165.5	142.6	74.5	119.6	0.012	0.034	172.1	162.7	82.9	128.0
5	14.2	165.5	142.6	74.5	119.6	0.012	0.034	172.1	162.7	82.9	128.0
4	14.2	165.5	142.6	74.5	119.6	0.012	0.034	172.1	162.7	82.9	128.0
3	14.2	165.5	142.6	74.5	119.6	0.012	0.034	172.1	162.7	82.9	128.0
2	14.2	102.4	142.5	54.6	99.7	0.012	0.034	110.1	162.6	63.3	108.4
1	14.2	102.4	142.5	54.6	99.7	0.013	0.036	110.0	164.0	63.7	108.9

Tabla A03.84 Demanda de la fuerza cortante ( $V_u$ ) por flexión pura ( $P_u=0$ ) y flexo-compresión ( $P_u \neq 0$ ) en las secciones de las vigas indicadas del edificio Edi-20 para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	$w_u$ (kN/m)	$M_n$ (kN-m) [ $P_u=0$ ]		$V_u$ (kN) [ $P_u=0$ ]		$P_u/A_g f'_c$		$M_n$ (kN-m) [ $P_u \neq 0$ ]		$V_u$ (kN) [ $P_u \neq 0$ ]	
		Sec 5	Sec 4	Sec 5	Sec 4	Sec 5	Sec 4	Sec 5	Sec 4	Sec 5	Sec 4
20	10.7	62.7	86.0	38.8	68.4	0.016	0.041	70.3	105.8	48.6	78.3
19	14.2	102.4	97.9	52.5	91.9	0.018	0.046	113.2	125.2	66.2	105.6
18	14.2	102.4	97.9	52.5	91.9	0.017	0.042	112.2	122.7	64.9	104.4
17	14.2	133.8	142.6	79.9	119.4	0.015	0.038	142.5	160.7	89.5	129.0
16	14.2	133.8	142.6	79.9	119.4	0.013	0.034	141.6	162.7	89.9	129.4
15	14.2	133.8	142.6	79.9	119.4	0.013	0.033	141.7	162.6	89.9	129.4
14	14.2	133.8	142.6	79.9	119.4	0.013	0.033	141.7	162.6	89.9	129.4
13	14.2	133.8	142.6	79.9	119.4	0.013	0.033	141.7	162.6	89.9	129.4
12	14.2	168.6	142.5	92.4	131.9	0.013	0.033	176.3	162.5	102.3	141.8
11	14.2	168.6	142.5	92.4	131.9	0.013	0.033	176.3	162.5	102.3	141.8
10	14.2	168.6	142.5	92.4	131.9	0.013	0.033	176.3	162.5	102.3	141.8
9	14.2	168.6	142.5	92.4	131.9	0.013	0.033	176.3	162.5	102.3	141.8
8	14.2	192.1	142.5	100.8	140.3	0.013	0.033	199.6	162.5	110.7	150.2
7	14.2	192.1	142.5	100.8	140.3	0.013	0.033	199.6	162.5	110.7	150.2
6	14.2	192.1	142.5	100.8	140.3	0.013	0.033	199.6	162.5	110.7	150.2
5	14.2	168.6	142.5	92.4	131.9	0.013	0.033	176.3	162.5	102.3	141.8
4	14.2	168.6	142.5	92.4	131.9	0.013	0.033	176.3	162.5	102.3	141.8
3	14.2	168.6	142.5	92.4	131.9	0.013	0.033	176.3	162.5	102.3	141.8
2	14.2	133.8	142.6	79.9	119.4	0.013	0.033	141.7	162.6	89.9	129.4
1	14.2	102.4	97.9	52.5	91.9	0.014	0.036	111.0	119.3	63.2	102.7

Tabla A03.85 Diseño de la conexión losa - muro estructural del edificio Edi-05, para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	$V_u$ (kN/m)	$A_{vf}$ (mm <sup>2</sup> /m)	$\phi$ barra	$S_{req}$ (mm)	$s$ (mm)	$V_n$ (kN/m)	$V_n$ máx (kN/m)	$V_n \leq V_n$ máx
5	15.3	31.2	6mm	898.0	300.0	53.8	206.0	V
4	11.7	23.9	6mm	1172.4	300.0	53.8	206.0	V
3	11.2	22.9	6mm	1225.2	300.0	53.8	206.0	V
2	11.2	22.9	6mm	1225.2	300.0	53.8	206.0	V
1	11.6	23.7	6mm	1183.9	300.0	53.8	206.0	V

Tabla A03.86 Diseño de la conexión losa - muro estructural del edificio Edi-10, para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	$V_u$ (kN/m)	$A_{vf}$ (mm <sup>2</sup> /m)	$\phi$ barra	$S_{req}$ (mm)	$s$ (mm)	$V_n$ (kN/m)	$V_n$ máx (kN/m)	$V_n \leq V_n$ máx
10	18.2	37.2	6mm	752.4	300.0	53.8	206.0	V
9	18.4	37.6	6mm	744.9	300.0	53.8	206.0	V
8	12.9	26.4	6mm	1062.4	300.0	53.8	206.0	V
7	12.6	25.6	6mm	1093.4	300.0	53.8	206.0	V
6	12.6	25.6	6mm	1093.4	300.0	53.8	206.0	V
5	12.6	25.6	6mm	1093.4	300.0	53.8	206.0	V
4	12.6	25.6	6mm	1093.4	300.0	53.8	206.0	V
3	12.6	25.6	6mm	1093.4	300.0	53.8	206.0	V
2	12.6	25.6	6mm	1093.4	300.0	53.8	206.0	V
1	13.2	27.0	6mm	1036.5	300.0	53.8	206.0	V

Tabla A03.87 Diseño de la conexión losa - muro estructural del edificio Edi-15, para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	$V_u$ (kN/m)	$A_{vf}$ (mm <sup>2</sup> /m)	$\phi$ barra	$S_{req}$ (mm)	$s$ (mm)	$V_n$ (kN/m)	$V_n$ máx (kN/m)	$V_n \leq V_n$ máx
15	20.1	41.0	6mm	683.5	300.0	53.8	206.0	V
14	22.7	46.3	6mm	605.3	300.0	53.8	206.0	V
13	18.5	37.7	6mm	742.7	300.0	53.8	206.0	V
12	14.3	29.1	6mm	960.8	300.0	53.8	206.0	V
11	14.0	28.6	6mm	979.9	300.0	53.8	206.0	V
10	14.0	28.6	6mm	979.9	300.0	53.8	206.0	V
9	14.0	28.6	6mm	979.9	300.0	53.8	206.0	V
8	14.0	28.6	6mm	979.9	300.0	53.8	206.0	V
7	14.0	28.6	6mm	979.9	300.0	53.8	206.0	V
6	14.0	28.6	6mm	979.9	300.0	53.8	206.0	V
5	14.0	28.6	6mm	979.9	300.0	53.8	206.0	V
4	14.0	28.6	6mm	979.9	300.0	53.8	206.0	V
3	14.0	28.6	6mm	979.9	300.0	53.8	206.0	V
2	14.0	28.6	6mm	979.9	300.0	53.8	206.0	V
1	15.0	30.7	6mm	913.2	300.0	53.8	206.0	V



Tabla A03.88 Diseño de la conexión losa - muro estructural del edificio Edi-20, para la fuerza sísmica en la dirección X

Nivel	$V_u$ (kN/m)	$A_{vf}$ (mm <sup>2</sup> /m)	$\phi$ barra	$S_{req}$ (mm)	$s$ (mm)	$V_n$ (kN/m)	$V_n$ máx (kN/m)	$V_n \leq V_n$ máx
20	16.4	33.5	6mm	836.7	300.0	53.8	206.0	V
19	20.5	41.9	6mm	668.9	300.0	53.8	206.0	V
18	18.7	38.2	6mm	733.1	300.0	53.8	206.0	V
17	16.9	34.5	6mm	811.0	300.0	53.8	206.0	V
16	15.1	30.9	6mm	907.4	300.0	53.8	206.0	V
15	15.0	30.6	6mm	914.6	300.0	53.8	206.0	V
14	15.0	30.6	6mm	914.6	300.0	53.8	206.0	V
13	15.0	30.6	6mm	914.6	300.0	53.8	206.0	V
12	15.0	30.6	6mm	914.6	300.0	53.8	206.0	V
11	15.0	30.6	6mm	914.6	300.0	53.8	206.0	V
10	15.0	30.6	6mm	914.6	300.0	53.8	206.0	V
9	15.0	30.6	6mm	914.6	300.0	53.8	206.0	V
8	15.0	30.6	6mm	914.6	300.0	53.8	206.0	V
7	15.0	30.6	6mm	914.6	300.0	53.8	206.0	V
6	15.0	30.6	6mm	914.6	300.0	53.8	206.0	V
5	15.0	30.6	6mm	914.6	300.0	53.8	206.0	V
4	15.0	30.6	6mm	914.6	300.0	53.8	206.0	V
3	15.0	30.6	6mm	914.6	300.0	53.8	206.0	V
2	15.0	30.6	6mm	914.6	300.0	53.8	206.0	V
1	16.2	33.1	6mm	845.1	300.0	53.8	206.0	V

Tabla A03.89 Diseño de la conexión losa - muro estructural del edificio Edi-05, para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	$V_u$ (kN/m)	$A_{vf}$ (mm <sup>2</sup> /m)	$\phi$ barra	$S_{req}$ (mm)	$s$ (mm)	$V_n$ (kN/m)	$V_n$ máx (kN/m)	$V_n \leq V_n$ máx
5	69.1	141.0	6mm	198.6	200.0	80.7	206.0	V
4	52.7	107.5	6mm	260.4	250.0	64.6	206.0	V
3	50.4	102.8	6mm	272.3	250.0	64.6	206.0	V
2	50.4	102.8	6mm	272.3	250.0	64.6	206.0	V
1	52.2	106.4	6mm	263.1	250.0	64.6	206.0	V

Tabla A03.90 Diseño de la conexión losa - muro estructural del edificio Edi-10, para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	$V_u$ (kN/m)	$A_{vf}$ (mm <sup>2</sup> /m)	$\phi$ barra	$S_{req}$ (mm)	$s$ (mm)	$V_n$ (kN/m)	$V_n$ máx (kN/m)	$V_n \leq V_n$ máx
10	82.2	167.8	6mm	166.9	250.0	64.6	206.0	V
9	83.0	169.3	6mm	165.3	250.0	64.6	206.0	V
8	58.1	118.6	6mm	236.1	200.0	80.7	206.0	V
7	56.5	115.2	6mm	243.0	200.0	80.7	206.0	V
6	56.5	115.2	6mm	243.0	200.0	80.7	206.0	V
5	56.5	115.2	6mm	243.0	200.0	80.7	206.0	V
4	56.5	115.2	6mm	243.0	200.0	80.7	206.0	V
3	56.5	115.2	6mm	243.0	200.0	80.7	206.0	V
2	56.5	115.2	6mm	243.0	200.0	80.7	206.0	V
1	59.6	121.6	6mm	230.3	200.0	80.7	206.0	V

Tabla A03.91 Diseño de la conexión losa - muro estructural del edificio Edi-15, para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	$V_u$ (kN/m)	$A_{vf}$ (mm <sup>2</sup> /m)	$\phi$ barra	$S_{req}$ (mm)	$s$ (mm)	$V_n$ (kN/m)	$V_n$ máx (kN/m)	$V_n \leq V_n$ máx
15	91.4	186.6	6mm	150.1	250.0	64.6	206.0	V
14	103.0	210.2	6mm	133.2	250.0	64.6	206.0	V
13	83.7	170.7	6mm	164.0	250.0	64.6	206.0	V
12	64.3	131.2	6mm	213.4	200.0	80.7	206.0	V
11	63.0	128.6	6mm	217.8	200.0	80.7	206.0	V
10	63.0	128.6	6mm	217.8	200.0	80.7	206.0	V
9	63.0	128.6	6mm	217.8	200.0	80.7	206.0	V
8	63.0	128.6	6mm	217.8	200.0	80.7	206.0	V
7	63.0	128.6	6mm	217.8	200.0	80.7	206.0	V
6	63.0	128.6	6mm	217.8	200.0	80.7	206.0	V
5	63.0	128.6	6mm	217.8	200.0	80.7	206.0	V
4	63.0	128.6	6mm	217.8	200.0	80.7	206.0	V
3	63.0	128.6	6mm	217.8	200.0	80.7	206.0	V
2	63.0	128.6	6mm	217.8	200.0	80.7	206.0	V
1	67.6	138.0	6mm	202.9	200.0	80.7	206.0	V

Tabla A03.92 Diseño de la conexión losa - muro estructural del edificio Edi-20, para la fuerza sísmica en la dirección Y

Nivel	$V_u$ (kN/m)	$A_{vf}$ (mm <sup>2</sup> /m)	$\phi$ barra	$s_{req}$ (mm)	$s$ (mm)	$V_n$ (kN/m)	$V_n$ máx (kN/m)	$V_n \leq V_n$ máx
20	74.6	152.2	6mm	184.0	300.0	53.8	206.0	V
19	93.1	190.0	6mm	147.3	300.0	53.8	206.0	V
18	84.8	173.0	6mm	161.9	300.0	53.8	206.0	V
17	76.4	155.9	6mm	179.6	300.0	53.8	206.0	V
16	68.1	138.9	6mm	201.6	300.0	53.8	206.0	V
15	67.5	137.8	6mm	203.2	300.0	53.8	206.0	V
14	67.5	137.8	6mm	203.2	300.0	53.8	206.0	V
13	67.5	137.8	6mm	203.2	300.0	53.8	206.0	V
12	67.5	137.8	6mm	203.2	300.0	53.8	206.0	V
11	67.5	137.8	6mm	203.2	300.0	53.8	206.0	V
10	67.5	137.8	6mm	203.2	300.0	53.8	206.0	V
9	67.5	137.8	6mm	203.2	300.0	53.8	206.0	V
8	67.5	137.8	6mm	203.2	300.0	53.8	206.0	V
7	67.5	137.8	6mm	203.2	300.0	53.8	206.0	V
6	67.5	137.8	6mm	203.2	300.0	53.8	206.0	V
5	67.5	137.8	6mm	203.2	300.0	53.8	206.0	V
4	67.5	137.8	6mm	203.2	300.0	53.8	206.0	V
3	67.5	137.8	6mm	203.2	300.0	53.8	206.0	V
2	67.5	137.8	6mm	203.2	300.0	53.8	206.0	V
1	73.1	149.1	6mm	187.8	300.0	53.8	206.0	V

### ANEXO 04

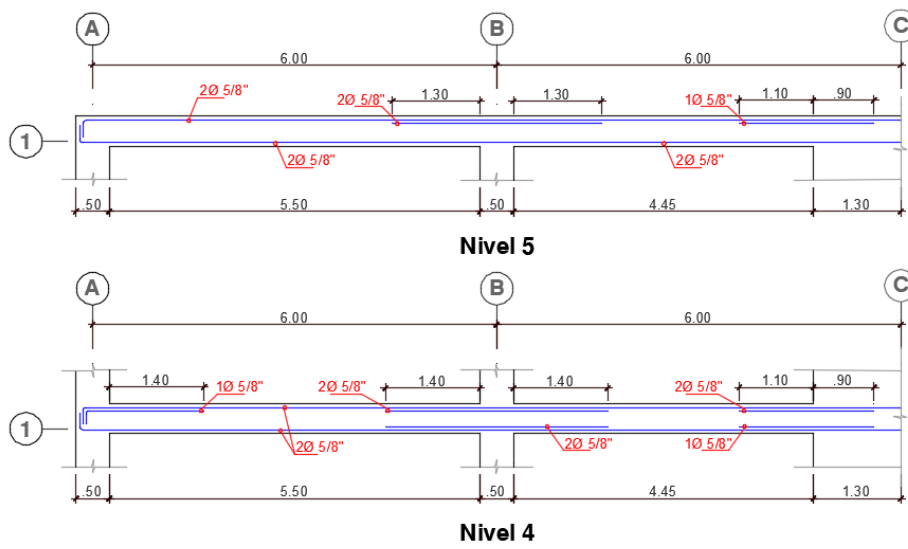


Figura A04.1 Refuerzo requerido por flexo-tracción en las vigas para el edificio Edi-05

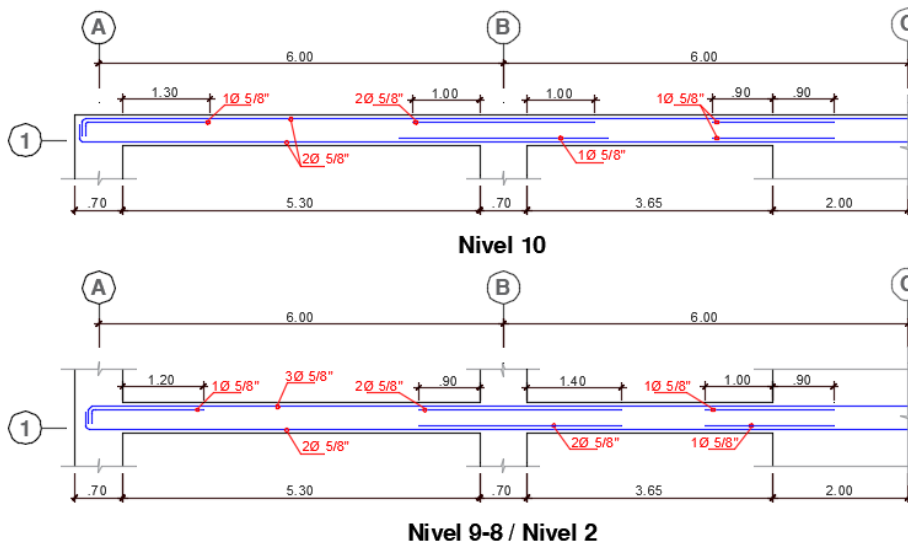


Figura A04.2 Refuerzo requerido por flexo-tracción en las vigas para el edificio Edi-10

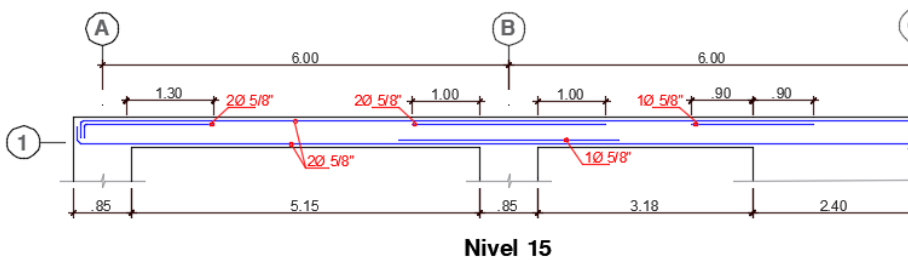


Figura A04.3 Refuerzo requerido por flexo-tracción en las vigas para el edificio Edi-15

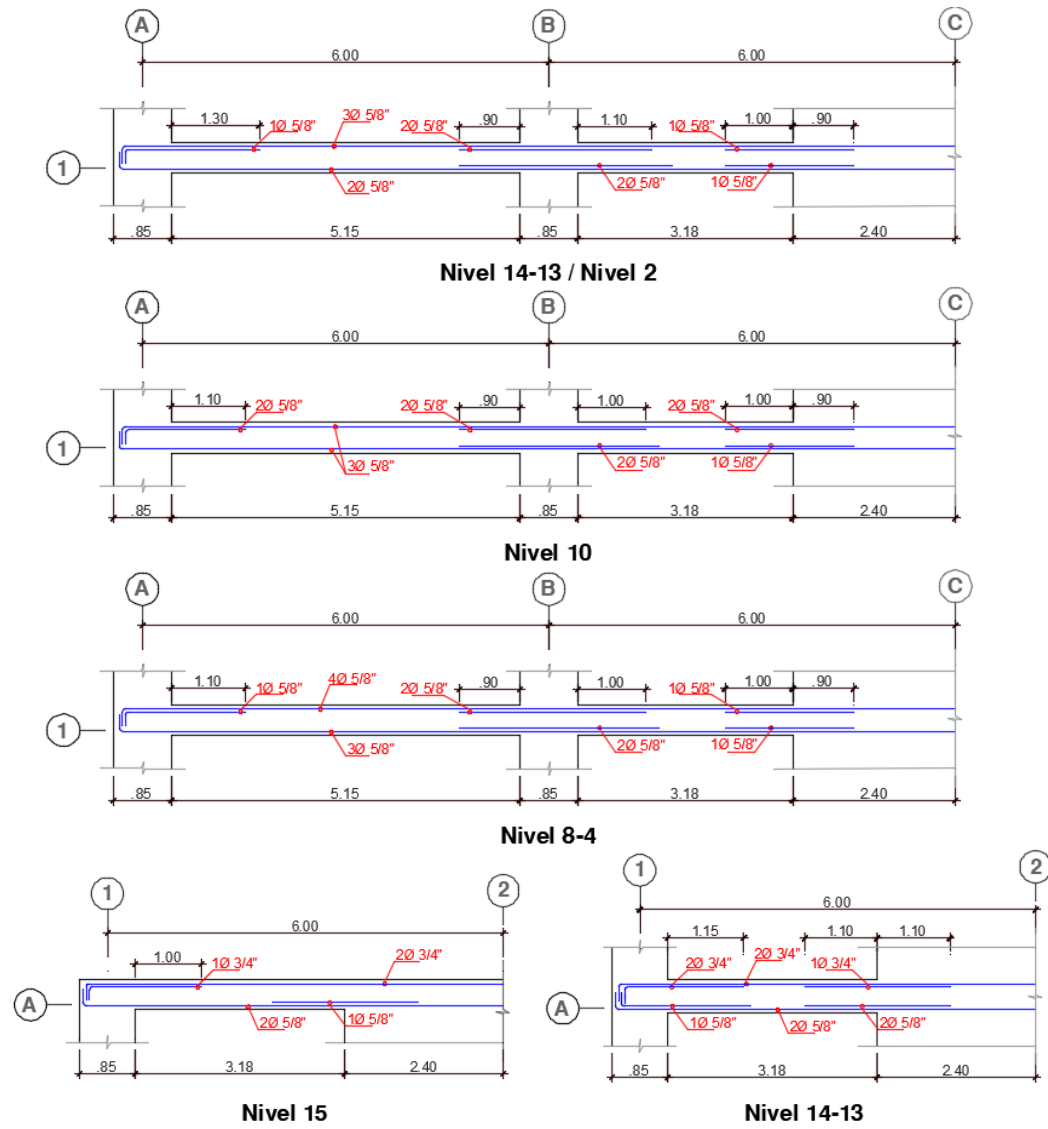


Figura A04.3 Refuerzo requerido por flexo-tracción en las vigas para el edificio Edi-15 (Continuación)

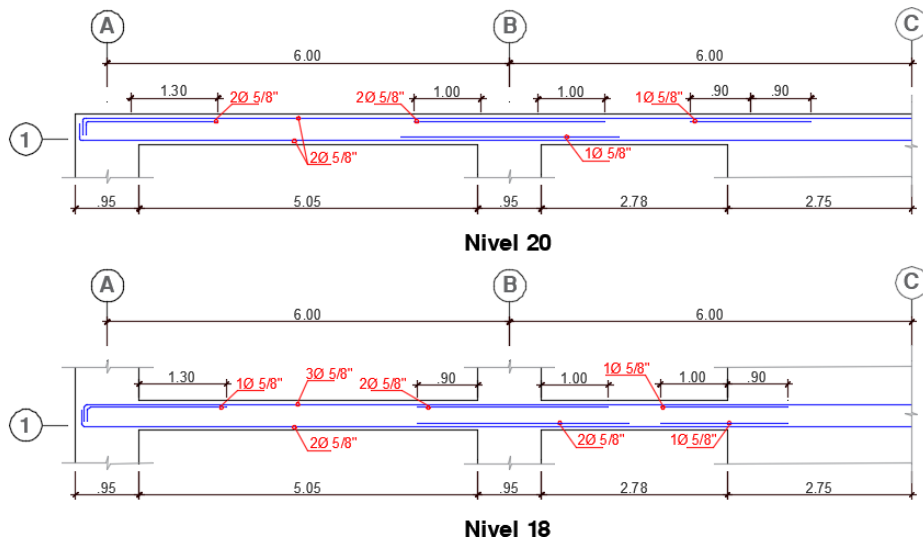


Figura A04.4 Refuerzo requerido por flexo-tracción en las vigas para el edificio Edi-20

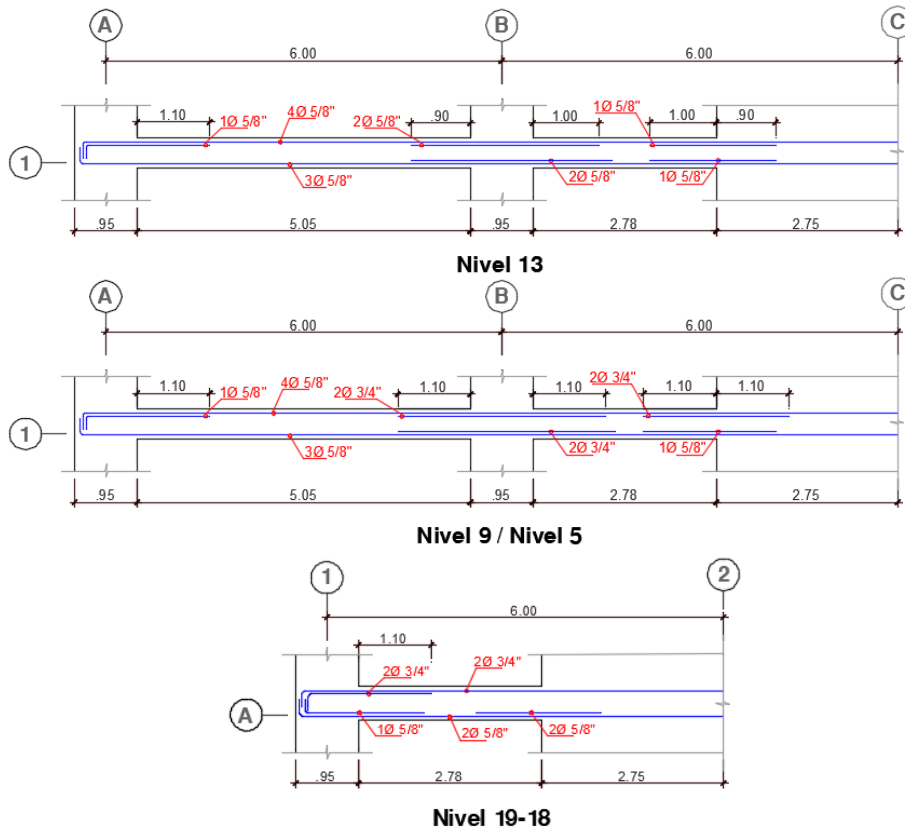


Figura A04.4 Refuerzo requerido por flexo-tracción en las vigas para el edificio Edi-20  
 (Continuación)