



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO  
SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE  
PÓRTICO DE HORMIGON ARMADO  
UTILIZANDO EL METODO LINEAL  
DEL ACI369.1-17**

**SUSANA MONTERO JAVIER**

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de  
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:  
**MATIAS HUBE**

Santiago de Chile, enero, 2022.

Dedicado a mis padres Juan Freddy  
Montero Serrano y Susana Javier  
Salinas por ser los guías en mi vida  
brindándome todo su inmenso amor,  
dedicación, comprensión, consejos y  
sabiduría.

## **AGRADECIMIENTOS**

A Dios por ser mi guía espiritual y haberme regalado esta vida para cumplir mis sueños y metas.

A mi profesor guía Matías Hube Ginestar, por su permanente ayuda, disposición y paciencia, por toda su enseñanza a lo largo de todo este proceso.

A la Agencia Chilena de Cooperación Internacional para el Desarrollo que me dio la oportunidad de estudiar el Magister en Ingeniería Estructural y Geotecnia en la Pontificia Universidad Católica de Chile.

A mi esposo Alvaro R. Condori Garnica por su apoyo incondicional, consejos y paciencia a largo del desarrollo del Magister en Ingeniería Estructural y Geotécnica.

A mi hermana Johana Montero y toda mi familia por todo el cariño y apoyo incondicional a lo largo de toda mi preparación académica.

A todos mis compañeros que tuve la fortuna de conocer y compartir experiencias en el desarrollo del Magister en Ingeniería Estructural y Geotécnica.

A la Pontificia Universidad Católica de Chile por su excelencia en la formación académica y profesional.

## INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS .....	iii
INDICE DE TABLAS .....	vi
INDICE DE FIGURAS.....	viii
RESUMEN.....	ix
ABSTRACT .....	x
I INTRODUCCIÓN.....	1
I.1 Antecedentes .....	1
I.2 Objetivo.....	3
I.2.1 Objetivos específicos.....	3
I.3 Metodología .....	4
II EDIFICIO DE ESTUDIO.....	6
II.1 Característica de los materiales .....	6
II.2 Definición de cargas.....	7
II.3 Elementos estructurales.....	9
II.4 Criterios de diseño.....	12
II.5 Verificación del diseño de columnas y vigas .....	14
II.5.1 Diseño Columnas .....	14
II.5.2 Diseño Vigas .....	19
III ANALISIS SISMICO ELASTICO.....	21
III.1 Propiedades de los materiales esperados.....	21
III.2 Rigidez efectiva.....	22
III.3 Procedimientos de análisis .....	25
IV EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO UTILIZANDO MÉTODO ELÁSTICO .	30
IV.1 Criterios de aceptación .....	30

IV.2 Evaluación del desempeño .....	36
V CONCLUSIONES .....	43
BIBLIOGRAFIA.....	45
A N E X O S.....	47
ANEXO 1. CANTIDADES DE ACERO PARA CADA TIPO COLUMNA Y LA RAZÓN DEL ACERO REQUERIDO/EFFECTIVO. ....	48
ANEXO 2. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS .....	50
ANEXO 3. RAZÓN DEMANDA CAPACIDAD DE LAS COLUMNAS .....	53
ANEXO 4. VERIFICACION DE DCR DE COLUMNAS Y VIGAS .....	55
ANEXO 5. VERIFICACION DE LOS CRITERIOS DE ACEPTACION DE COLUMNAS Y VIGAS .....	62

## INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla II-1: Especificaciones técnicas del hormigón .....	7
Tabla II-2: Especificaciones técnicas del acero de refuerzo .....	7
Tabla II-3: Cargas aplicadas sobre las vigas.....	8
Tabla II-4: Armadura de refuerzo de columnas y vigas .....	10
Tabla II-5: Combinaciones de carga.....	12
Tabla II-6: Resultados análisis modal y sísmico .....	12
Tabla II-7: Datos de calibración del corte basal .....	13
Tabla II-8: Verificación de derivas del edificio.....	14
Tabla II-9: Razón demanda/capacidad de columnas centrales .....	17
Tabla II-10: Verificación de corte en columnas .....	18
Tabla II-11: Cantidades de acero en vigas.....	19
Tabla II-12: Verificación de corte en vigas .....	20
Tabla III-1: Resistencia esperada de los materiales.....	21
Tabla III-2: Valores de rigidez efectiva.....	22
Tabla III-3: Rigidez efectiva lineal de columnas.....	23
Tabla III-4: Comparación entre periodo iniciales y periodos con rigideces efectivas en dirección X.....	25
Tabla III-5: Fuerzas laterales aplicadas a cada piso .....	28

Tabla IV-1: Factores m para columnas con procedimientos lineales .....	31
Tabla IV-2: Relación demanda-capacidad de corte .....	32
Tabla IV-3: Factores m para evaluar las columnas con procedimientos lineales.....	32
Tabla IV-4: Factores m para vigas con procedimientos lineales .....	33
Tabla IV-5: Factores m para evaluar las vigas con procedimientos lineales (MPa) .....	34
Tabla IV-6: Valores de $\gamma$ para el cálculo de la resistencia de la unión .....	35
Tabla IV-7: Factores m para la unión viga-columna con procedimientos lineales.....	36
Tabla IV-8: Clasificación de demanda de ductilidad de los elementos. ....	37
Tabla IV-9: Verificación de los DCR para momento en columnas centrales.....	37
Tabla IV-10: Verificación de los DCR para momento en vigas .....	38
Tabla IV-11: Verificación de criterios de aceptación para columnas centrales - momento .....	39
Tabla IV-12: Verificación de criterios de aceptación para vigas – momento.....	40
Tabla IV-13: Calculo del punto de fluencia usando el modo 1 con rigideces efectivas .....	41

## INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura II-1: Vista en planta y elevación del edificio. ....	6
Figura II-2: Espectro de diseño en dirección X y Y. ....	9
Figura II-3: Ubicación de tipos de elementos estructurales.....	10
Figura II-4: Modelo computacional del edificio (SAP2000).....	11
Figura II-5: Verificación del diseño de las columnas centrales tipo 1.....	15
Figura II-6: Verificación del diseño de las columnas centrales tipo 2.....	16
Figura II-7: Razón demanda/capacidad de las columnas.....	17
Figura III-1: Propiedades a modificar en columnas centrales del nivel 1 .....	24
Figura III-2: Propiedades a modificar en todas las vigas.....	24
Figura III-3: Deformada de la estructura y desplazamiento máximo en el techo para la aplicación de las fuerzas laterales .....	29
Figura IV-1: Relaciones de fuerza-desplazamiento de componentes controlados por deformación y terminología utilizada en ACI369.1-17.....	38
Figura IV-2: Representación del procedimiento estático lineal.....	42

## RESUMEN

Este trabajo tiene como objetivo realizar una evaluación del desempeño sísmico de un edificio con un sistema estructural conformado por pórticos de hormigón armado. El edificio tiene ocho niveles y está ubicado en Santiago en un suelo tipo D. El documento resume la verificación del diseño de las columnas y vigas de la estructura en estudio haciendo uso de la ACI318-19. Por encontrarse el edificio en un país con amenaza sísmica elevada, se utilizaron las disposiciones contenidas en la NCh433 de 1996 junto con el decreto supremo del año 2011. El diseño de los elementos se verificó utilizando el programa SAP2000 V21 y mediante verificaciones de forma manual.

Para evaluar el desempeño se realizó el procedimiento estático lineal (LSP) que propone el ACI369.1-17. Para esta evaluación la estructura se modeló con una rigidez efectiva y la acción sísmica se modeló mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes. Estas fuerzas laterales fueron obtenidas mediante la distribución en altura del cortante basal. Utilizando estas fuerzas y utilizando un análisis estático lineal, se determinaron las fuerzas y desplazamiento internos de la estructura. Los resultados obtenidos indican que la estructura cumple con las limitaciones para el uso de los procedimientos estáticos lineales y no cumple en todos sus elementos con los objetivos de desempeño establecidos por los criterios de aceptación del documento ACI369.1-17

## **ABSTRACT**

The objective of this work is to carry out an evaluation of the seismic performance of a building with a structural system made up of reinforced concrete frames. The building has eight levels and is located in Santiago on type D soil. The document summarizes the verification of the design of the columns and beams of the structure under study using ACI318-19. Because the building is located in a country with a high seismic hazard, the provisions contained in the NCh433 of 1996 were used together with the supreme decree of 2011. The design of the elements was verified using the SAP2000 V21 program and through manual verification.

To evaluate the performance, the linear static procedure (LSP) proposed by ACI369.1-17 was carried out. For this evaluation, the structure was modeled with an effective stiffness and the seismic action was modeled by means of an equivalent lateral force distribution. These lateral forces were obtained by the height distribution of the base shear. Using these forces and using linear static analysis, the internal forces and displacement of the structure were determined. The results obtained indicate that the structure complies with the limitations for the use of linear static procedures and does not comply in all its elements with the performance objectives established by the acceptance criteria of the ACI369.1-17 document.

## **I INTRODUCCIÓN**

Los sismos generan pérdidas humanas y materiales relevantes en el mundo, cada año muere gran cantidad de personas y genera pérdidas económicas considerables. América Latina, es una región expuesta a una alta sismicidad debido a la convergencia de la placa de Nazca bajo la placa sudamericana. Uno de los países latinoamericanos más afectados es Chile, que en promedio cada diez años tiene sismos de magnitud mayor que  $M_w=8.0$ . (Madariaga, 1998)

Las estructuras de hormigón armado son versátiles y económicas. Su rigidez puede ser utilizada para minimizar las deformaciones sísmicas y, por lo tanto, reducir el daño en los elementos estructurales y no estructurales. Dado que Chile es un país con alta amenaza sísmica, es necesario realizar estructuras que posean un comportamiento sísmico óptimo.

Para que las estructuras de hormigón armado muestren un buen desempeño sísmico ante acciones sísmicas, es necesario que posean cierta ductilidad. Este concepto fue incorporado a las primeras normativas de diseño en la década de los años 70 y, por lo tanto, es de esperar que las estructuras diseñadas y construidas antes de esta época sean muy vulnerables ante la acción sísmica. Esta conclusión se ha podido comprobar en repetidas ocasiones después de la ocurrencia movimientos sísmicos severos (Bonett, 2003). Por lo tanto, es fundamental analizar y evaluar el desempeño sísmico de estructuras de hormigón armado.

### **I.1 Antecedentes**

Por los años 1,930 pocas estructuras fueron diseñadas para soportar acciones sísmicas, sin embargo muchos sismos ocurrieron y se notó que aquellas estructuras diseñadas con consideraciones de fuerzas laterales, como el viento, resistieron mejor (Calcina, 2017). En

consecuencia, muchos países en regiones sísmicas empezaron a introducir especificaciones de diseño que incluían fuerzas laterales inerciales en sus códigos.

Durante los años 1940 y 1950, diversos investigadores empezaron a estudiar y entender las características dinámicas de las estructuras (como el periodo de vibración). En la década de 1960 el concepto de “ductilidad” había sido usado únicamente para caracterizar el comportamiento de los materiales. Posteriormente el concepto de ductilidad fue ampliado hasta considerar el nivel de comportamiento de la estructura global e incluso, considerar su relación con los conceptos de resistencia y rigidez estructural.(Calcina, 2017)

El diseño de estructuras basado en desempeño solo se evalúa para un movimiento de terreno para el cual no debería colapsar. Lo que provoca una deficiencia en el desempeño de las estructuras cuando se han visto sometidas a movimientos sísmicos de diferente intensidad. Originado una tendencia clara a cambiar la filosofía de diseño del concepto de resistencia física al concepto más evolucionado y versátil de desempeño estructural. Desde hace 25 años aproximadamente se considera que el incremento de la resistencia global de una estructura no necesariamente puede garantizar la seguridad, por consiguiente no necesariamente reduce el daño (Bonett, 2003).

Una estructura aperturada puede tener un mejor comportamiento sísmico si se logra garantizar que las rótulas plásticas se formen en las vigas, y no en las columnas (mecanismo de columna fuerte - viga débil), y si la resistencia de cortante de los miembros excede a la resistencia a flexión. A partir de estos dos aspectos se comenzó a desarrollar una nueva filosofía de diseño basada en el desempeño, por medio de la cual es posible controlar y predecir tanto el comportamiento de la estructura como el potencial de daño (Priestley, 2000).

Existen varios métodos para analizar el desempeño de las estructuras, tanto elásticos lineales como inelásticos. Los métodos elásticos disponibles, incluyen los procedimientos de la fuerza lateral estática, la fuerza lateral dinámica así como procedimientos lineales usando relaciones de capacidad y demanda establecidas en los códigos.

En la actualidad, se pretende que los conceptos de ingeniería basada en desempeño se puedan aplicar tanto a las estructuras nuevas como a las existentes. El análisis y diseño estructural basado en el desempeño sísmico consiste en una evaluación que permita el dimensionado y detallado de los componentes estructurales y no estructurales (Bertero, 1997). En general, la idea básica del diseño por desempeño es diseñar una estructura que se comporte de una manera definida cuando esté sujeta a diversos escenarios de sismo. Las últimas investigaciones y propuestas se han centrado en la incorporación explícita de la demanda de desplazamiento o punto de desempeño y las características de respuesta inelástica, incluyendo el daño acumulado en el procedimiento de diseño.

## **I.2 Objetivo**

El objetivo de este trabajo es evaluar el desempeño sísmico de un edificio de pórticos de hormigón armado utilizando el método lineal del ACI369.1 (2017).

### **I.2.1 Objetivos específicos**

- Realizar el diseño de columnas y vigas del edificio en estudio
- Realizar un análisis sísmico elástico del edificio y obtener el desplazamiento máximo.
- Obtener los factores de modificación (factor  $m$ ) de la capacidad de las columnas y vigas.
- Determinar la relación demanda-capacidad para cada acción (fuerza axial, momento y cortante).

### **I.3 Metodología**

El diseño y la evaluación del desempeño de la estructura de pórtico de hormigón armado se realizó utilizando el programa computacional SAP2000 y planillas EXCEL. Para modelar el edificio se debe contar con las dimensiones de los elementos estructurales, las cargas de servicio y las características de los materiales de hormigón y acero de refuerzo para realizar un análisis en 2D. Con el modelo de elementos finitos del edificio se determinan los modos de vibración y se determinan los esfuerzos sísmicos a través de un análisis modal espectral. Para luego realizar el procedimiento estático lineal (LSP) para el análisis sísmico del edificio. La fuerza lateral total se distribuye a lo largo de la altura del edificio y se aplica en los centros de masa. Las fuerzas internas y los desplazamientos del sistema se determinan utilizando el análisis estático lineal de acuerdo con ASCE41-17 sección 7.4.1.3 y se comparan con los criterios de aceptación de ACI369.1-17.

Los pasos realizados para evaluar el desempeño sísmico del edificio de estudio son los siguientes:

1. Creación del modelo estructura.

Para crear el modelo estructura se ingresó en SAP2000 las características de los materiales, la definición de las cargas y las secciones de columnas y vigas. Adicionalmente se definió diafragmas rígidos en todos los niveles.

2. Diseño de los elementos estructurales.

Utilizando el modelo estructural del edificio se diseñaron las columnas y vigas de hormigón armado del edificio. Las columnas se diseñarán por flexo compresión y corte. Las vigas se diseñarán por flexión y corte.

### 3. Análisis sísmico elástico.

El análisis sísmico elástico se realizó siguiendo las recomendaciones del ACI369. Este análisis considera la resistencia esperada de los materiales, la rigidez efectiva de las secciones de las columnas y vigas de la estructura, el cálculo de las fuerzas laterales, su distribución en toda la altura del edificio y la deformada de la estructura.

### 4. Evaluación del desempeño sísmico de la estructura.

Después de determinar las demandas de momento, corte y fuerza axial debido a las fuerzas laterales se verificó la relación demanda-capacidad para determinar si los elementos cumplen los criterios de aceptación. Estos criterios de aceptación para columna y vigas se verificaron utilizando los factores  $m$ . Adicionalmente se determinó el punto de fluencia para comparar con el desplazamiento máximo de techo.

## II EDIFICIO DE ESTUDIO

La estructura que se analiza corresponde a un edificio de hormigón armado de ocho pisos que está ubicado en Santiago en un suelo tipo D. El edificio corresponde a un sistema estructural conformado por pórticos de hormigón armado en las dos direcciones principales. El primer nivel tiene una altura libre de 3.60 m y los niveles superiores de 3.20. La planta del edificio es cuadrada de 22 m de largo y de ancho y se muestra en la figura II-1.

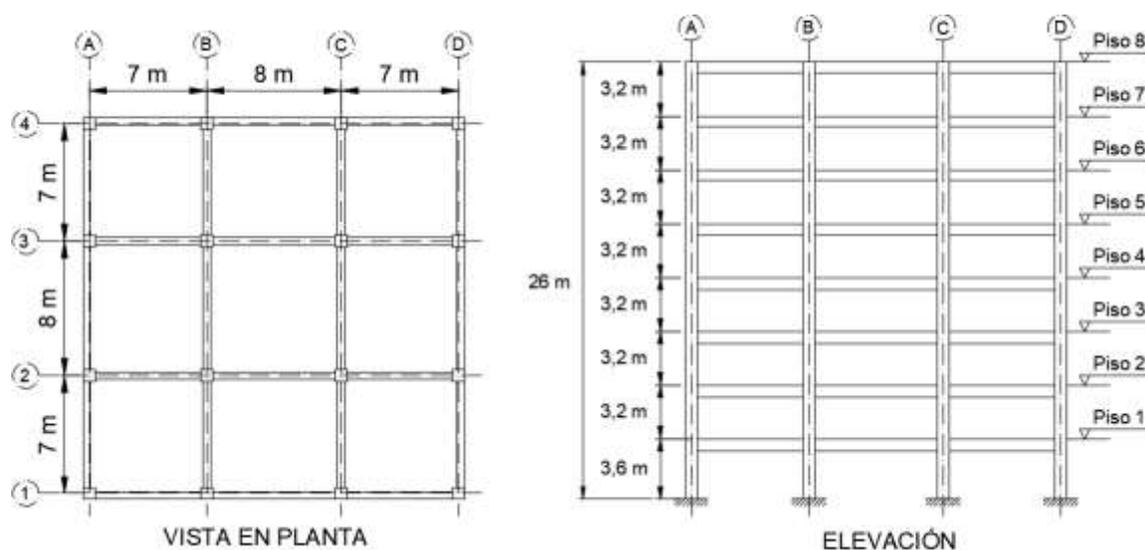


Figura II-1: Vista en planta y elevación del edificio.

### II.1 Característica de los materiales

Las características del hormigón se resumen en la Tabla I-1. El módulo de elasticidad se calculó como ( $E_c = 15100\sqrt{f'_c}$ ) según los lineamientos de la ACI318 (2019). El acero de refuerzo corresponde a A630-420H y sus características se resumen en la Tabla I-2.

Tabla II-1: Especificaciones técnicas del hormigón

Descripción	Valor [Unidad]
Resistencia característica ( $f_c'$ )	3500 $\left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}\right]$
Peso específico con armadura ( $\gamma_c$ )	2.5 $\left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}\right]$
Módulo de elasticidad	2824950 $\left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}\right]$

Tabla II-2: Especificaciones técnicas del acero de refuerzo

Descripción	Valor [Unidad]
Resistencia última ( $f_{us}$ )	63000 $\left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}\right]$
Esfuerzo de fluencia ( $f_{ys}$ )	42000 $\left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}\right]$
Peso específico ( $\gamma_s$ )	7.85 $\left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}\right]$
Módulo de elasticidad ( $E_s$ )	21000 $\left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}\right]$

## II.2 Definición de cargas

La carga muerta (D) y la carga viva (L) aplicada sobre las vigas de la estructura se resumen en la tabla II-3. La estructura tiene vigas interiores y vigas exteriores. La carga muerta considera el peso propio de toda estructura (piso, vigas y columnas).

Tabla II-3: Cargas aplicadas sobre las vigas

Viga exterior			Esquema de aplicación
Piso	D (tonf/m)	L (tonf/m)	
1 a 7	1.15	0.45	
8	0.95	0.20	
Viga interior			
Piso	D (tonf/m)	L(tonf/m)	
1 a 7	2.30	0.90	
8	1.95	0.35	

La demanda sísmica del edificio se determinó usando el análisis dinámico modal espectral de la norma NCh433. Se consideró una estructura de categoría II, ubicada en suelo D y zona sísmica 2. La NCh433 hace referencia a la carga sísmica en términos de aceleración espectral  $S_a$  mediante la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{S A_o \alpha}{(R^*/I)} \quad (2.1)$$

Donde:

$S$  = Parámetro que depende del tipo de suelo, para suelo D es igual a 1.20

$A_o$  = Aceleración efectiva del terreno, 0.3g para zona 2.

$\alpha$  = Factor de amplificación

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^P}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad (2.2)$$

$R^*$  = Factor de modificación de la respuesta

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10 T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (2.3)$$

$I$  = Factor de importancia, está destinado a la habitación privada no pertenece a las categorías de ocupación I, III o IV.

El espectro de diseño utilizado en el análisis modal espectral según la NCh433-1996 se muestra en la figura II-2. Este espectro considera un valor de  $R^*= 6.44$ .

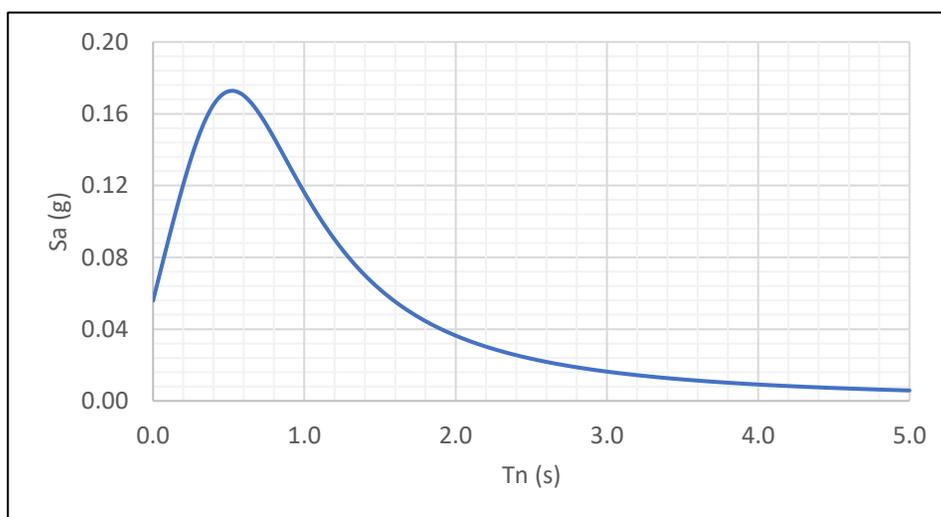


Figura II-2: Espectro de diseño en dirección X y Y.

### II.3 Elementos estructurales

Las columnas del edificio son de 70x70 y tienen una sección constante en toda su altura. El refuerzo longitudinal es variable en la altura y el refuerzo transversal es constante. Las vigas del piso 1 al 4 (viga tipo 1) son de 45x75 y del piso 5 a 8 (viga tipo 2) son de 45x65. La figura II-3 muestra una elevación del edificio con la ubicación de las columnas y vigas. El refuerzo longitudinal de cada tipo de viga es constante en los distintos niveles. La tabla II-4

resume el refuerzo longitudinal y transversal de las columnas y vigas. Este refuerzo fue calculado en el ramo IEG3210.

Tabla II-4: Armadura de refuerzo de columnas y vigas

Elemento	Refuerzo longitudinal		Refuerzo transversal
Columna Tipo 1 (70x70)	4 $\phi$ 32+16 $\phi$ 25		$\phi$ 12c/15 cm
Columna Tipo 2 (70x70)	4 $\phi$ 32+8 $\phi$ 25		$\phi$ 12c/15 cm
Viga Tipo 1 (45x75)	Sup.	7 $\phi$ 25+2 $\phi$ 20	3E $\phi$ 10c/10 cm
	Inf.	4 $\phi$ 25+3 $\phi$ 20	
Viga Tipo 2 (45x65)	Sup.	5 $\phi$ 25+3 $\phi$ 20	2E $\phi$ 10c/10 cm
	Inf.	2 $\phi$ 25+5 $\phi$ 20	

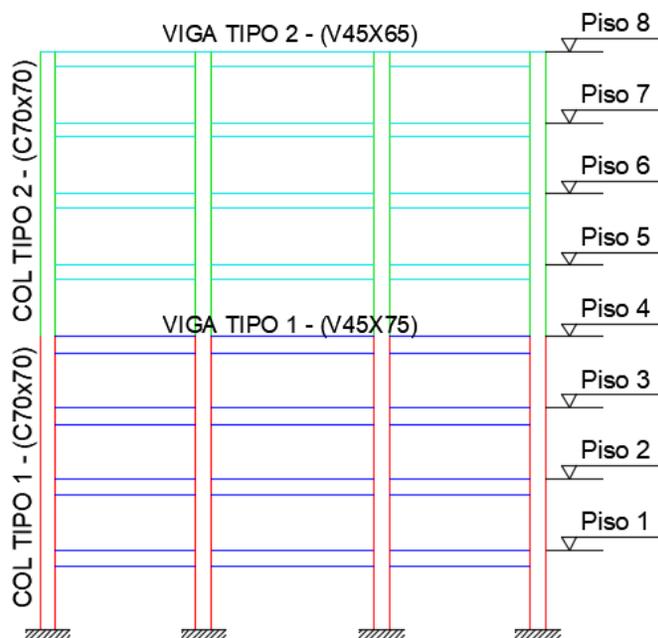


Figura II-3: Ubicación de tipos de elementos estructurales.

Para determinar los periodos y realizar el diseño sísmico de la estructura se creó un modelo computacional en el programa SAP2000. La figura II-4 muestra una vista isométrica del modelo de la edificación, con las columnas y vigas.

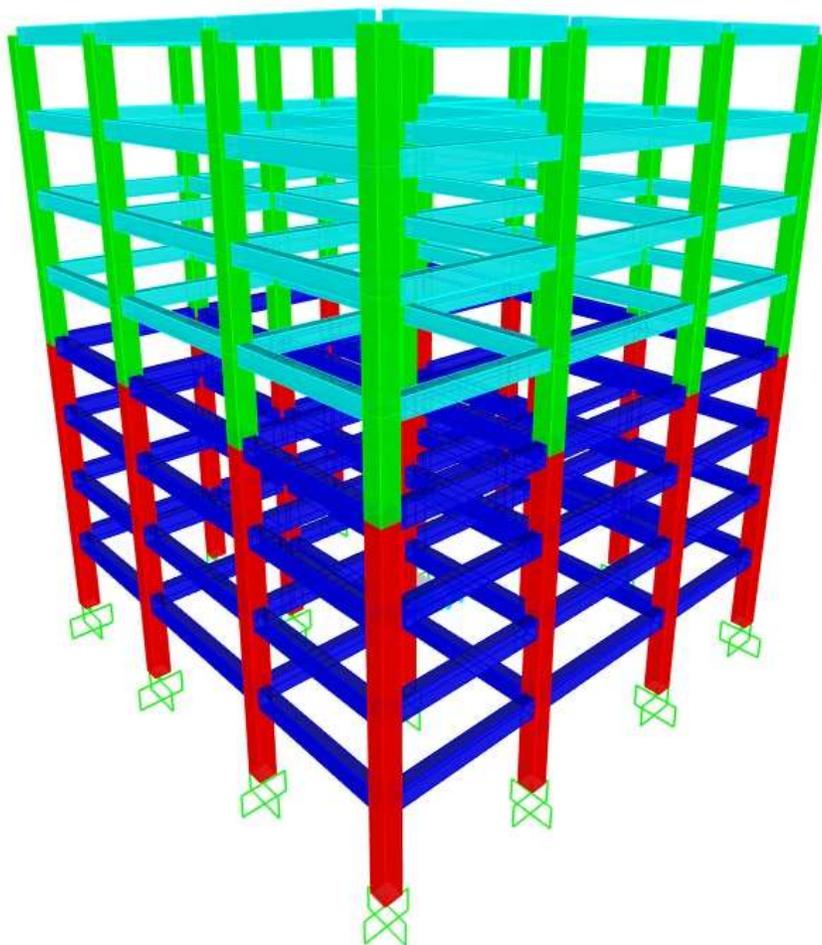


Figura II-4: Modelo computacional del edificio (SAP2000).

La tabla II-5 resume las combinaciones de carga que fueron obtenidas de la NCh3171 (2017), donde D es la carga muerta, L es la carga viva y E es la carga sísmica. Como cargas laterales solo fueron empleadas cargas sísmicas.

Tabla II-5: Combinaciones de carga

Comb1	1.2 D + 1.6 L
Comb2	1.2 D + 1.0 L + 1.4 E
Comb3	1.2 D + 1.0 L - 1.4 E
Comb4	0.9 D + 1.4 E
Comb5	0.9 D - 1.4 E

#### II.4 Criterios de diseño

La estructura fue analizada haciendo uso de la NCh433 de 1996 junto con el decreto supremo del año 2011. Las carga sísmica de la estructura se determinaron por medio de un análisis modal espectral. Para el diseño de los elementos estructurales que conforman el sistema de pórticos se recurrió a la norma ACI 318-2019. Los resultados del análisis sísmico de la estructura se muestran solo en dirección X debido a que la estructura es simétrica. El periodo y el factor de modificación de la respuesta ( $R^*$ ) se resumen en la tabla II-6.

Tabla II-6: Resultados análisis modal y sísmico

Descripción	Dirección X
Periodo estructural con mayor masa (seg)	0.81
Factor de modificación de respuesta ( $R^*$ )	6.44

El esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica no debe ser menor que la ecuación 2.4. Si el corte basal es menor a ese valor, el corte se debe multiplicar por un factor de manera que el corte alcance el valor mínimo. La tabla II-7 muestra los valores de la cortante basal mínima ( $V_{min}$ ) y la cortante basal obtenido del análisis modal espectral ( $V$ ). De la tabla II-7 se determina que el corte que controla es el cortante basal obtenido del análisis modal espectral.

$$V_{min} = \frac{P A_0 I S}{6} \quad (2.4)$$

Donde:

P = Peso sísmico (considera el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva de la estructura).

Tabla II-7: Datos de calibración del corte basal

Peso Sísmico	Cortante basal mínimo ( $V_{min}$ )	Cortante basal ( $V$ )	
		(tonf)	(% P)
4219	246.7	494.9	11.7

La deriva máxima obtenida del análisis sísmico en la dirección de acción sísmica se compara con la máxima deriva admisible de la NCh433 de 0.002. La verificación de las derivas se muestra en la tabla II-8.

Tabla II-8: Verificación de derivas del edificio

<b>Piso</b>	<b>Deriva</b>	<b>Deriva limite</b>	<b>Razón</b>
1	0.0011	0.002	0.55
2	0.0015	0.002	0.75
3	0.0015	0.002	0.75
4	0.0014	0.002	0.70
5	0.0014	0.002	0.70
6	0.0013	0.002	0.65
7	0.0010	0.002	0.50
8	0.0006	0.002	0.30

## **II.5 Verificación del diseño de columnas y vigas**

Para el diseño de columnas y vigas se considerará un detallado como marco de momento especial (SMF). El sistema sismorresistente debe cumplir límites dimensionales de acuerdo a la ACI318-19 en las columnas y vigas. En las columnas la dimensión menor de la sección transversal no debe ser menor de 30 cm. y la relación en los lados no debe ser menor a 0.40. Las vigas deben tener una longitud entre soportes de al menos  $4d \approx 3m$  y una base de al menos 25cm o  $3d = 25cm$ . Todas las restricciones mencionadas son cumplidas para los elementos propuestos.

### **II.5.1 Diseño de Columnas**

Para la verificación del acero en las columnas se debe tomar en cuenta las cuantías mínima y máxima del refuerzo longitudinal, la cual no debe ser menor que  $0.01 A_c$  ni mayor que  $0.06 A_c$  (ACI 318-19). Utilizando SAP2000 y las combinaciones de carga de la tabla II-5 se

verifica el acero definido en la tabla II-4. El acero efectivo corresponde a lo definido en la tabla II-4. En el anexo 1 se resume las cantidades de acero para cada tipo columna y la razón del acero requerido/efectivo.

La curva de interacción y la relación momento curvatura ( $M-\phi-P$ ) de la sección se pueden determinar usando las relaciones  $\sigma-\epsilon$  pertinentes para el hormigón y para el acero. El diagrama de interacción define una región de múltiples posibilidades de combinación de carga axial y momento flector. Las combinaciones de carga más solicitadas (Comb3 y Comb4) cumplen el diseño ya que se encuentran dentro de la región delimitada. Las figura II-5 y II-6 muestran la verificación del diseño de las columnas centrales (C06, C07, C010 y C11) de la columna tipo 1 y 2 respectivamente. La verificación del diseño de las columnas de borde (C02, C03, C05, C08, C09, C12, C14 y C15) y de las columnas de esquina (C01, C04, C13 y C16) se encuentra en el anexo 2.

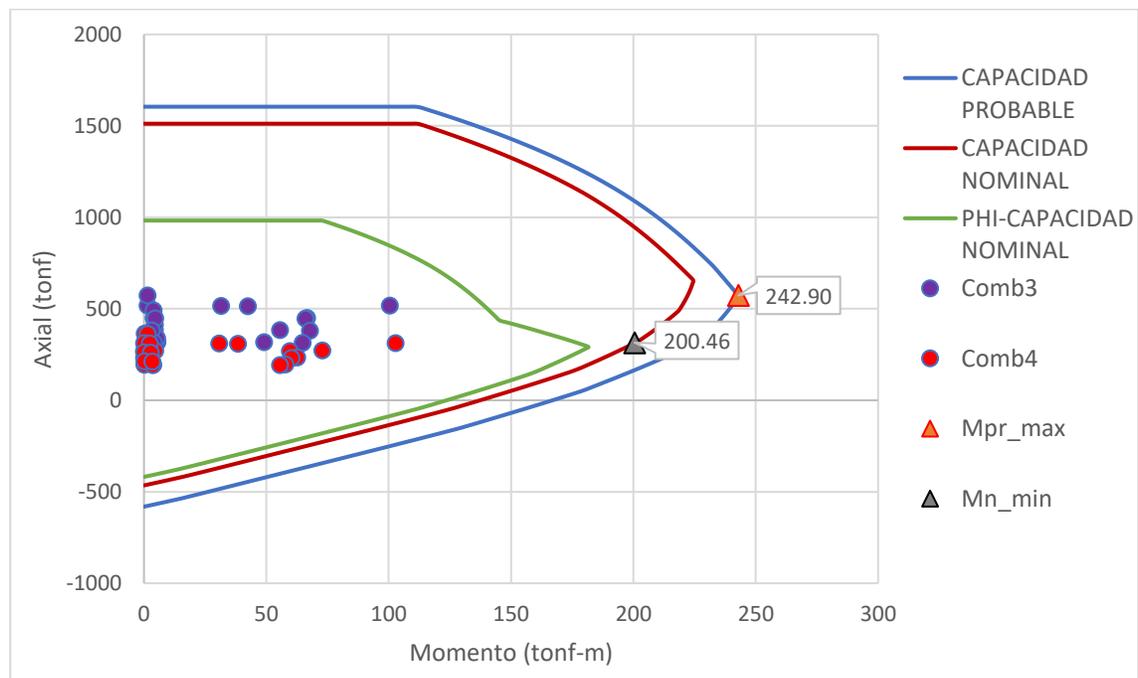


Figura II-5: Verificación del diseño de las columnas centrales tipo 1

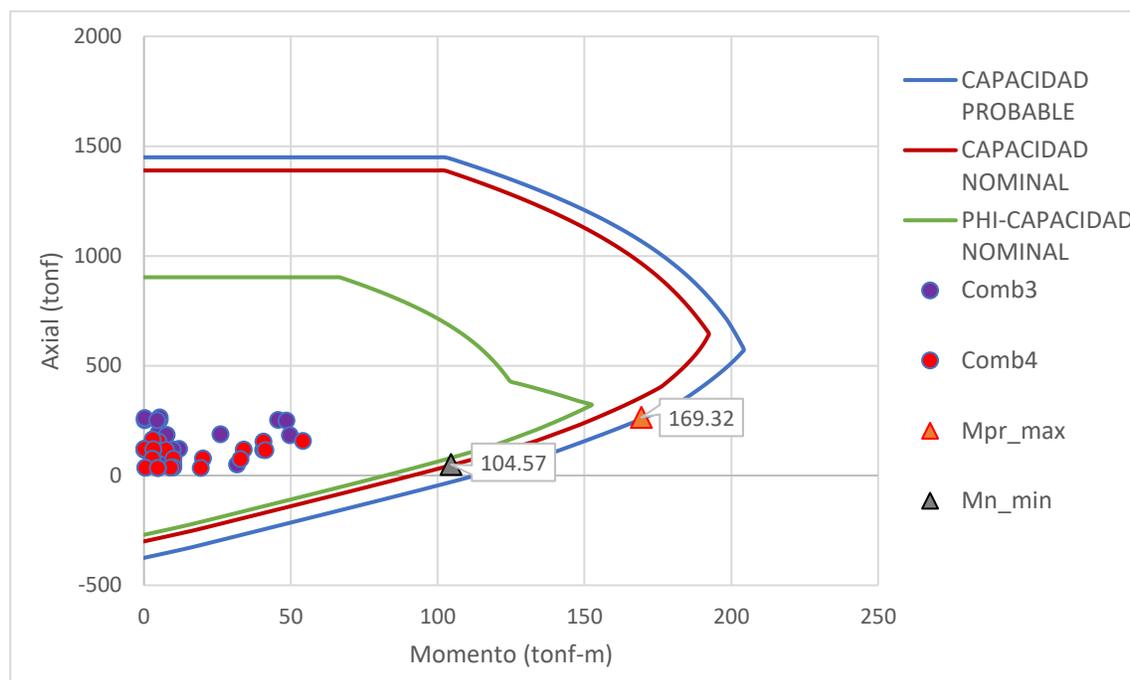


Figura II-6: Verificación del diseño de las columnas centrales tipo 2

Las demandas de las columna (M22 y M33) fueron obtenidas utilizando el programa de diseño estructural SAP2000. La capacidad de las columnas (Mn) se calculó del diagrama de interacción trazando una línea recta desde el origen pasando por cada una de las demandas hasta llegar a la curva de phi- capacidad nominal. En la tabla II-9 se resume la verificación de la razón demanda capacidad de las columnas centrales (C06, C07, C010 y C11). La verificación de la razón demanda capacidad de las columnas de borde (C02, C03, C05, C08, C09, C12, C14 y C15) y las columnas de esquina (C01, C04, C13 y C16) se encuentra en el anexo 3. La figura II-7 muestra un diagrama de colores con la razón demanda capacidad de las columnas resultantes del diseño, las que fueron obtenidas del modelo matemático de SAP2000. Se encontró que las columnas más solicitadas fueron las interiores del primer nivel con una razón igual a 0.879.

Tabla II-9: Razón demanda/capacidad de columnas centrales

Piso	M22 tonf-m	Mn tonf-m	M33 tonf-m	Mn tonf-m	Razón
1	3.90	6.53	74.49	115.60	0.879
2	3.90	9.16	58.06	107.51	0.687
3	4.38	12.81	55.58	112.99	0.599
4	5.99	19.89	53.32	120.52	0.535
5	4.91	18.53	48.46	112.21	0.507
6	5.28	23.43	43.49	119.69	0.428
7	4.60	37.37	40.61	135.98	0.323
8	7.64	104.73	32.7	132.12	0.258

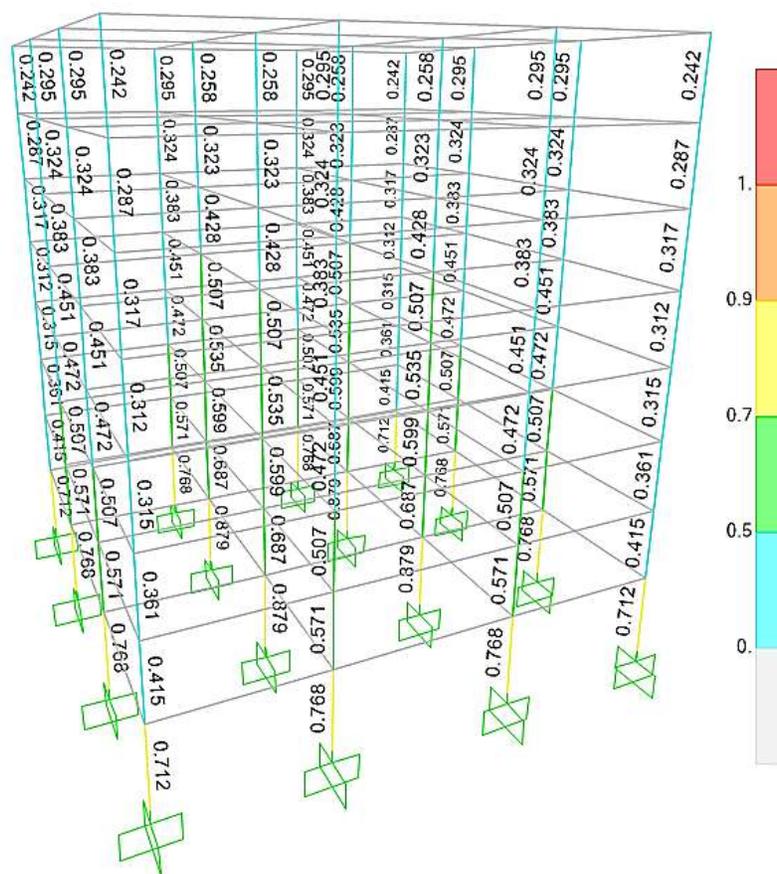


Figura II-7: Razón demanda/capacidad de las columnas

La resistencia requerida a cortante en columna se calcula en función de la capacidad máxima a momento determinado en el diagrama de interacción. El cortante de diseño es la suma de los momentos probables dividido la longitud libre de la columna como se expresa en la ecuación 2.5. Las cortantes asociadas al desarrollo de los momentos de las columnas no deben superar el cortante máximo definido en la ecuación 2.6. En la tabla II-10 se resumen los valores para la verificación del diseño a corte en las columnas centrales (C06, C07, C010 y C11), columnas de borde (C02, C03, C05, C08, C09, C12, C14 y C15) y columnas de esquina (C01, C04, C13 y C16).

$$V_e = \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{L} \quad (2.5)$$

$$V_{max} = 5 \phi V_c = 5 \phi (0.53 \sqrt{f'_c} b d) \quad (2.6)$$

Tabla II-10: Verificación de corte en columnas

Pisos	Tipo de Columna	L [m] $L = H_c - h_v$	M <sub>pr</sub> tonf - m	V <sub>e</sub> tonf	φV <sub>c</sub> tonf	V <sub>max</sub> tonf	Razon Ve/V <sub>max</sub>
1 al 4	Central	2.45	242.90	83.77	33.32	166.58	0.50
	Borde	2.45	236.50	93.65	33.32	166.58	0.56
	Esquina	2.45	225.71	89.21	33.32	166.58	0.54
5 al 8	Central	2.55	169.32	37.57	33.32	166.58	0.23
	Borde	2.55	157.84	56.92	33.32	166.58	0.34
	Esquina	2.55	146.83	51.46	33.32	166.58	0.31

## II.5.2 Diseño Vigas

Para el diseño por flexión de vigas se determina la cantidad de acero necesario mediante el uso del programa de diseño estructural SAP2000. En la tabla II-11 se muestran las cuantías mínima y máxima de refuerzo longitudinal, la cual no debe ser menor que la ecuación 2.7 ni mayor que la ecuación 2.8 (ACI318-19).

$$A_{s_{min}} = \max \left\{ \frac{0.80 \sqrt{f'_c} bd}{f_y}, \frac{14bd}{f_y} \right\} \quad (2.7)$$

$$A_{s_{max}} = \frac{3}{8} \left( 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \right) bd \quad (2.8)$$

Se diseñó las vigas utilizando SAP 2000 considerando las combinaciones de carga de la tabla II-5 y se obtuvo el acero requerido. El acero efectivo corresponde a lo definido en la tabla II-4. En la tabla II-11 se resume las cantidades de acero para los tipos de vigas y la razón del acero efectivo/requerido.

Tabla II-11: Cantidades de acero en vigas

Piso	Armadura superior			Armadura Inferior		
	As req	As efectivo	Razón acero efectivo/req	As req	As efectivo	Razón acero req/efectivo
	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>		cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	
1	36.61	40.64	1.11	26.93	29.05	1.08
2	40.17	40.64	1.01	28.38	29.05	1.02
3	39.06	40.64	1.04	27.02	29.05	1.08
4	37.45	40.64	1.09	25.07	29.05	1.16
5	32.69	33.96	1.04	19.89	25.52	1.28
6	28.11	33.96	1.21	15.52	25.52	1.64
7	21.76	33.96	1.56	10.56	25.52	2.42
8	14.14	33.96	2.40	9.73	25.52	2.62

En vigas de hormigón se presentan dos maneras para poder resistir el corte. La primera es la resistencia que presenta solo el hormigón definida en la ecuación 2.9. La segunda es la resistencia que presenta el acero transversal definida en la ecuación 2.10. El cortante de diseño es la suma de los momentos probables dividido la longitud libre de la viga más las cortante gravitacional como se expresa en la ecuación 2.11. El valor del cortante por fuerzas gravitacionales se obtiene del diagrama de corte de la combinación de la carga muerta mayorada más la carga viva. En la tabla II-12 se resumen los valores para la verificación del diseño a corte en las vigas.

$$\phi V_c = 0.75(0.53) \sqrt{f'_c} b d \quad (2.9)$$

$$\phi V_s = 0.75 \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2.10)$$

$$V_{pr} = \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{L} + V_{grav} \quad (2.11)$$

Tabla II-12: Verificación de corte en vigas

Piso	Sección	Ve tonf	$\phi V_c$ tonf	$\phi V_s$ tonf	$\phi V_n$ tonf	Razón Ve / $\phi V_n$
1	V45x75	59.09	23.09	42.71	65.80	0.90
2		61.42	23.09	42.71	65.80	0.93
3		59.69	23.09	42.71	65.80	0.91
4		57.58	23.09	42.71	65.80	0.87
5	V45x65	48.04	19.74	28.48	48.22	0.99
6		45.83	19.74	28.48	48.22	0.95
7		40.21	19.74	28.48	48.22	0.83
8		34.15	19.74	28.48	48.22	0.71

### III ANALISIS SISMICO ELASTICO

El desempeño sísmico de la estructura se verifica utilizando un análisis sísmico elástico, según lo permite el ACI 369. El método utilizado es el de fuerzas laterales equivalentes. Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel del edificio para obtener los desplazamientos y las fuerzas de diseño. Según la ASCE/SEI 41-17, para poder analizar las estructuras deben estar clasificadas como regulares no más de 30 m de altura. Las estructuras de muros portantes de hormigón armado y albañilería armada o confinada no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

#### III.1 Resistencia esperada de los materiales

Las resistencias características de los materiales definidas en las tablas II-1 y II-2 se tomarán como las resistencias de límite inferior. En la tabla III-1 se muestran las resistencias esperadas de los materiales. Estas resistencias se calculan multiplicando los valores de límite inferior por un factor definido en el numeral 2.2.1.2 de la ACI369.1-17.

Tabla III-1: Resistencia esperada de los materiales

Propiedad del Material	Factor	Resistencia esperada [Unidad]
Resistencia a la compresión del hormigón ( $f'_{CE}$ )	1.5	5250 $\left[\frac{tonf}{m^2}\right]$
Resistencia a la tracción del acero de refuerzo ( $f_{uE}$ )	1.25	78750 $\left[\frac{tonf}{m^2}\right]$
Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo ( $f_{yE}$ )	1.25	52500 $\left[\frac{tonf}{m^2}\right]$

### III.2 Carga gravitacional y rigidez efectiva

La ecuación 3.1 define la carga por gravedad ( $P_g$ ) para que se utiliza en los procedimientos lineales que especifica la ASCE-SEI 41-17 en el capítulo 7, donde  $D$  es la carga muerta y  $L$  es la carga viva.

$$P_g = 1.1(D + 0.25L) \quad (3.1)$$

La tabla III-2 se muestra un resumen de los valores efectivos de rigidez a flexión, a corte y axial para columnas y vigas que están definidos en el numeral 3.1.2.1 de la ACI369.1-17. En el caso de las columnas con compresión axial entre los límites, la rigidez efectiva a la flexión se determinará por interpolación lineal. La tabla III-3 muestra las rigideces efectivas de las columnas calculadas por interpolación lineal.

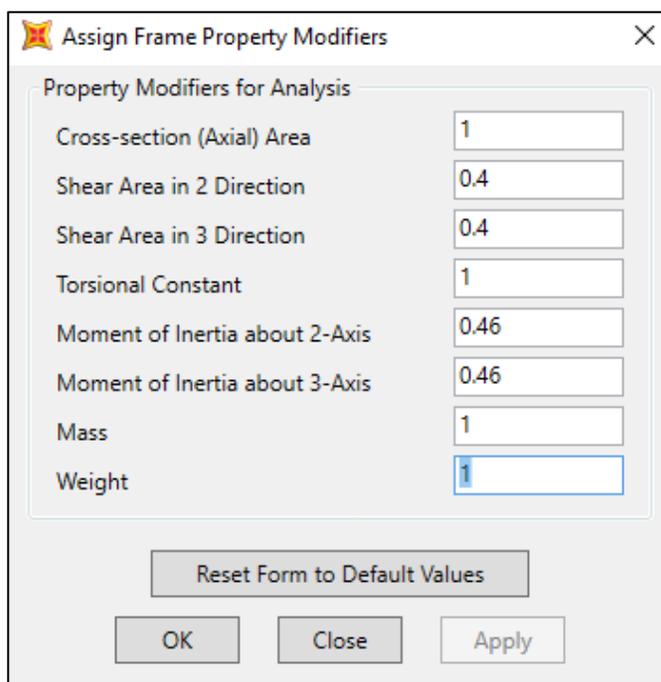
Tabla III-2: Valores de rigidez efectiva

Componente	Rigidez a la flexión	Rigidez de corte	Rigidez axial
Vigas sin pretensado	$0.3 E_{cE} I_g$	$0.4 E_{cE} A_w$	-
Columnas con compresión causada por cargas gravitacionales de diseño $\geq 0.5 A_g f'_c$	$0.7 E_{cE} I_g$	$0.4 E_{cE} A_w$	$E_{cE} A_g$
Columnas con compresión causada por cargas gravitacionales de diseño $\leq 0.1 A_g f'_c$	$0.3 E_{cE} I_g$	$0.4 E_{cE} A_w$	$E_{cE} A_g$

Tabla III-3: Rigidez efectiva lineal de columnas

Pisos	Central			Borde			Esquina		
	$P_g$ tonf	$\frac{P_g}{A_g f'_c}$	Rigidez a flexión	$P_g$ tonf	$\frac{P_g}{A_g f'_c}$	Rigidez a flexión	$P_g$ tonf	$\frac{P_g}{A_g f'_c}$	Rigidez a flexión
1	-441	0.26	$0.46 E_{cE} I_g$	-273	0.16	$0.36 E_{cE} I_g$	-173	0.10	$0.30 E_{cE} I_g$
2	-381	0.22	$0.42 E_{cE} I_g$	-238	0.14	$0.34 E_{cE} I_g$	-152	0.09	$0.30 E_{cE} I_g$
3	-323	0.19	$0.39 E_{cE} I_g$	-203	0.12	$0.32 E_{cE} I_g$	-130	0.08	$0.30 E_{cE} I_g$
4	-266	0.16	$0.36 E_{cE} I_g$	-167	0.10	$0.30 E_{cE} I_g$	-108	0.06	$0.30 E_{cE} I_g$
5	-210	0.12	$0.32 E_{cE} I_g$	-132	0.08	$0.30 E_{cE} I_g$	-85	0.05	$0.30 E_{cE} I_g$
6	-155	0.09	$0.30 E_{cE} I_g$	-98	0.06	$0.30 E_{cE} I_g$	-63	0.04	$0.30 E_{cE} I_g$
7	-101	0.06	$0.30 E_{cE} I_g$	-64	0.04	$0.30 E_{cE} I_g$	-42	0.02	$0.30 E_{cE} I_g$
8	-47	0.03	$0.30 E_{cE} I_g$	-30	0.02	$0.30 E_{cE} I_g$	-20	0.01	$0.30 E_{cE} I_g$

El valor de rigidez efectiva para las vigas de la tabla III-2 y los valores de la rigidez efectiva de las columnas de la tabla III-3 se consideran en el programa computacional SAP2000 para el análisis elástico de la estructura. La figura III-1 muestra como ejemplo la introducción de las propiedades a modificar de la columna central del nivel 1 para considerar la rigidez efectiva. La figura III-2 muestra como ejemplo la introducción de las propiedades a modificar de todas las vigas para considerar las rigideces efectivas.



Assign Frame Property Modifiers

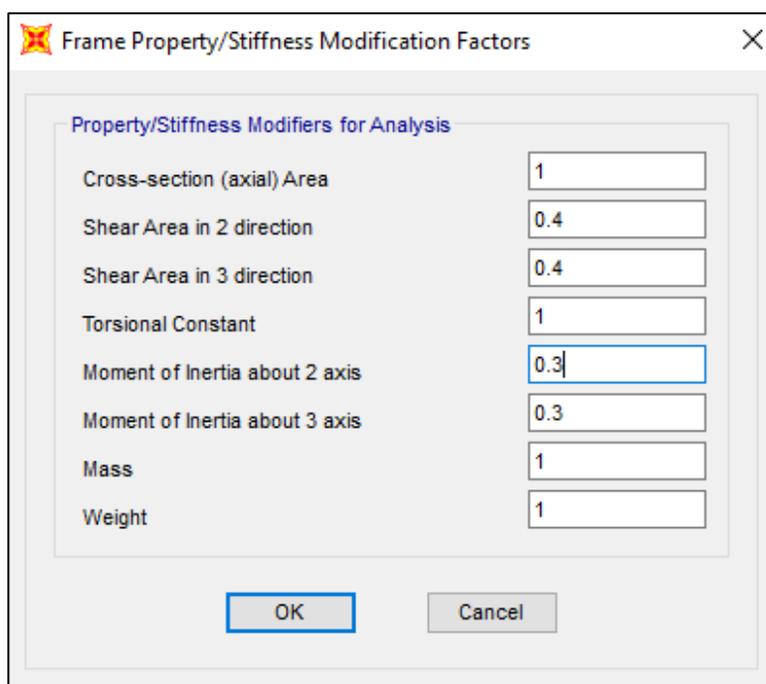
Property Modifiers for Analysis

Cross-section (Axial) Area	1
Shear Area in 2 Direction	0.4
Shear Area in 3 Direction	0.4
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2-Axis	0.46
Moment of Inertia about 3-Axis	0.46
Mass	1
Weight	1

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

Figura III-1: Propiedades a modificar en columnas centrales del nivel 1



Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0.4
Shear Area in 3 direction	0.4
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.3
Moment of Inertia about 3 axis	0.3
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

Figura III-2: Propiedades a modificar en todas las vigas

### III.3 Procedimiento de análisis

La tabla III-4 muestra la comparación entre los seis primeros periodos usando rigideces totales y rigideces efectivas. Esta tabla muestra que los periodos utilizando rigideces efectivas son entre 16% a 22% mayores que los periodos utilizando rigideces totales.

Tabla III-4: Comparación entre periodo iniciales y periodos con rigideces efectivas en dirección X

Modos	Periodo inicial	Periodo efectivo	Razón
1	0.81	0.94	1.16
2	0.81	0.94	1.16
3	0.67	0.80	1.19
4	0.28	0.33	1.18
5	0.28	0.33	1.18
6	0.23	0.28	1.22

La ecuación 3.2 define la carga o fuerza lateral ( $V$ ) en dirección horizontal para procedimiento lineales que especifica la ASCE-SEI 41-17 en el capítulo 7.

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W \quad (3.2)$$

Donde:

$S_a$  = Aceleración del espectro respuesta en el periodo inicial del modo 1 (0.81 s) del espectro de respuesta definido en II-2 del presente documento. ( $S_a = 0.93g$ ). Notar que  $S_a$  se podría obtener usando el periodo con inercias efectivas.

$W$  = Peso sísmico efectivo

$C_m$  = Factor de masa efectivo es igual a 0.90, obtenido de la tabla 7.4 de la ASCE/SEI 41-17. Si el periodo es mayor a 1.0s,  $C_m = 1.0$ .

$C_1$  = Factor de modificación relacionado al desplazamiento inelástico máximo esperado para periodos menores a 0.2s, no necesita ser mayor que el valor que resulta para un periodo de  $T=0.2$ s. Para periodos mayores a 1.0s, el valor de  $C_1 = 1.0$ . Para calcular  $C_1$  se aplica la ecuación 3.3, donde  $a$  es un factor a la clase de sitio siendo igual 60 para clase D. La relación de resistencia de fluencia con la capacidad elástica al corte en la base se define en la ecuación 3.4.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a T^2} \quad (3.3)$$

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_{base}/W} C_m \quad (3.4)$$

$C_2$  = Factor de modificación para representar el efecto de la forma histerética apretada, degradación de la rigidez cíclica y deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodo mayores a  $T = 0.7$ s,  $C_2 = 1.0$ , y se define en la ecuación 3.5.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{\mu_{strength} - 1}{T} \right)^2 \quad (3.5)$$

El cálculo del esfuerzo de corte según ASCE-SEI 41-17 se muestra en la ecuación 3.6. Este esfuerzo de corte representa a 97.5% del peso de la estructura. Este esfuerzo de corte corresponde al requerido para que la estructura se comporte en forma elástica. Si se usara el esfuerzo de corte del análisis estático de la NCh433-1996 (ecuación 3.9) se obtendría un

esfuerzo de corte de 713 tonf, equivalente al 16.9% del peso de la estructura. Este esfuerzo de corte se obtiene con la ecuación 3.7.

$$V = (1.16)(1.00)(0.90)(0.93)(4219) = 4112 \text{ tonf} \quad (3.6)$$

$$V_o = C I P \quad (3.7)$$

Donde:

$C$  = Coeficiente sísmico

$$C = \frac{2.75 S A_o}{g T} \left( \frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (3.8)$$

$I$  = Factor de importancia, está destinado a la habitación privada no pertenece a las categorías de ocupación I, III o IV.

$P$  = Peso total del edificio

$$V_o = (0.17)(1.00)(4219) = 713 \text{ tonf} \quad (3.9)$$

La distribución vertical de la fuerza lateral para cada nivel de piso se determina según ASCE-SEI 41-17 mediante la ecuación 3.10. El factor de distribución vertical ( $C_{vx}$ ) se define en la ecuación 3.11. La tabla III-5 muestra las cargas laterales aplicadas a los pisos. Se aplica las cargas definidas en la tabla III-5 a los centros de masa en una sola dirección debido a que la estructura es simétrica. La figura III-3 muestra la deformada de la estructura para las fuerzas laterales. El desplazamiento máximo en el techo es 0.28 m que corresponde a una deriva de techo de 0.011.

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.10)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.11)$$

Donde:

$w_i$  y  $w_x$  = Porción del peso sísmico efectivo ubicado o asignado al nivel  $i$  o  $x$ .

$h_i$  y  $h_x$  = Altura desde la base hasta el nivel  $i$  o  $x$

$k$  = Exponente relativo al periodo de la estructura es igual a 1.16.

Tabla III-5: Fuerzas laterales aplicadas a cada piso

<b>Piso</b>	<b><math>w_x</math> tonf</b>	<b><math>h_x</math> m</b>	<b><math>w_x h_x^k</math></b>	<b><math>C_{vx}</math></b>	<b><math>F_x</math> tonf</b>
8	459	26.0	19763	0.21	858
7	525	22.8	19424	0.21	844
6	525	19.6	16311	0.17	708
5	525	16.4	13276	0.14	577
4	545	13.2	10722	0.11	466
3	545	10.0	7781	0.08	338
2	545	6.8	4984	0.05	216
1	552	3.6	2425	0.03	105
Total	4219		94686		4112

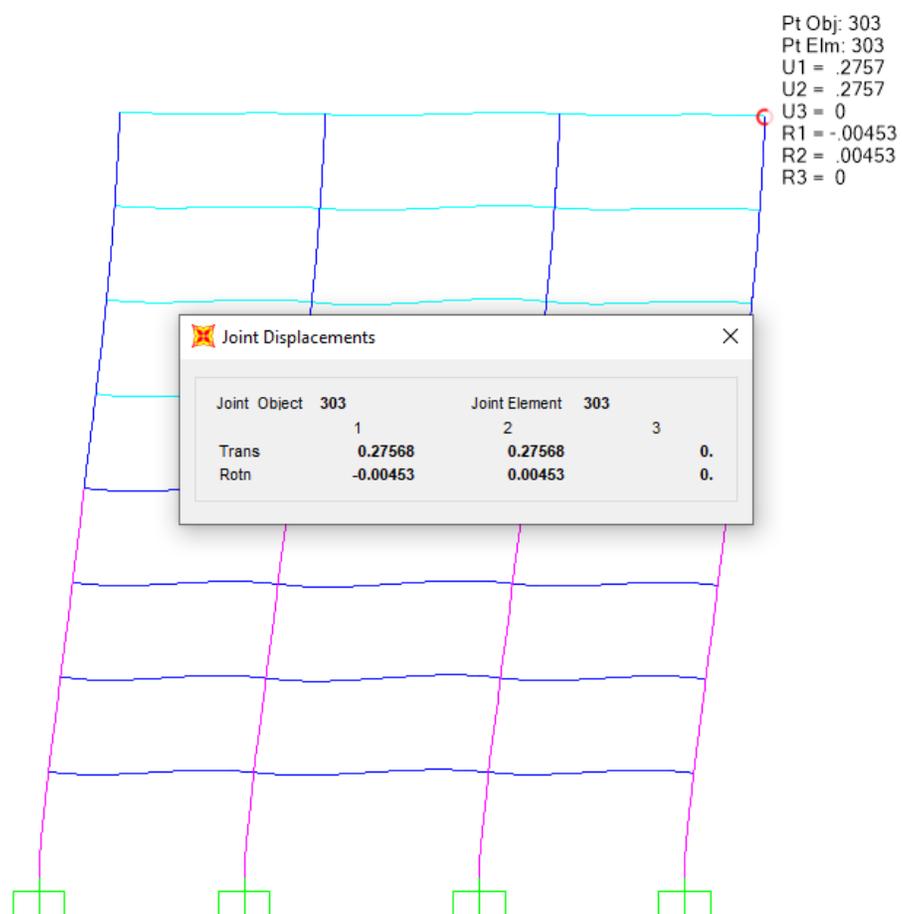


Figura III-3: Deformada de la estructura y desplazamiento máximo en el techo para la aplicación de las fuerzas laterales

## IV EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO UTILIZANDO MÉTODO ELÁSTICO

En este capítulo se evalúa el desempeño de las columnas y vigas según el ACI 369.1-17. En la sección 7.5 del ASCE/SEI 41-17 se define los criterios de aceptación de las acciones de fuerza y deformación para cada elemento. Las acciones controladas por deformación se definen en las tablas del capítulo 3 y 4 del ACI369.1-17.

### IV.1 Criterios de aceptación

La tabla IV-1 muestra un resumen de los factores  $m$  para columnas, definidos en el ACI369.1-17. que se utilizan en los procedimientos para evaluar el desempeño. Los parámetros de las columnas que utiliza para determinar el factor  $m$  son: la relación de la carga axial ( $N_{UD}/A_g f'_{cE}$ ), la relación de refuerzo transversal ( $\rho_t = A_v/b s$ ) y la relación demanda-capacidad de corte ( $V_{yE}/V_{ColE}$ ). La demanda de corte  $V_{yE}$  es la fuerza de corte de la columna utilizando rigideces efectivas y materiales esperados. La capacidad de corte de las columnas se determina mediante la ecuación 4.1 ,definida en la ACI369.1-17 numeral 4.2.3.1. En la tabla IV-I, OP es el estado de ocupación inmediata, LS es el estado de seguridad vital y CP es el estado de prevención de colapso.

Tabla IV-1: Factores m para columnas con procedimientos lineales

$\frac{N_{UD}}{(A_g f'_{cE})}$	$\rho_t$	$\frac{V_{yE}}{V_{Col0E}}$	factores m		
			IO	LS	CP
$\leq 0.1$	$\geq 0.0175$	$\geq 0.2$ $< 0.6$	1.7	3.4	4.2
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 0.2$ $< 0.6$	1.5	2.6	3.2
$\leq 0.1$	$\geq 0.0175$	$\geq 0.6$ $< 1.0$	1.5	2.7	3.3
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 0.6$ $< 1.0$	1.3	1.9	2.3
$\leq 0.1$	$\geq 0.0175$	$\geq 1.0$	1.3	1.8	2.2
$\geq 0.7$	$\geq 0.0175$	$\geq 1.0$	1.0	1.0	1.0
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 1.0$	1.1	1.0	1.1
$\geq 0.7$	$\leq 0.0005$	$\geq 1.0$	1.0	1.0	1.0

$$V_{Col0E} = \left[ \alpha_{col} \left( \frac{A_v f_{yE} d}{s} \right) + \lambda \left( \frac{0.5 \sqrt{f'_{cE}}}{M_{UD}/V_{UD} d} \sqrt{1 + \frac{N_{UG}}{0.5 A_g \sqrt{f'_{cE}}}} \right) 0.8 A_g \right] \quad (4.1)$$

Donde:

$\lambda = 1.0$  (Para hormigón agregado de peso normal)

$N_{UG}$  = Fuerza de compresión axial

$M_{UD}/V_{UD} d$  = Relación más grande entre momento y cortante, no se tomará más de 4 ni menos de 2. El momento de diseño ( $M_{UD}$ ) y cortante de diseño ( $V_{UD}$ ) son debido a la aplicación de cargas de gravedad y fuerzas sísmicas.

$\alpha_{col} = 1.0$  (Parámetro adimensional)

La tabla IV-2 muestra los resultados de la relación demanda-capacidad de corte de las columnas esquineras. La fuerza de compresión axial ( $N_{UG}$ ) corresponde a la aplicación de

la combinación de carga de la ecuación 3.1. El primer término de la ecuación 4.1 está representado por  $x_1$  y el segundo término por  $x_2$ . La tabla IV-3 muestra el resultado de los factores m para columnas, obtenidos con los parámetros de la tabla IV-1, y usando interpolación lineal.

Tabla IV-2: Relación demanda-capacidad de corte

<b>Pisos</b>	<b><math>N_{UG}</math> tonf</b>	<b><math>x_1</math> tonf</b>	<b><math>x_2</math> tonf</b>	<b><math>V_{Col0E}</math> tonf</b>	<b><math>V_{yE}</math> tonf</b>	<b><math>\frac{V_{yE}}{V_{Col0E}}</math></b>
1	273	157	59	216	436	2.02
2	238	157	56	213	420	1.97
3	203	157	54	211	390	1.85
4	167	157	51	208	349	1.68
5	132	105	48	153	298	1.95
6	98	105	45	150	239	1.60
7	64	105	42	147	167	1.14
8	30	105	39	143	83	0.58

Tabla IV-3: Factores m para evaluar las columnas con procedimientos lineales

<b>Pisos</b>	<b><math>\frac{N_{UD}}{(A_g f'_{cE})}</math></b>	<b><math>\rho_t</math></b>	<b><math>\frac{V_{yE}}{V_{Col0E}}</math></b>	<b>Factores m</b>		
				<b>IO</b>	<b>LS</b>	<b>CP</b>
1	0.11	0.0065	2.02	1.11	1.28	1.42
2	0.09	0.0065	1.97	1.17	1.28	1.49
3	0.08	0.0065	1.85	1.17	1.28	1.49
4	0.07	0.0065	1.68	1.17	1.28	1.49
5	0.05	0.0043	1.95	1.14	1.18	1.35
6	0.04	0.0043	1.60	1.14	1.18	1.35
7	0.02	0.0043	1.14	1.14	1.18	1.35
8	0.01	0.0043	0.58	1.54	2.78	3.42

La tabla IV-4 muestra un resumen de los factores  $m$  para vigas con procedimientos lineales que están definidos en la ACI369.1-17. Los parámetros que se utilizan para determinar los factores  $m$  de las vigas son: la cuantía del acero a tracción definida en la ecuación 4.2, la cuantía del acero a compresión definida en la ecuación 4.3, la cuantía balanceada definida en la ecuación 4.4 (Morales, 2006), el tipo de refuerzo transversal conforme y no conforme (el refuerzo transversal es conforme si los estribos están espaciados a menos o igual a  $h/2$  dentro de la zona de confinamiento, de lo contrario se considera no conforme) y el esfuerzo de corte ( $V$ ). Para estas vigas se consideró refuerzo transversal conforme (C). La tabla IV-5 muestra los factores  $m$  que se utilizan para evaluar las vigas controladas por flexión. En esa tabla  $V$  es el corte en las vigas debido a la aplicación de las fuerzas laterales definidas en la tabla III-5 utilizando rigideces efectivas y materiales esperados.

Tabla IV-4: Factores  $m$  para vigas con procedimientos lineales

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_{CE}}}$	Factores $m$		
			IO	LS	CP
$\leq 0.0$	C	$\leq 0.25$	3	6	7
$\leq 0.0$	C	$\geq 0.50$	2	3	4
$\geq 0.5$	C	$\leq 0.25$	2	3	4
$\geq 0.5$	C	$\geq 0.50$	2	2	3

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \quad (4.2)$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b d} \quad (4.3)$$

$$\rho_{bal} = 0.85 \beta_1 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \right) \quad (4.4)$$

Donde:

$\beta_1$  = Parámetro adimensional para  $f'_c$  de 35 MPa es igual a 0.80

Tabla IV-5: Factores m para evaluar las vigas con procedimientos lineales (MPa)

Piso	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	V tonf	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_{CE}}}$	Factores m		
				IO	LS	CP
1	-0.79	296	1.28	2.0	3.0	4.0
2	-0.79	323	1.40	2.0	3.0	4.0
3	-0.79	304	1.31	2.0	3.0	4.0
4	-0.79	285	1.23	2.0	3.0	4.0
5	-0.43	240	1.04	2.0	3.0	4.0
6	-0.43	194	0.84	2.0	3.0	4.0
7	-0.43	138	0.60	2.0	3.0	4.0
8	-0.43	83	0.36	2.6	4.7	5.7

La verificación de la unión viga-columnas pretende que las fuerzas a las que están sometidas los elementos estructurales sean transmitidas a los elementos de soporte. La resistencia al corte en la unión se calcula mediante la ecuación (4.5). El área de la sección transversal efectiva de una viga-columna está definida por la ecuación (4.6).

$$V_j = 0.083 \lambda \gamma \sqrt{f'_{CE}} A_j \quad (4.5)$$

Donde:

$V_j$  = Resistencia al corte en la unión (MPa)

$\lambda = 1.0$  (Para hormigón agregado de peso normal)

$A_j$  = Área de sección transversal efectiva de la unión viga-columna

$$A_j = b_j h_c \quad (4.6)$$

$b_j$  = Ancho de la unión

$$b_j = \min \begin{pmatrix} b_c \\ b_v + h_c \\ b_v + 2c \end{pmatrix} \quad (4.7)$$

La tabla IV-6 muestra los valores del coeficiente  $\gamma$  para el cálculo de la resistencia al corte en la unión que están definidas en la ACI369.1-17 en el numeral 4.2.3.2. La tabla IV-7 muestra un resumen de los criterios de aceptación para la unión viga-columna con procedimientos lineales que están definidos en el ACI369.1-17. Los valores para el factor  $m$  en procedimientos lineales donde se considera solo componentes primarios es igual a 1 en todos casos.

Tabla IV-6: Valores de  $\gamma$  para el cálculo de la resistencia de la unión

Refuerzo transversal	Unión interior		Otras uniones		
	Unión interior con vigas transversales	Unión interior sin vigas transversales	Unión exterior con vigas transversales	Unión exterior sin vigas transversales	Articulación con o sin vigas transversales
C ( $< h_c / 2$ )	20	15	15	12	8
NC ( $> h_c / 2$ )	12	10	8	6	4

Tabla IV-7: Factores m para la unión viga-columna con procedimientos lineales

$\frac{P}{A_g f'_{cE}}$	Refuerzo transversal	$\frac{V}{V_j}$	Factores m		
			IO	LS	CP
$\leq 0.1$	C	$\leq 1.2$	1	1	1
$\leq 0.1$	C	$\geq 1.5$	1	1	1
$\geq 0.4$	C	$\leq 1.2$	1	1	1
$\geq 0.4$	C	$\geq 1.5$	1	1	1

## IV.2 Evaluación del desempeño

Según el ACI 369.1-17, los procedimientos lineales no se utilizan a menos que las demandas del sismo en el edificio cumpla con los requisitos de relación demanda-capacidad (DCR). La relación demanda-capacidad (DCR) no debe exceder el menor de 3 y el factor m para las demandas de fuerza axial, momento y cortante de cada elementos estructural. La ecuación 4.8 muestra la relación demanda-capacidad definida en la ASCE/SEI 41-17.

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (4.8)$$

Donde:

$Q_{CE}$  = Resistencia esperada del elemento.

$Q_{UD}$  = Fuerza causada por cargas de gravedad y fuerzas sísmicas

$$Q_{UD} = Q_G + Q_E \quad (4.9)$$

Donde:

$Q_G$  = Fuerza causada por cargas de gravedad

$Q_E$  = Fuerza causada por fuerzas sísmicas.

La tabla IV-8 muestra la clasificación de las demandas de ductilidad de los elementos en función del valor de DCR para procedimientos lineales de acuerdo a las ACI369.1-17. Las tabla IV-9 y IV-10 muestran la verificación de los DCR para el momento de las columnas centrales y vigas, respectivamente. El momento resistente  $M_{CE}$  para columnas y vigas se obtiene utilizando rigideces efectivas y materiales esperados. El valor máximo de DCR para el momentos de las columnas es 1.18 obtenido en el primer piso. El valor máximo de DCR en vigas es 1.20 obtenido en el último piso. La verificación de los DCR para la fuerza axial y cortante de columnas y vigas se encuentra en el anexo 4.

Tabla IV-8: Clasificación de demanda de ductilidad de los elementos.

<b>Valor máximo de la relación demanda-capacidad (DCR)</b>	<b>Descripción</b>
Menos de 2	Demanda de baja ductilidad
2 hasta 4	Demanda de ductilidad moderada
Mayor que 4	Demanda de alta ductilidad

Tabla IV-9: Verificación de los DCR para momento en columnas centrales

<b>Nivel</b>	<b><math>M_G</math> tonf - m</b>	<b><math>M_E</math> tonf - m</b>	<b><math>M_{UD}</math> tonf - m</b>	<b><math>M_{CE}</math> tonf - m</b>	<b>DCR</b>
1	1.2	72.8	71.6	60.8	1.18
2	3.1	50.4	47.3	44.7	1.06
3	3.5	42.9	39.4	41.1	0.96
4	4.3	38.9	34.7	37.7	0.92
5	4.2	36.4	32.2	33.7	0.96
6	3.9	22.1	18.2	25.0	0.73
7	4.0	12.2	8.2	18.0	0.45
8	5.1	4.4	0.8	10.9	0.07

Tabla IV-10: Verificación de los DCR para momento en vigas

Nivel	$M_G$ tonf - m	$M_E$ tonf - m	$M_{UD}$ tonf - m	$M_{CE}$ tonf - m	DCR
1	16.2	44.1	60.3	61.7	0.98
2	16.2	49.6	65.7	62.0	1.06
3	16.1	47.9	64.0	58.7	1.09
4	16.1	45.1	61.2	54.6	1.12
5	15.7	32.4	48.2	45.7	1.05
6	15.7	26.9	42.6	40.0	1.07
7	15.7	19.2	35.0	32.7	1.07
8	13.2	11.9	25.0	20.8	1.20

La fluencia y la ductilidad de los elementos, cuando se espera que ocurran, se contabilizan con factores de modificación aplicados a la capacidad del componente. Las capacidades de resistencia de los elementos  $Q_{CE}$ , se multiplican por factores  $m$  para obtener una resistencia elástica equivalente de los elementos. La resistencia elástica  $mQ_{CE}$  varía según el objetivo de desempeño esperado como se muestra en la figura IV-1.

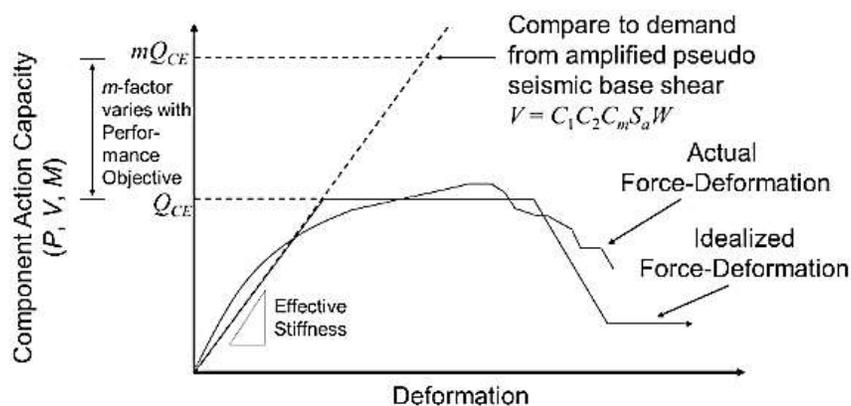


Figura IV-1: Relaciones de fuerza-desplazamiento de componentes controlados por deformación y terminología utilizada en ACI369.1-17

La segunda verificación es la evaluación de la aceptabilidad de las acciones de fuerza y deformación para las columnas y vigas. Las acciones controladas por la deformación deben satisfacer la ecuación 4.10. Las tablas IV-11 y IV-12 muestran los resultados de la verificación de criterios de aceptación para columnas centrales y vigas respectivamente para momento. La tabla muestra que la mayor razón  $M_{UD} / m k M_{CE}$  es 1.22. Esto significa que para el estado de ocupación inmediata (IO) las columnas tienen un 22% más de esfuerzo que el que pueden resistir. La verificación de criterios de aceptación para columnas y vigas para fuerza axial y cortante se encuentra en el anexo 5.

$$m k M_{CE} > M_{UD} \quad (4.10)$$

Donde:

$m$  = Factor de modificación (para columnas de la tabla IV-3 y para vigas de la tabla IV-5).

$M_{CE}$  = Momento resistente a las solicitaciones.

$k$  = Factor de conocimiento es igual a 0.9.

Tabla IV-11: Verificación de criterios de aceptación para columnas centrales - momento

Pisos	m			$M_{CE}$	$M_{UD}$	$M_{UD} / m k M_{CE}$		
	IO	LS	CP			IO	LS	CP
1	1.11	1.28	1.42	74.0	60.8	1.22	1.06	0.95
2	1.17	1.28	1.49	47.3	44.7	1.01	0.92	0.79
3	1.17	1.28	1.49	39.4	41.1	0.91	0.83	0.72
4	1.17	1.28	1.49	34.7	37.7	0.87	0.80	0.69
5	1.14	1.18	1.35	32.2	33.7	0.93	0.90	0.79
6	1.14	1.18	1.35	18.2	25.0	0.71	0.68	0.60
7	1.14	1.18	1.35	8.2	18.0	0.44	0.43	0.37
8	1.54	2.78	3.42	0.8	10.9	0.05	0.03	0.02

Tabla IV-12: Verificación de criterios de aceptación para vigas – momento

Pisos	m			$M_{CE}$	$M_{UD}$	$M_{UD} / m k M_{CE}$		
	IO	LS	CP			IO	LS	CP
1	2.00	3.00	4.00	60	62	0.54	0.36	0.27
2	2.00	3.00	4.00	66	62	0.59	0.39	0.29
3	2.00	3.00	4.00	64	59	0.61	0.40	0.30
4	2.00	3.00	4.00	61	55	0.62	0.41	0.31
5	2.00	3.00	4.00	48	46	0.59	0.39	0.29
6	2.00	3.00	4.00	43	40	0.59	0.39	0.30
7	2.00	3.00	4.00	35	33	0.59	0.40	0.30
8	2.57	4.72	5.72	25	21	0.52	0.28	0.23

La tercera verificación que se realizó en este trabajo consiste en evaluar la ubicaciones de las deformaciones inelásticas para que sean consistentes con la resistencia. Para calcular el desplazamiento máximo (ecuación 4.11) y ubicación del punto de desempeño se usó el análisis modal espectral con el modelo estructural con rigideces efectivas. Posteriormente el desplazamiento máximo se multiplicará por los factores de modificación  $C_1$  y  $C_2$ . La tabla IV-13 muestra el cálculo del punto de fluencia en dirección X, el que se considera equivalente para la dirección Y porque la estructura es simétrica. El factor de participación modal está definido en la ecuación 4.12. El primer modo de vibración es un modo traslacional en la dirección X, por tanto usando el vector característico se calcula el desplazamiento del techo. De igual forma se usa el modo 2 (modo traslacional en la dirección Y), para predecir el punto de fluencia.

$$\delta_{im} = PF_{im} * S_d \quad (4.11)$$

Donde:

$S_d$  = Valor espectral de desplazamiento.

$PF_{im}$  = Factor de participación modal para el modo m de cada nivel i.

$$PF_{im} = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im}^2) / g} \right] \phi_{im} \quad (4.12)$$

$w_i / g$  = Masa asignada al nivel i.

$\phi_{im}$  = amplitud del modo m en el nivel i.

Tabla IV-13: Calculo del punto de fluencia usando el modo 1 con rigideces efectivas

Piso	Peso tonf	Masa	$\phi_1$	Masa ( $\phi_1$ )	Masa ( $\phi_1$ ) <sup>2</sup>	$PF_m$	$\delta_m$ m
1	552	56	0.0034	0.19	0.001	0.20	0.02
2	545	56	0.0069	0.39	0.003	0.41	0.05
3	545	56	0.0104	0.58	0.006	0.61	0.07
4	545	56	0.0136	0.75	0.010	0.79	0.09
5	525	53	0.0167	0.90	0.015	0.98	0.11
6	525	53	0.0195	1.04	0.020	1.14	0.13
7	525	53	0.0215	1.15	0.025	1.26	0.15
8	459	47	0.0226	1.05	0.024	1.32	<b>0.15</b>
Total	13886	1415	0.1145	6.04	0.103	6.70	

La curva de capacidad del edificio se puede aproximar conociendo el punto de fluencia del edificio y el punto de desplazamiento máximo. Se grafica la curva bilineal con el primer segmento que parte desde el origen hasta el punto de fluencia y el segmento en el rango plástico se puede aproximar graficándolo con una pendiente entre cero y 10%. La figura IV-

2 muestra la representación del procedimiento estático lineal. El punto de fluencia se verificará cuando se analice la estructura con métodos de análisis no lineal.

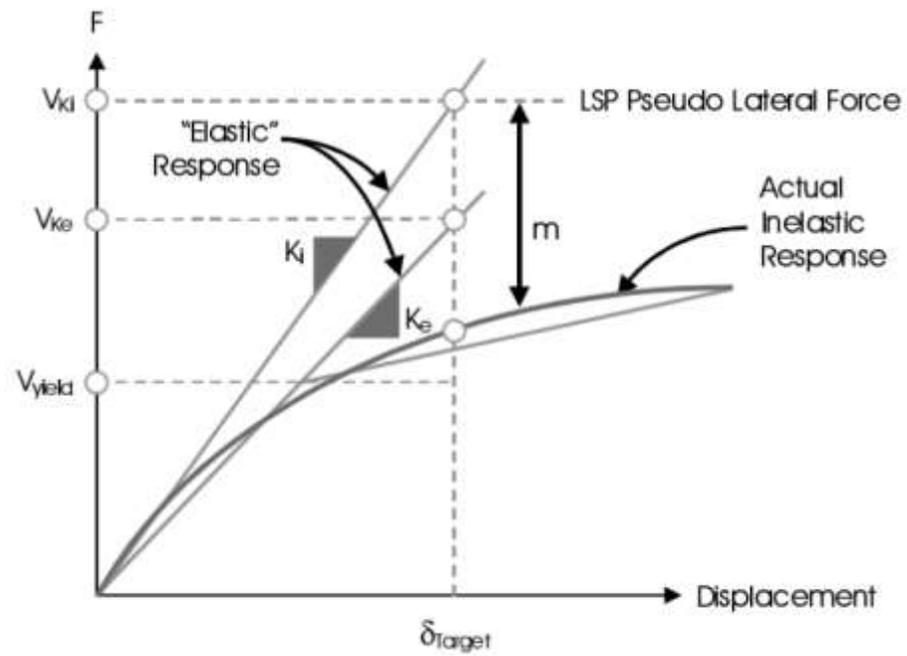


Figura IV-2: Representación del procedimiento estático lineal

## V CONCLUSIONES

Con base a los resultados obtenidos del diseño de sísmico de la estructura en estudio se tiene las siguientes conclusiones:

- La deriva máxima obtenida del análisis sísmico en la dirección de acción sísmica cumple con lo establecido en la NCh433. La deriva de entrepiso máxima de 0.0011 es menor que el límite de 0.002 de la NCh433.
- La relación demanda-capacidad de las columnas son menores a 1.0, lo que verifica que las secciones y armado de las columnas cumplen con los requisitos de diseño.
- La relación demanda-capacidad las vigas a flexión y corte también son menores a 1.0, por lo tanto las vigas definidas cumplen con los requisitos de diseño.

Con base a los resultados obtenidos del desempeño sísmico utilizando el procedimiento estático lineal (LSP) se tiene las siguientes conclusiones:

- Los valores obtenidos de relación demanda-capacidad en columnas y vigas fueron menores a 2.0, por lo que los elementos se clasifican como demanda de baja ductilidad
- Todas las vigas y columnas cumplieron con lo establecido en la ASCE-SEI 41-17 para la relación demanda-capacidad no exceden el menor de 3 por lo que los procedimientos lineales son aplicables en el edificio en estudio.
- Las columnas de la planta baja tienen una relación demanda-capacidad mayor a 1, entonces superan su capacidad en la acción de momento, sin embargo las demás columnas tienen una relación de interacción de menos de uno usando los factores  $m$  para todos los esfuerzos (fuerza axial, corte y momento).

- Al realizar la comparación de los desplazamiento máximos en el techo evaluados previamente (sección III-3). Se tiene un desplazamiento de 0.28 m y el punto de fluencia se llega con un desplazamiento de 0.15 m en el piso 8, por lo tanto la estructura estará trabajando en el rango inelástico.

## BIBLIOGRAFIA

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary* (ACI 318-19).

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). (2017). *Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings and Commentary* (ACI 369.1-17).

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE/SEI 41-17)

BERTERO V (1997), *Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines*, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Slovenia.

BONETT D., RICARDO LEÓN, (2003), *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*, Universidad Politécnica de Cataluña. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Barcelona, España.

CALCINA, R (2017), Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal. Tacna, Peru.

CHICAS, R, DIAZ, W Y VENTURA, E (2015). Propuesta y aplicación de la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico para edificaciones. San Salvador, El Salvador.

DECRETO NÚMERO 60 (DS60). (2011). *Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado*. Diario Oficial de la República de Chile.

DECRETO NÚMERO 61 (DS61). (2010). *Diseño Sísmico de Edificios*. Diario oficial de la República de Chile.

DIAZ, J Y DIAZ, C (2020) *Evaluación de desempeño sísmico del hospital Regional de Lambayeque, ubicado en la provincia de Chiclayo*, Lambayeque, Peru

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA). (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors* (FEMA P-695).

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA). (2006). *Example Application Guide for ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings with Additional Commentary for ASCE/SEI 41-17* (FEMA P-597).

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN (INN). (1996). *Diseño sísmico de edificios (NCh433 Of. 1996 Mod 2009)*. Santiago, Chile.

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN (INN). (2017). *Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga (NCh3171)*. Santiago, Chile.

MADARIAGA, R (1998) *Sismicidad de Chile*. Paris, France

MORALES, R (2006) *Diseño en concreto armado*. Lima, Perú

PEREZ, A (2019) *Evaluación del desempeño sísmico en edificaciones esenciales mediante la aplicación del análisis inelástico por desplazamientos*. Chiclayo, Peru.

ROJAS, D Y MENDOZA, J (2018) *Diseño sísmico mediante un método de desplazamiento para el Control de la deriva máxima, aplicado al edificio Arcalay*. Managua, Nicaragua

**ANEXOS**

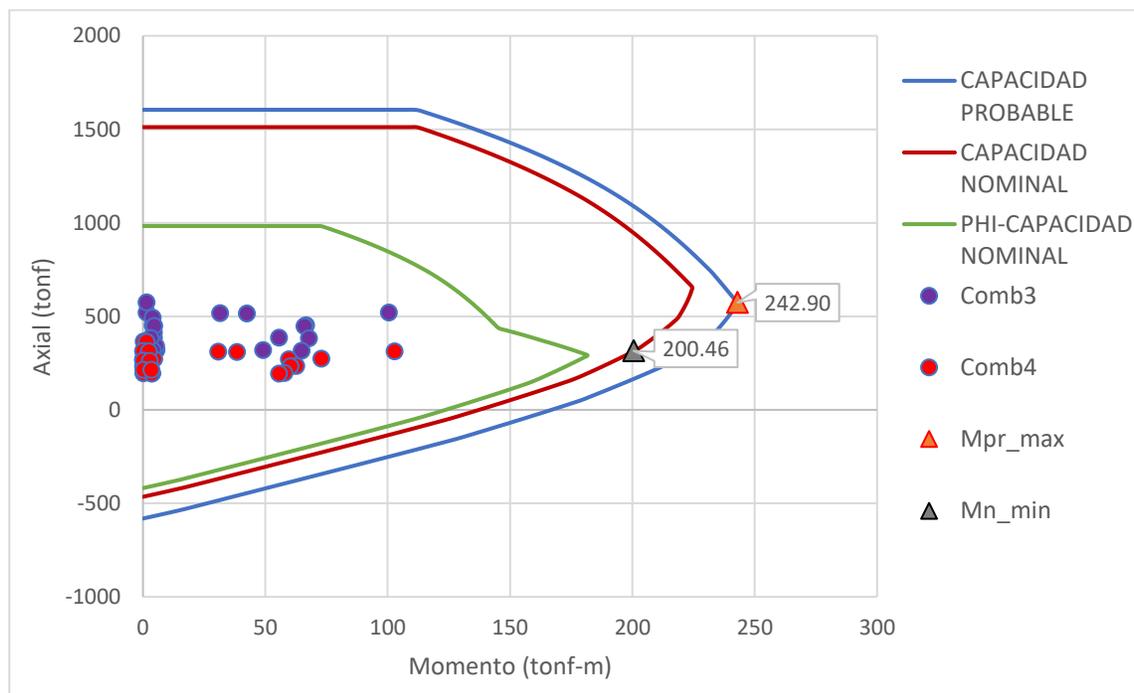
**ANEXO 1. CANTIDADES DE ACERO PARA CADA TIPO COLUMNA Y LA  
RAZÓN DEL ACERO REQUERIDO/EFFECTIVO.**

<b>Pisos</b>	<b>N° de Columna</b>	<b>As mínimo cm<sup>2</sup></b>	<b>As máximo cm<sup>2</sup></b>	<b>As requerido cm<sup>2</sup></b>	<b>As efectivo cm<sup>2</sup></b>	<b>Razón acero req./efectivo</b>
1 al 4	C01	49.00	392	84.45	110.72	0.76
	C02	49.00	392	70.97	110.72	0.64
	C03	49.00	392	70.97	110.72	0.64
	C04	49.00	392	84.45	110.72	0.76
	C05	49.00	392	70.97	110.72	0.64
	C06	49.00	392	78.29	110.72	0.71
	C07	49.00	392	78.29	110.72	0.71
	C08	49.00	392	70.97	110.72	0.64
	C09	49.00	392	70.97	110.72	0.64
	C10	49.00	392	78.29	110.72	0.71
	C11	49.00	392	78.29	110.72	0.71
	C12	49.00	392	70.97	110.72	0.64
	C13	49.00	392	84.45	110.72	0.76
	C14	49.00	392	70.97	110.72	0.64
	C15	49.00	392	70.97	110.72	0.64
	C16	49.00	392	84.45	110.72	0.76

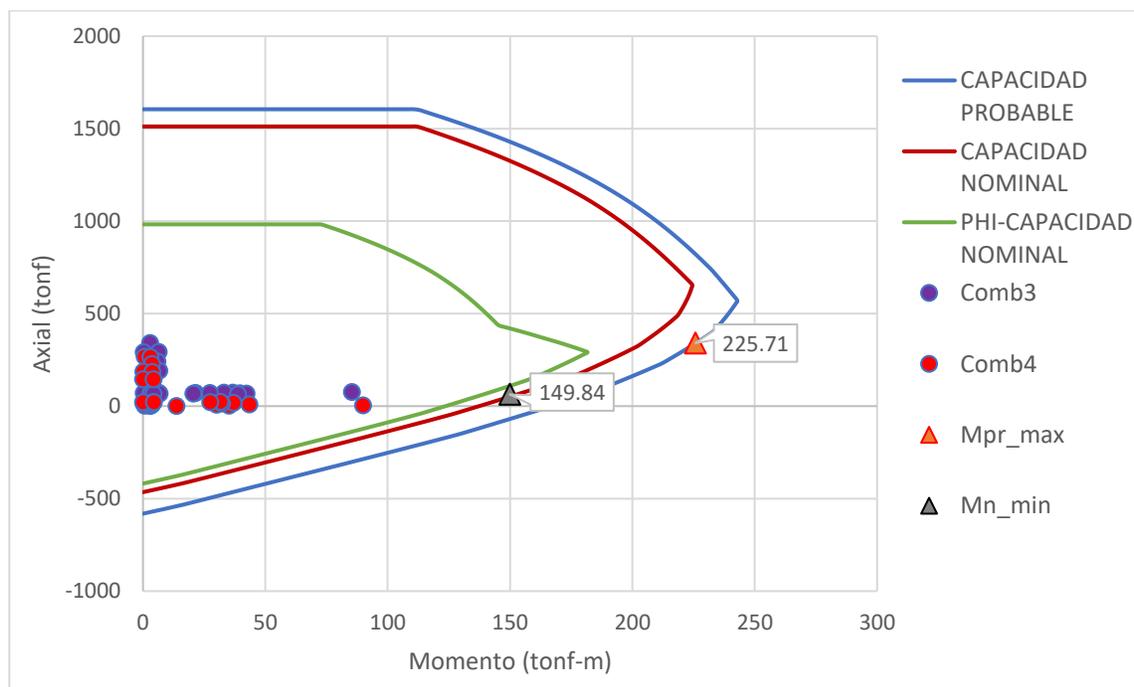
<b>Pisos</b>	<b>N° de Columna</b>	<b>As mínimo cm<sup>2</sup></b>	<b>As máximo cm<sup>2</sup></b>	<b>As requerido cm<sup>2</sup></b>	<b>As efectivo cm<sup>2</sup></b>	<b>Razón acero req./efectivo</b>
5 al 8	C01	49.00	392	49.00	71.44	0.69
	C02	49.00	392	56.84	71.44	0.80
	C03	49.00	392	56.84	71.44	0.80
	C04	49.00	392	49.00	71.44	0.69
	C05	49.00	392	56.84	71.44	0.80
	C06	49.00	392	49.00	71.44	0.69
	C07	49.00	392	49.00	71.44	0.69
	C08	49.00	392	56.84	71.44	0.80
	C09	49.00	392	56.84	71.44	0.80
	C10	49.00	392	49.00	71.44	0.69
	C11	49.00	392	49.00	71.44	0.69
	C12	49.00	392	56.84	71.44	0.80
	C13	49.00	392	49.00	71.44	0.69
	C14	49.00	392	56.84	71.44	0.80
	C15	49.00	392	56.84	71.44	0.80
	C16	49.00	392	49.00	71.44	0.69

## ANEXO 2. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS

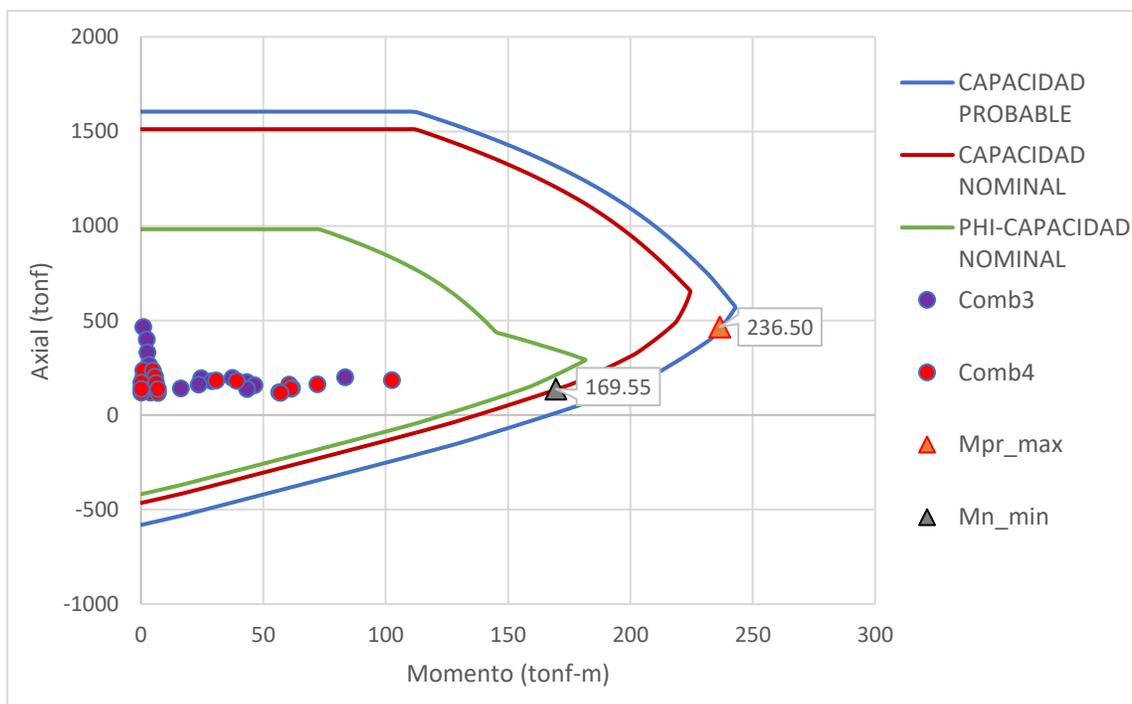
### Diagrama de interacción de las columnas centrales tipo 1



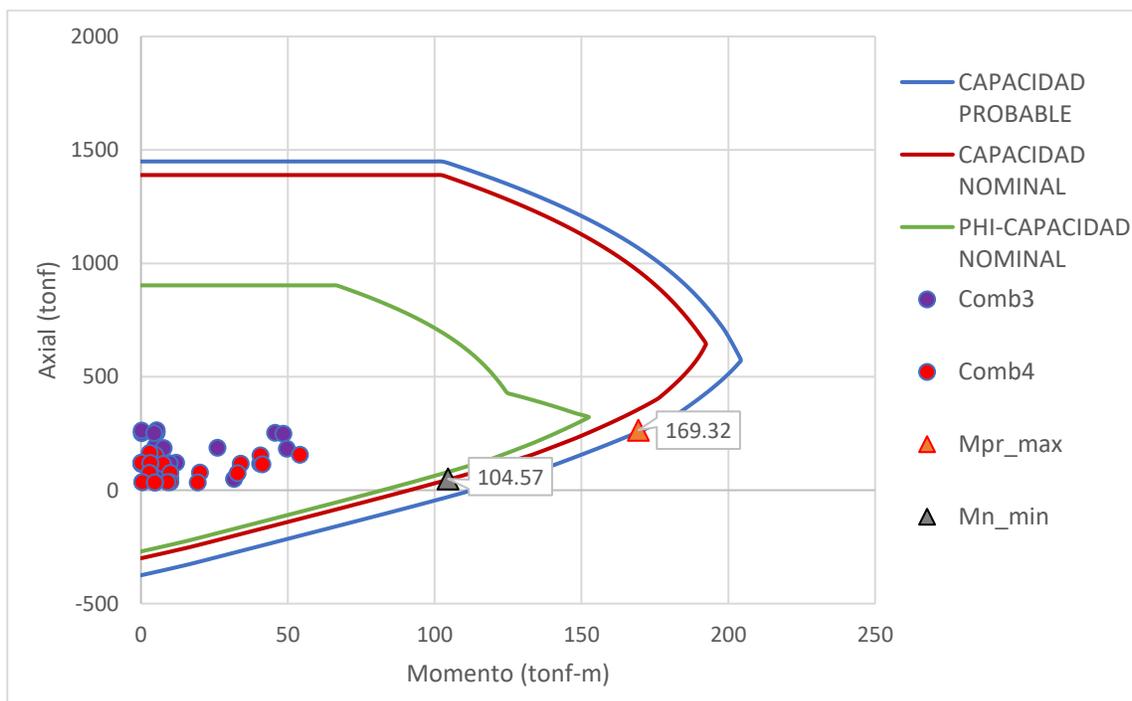
### Diagrama de interacción de las columnas esquineras tipo 1



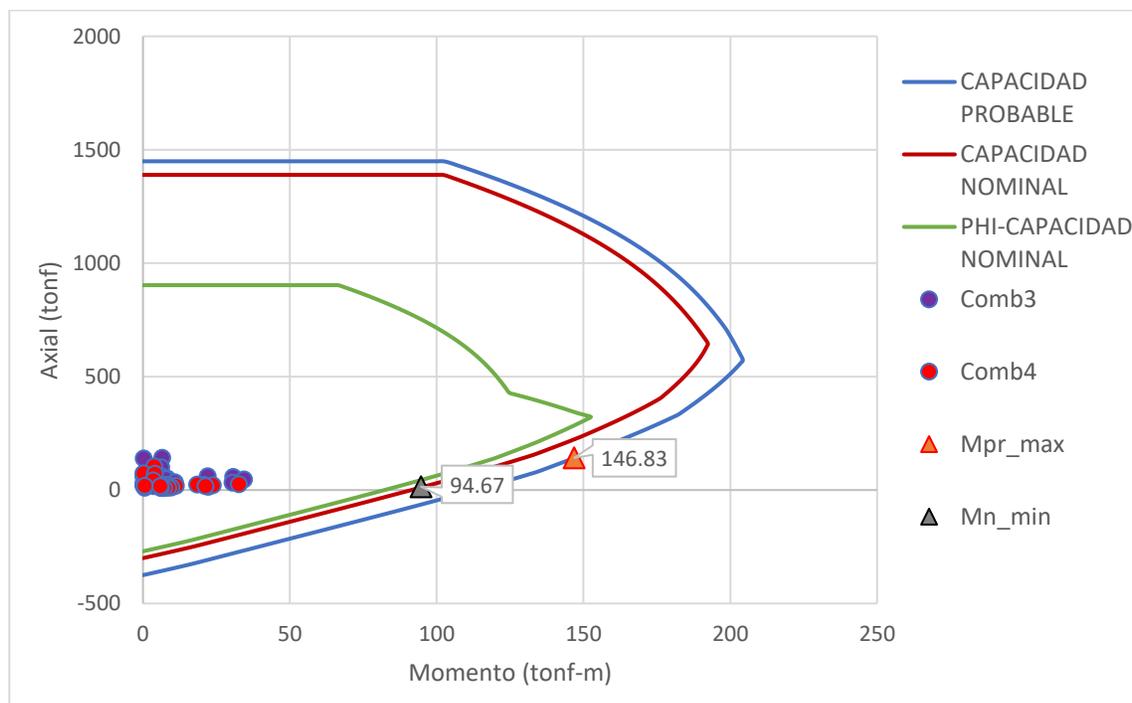
**Diagrama de interacción de las columnas de borde tipo 1**



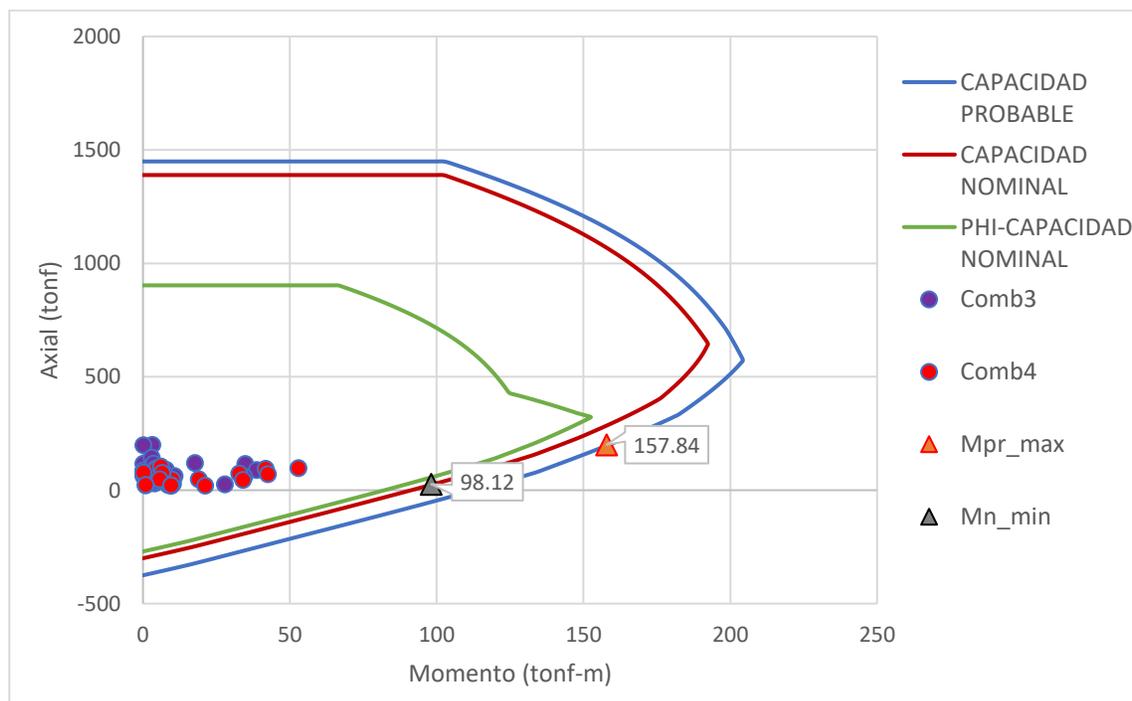
**Diagrama de interacción de las columnas centrales tipo 2**



**Diagrama de interacción de las columnas esquineras tipo 2**



**Diagrama de interacción de las columnas de borde tipo 1**



### ANEXO 3. RAZÓN DEMANDA CAPACIDAD DE LAS COLUMNAS

Razón demanda/capacidad de columnas centrales

<b>Piso</b>	<b>M22 tonf-m</b>	<b>Mn tonf-m</b>	<b>M33 tonf-m</b>	<b>Mn tonf-m</b>	<b>Razón</b>
1	3.90	6.53	74.49	115.60	0.879
2	3.90	9.16	58.06	107.51	0.687
3	4.38	12.81	55.58	112.99	0.599
4	5.99	19.89	53.32	120.52	0.535
5	4.91	18.53	48.46	112.21	0.507
6	5.28	23.43	43.49	119.69	0.428
7	4.60	37.37	40.61	135.98	0.323
8	7.64	104.73	32.7	132.12	0.258

Razón demanda/capacidad de columnas esquineras

<b>Piso</b>	<b>M22 tonf-m</b>	<b>Mn tonf-m</b>	<b>M33 tonf-m</b>	<b>Mn tonf-m</b>	<b>Razón</b>
1	1.80	6.53	89.95	145.08	0.679
2	10.58	85.34	45.89	180.81	0.282
3	8.61	25.07	42.31	122.84	0.486
4	6.91	35.07	38.83	129.42	0.359
5	4.10	106.74	32.65	101.36	0.324
6	4.03	112.21	31.98	101.36	0.318
7	3.55	115.43	28.28	101.36	0.281
8	9.14	132.12	22.25	101.36	0.230

## Razón demanda/capacidad de columnas de borde

<b>Piso</b>	<b>M22 tonf-m</b>	<b>Mn tonf-m</b>	<b>M33 tonf-m</b>	<b>Mn tonf-m</b>	<b>Razón</b>
1	4.67	14.59	102.85	145.08	0.778
2	10.50	39.90	72.95	139.36	0.586
3	10.23	39.90	65.88	137.44	0.544
4	11.41	53.65	62.53	143.17	0.486
5	10.82	63.73	54.16	135.98	0.433
6	10.82	78.96	47.61	143.20	0.360
7	9.78	69.05	38.66	144.70	0.302
8	14.68	151.73	28.68	114.51	0.268

#### ANEXO 4. VERIFICACION DE DCR DE COLUMNAS Y VIGAS

##### Verificación de los DCR para fuerza axial (tensión) en columnas centrales

Nivel	$Q_G$	$Q_E$	$Q_{UD}$	$Q_{CE}$	DCR < 3
1	440.7	19.5	421.2	439.6	0.96
2	380.9	14.9	366.0	384.4	0.95
3	323.1	10.7	312.5	329.6	0.95
4	266.3	7.0	259.3	274.3	0.95
5	210.3	3.9	206.4	218.6	0.94
6	155.5	2.0	153.5	162.8	0.94
7	100.9	0.7	100.2	105.5	0.95
8	46.7	0.3	46.4	46.5	1.00

##### Verificación de los DCR para fuerza axial (compresión) en columnas centrales

Nivel	$Q_G$	$Q_E$	$Q_{UD}$	$Q_{CE}$	DCR < 3
1	440.7	19.5	460.3	524.5	0.88
2	380.9	14.9	395.8	448.2	0.88
3	323.1	10.7	333.8	376.0	0.89
4	266.3	7.0	273.4	305.8	0.89
5	210.3	3.9	214.3	237.4	0.90
6	155.5	2.0	157.5	172.2	0.91
7	100.9	0.7	101.6	108.8	0.93
8	46.7	0.3	47.0	48.0	0.98

**Verificación de los DCR para cortante en columnas centrales**

<b>Nivel</b>	$V_G$	$V_E$	$V_{UD}$	$V_{CE}$	<b>DCR &lt; 3</b>
1	1.1	35.6	34.5	35.8	0.96
2	2.5	38.7	36.2	36.6	0.99
3	2.9	35.9	33.0	34.3	0.96
4	3.6	33.2	29.6	31.7	0.93
5	3.3	27.7	24.4	26.6	0.92
6	3.3	22.1	18.8	21.8	0.86
7	3.2	15.6	12.4	16.4	0.76
8	4.6	9.0	4.4	10.8	0.41

**Verificación de los DCR para momento en columnas centrales**

<b>Nivel</b>	$M_G$	$M_E$	$M_{UD}$	$M_{CE}$	<b>DCR &lt; 3</b>
1	1.2	72.8	74.0	60.8	1.22
2	3.1	50.4	47.3	44.7	1.06
3	3.5	42.9	39.4	41.1	0.96
4	4.3	38.9	34.7	37.7	0.92
5	4.2	36.4	32.2	33.7	0.96
6	3.9	22.1	18.2	25.0	0.73
7	4.0	12.2	8.2	18.0	0.45
8	5.1	4.4	0.8	10.9	0.07

**Verificación de los DCR para fuerza axial (tensión) en columnas esquineras**

<b>Nivel</b>	<b><math>Q_G</math></b>	<b><math>Q_E</math></b>	<b><math>Q_{UD}</math></b>	<b><math>Q_{CE}</math></b>	<b>DCR &lt; 3</b>
1	173.2	95.0	78.3	339.1	0.23
2	151.9	78.5	73.4	286.3	0.26
3	130.1	60.9	69.2	233.6	0.30
4	107.7	44.2	63.5	182.8	0.35
5	84.9	28.8	56.1	134.3	0.42
6	63.3	17.9	45.4	92.3	0.49
7	41.6	9.0	32.5	54.4	0.60
8	19.6	3.2	16.4	22.4	0.73

**Verificación de los DCR para fuerza axial (compresión) en columnas esquineras**

<b>Nivel</b>	<b><math>Q_G</math></b>	<b><math>Q_E</math></b>	<b><math>Q_{UD}</math></b>	<b><math>Q_{CE}</math></b>	<b>DCR &lt; 3</b>
1	173.2	95.0	268.2	339.1	0.79
2	151.9	78.5	230.3	286.3	0.80
3	130.1	60.9	190.9	233.6	0.82
4	107.7	44.2	151.9	182.8	0.83
5	84.9	28.8	113.6	134.3	0.85
6	63.3	17.9	81.1	92.3	0.88
7	41.6	9.0	50.6	54.4	0.93
8	19.6	3.2	22.8	22.4	1.02

**Verificación de los DCR para cortante en columnas esquineras**

<b>Nivel</b>	$V_G$	$V_E$	$V_{UD}$	$V_{CE}$	<b>DCR &lt; 3</b>
1	2.2	26.3	24.1	22.4	1.07
2	4.0	21.4	17.3	22.3	0.78
3	4.0	20.2	16.3	21.3	0.76
4	4.5	17.3	12.8	19.8	0.64
5	4.2	15.5	11.3	17.6	0.64
6	4.2	12.4	8.2	15.0	0.55
7	3.9	8.5	4.6	11.5	0.40
8	5.7	2.9	2.8	8.1	0.35

**Verificación de los DCR para momento en columnas esquineras**

<b>Nivel</b>	$M_G$	$M_E$	$M_{UD}$	$M_{CE}$	<b>DCR &lt; 3</b>
1	2.3	63.0	60.6	39.2	1.55
2	5.2	28.2	23.0	27.3	0.84
3	4.8	23.8	19.0	25.6	0.74
4	5.5	19.6	14.1	23.6	0.60
5	5.3	20.4	15.1	22.6	0.67
6	5.0	10.4	5.3	16.5	0.32
7	4.9	3.4	1.5	11.6	0.13
8	6.3	3.4	2.9	7.3	0.39

**Verificación de los DCR para fuerza axial (tensión) en columnas de borde**

<b>Nivel</b>	<b><math>Q_G</math></b>	<b><math>Q_E</math></b>	<b><math>Q_{UD}</math></b>	<b><math>Q_{CE}</math></b>	<b>DCR &lt; 3</b>
1	273.1	95.2	177.9	175.1	1.02
2	237.8	78.7	159.1	160.5	0.99
3	202.7	61.1	141.6	144.5	0.98
4	167.4	44.4	123.0	126.4	0.97
5	131.9	28.9	103.0	106.3	0.97
6	98.0	18.0	80.0	83.2	0.96
7	64.0	9.1	54.9	57.0	0.96
8	29.9	3.2	26.7	26.7	1.00

**Verificación de los DCR para fuerza axial (compresión) en columnas de borde**

<b>Nivel</b>	<b><math>Q_G</math></b>	<b><math>Q_E</math></b>	<b><math>Q_{UD}</math></b>	<b><math>Q_{CE}</math></b>	<b>DCR &lt; 3</b>
1	273.1	95.2	368.3	392.6	0.94
2	237.8	78.7	316.5	333.5	0.95
3	202.7	61.1	263.7	276.0	0.96
4	167.4	44.4	211.8	220.3	0.96
5	131.9	28.9	160.8	166.5	0.97
6	98.0	18.0	116.0	118.2	0.98
7	64.0	9.1	73.1	72.9	1.00
8	29.9	3.2	33.1	31.6	1.05

**Verificación de los DCR para cortante en columnas de borde**

<b>Nivel</b>	<b><math>V_G</math></b>	<b><math>V_E</math></b>	<b><math>V_{UD}</math></b>	<b><math>V_{CE}</math></b>	<b>DCR &lt; 3</b>
1	3.5	26.3	22.8	26.2	0.87
2	6.5	21.4	14.9	25.4	0.59
3	6.4	20.2	13.8	24.4	0.57
4	7.3	17.3	10.0	22.5	0.44
5	6.8	15.5	8.7	20.4	0.43
6	6.9	12.4	5.5	17.6	0.31
7	6.4	8.5	2.1	14.1	0.15
8	9.2	2.9	6.3	11.2	0.56

**Verificación de los DCR para momento en columnas de borde**

<b>Nivel</b>	<b><math>M_G</math></b>	<b><math>M_E</math></b>	<b><math>M_{UD}</math></b>	<b><math>M_{CE}</math></b>	<b>DCR &lt; 3</b>
1	3.7	63.0	59.3	46.1	1.28
2	8.3	28.2	19.9	30.8	0.64
3	7.7	23.8	16.1	29.1	0.55
4	8.8	19.5	10.8	26.8	0.40
5	8.6	20.4	11.9	26.0	0.46
6	8.3	10.4	2.1	19.8	0.11
7	8.1	3.4	4.7	14.8	0.32
8	10.2	3.4	6.8	10.9	0.62

### Verificación de los DCR para cortante en vigas

Nivel	$V_G$	$V_E$	$V_{UD}$	$V_{CE}$	DCR < 3
1	13.5	12.1	25.6	26.8	0.95
2	13.5	13.6	27.1	27.0	1.00
3	13.5	13.1	26.6	26.1	1.02
4	13.5	12.4	25.9	25.0	1.03
5	13.1	8.9	21.9	22.2	0.99
6	13.1	7.4	20.4	20.7	0.99
7	13.1	5.3	18.3	18.7	0.98
8	11.1	3.2	14.4	13.3	1.08

### Verificación de los DCR para momento en vigas

Nivel	$M_G$	$M_E$	$M_{UD}$	$M_{CE}$	DCR < 3
1	16.2	44.1	60.3	61.7	0.98
2	16.2	49.6	65.7	62.0	1.06
3	16.1	47.9	64.0	58.7	1.09
4	16.1	45.1	61.2	54.6	1.12
5	15.7	32.4	48.2	45.7	1.05
6	15.7	26.9	42.6	40.0	1.07
7	15.7	19.2	35.0	32.7	1.07
8	13.2	11.9	25.0	20.8	1.20

**ANEXO 5. VERIFICACION DE LOS CRITERIOS DE ACEPTACION DE  
COLUMNAS Y VIGAS**

**Verificación de criterios de aceptación para columnas centrales – fuerza axial  
(tensión)**

Pisos	m			$Q_{CE}$	$Q_{UD}$	$Q_{UD} / m k Q_{CE}$		
	IO	LS	CP			IO	LS	CP
1	1.1	1.3	1.4	421	440	0.96	0.83	0.75
2	1.2	1.3	1.5	366	384	0.90	0.83	0.71
3	1.2	1.3	1.5	312	330	0.90	0.82	0.71
4	1.2	1.3	1.5	259	274	0.90	0.82	0.70
5	1.1	1.2	1.4	206	219	0.92	0.89	0.78
6	1.1	1.2	1.4	154	163	0.92	0.89	0.78
7	1.1	1.2	1.4	100	106	0.93	0.89	0.78
8	1.5	2.8	3.4	46	46	0.72	0.40	0.32

**Verificación de criterios de aceptación para columnas centrales – fuerza axial  
(compresión)**

Pisos	m			$Q_{CE}$	$Q_{UD}$	$Q_{UD} / m k Q_{CE}$		
	IO	LS	CP			IO	LS	CP
1	1.1	1.3	1.4	460	524	0.88	0.76	0.69
2	1.2	1.3	1.5	396	448	0.84	0.77	0.66
3	1.2	1.3	1.5	334	376	0.84	0.77	0.66
4	1.2	1.3	1.5	273	306	0.85	0.78	0.67
5	1.1	1.2	1.4	214	237	0.88	0.85	0.74
6	1.1	1.2	1.4	157	172	0.89	0.86	0.75
7	1.1	1.2	1.4	102	109	0.91	0.88	0.77
8	1.5	2.8	3.4	47	48	0.71	0.39	0.32

**Verificación de criterios de aceptación para columnas centrales – cortante**

Pisos	m			$V_{CE}$	$V_{UD}$	$V_{UD} / m k V_{CE}$		
	IO	LS	CP			IO	LS	CP
1	1.1	1.3	1.4	34.5	35.8	0.96	0.84	0.75
2	1.2	1.3	1.5	36.2	36.6	0.94	0.86	0.74
3	1.2	1.3	1.5	33.0	34.3	0.91	0.84	0.72
4	1.2	1.3	1.5	29.6	31.7	0.89	0.81	0.70
5	1.1	1.2	1.4	24.4	26.6	0.89	0.86	0.75
6	1.1	1.2	1.4	18.8	21.8	0.84	0.81	0.71
7	1.1	1.2	1.4	12.4	16.4	0.74	0.71	0.62
8	1.5	2.8	3.4	4.4	10.8	0.29	0.16	0.13

**Verificación de criterios de aceptación para columnas centrales – momento**

Pisos	m			$M_{CE}$	$M_{UD}$	$M_{UD} / m k M_{CE}$		
	IO	LS	CP			IO	LS	CP
1	1.11	1.28	1.42	74.0	60.8	1.22	1.06	0.95
2	1.17	1.28	1.49	47.3	44.7	1.01	0.92	0.79
3	1.17	1.28	1.49	39.4	41.1	0.91	0.83	0.72
4	1.17	1.28	1.49	34.7	37.7	0.87	0.80	0.69
5	1.14	1.18	1.35	32.2	33.7	0.93	0.90	0.79
6	1.14	1.18	1.35	18.2	25.0	0.71	0.68	0.60
7	1.14	1.18	1.35	8.2	18.0	0.44	0.43	0.37
8	1.54	2.78	3.42	0.8	10.9	0.05	0.03	0.02

**Verificación de criterios de aceptación para columnas esquineras – fuerza axial  
(tensión)**

Pisos	m			$Q_{CE}$	$Q_{UD}$	$Q_{UD} / m k Q_{CE}$		
	IO	LS	CP			IO	LS	CP
1	1.1	1.3	1.4	78	339	0.23	0.20	0.18
2	1.2	1.3	1.5	73	286	0.24	0.22	0.19
3	1.2	1.3	1.5	69	234	0.28	0.26	0.22
4	1.2	1.3	1.5	64	183	0.33	0.30	0.26
5	1.1	1.2	1.4	56	134	0.41	0.39	0.34
6	1.1	1.2	1.4	45	92	0.48	0.46	0.41
7	1.1	1.2	1.4	33	54	0.58	0.56	0.49
8	1.5	2.8	3.4	16	22	0.53	0.29	0.24

**Verificación de criterios de aceptación para columnas esquineras – fuerza axial  
(compresión)**

Pisos	m			$Q_{CE}$	$Q_{UD}$	$Q_{UD} / m k Q_{CE}$		
	IO	LS	CP			IO	LS	CP
1	1.1	1.3	1.4	268	339	0.79	0.69	0.62
2	1.2	1.3	1.5	230	286	0.76	0.70	0.60
3	1.2	1.3	1.5	191	234	0.78	0.71	0.61
4	1.2	1.3	1.5	152	183	0.79	0.72	0.62
5	1.1	1.2	1.4	114	134	0.82	0.80	0.70
6	1.1	1.2	1.4	81	92	0.86	0.83	0.72
7	1.1	1.2	1.4	51	54	0.91	0.87	0.76
8	1.5	2.8	3.4	23	22	0.73	0.41	0.33

**Verificación de criterios de aceptación para columnas esquineras – cortante**

Pisos	m			$V_{CE}$	$V_{UD}$	$V_{UD} / m k V_{CE}$		
	IO	LS	CP			IO	LS	CP
1	1.1	1.3	1.4	24.1	22.4	1.08	0.93	0.84
2	1.2	1.3	1.5	17.3	22.3	0.74	0.67	0.58
3	1.2	1.3	1.5	16.3	21.3	0.72	0.66	0.57
4	1.2	1.3	1.5	12.8	19.8	0.61	0.56	0.48
5	1.1	1.2	1.4	11.3	17.6	0.63	0.61	0.53
6	1.1	1.2	1.4	8.2	15.0	0.53	0.51	0.45
7	1.1	1.2	1.4	4.6	11.5	0.39	0.38	0.33
8	1.5	2.8	3.4	2.8	8.1	0.25	0.14	0.11

**Verificación de criterios de aceptación para columnas esquineras – momento**

Pisos	m			$M_{CE}$	$M_{UD}$	$M_{UD} / m k M_{CE}$		
	IO	LS	CP			IO	LS	CP
1	1.1	1.3	1.4	60.6	39.2	1.55	1.34	1.21
2	1.2	1.3	1.5	23.0	27.3	0.80	0.73	0.63
3	1.2	1.3	1.5	19.0	25.6	0.71	0.64	0.55
4	1.2	1.3	1.5	14.1	23.6	0.57	0.52	0.45
5	1.1	1.2	1.4	15.1	22.6	0.65	0.63	0.55
6	1.1	1.2	1.4	5.3	16.5	0.31	0.30	0.27
7	1.1	1.2	1.4	1.5	11.6	0.13	0.12	0.11
8	1.5	2.8	3.4	2.9	7.3	0.28	0.16	0.13

**Verificación de criterios de aceptación para columnas de borde – fuerza axial**  
(tensión)

Pisos	m			$Q_{CE}$	$Q_{UD}$	$Q_{UD} / m k Q_{CE}$		
	IO	LS	CP			IO	LS	CP
1	1.1	1.3	1.4	178	175	1.02	0.88	0.80
2	1.2	1.3	1.5	159	160	0.94	0.86	0.74
3	1.2	1.3	1.5	142	144	0.93	0.85	0.73
4	1.2	1.3	1.5	123	126	0.92	0.84	0.73
5	1.1	1.2	1.4	103	106	0.94	0.91	0.80
6	1.1	1.2	1.4	80	83	0.94	0.91	0.79
7	1.1	1.2	1.4	55	57	0.94	0.91	0.79
8	1.5	2.8	3.4	27	27	0.72	0.40	0.33

**Verificación de criterios de aceptación para columnas de borde – fuerza axial**  
(compresión)

Pisos	m			$Q_{CE}$	$Q_{UD}$	$Q_{UD} / m k Q_{CE}$		
	IO	LS	CP			IO	LS	CP
1	1.1	1.3	1.4	368	393	0.94	0.81	0.73
2	1.2	1.3	1.5	316	333	0.90	0.82	0.71
3	1.2	1.3	1.5	264	276	0.91	0.83	0.71
4	1.2	1.3	1.5	212	220	0.91	0.83	0.72
5	1.1	1.2	1.4	161	166	0.94	0.91	0.80
6	1.1	1.2	1.4	116	118	0.96	0.92	0.81
7	1.1	1.2	1.4	73	73	0.98	0.94	0.83
8	1.5	2.8	3.4	33	32	0.76	0.42	0.34

**Verificación de criterios de aceptación para columnas de borde – cortante**

Pisos	m			$V_{CE}$	$V_{UD}$	$V_{UD} / m k V_{CE}$		
	IO	LS	CP			IO	LS	CP
1	1.1	1.3	1.4	22.8	26.2	0.87	0.75	0.68
2	1.2	1.3	1.5	14.9	25.4	0.56	0.51	0.44
3	1.2	1.3	1.5	13.8	24.4	0.54	0.49	0.42
4	1.2	1.3	1.5	10.0	22.5	0.42	0.38	0.33
5	1.1	1.2	1.4	8.7	20.4	0.42	0.40	0.35
6	1.1	1.2	1.4	5.5	17.6	0.30	0.29	0.26
7	1.1	1.2	1.4	2.1	14.1	0.14	0.14	0.12
8	1.5	2.8	3.4	6.3	11.2	0.41	0.23	0.18

**Verificación de criterios de aceptación para columnas de borde – momento**

Pisos	m			$M_{CE}$	$M_{UD}$	$M_{UD} / m k M_{CE}$		
	IO	LS	CP			IO	LS	CP
1	1.1	1.3	1.4	59.3	46.1	1.29	1.12	1.01
2	1.2	1.3	1.5	19.9	30.8	0.61	0.56	0.48
3	1.2	1.3	1.5	16.1	29.1	0.53	0.48	0.41
4	1.2	1.3	1.5	10.8	26.8	0.38	0.35	0.30
5	1.1	1.2	1.4	11.9	26.0	0.44	0.43	0.37
6	1.1	1.2	1.4	2.1	19.8	0.10	0.10	0.09
7	1.1	1.2	1.4	4.7	14.8	0.31	0.30	0.26
8	1.5	2.8	3.4	6.8	10.9	0.45	0.25	0.20

### Verificación de criterios de aceptación para vigas – cortante

Pisos	m			$V_{CE}$	$V_{UD}$	$V_{UD} / m k V_{CE}$		
	IO	LS	CP			IO	LS	CP
1	2.0	3.0	4.0	26	27	0.53	0.35	0.26
2	2.0	3.0	4.0	27	27	0.56	0.37	0.28
3	2.0	3.0	4.0	27	26	0.57	0.38	0.28
4	2.0	3.0	4.0	26	25	0.57	0.38	0.29
5	2.0	3.0	4.0	22	22	0.55	0.37	0.27
6	2.0	3.0	4.0	20	21	0.55	0.37	0.27
7	2.0	3.0	4.0	18	19	0.54	0.36	0.27
8	2.6	4.7	5.7	14	13	0.47	0.25	0.21

### Verificación de criterios de aceptación para vigas – momento

Pisos	m			$M_{CE}$	$M_{UD}$	$M_{UD} / m k M_{CE}$		
	IO	LS	CP			IO	LS	CP
1	2.00	3.00	4.00	60	62	0.54	0.36	0.27
2	2.00	3.00	4.00	66	62	0.59	0.39	0.29
3	2.00	3.00	4.00	64	59	0.61	0.40	0.30
4	2.00	3.00	4.00	61	55	0.62	0.41	0.31
5	2.00	3.00	4.00	48	46	0.59	0.39	0.29
6	2.00	3.00	4.00	43	40	0.59	0.39	0.30
7	2.00	3.00	4.00	35	33	0.59	0.40	0.30
8	2.57	4.72	5.72	25	21	0.52	0.28	0.23