

UNIVERSIDAD CATOLICA DE LA SANTISIMA CONCEPCION  
Facultad de Ingeniería  
Ingeniería Civil



**COMPARACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA ENTRE EDIFICIOS DE ACERO Y  
HORMIGÓN ARMADO, CONSIDERANDO DIFERENTES ALTURAS Y  
PLANTAS IGUALES, CON DISEÑOS BASADOS EN LA NCH433 OF. 96.**

**JEAN PIERRE ANDRÉS ESPINOZA SEGURA**

**INFORME DE PROYECTO DE TÍTULO PARA OPTAR AL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**Profesor Guía**

Nelson Maureira C.

**Profesor Informante**

Felipe González M.

Concepción, marzo 2016

*Porque Jehová da la sabiduría,  
Y de su boca viene el conocimiento y la inteligencia.  
Porque la misericordia del creador de los cielos  
Y la tierra es para siempre.*

# RESUMEN

El objetivo del presente proyecto es estudiar la factibilidad de construir edificios de pórticos de acero en altura. Se busca definir hasta qué altura y/o esbeltez, dicha materialidad y estructuración es económicamente competitiva en comparación con edificios de hormigón armado.

El proyecto estuvo centrado en la comparación técnica y económica de edificios destinados para sitios de oficinas, construidos en marcos rígidos de acero y en base de hormigón armado, los cuales tiene como condición la misma planta, altura y ubicación del núcleo de muros para ascensores y escaleras.

Para alcanzar los objetivos propuestos, se realizó una modelación estructural en el software ETABS, a partir de un prediseño de los elementos tipo vigas, columnas, núcleo de muros y losas de igual espesor en cada planta. Esto permitirá conocer el comportamiento dinámico, solicitaciones sísmicas y deformaciones de piso que presenta cada edificio.

El costo económico asociado a cada edificio, se hizo mediante un análisis de precios unitarios para cada partida de obra gruesa a partir de la cubicación de los materiales utilizados.

Se verifica que los edificios en acero en su prediseño, presentan una buena respuesta estructural ante la acción de un sismo y que cumplan con los requerimientos mínimos que la norma exige.

Los resultados de esta evaluación, hacen que construir edificios de porticos en acero sea poco factible desde el punto de vista económico, ya que los presupuestos estimados en cuanto al costo de obra gruesa, los edificios de hormigón armado para cualquier altura, resultaron ser siempre una opción más viable.

# ABSTRACT

The objective of the present project is to study the feasibility of constructing steel porches buildings in height. It seeks to define up to what height and or slenderness, such materiality and structuring is economically competitive compared to buildings of reinforced concrete.

The project focused on the technical and economic comparison of buildings designed for office buildings, built in rigid steel frames and reinforced concrete base, which have the same plant, height and location of the wall core for elevators and stairs.

In order to reach the proposed objectives, a structural modeling was performed in the ETABS software, from a pre-design of the beams, columns, core elements and slabs of equal thickness in each plant. This will allow to know the dynamic behavior, seismic stresses and deformations of floor that each building presents.

The economic cost associated with each building was made through a unit price analysis for each item of heavy work from the quantity of materials used.

It is verified that the buildings in steel in their pre-design, have a good structural response to the action of an earthquake and that meet the minimum requirements that the standard requires.

The results of this evaluation make building steel porches buildings economically unfeasible, since the estimated budgets for the cost of heavy construction, reinforced concrete buildings for any height, proved to be always one more viable option.

# DEDICATORIA

*Dedicado especialmente a mi amado hijo, por ser la mayor motivación de lograr grandes cosas en la vida.*

*Dedicado a mis padres, quienes han entregado lo mejor de su vida para mi crecimiento, formación personal y la posibilidad de ser un profesional.*

*Para mi gran amor Guiselle, compañera durante todo este proceso, en donde se culmina uno de mis mayores logros como persona, dedicado especialmente a ella, por sus palabras, motivación y hermosos momentos vividos juntos.*

*Finalmente, para todas aquellas personas que han creído en mis capacidades, talentos y virtudes como estudiante, quienes confiaron que este momento fuera posible.*

# AGRADECIMIENTOS

*Agradecer en primer lugar a Dios por darme la oportunidad de llegar a este momento con salud y vida, lo que me permite lograr este objetivo.*

*A mis padres Berta y Juan, por brindarme la posibilidad de alcanzar estudios superiores, sus esfuerzos y palabras de motivación fueron de gran ayuda.*

*Para mi profesor guía Nelson Maureira por la ayuda y conocimientos aportados a lo largo de este proceso, también en forma general al equipo del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad.*

*Mis amigos y compañeros de carrera, por ser un gran grupo de trabajo y discusión, mención especial para Bruno, Juan Carlos, Esdras, Pablo C, Pablo R y Marco, con quienes compartí la mayor parte del tiempo durante este proceso académico.*

*A la familia que también aportó lo suyo, gracias por cada momento de confianza.*

# INDICE DE CONTENIDOS

<b>CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1. GENERALIDADES .....	1
1.1 MOTIVACIÓN.....	4
1.2 OBJETIVOS.....	6
1.2.1 OBJETIVO GENERAL .....	6
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	7
<b>CAPITULO 2. RECOPIACIÓN BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>8</b>
2. GENERALIDADES .....	8
2.1 SISMOLOGÍA .....	8
2.1.1 SISMOLOGÍA EN CHILE.....	10
2.2 EDIFICIOS DE USO HABITACIONAL Y COMERCIAL EN CHILE.....	14
2.2.1 EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO .....	16
2.2.2 EDIFICIOS DE ACERO .....	17
2.3 NORMA DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS NCh433 Of. 96 .....	19
<b>CAPITULO 3. MÉTODOS .....</b>	<b>20</b>
3. GENERAL.....	20
3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO .....	20
3.2 ESTRUCTURACIÓN DEL SISTEMA SISMORRESISTENTE .....	21
3.3 BASES DE CÁLCULO .....	26
3.3.1 MATERIALES EMPLEADOS .....	26
3.3.2 CALIDAD Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES .....	26
3.3.3 HIPOTESIS DE DISEÑO.....	27
3.3.4 METODOLOGÍA DE DISEÑO .....	28
3.3.5 ESTADOS DE CARGA .....	28
3.3.6 COMBINACIONES DE CARGA .....	29
3.4 RECOMENDACIONES NORMAS CHILENA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL.....	30

3.4.1 DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS NCh433 Of.96.....	30
3.4.2 CARGAS .....	35
PERMANENTES Y SOBRECARGAS DE USO NCh 1537 Of.86 .....	35
3.4.3 CÁLCULO DE LA ACCIÓN DEL VIENTO NCh 432 Of.71 .....	36
3.5 MODELACION ETABS .....	37
3.6 EVALUACIÓN ECONÓMICA .....	48
<b>CAPITULO 4. RESULTADOS DE LAS SIMULACIONES .....</b>	<b>51</b>
4. GENERAL.....	51
4.1 ANÁLISIS DE AUTOVALORES Y AUTOVECTORES.....	52
4.2 CORTE BASAL.....	59
4.3 DEFORMACIONES .....	63
4.4 VERIFICACIONES .....	65
<b>CAPITULO 5. ANÁLISIS ECONÓMICOS DE OBRA GRUESA .....</b>	<b>88</b>
5. GENERAL.....	88
5.1 EVALUACIÓN ECONÓMICA.....	88
<b>CAPITULO 6. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES .....</b>	<b>106</b>
6. GENERALIDADES .....	106
6.1 COMPARACIÓN TÉCNICA .....	107
6.2 COMPARACIÓN ECONÓMICA .....	108
6.3 CONSIDERACIONES FINALES .....	109
<b>CAPITULO 7. BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>110</b>
<b>CAPITULO 8. ANEXOS.....</b>	<b>112</b>

# INDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.1:</b> Edificios Titanium (Izquierda) y Costanera Center Cencosud (Derecha), Providencia. ...1	1
<b>Figura 1.2:</b> Taipei 101, Taiwán.....5	5
<b>Figura 1.3:</b> Torre Santa María II, Chile. ....6	6
<b>Figura 2.1:</b> Edificios colapsados en Portoviejo, Ecuador Terremoto 2016.....9	9
<b>Figura 2.2:</b> Cinturón de Fuego del Pacífico. ....10	10
<b>Figura 2.3:</b> Marco Tectónico en Chile, dirección y velocidad de convergencia. ....11	11
<b>Figura 2.4:</b> Zona de Subducción entre las Placas de Nazca y Sudamericana. ....12	12
<b>Figura 2.5:</b> Condominio Don Tristán, Maipú. (Terremoto 2010).....13	13
<b>Figura 2.6:</b> Edificio Plaza del Río, Concepción. (Terremoto 2010) .....13	13
<b>Figura 2.7:</b> Colapso Edificio Alto Río, Concepción. (Terremoto 2010).....13	13
<b>Figura 2.8:</b> Avenida costanera, Coquimbo. (Terremoto y Tsunami 2015) .....13	13
<b>Figura 2.9:</b> Edificio Centro Costanera, Concepción. ....16	16
<b>Figura 2.10:</b> Construcción Torre del Centro (2013), Concepción. ....16	16
<b>Figura 2.11:</b> Edificio Neocentro, Concepción. ....17	17
<b>Figura 2.12:</b> Edificios Titanium (Izquierda) y Costanera Center Cencosud (Derecha), Providencia. .....17	17
<b>Figura 2.13:</b> Construcción Torre las Condes (1992), Santiago. ....18	18
<b>Figura 2.14:</b> Edificio Ministerio de Obras Públicas, Concepción.....18	18
<b>Figura 2.15:</b> Torre Santa María II, Providencia. ....18	18
<b>Figura 3.1:</b> Planta del edificio con simetría, $CA=CR$ . ....22	22
<b>Figura 3.2:</b> Planta del edificio con excentricidad Eje X. ....22	22
<b>Figura 3.3:</b> Planta del edificio con excentricidad Eje Y. ....23	23
<b>Figura 3.4:</b> Edificios compuestos por bloques. a) 10 pisos, b) 20 pisos, c) 30 pisos. ....24	24
<b>Figura 3.5:</b> Detalle de las uniones entre vigas y columnas de acero.....25	25
<b>Figura 3.6:</b> Detalle de la interfase losa – vigas. ....25	25
<b>Figura 3.7:</b> Espectro de demanda elástica. ....34	34
<b>Figura 3.8:</b> Forma del edificio, prisma rectangular.....38	38
<b>Figura 3.9:</b> Edificios Modelados vista tridimensional. a) 10 pisos. b) 20 pisos. c) 30 pisos. ....40	40
<b>Figura 3.10:</b> Planta del edificio con simetría, $CA=CR$ . ....42	42
<b>Figura 3.11:</b> Planta del edificio con excentricidad Eje X.....43	43

<b>Figura 3.12:</b> Planta del edificio con excentricidad Eje <i>Y</i> .....	43
<b>Figura 3.13:</b> Espectro de diseño no reducido por $R^*$ , Modelo A4.....	44
<b>Figura 3.14:</b> Forma de ingresar el espectro de diseño en Modelo A4.....	45
<b>Figura 3.15:</b> Espectro de diseño ingresado en Etabs para el modelo A4. ....	45
<b>Figura 3.16:</b> Restricciones en los apoyos, columnas empotradas. ....	46
<b>Figura 3.17:</b> Fuerza del viento aplicado en los edificios.....	48
<b>Figura 4.1:</b> Corte Basal edificios de 10 pisos con simetría y dos aspectos en planta. ....	59
<b>Figura 4.2:</b> Corte Basal edificios de 10 pisos con Excentricidad y dos aspectos en planta. ....	60
<b>Figura 4.3:</b> Corte Basal edificios de 20 pisos con Simetría, Excentricidad y un aspecto en planta..	61
<b>Figura 4.4:</b> Corte Basal edificios de 30 pisos con Simetría, Excentricidad y un aspecto en planta..	62
<b>Figura 4.5:</b> Drift Edificios de 10 pisos con Simetría y dos aspectos de planta. ....	63
<b>Figura 4.6:</b> Drift Edificios de 10 pisos con Excentricidad y dos aspectos de planta. ....	63
<b>Figura 4.7:</b> Drift Edificios de 20 pisos con Simetría, Excentricidad y un aspecto de planta. ....	64
<b>Figura 4.8:</b> Drift Edificios de 30 pisos con Simetría, Excentricidad y un aspecto de planta. ....	64
<b>Figura 4.9:</b> Planta del primer piso, “Modelo A4”.....	65
<b>Figura 4.10:</b> Elevación eje 13 sólo hasta piso 6 y vigas de acople, “Modelo A4”. ....	66
<b>Figura 4.11:</b> Planta del primer piso, “Modelo HA4”. ....	72
<b>Figura 4.12:</b> Elevación eje 13 sólo hasta piso 6 y vigas de acople, “Modelo HA4”.....	72
<b>Figura 4.13:</b> Tipo de vigas según dirección y ubicación en planta, primer bloque.....	73
<b>Figura 4.14:</b> Tipo de columnas, según ubicación, primer bloque, “Modelo HA4”. ....	75
<b>Figura 4.15:</b> Diagrama de interacción, columna perimetral del primer bloque. ....	76
<b>Figura 4.16:</b> Planta del primer piso, “Modelo A5”.....	77
<b>Figura 4.17:</b> Elevación eje 7 y sin vigas de acople, “Modelo A5”. ....	77
<b>Figura 4.18:</b> Planta del primer piso, Modelo HA5.....	83
<b>Figura 4.19:</b> Elevación eje 7 y sin vigas de acople, “Modelo HA5”. ....	84
<b>Figura 4.20:</b> Tipo de vigas según dirección y ubicación en planta, quinto bloque, “Modelo HA5”	84
<b>Figura 4.21:</b> Tipo de columnas, según ubicación, quinto bloque, “Modelo HA5”.....	86
<b>Figura 4.22:</b> Diagrama de interacción, columna perimetral del quinto bloque.....	87
<b>Figura 5.1:</b> Costo económico de edificios obra gruesa en Miles de UF. ....	105

# INDICE DE TABLAS

<b>Tabla 2.1:</b> Algunos edificios del Concepción, altura y razones de aspecto y esbeltez.....	15
<b>Tabla 2.2:</b> Algunos edificios de la Región Metropolitana, altura y razones de aspecto y esbeltez...	15
<b>Tabla 3.1:</b> Parámetros para conocer $Sa$ .....	33
<b>Tabla 3.2:</b> Cargas y sobrecargas en la estructura. ....	35
<b>Tabla 3.3:</b> Modelos de edificio con Centro de masa = Centro Rigidez .....	39
<b>Tabla 3.4:</b> Modelos de edificio con excentricidad en eje X .....	39
<b>Tabla 3.5:</b> Secciones de los elementos de hormigón armado en cada bloque. Bloques se enumeran desde abajo hacia arriba. ....	41
<b>Tabla 3.6:</b> Secciones de los elementos de acero en cada bloque. Bloques se enumeran desde abajo hacia arriba.....	41
<b>Tabla 3.7:</b> Sección para las vigas de acople de hormigón armado.....	42
<b>Tabla 3.8:</b> Presión y fuerza del viento en las estructuras. ....	47
<b>Tabla 3.9:</b> Itemizado para edificios en acero.....	49
<b>Tabla 3.10:</b> Itemizado para edificios en hormigón armado.....	50
<b>Tabla 4.1:</b> Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo A1.....	52
<b>Tabla 4.2:</b> Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo HA1.....	52
<b>Tabla 4.3:</b> Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo A2.....	53
<b>Tabla 4.4:</b> Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo HA2.....	53
<b>Tabla 4.5:</b> Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo A3.....	53
<b>Tabla 4.6:</b> Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo HA3.....	54
<b>Tabla 4.7:</b> Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo A4.....	54
<b>Tabla 4.8:</b> Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo HA4.....	54
<b>Tabla 4.9:</b> Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo A5.....	55
<b>Tabla 4.10:</b> Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo HA5.....	55
<b>Tabla 4.11:</b> Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo A6.....	55
<b>Tabla 4.12:</b> Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo HA6.....	56
<b>Tabla 4.13:</b> Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo A7.....	56
<b>Tabla 4.14:</b> Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo HA7.....	56
<b>Tabla 4.15:</b> Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo A8.....	57
<b>Tabla 4.16:</b> Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo HA8.....	57

<b>Tabla 4.17:</b> Valores del Factor de la respuesta $R^*$ para cada modelo de edificio.....	58
<b>Tabla 4.18:</b> Peso sísmico, Corte Basal Modelos A1 y HA1. ....	59
<b>Tabla 4.19:</b> Peso sísmico, Corte Basal Modelos A2 y HA2. ....	59
<b>Tabla 4.20:</b> Peso sísmico, Corte Basal Modelos A5 y HA5. ....	60
<b>Tabla 4.21:</b> Peso sísmico, Corte Basal Modelos A6 y HA6. ....	60
<b>Tabla 4.22:</b> Peso sísmico, Corte Basal Modelos A3 y HA3. ....	61
<b>Tabla 4.23:</b> Peso sísmico, Corte Basal Modelos A7 y HA7. ....	61
<b>Tabla 4.24:</b> Peso sísmico, Corte Basal Modelos A4 y HA4. ....	62
<b>Tabla 4.25:</b> Peso sísmico, Corte Basal Modelos A8 y HA8. ....	62
<b>Tabla 4.26:</b> Armadura en las vigas del primer bloque, “Modelo HA4”. ....	75
<b>Tabla 4.27:</b> Armadura en las vigas de acople del edificio, “Modelo HA4”.....	75
<b>Tabla 4.28:</b> Armadura de refuerzo en la columna perimetral, primer bloque.....	76
<b>Tabla 4.29:</b> Armadura en las vigas del quinto bloque, edificio “Modelo HA5”.....	86
<b>Tabla 4.30:</b> Armadura en las vigas de acople del edificio “Modelo HA5”.....	86
<b>Tabla 4.31:</b> Armadura de refuerzo en la columna perimetral, quinto bloque. ....	87
<b>Tabla 5.1:</b> Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio A1.....	89
<b>Tabla 5.2:</b> Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio HA1.....	90
<b>Tabla 5.3:</b> Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio A2.....	91
<b>Tabla 5.4:</b> Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio HA2.....	92
<b>Tabla 5.5:</b> Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio A3.....	93
<b>Tabla 5.6:</b> Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio HA3.....	94
<b>Tabla 5.7:</b> Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio A4.....	95
<b>Tabla 5.8:</b> Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio HA4.....	96
<b>Tabla 5.9:</b> Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio A5.....	97
<b>Tabla 5.10:</b> Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio HA5.....	98
<b>Tabla 5.11:</b> Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio A6.....	99
<b>Tabla 5.12:</b> Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio HA6.....	100
<b>Tabla 5.13:</b> Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio A7.....	101
<b>Tabla 5.14:</b> Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio HA7.....	102
<b>Tabla 5.15:</b> Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio A8.....	103
<b>Tabla 5.16:</b> Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio HA8.....	104
<b>Tabla 5.17:</b> Costo estimado de obra gruesa para los edificios de estudio. ....	105
<b>Tabla 8.1:</b> Armadura de refuerzo en vigas de hormigón.....	112

<b>Tabla 8.2:</b> Armadura de refuerzo en columnas de hormigón. ....	113
<b>Tabla 8.3:</b> Armadura de refuerzo en muros de hormigón. ....	113
<b>Tabla 8.4:</b> Armadura de refuerzo en losas de hormigón. ....	114

## INDICE DE ANEXOS

<b>ANEXO A:</b> Armadura de refuerzo vigas de hormigón. ....	112
<b>ANEXO B:</b> Armadura de refuerzo en columnas de hormigón. ....	113
<b>ANEXO C:</b> Armadura de refuerzo en muros de hormigón. ....	113
<b>ANEXO D:</b> Armadura de refuerzo en losas de hormigón. ....	114
<b>ANEXO E:</b> Análisis de precios unitarios modelo de edificio A5. ....	115
<b>ANEXO F:</b> Análisis de precios unitarios modelo de edificio HA5. ....	127

# SIMBOLOGÍA

$A_o$	aceleración efectiva máxima del suelo
$A_g$	área bruta de la sección de acero
$A_s$	área transversal de barras de acero de refuerzo para vigas de hormigón
$A_v$	área transversal de barras de acero de refuerzo para resistir el esfuerzo de corte
$A_w$	área del alma, altura total por el espesor
$B$	ancho de la planta del edificio; ancho de alas de perfiles de acero
$C$	coeficiente sísmico; coeficiente de forma para acción del viento
$CA$	centro geométrico de la planta del edificio
$CR$	centro de rigidez de la planta del edificio
$C_{max}$	coeficiente sísmico máximo
$C_v$	coeficiente de corte del alma
$E_c$	módulo de elasticidad del concreto
$E_s$	módulo de elasticidad del acero
$F_{cr}$	tensión crítica de pandeo para una sección según análisis
$F_e$	tensión crítica de pandeo elástico
$F_y$	tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado
$G_c$	módulo de corte del hormigón
$G_s$	módulo de corte del acero
$H$	altura total del edificio sobre el nivel basal; altura del alma en perfiles de acero
$I$	coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio
$I_x$	momento de inercia respecto del eje $X$
$I_y$	momento de inercia respecto del eje $Y$
$J$	constante torsional
$K$	factor de longitud efectiva
$L$	largo de la planta del edificio
$L_b$	distancia entre arriostramientos

$L_p$	longitud no arriostrada límite al volcamiento, para que se desarrolle el estado límite de fluencia
$L_r$	longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo torsional inelástico
$M_{c(x,y)}$	resistencia a flexión disponible
$M_n$	resistencia nominal a flexión
$M_p$	momento de flexión plástico
$M_u$	resistencia a flexión requerida o última usando combinaciones de carga
$M_w$	escala sismológica de magnitud de momento
$P$	peso total del edificio sobre el nivel basal
$P_n$	resistencia axial nominal
$P_r$	resistencia axial requerida según combinaciones de carga
$P_u$	resistencia axial en compresión requerida o última
$Q_o$	esfuerzo de corte basal en el edificio
$R$	factor de modificación de la respuesta estructural (análisis estático)
$R_o$	factor de modificación de la respuesta estructural (análisis modal espectral)
$R^*$	factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo de mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis
$S$	parámetro que depende del tipo de suelo
$S_a$	aceleración espectral de diseño
$S_x, S_y$	módulos de sección elástico tomados en torno a los ejes principales
$T_n$	período de vibración del modo $n$
$T_o$	parámetro que depende del tipo de suelo
$T^*$	período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis
$V_c$	resistencia de corte disponible que aporta el hormigón
$V_n$	resistencia nominal de corte
$V_s$	resistencia de corte disponible que aporta el acero de refuerzo al cortante
$V_u$	resistencia de corte requerida utilizando combinaciones de carga
$Z_k$	altura del nivel $k$ , sobre el nivel basal

$Z_x, Z_y$	módulo de sección plástico en torno a los ejes principales
$b_{kx}$	dimensión en la dirección $X$ , de la planta del nivel $k$
$b_{ky}$	dimensión en la dirección $Y$ , de la planta del nivel $k$
$e_f$	espesor de alas en perfiles de acero
$t_f$	espesor de alma en perfiles de acero
$f'_c$	resistencia cilíndrica característica del hormigón
$f_y$	resistencia de fluencia del acero
$g$	aceleración de gravedad
$h_p$	altura del entrepiso del edificio
$l$	espaciamiento entre columnas; largo de las vigas
$n$	parámetro que depende del tipo de suelo; índice asociado al modo de vibración
$p$	parámetro que depende del tipo de suelo
$q$	presión básica del viento en las construcciones
$r$	recubrimiento libre mínimo del hormigón
$r_x, r_y$	radio de giro en torno a los ejes principales
$s$	espaciamiento entre estribos
$\alpha$	factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima
$\rho$	cuantía de acero
$\rho_b$	cuantía balanceada
$\rho_c$	densidad del hormigón armado
$\rho_s$	densidad del acero.
$\nu_c$	número de Poisson del hormigón.
$\nu_c$	número de Poisson del acero.
$\lambda_a$	razón de aspecto geométrico de la planta
$\lambda_e$	razón de esbeltez de altura del edificio
$\lambda_p$	esbeltez a pandeo local límite para elementos compactos
$\lambda_r$	esbeltez a pandeo local límite para elementos no compactos

## CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

### 1. GENERALIDADES

Chile es un país con una alta actividad sísmica, se tienen registros de sismos muy severos medidos en la escala  $M_w$ . Algunos ejemplos son: Valdivia 1960, Algarrobo 1985, Tocopilla 2007, Maule 2010 y Coquimbo 2015. Tras cada evento sísmico severo, la ingeniería chilena se reestructura y consolida en la materia como referente mundial. A pesar de la gran magnitud de estos eventos, las estructuras han sido capaces de resistir fuertes terremotos y en la gran mayoría de los casos mantenerse sin llegar al colapso.

En Chile se cuenta con una norma de diseño sísmico para los edificios, la NCh433 Of. 96 <sup>[1]</sup>, en ella se encuentran los requirentes mínimos que aseguren el buen comportamiento y el funcionamiento de los edificios durante un sismo. Siempre resguardando la seguridad de las personas que hacen uso diario de estas estructuras, tales como oficinas, recintos habitacionales y comerciales (Figura 1.1), hospitales, etc.



**Figura 1.1:** Edificios Titanium (Izquierda) y Costanera Center Cencosud (Derecha), Providencia.

(Fuente: <http://www.latercera.com>)

Aunque actualmente casi la totalidad de edificios existentes en nuestro país son de marcos y muros construidos en hormigón armado, existe la posibilidad de considerar el acero para la construcción de edificios, como una manera de innovar y no construir las mismas estructuras de siempre <sup>[2]</sup>. Por otra parte, el acero en el país sigue desplazado hacia el área de producción industrial, como lo son la mayoría de bodegas y plantas productivas de Chile, las cuales se hacen íntegramente de acero <sup>[3]</sup>. Una posible razón de lo anterior, es que no existe la suficiente experiencia, disponibilidad de acero dentro del país, conocimiento y mano de obra calificada en la materia <sup>[4]</sup>.

De lo anterior surge la siguiente hipótesis: ¿Es económicamente factible construir edificios en base de marcos de acero en comparación a los edificios de marcos en hormigón armado? A partir de esto se tiene como objetivo general establecer un rango de alturas de edificios y ubicación del núcleo de muros de hormigón, para los cuales las estructuras de marcos construidas en acero, son una opción económicamente viable en cuanto al costo de obra gruesa, en comparación con edificaciones idénticas estructuradas con marcos de hormigón armado.

Para validar o rechazar la hipótesis, se analizaron una serie de edificios, los cuales se modelaron estructuralmente en el Software ETABS <sup>[5]</sup> y mediante la cubicación de materiales y partidas de su obra gruesa, se obtendrá el costo económico para cada estructura.

Los edificios que son objeto de estudio cuentan con una planta rectangular, las estructuras no son reales ni proyectadas, sólo es una simulación estructural de lo que sería el común de los edificios destinados para oficinas en el país.

La forma de cada edificio será un prisma rectangular, con diferentes razones de aspecto y esbeltez en altura. Además de estas condiciones se evaluará la excentricidad del edificio por medio de la ubicación del núcleo de muros, produciendo excentricidades en un eje, debido a que el centro de rigidez no calza con el centro geométrico de la planta.

Las dimensiones de la planta serán valores característicos de acuerdo algunos edificios de la ciudad de Concepción y el número de pisos serán 10, 20 y 30. Para el caso de 10 pisos se tiene dos dimensiones de planta y solo un aspecto en planta para edificios de 20 y 30 pisos. Serán 8 edificios para cada materialidad, lo que hace un total de 16 edificios con distintas configuraciones a simular.

El análisis técnico de la modelación estructural en ETABS, se realiza para conocer la demanda sísmica y desplazamientos, en el cual los diseños de los edificios deberán cumplir con lo dispuesto en la norma NCh433 Of.96. Los elementos tipo viga y columna más desfavorables fueron evaluados según códigos de diseño AISC 360-10 <sup>[6]</sup> y ACI 318-08 <sup>[7]</sup>.

El análisis económico para los edificios, se realiza a partir de la cubicación de los materiales y las partidas asociadas en su obra gruesa, dando como resultado el costo estimado de cada edificio simulado.

Los resultados del análisis técnico, demuestran que los prediseño de edificios en acero y hormigón armado cumplen satisfactoriamente a las solicitaciones y deformaciones. Para el caso de los resultados económicos, el presupuesto en obra gruesa de los edificios de acero resultó en todos los casos ser mayor que los edificios de hormigón armado, lo que hace poco viable y factible económicamente construir edificios de marcos en acero.

## 1.1 MOTIVACIÓN

Aumentar el crecimiento vertical de las estructuras en acero puede ser interesante para empresas inmobiliarias y constructoras. Esto ayudaría a aprovechar mejor las superficies edificables dentro de las ciudades, en particular en grandes urbes, donde el espacio es costoso y escaso. Estructuraciones basadas en pórticos de acero permiten disponer de plantas libres y menores tiempos de construcción. Además, el acero presenta ventajas respecto al hormigón, principalmente en terrenos de baja capacidad de soporte, debido a su menor peso. Esto último permite construir edificaciones de mayor altura en acero que en hormigón, en igualdad de condiciones en términos de intervención en el suelo de fundación.

Entre las bondades que presenta el acero destaca que es un material muy dúctil y resistente, capaz de soportar grandes deformaciones, aún sometido a solicitaciones elevadas de compresión y tracción. Construir en acero entrega, entre otras ventajas, la disminución de impactos ambientales en el entorno de la edificación.

Las cifras en cuanto a la demanda de nuevos espacios de oficinas, departamentos y recintos comerciales siguen en aumento <sup>[8]</sup>. Por lo anterior, este proyecto de tesis tiene como motivación el verificar la competitividad económica de construir edificios de moderada altura en acero, en comparación con hormigón armado. La construcción de edificios de altura en acero es una práctica común en países como Estados Unidos, Taiwán (Figura 1.2), Inglaterra, China, Abu Dabi, Dubái, entre otros, lo cual sugiere que la hipótesis de competitividad económica del acero podría ser válida.



**Figura 1.2:** Taipei 101, Taiwán.

(Fuente: <http://www.fierasdelaingenieria.com>)

En los países anteriores en sus rascacielos predominan las fachadas de cristales sobre marcos de acero. Esto le da a las estructuras una imagen de modernidad, cuya tendencia arquitectónica ya se está dando en el país, es cosa de darse una vuelta por Las Condes, Providencia y Vitacura.

Construir un edificio en acero podría ayudar a hacer más rentable un proyecto debido a los menores plazos de construcción en comparación con edificios de hormigón. Esto debido a que los elementos de acero pueden ser prefabricados en un ambiente controlado y luego ser ensamblados en obra, al igual que un mecano<sup>[9]</sup>.

Un ejemplo de un edificio construido con estructura principal en acero es la torre “Nueva Santa María” (Figura 1.3), ubicada en la comuna de Providencia. Este corresponde a un proyecto destinado a oficinas con 30 niveles. Es un primer avance en la incorporación del acero como estructura resistente en edificios altos, que puede servir como una motivación para construir nuevas estructuras. La torre Nueva Santa María es un edificio similar a la antigua torre Santa María, pero con diferencias en su estructuración, ya que este nuevo proyecto cuenta con sistema perimetral de columnas de acero (Figura 1.3).



**Figura 1.3:** Torre Santa María II, Chile.  
(Fuente: [http:// www.elmercurio.cl](http://www.elmercurio.cl))

De obtener resultados positivos en cuanto a la viabilidad económica de construir edificios altos en acero en comparación con hormigón armado, esto podría ser un nuevo desafío para la ingeniería del país.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 OBJETIVO GENERAL**

El objetivo general del presente proyecto es establecer un rango de alturas de edificios y ubicación del núcleo de muros de hormigón, para los cuales las estructuras de marcos construidas en acero, son una opción económicamente competitiva en cuanto al costo de obra gruesa, en comparación con edificaciones idénticas estructuradas con marcos de hormigón armado.

## 1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

A continuación, se detallan los objetivos específicos que deben ser alcanzados para dar cumplimiento al objetivo general.

- Definir cantidad de edificios a analizar y dimensiones globales de éstos. Esto es: dimensiones en planta, alturas de piso, cantidad de pisos, separación de ejes, dimensiones del núcleo de muros y ubicación de éste, etc. En general, todas aquellas dimensiones que no sufrirán cambios producto del diseño estructural basados en la normativa chilena vigente.
- Realizar un diseño estructural de los edificios definidos en el objetivo anterior, basado en las normativas de diseño chilenas vigentes, especialmente la NCh433 of. 96<sup>[1]</sup> y Decreto Supremo N° 61<sup>[10]</sup>. Esto corresponde a la determinación de grosores de muros, vigas y columnas, cantidad de enfierradura, secciones de columnas y vigas metálicas y diseño de losas.
- Obtener un presupuesto estimado en obra gruesa para cada edificio considerado en esta investigación, mediante la cubicación de los materiales y análisis de precios unitario para cada partida de obra gruesa.
- Realizar un análisis comparativo entre edificios similares estructurados en hormigón y acero, en términos de los costos de obra gruesa, para determinar rangos de alturas y/o excentricidades para los cuales cada alternativa es económicamente más rentable.

## **CAPITULO 2. RECOPIACIÓN BIBLIOGRÁFICA**

### **2. GENERALIDADES**

En este capítulo se da a conocer la historia que existe sobre las estructuras del país y la recopilación bibliográfica que se considera en el presente proyecto de título.

Se muestra una definición del concepto de sismo y cómo ésta ha evolucionado en el tiempo, además de la descripción sísmica del país. Se da a conocer el estado del arte sobre las edificaciones altas que existen en Chile, ya sea estructurada en hormigón armado o en acero.

Finalmente, se mencionan las consideraciones y recomendaciones relativas al diseño sísmico de edificaciones, basadas en la NCh433 Of. 96<sup>[1]</sup>.

#### **2.1 SISMOLOGÍA**

El origen de los sismos o terremotos ha sido atribuido a diferentes razones a lo largo de la historia. En unos inicios estos eran explicados por mitologías, creencias religiosas de los diferentes pueblos y culturas del mundo, para luego comenzar a tener fundamentos basados en teorías científicas. Aristóteles fue el primero en dar una explicación con base científica, la cual consideraba que los terremotos eran producidos por masas de aire que intentaban escapar desde el interior de la tierra. El planteamiento moderno de las causas de los sismos data de principio del siglo XIX, cuando los terremotos fueron vinculados con fallas geológicas observadas en el terreno. Dicha idea fue tomando fuerza hasta finales del mismo siglo, donde fue aceptado por la comunidad científica que los sismos son producidos por el movimiento relativo entre dos partes de una fractura de la corteza terrestre <sup>[11]</sup>.

Una definición de sismo dice que éstos son vibraciones de la corteza terrestre, caracterizado por la liberación de gran cantidad de energía en poco tiempo. Lo más frecuente es que los

sismos se produzcan por el deslizamiento de la corteza terrestre a lo largo de una zona de encuentro entre placas adyacentes, denominada falla.

La energía liberada se manifiesta mediante ondas de vibración de la corteza que se propagan en todas las direcciones desde su origen, denominado “Foco”. Estas ondas son análogas a las producidas al momento de lanzar una piedra en un estanque de agua tranquilo <sup>[11]</sup>. La proyección del foco desde su centro hacia la superficie de la tierra se conoce como “Epicentro”. El instante que se inicia el sismo se conoce como hora de origen.

Con el avance de la tecnología y la implementación de sismómetros se inicia el registro instrumental de las ondas sísmicas generadas por los terremotos. Esto ha permitido determinar con gran precisión la localización y profundidad del foco, así como la magnitud del evento. Un sismo puede liberar una gran cantidad de energía y los efectos pueden ser muy devastadores, llegando a causar daños serios en las estructuras y pérdidas de vidas humanas.

Conocido el origen de los sismos, los científicos han buscado la respuesta a como un sismo afecta a los edificios, para así evaluar su comportamiento estructural frente a esta solicitación, permitiendo realizar diseños más seguros. Un buen diseño sísmico de un edificio es de vital importancia, ya que este puede reducir los daños en la estructura, evitando el colapso de esta (Figura 2.1), reduciendo pérdidas económicas y protegiendo la vida de los ocupantes <sup>[12]</sup>.

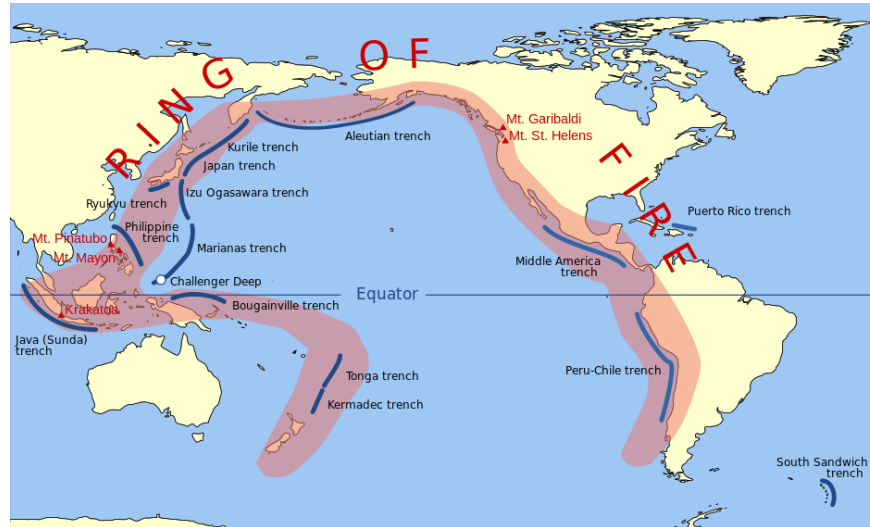


**Figura 2.1:** Edificios colapsados en Portoviejo, Ecuador Terremoto 2016.

(Fuente: <http://www.efeverde.com>)

## 2.1.1 SISMOLOGÍA EN CHILE

Chile se encuentra ubicado en la zona denominada Cinturón de Fuego del Pacífico (Figura 2.2), lugar del planeta que se caracteriza por tener una intensa actividad volcánica y sísmica, donde ocurren un 90% de los terremotos del mundo [11].



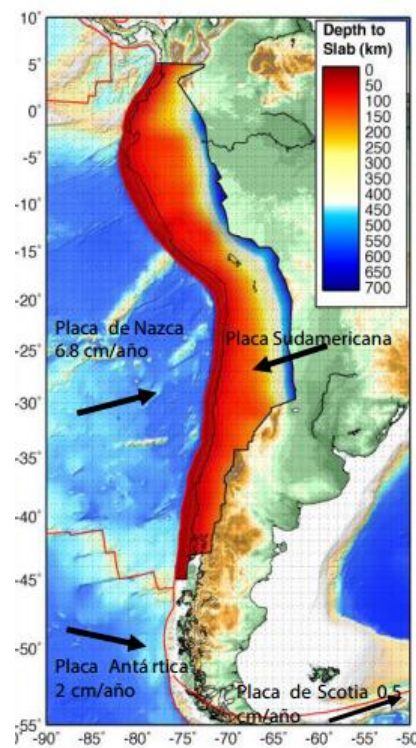
**Figura 2.2:** Cinturón de Fuego del Pacífico.

(Fuente: <https://www.usgs.gov>)

Dentro del cinturón de fuego, Chile se ubica sobre la placa Sudamericana, limitando al oeste con las placas de Nazca en centro y norte de sus costas y por la placa Antártica en el sur del país. En el borde occidental las dos placas oceánicas convergen a la placa Sudamericana y generan zonas de subducción, fenómeno que produce fricción, acumulando tensiones y deformaciones y, por ende, energía de deformación en la corteza, la cual se libera durante los sismos. Las interacciones entre las placas producen una gran deformación en el continente Sudamericano, generando cordilleras, ascenso o descenso del nivel de terreno respecto del estado inicial, etc.

En Figura 2.3 se muestra de manera gráfica el detalle de las placas tectónicas presentes en Chile. En dicha figura, la grilla de colores indica la profundidad que alcanza la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana.

La placa de Nazca comienza desde la costa sur de Colombia hasta la península de Taitao en la región de Aysén. Esto indica que casi la totalidad del país se encuentra en la zona de interacción entre la placa de Nazca y la Sudamericana.

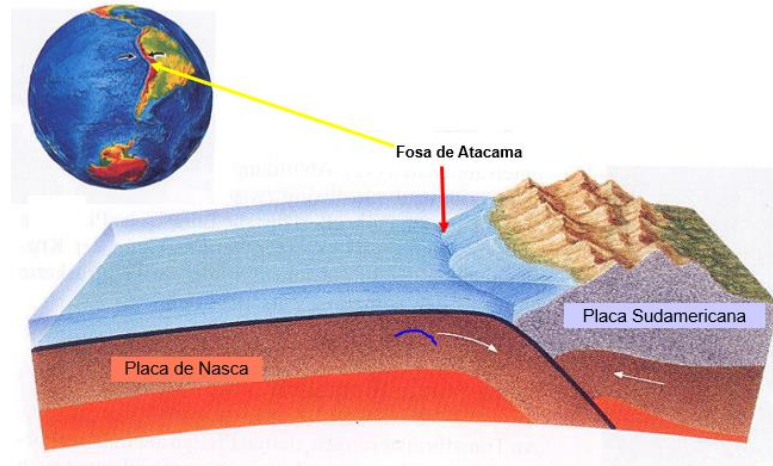


**Figura 2.3:** Marco Tectónico en Chile, dirección y velocidad de convergencia.

(Fuente <http://www.sismologia.cl>)

Debido a la relativamente alta velocidad de convergencia entre las placas de Nazca y Sudamericana, la sismicidad en esa zona es más intensa y produce los mayores terremotos que han sido registrados del país en la escala de  $M_w$ . Entre ellos se encuentran eventos como los terremotos de Valdivia 1960, Maule 2010 y Coquimbo 2015 por mencionar los más severos y destructivos con  $M_w$  9.5, 8.8 y 8.4, respectivamente <sup>[13]</sup>.

La zona de subducción (Figura 2.4) que existe en Chile, la Placa Oceánica (Nazca) se introduce por debajo del borde del continente, con la formación de una fosa y de un cinturón de volcánico, generando sismos superficiales y profundos <sup>[11]</sup>.



**Figura 2.4:** Zona de Subducción entre las Placas de Nazca y Sudamericana.

(Fuente <http://www.sismologia.cl>)

En el último tiempo el país ha registrado sismos de gran magnitud. Tras cada evento, el país ha aprendido a convivir con la actividad sísmica y la población ya tiene un conocimiento sobre cómo actuar frente a sismos medianamente severos. Entre ellos está los planes de evacuación y la definición de zonas de seguridad durante un sismo <sup>[14]</sup>.

Por otra parte, los daños que dejan los terremotos son visibles, las estructuras, monumentos, caminos y carreteras también sufren las consecuencias. Los edificios y/o estructuras son los más afectados con los movimientos, ya que se producen daños en los elementos estructurales, fisuras, grietas y en muchos casos el colapso de ellos, pero son muy pocos casos donde los edificios quedan completamente fuera de servicio.

Los últimos terremotos en Chile han dejado muchas experiencias a la hora de realizar el diseño y llevar a cabo la construcción de los nuevos edificios. Esto debido a que se espera que no se repitan imágenes de completa destrucción en las estructuras (Figura 2.5), causando

la pérdida de la vida en las personas que hacen uso de ellas (Figura 2.7 y Figura 2.8) y demoliciones del módulo más dañado del edificio (Figura 2.6).



**Figura 2.5:** Condominio Don Tristán, Maipú.  
(Terremoto 2010)  
(Fuente <http://www.emol.com>)



**Figura 2.6:** Edificio Plaza del Río, Concepción.  
(Terremoto 2010)  
(Fuente <http://www.emol.com>)



**Figura 2.7:** Colapso Edificio Alto Río,  
Concepción. (Terremoto 2010)  
(Fuente <http://www.emol.com>)



**Figura 2.8:** Avenida costanera, Coquimbo.  
(Terremoto y Tsunami 2015)  
(Fuente: <http://vivechileelqui.cl>)

## 2.2 EDIFICIOS DE USO HABITACIONAL Y COMERCIAL EN CHILE

Es un hecho observado al momento de transitar por las grandes ciudades del país, ratificado también en cifras, que la construcción de nuevos edificios se ha visto incrementada como consecuencia del crecimiento económico del país <sup>[8]</sup>. La creación de nuevos sitios comerciales, construcción de edificios destinados para departamentos y el requerimiento de oficinas para que las empresas de todo tipo puedan llevar a cabo sus actividades, ha promovido el crecimiento del rubro inmobiliario de edificios de altura en las ciudades más pobladas del país.

Un buen diseño sísmico de los edificios se favorece cuando no se presenten irregularidades o grandes cambios de sección en la altura. Los edificios que mantienen su geometría en la altura o cambios menores, no tuvieron problemas con los sismos de los últimos años. <sup>[15]</sup>

La escasez de espacios en zonas céntricas, es una razón para que las estructuras construidas puedan ser más altas, esto con motivos de aprovechar cada espacio de superficie dentro de las ciudades.

En Tabla 2.1 y 2.2 se muestran valores próximos en cuanto a la razón de aspecto en la planta ( $\lambda_a$ ) y también la razón de esbeltez en altura ( $\lambda_e$ ) de una muestra simple de edificios que destacan en las regiones Metropolitana, del Concepción.

De acuerdo a un muestreo simple de edificaciones del país, se puede notar que las estructuras tienen una razón de aspecto promedio de 1,9 para él. En cuanto a la esbeltez en altura de estas mismas estructuras, el valor promedio es de 4,0. Lo que llama la atención y destacan son los mayores valores de esbeltez, que corresponden a los 2 edificios más altos del país.

**Tabla 2.1:** Algunos edificios del Concepción, altura y razones de aspecto y esbeltez.*(Fuente: <http://www.portalinmobiliario.com> y elaboración propia)*

Edificio	Región	Comuna	Altura (m)	L (m)	B (m)	$\lambda_a$	$\lambda_e$
Torre Mall del Centro	VIII	Concepción	112	45,0	35,0	1,3	3,2
Edificio Amanecer	VIII	Concepción	77	40,9	35,0	1,2	2,2
Edificio Geocentro Obispo Salas	VIII	Concepción	57	44,0	16,6	2,7	3,4
Edificio Castellón	VIII	Concepción	54	49,0	20,6	2,4	2,6
Edificio Concepto & Estilo	VIII	Concepción	52	33,3	22,8	1,5	2,2
Edificio Costanera Concepción	VIII	Concepción	47	28,0	18,8	1,5	2,5
Edificio Neocentro	VIII	Concepción	45	50,0	23,0	2,2	2,0
Edificio Ongolmo	VIII	Concepción	44	50,0	14,4	3,5	3,0

**Tabla 2.2:** Algunos edificios de la Región Metropolitana, altura y razones de aspecto y esbeltez.*(Fuente: <http://www.portalinmobiliario.com> y elaboración propia)*

Edificio	Región	Comuna	Altura (m)	L (m)	B (m)	$\lambda_a$	$\lambda_e$
Gran Torre Santiago	RM	Providencia	300	35,0	35,0	1,0	8,6
Titanium la Portada	RM	Las Condes	194	56,5	28,0	2,0	6,9
Torre Telefónica Chile	RM	Providencia	143	75,8	26,3	2,9	5,4
Hotel Marriot Santiago de Chile	RM	Las Condes	130	50,0	25,0	2,0	5,2
Territoria 3000	RM	Las Condes	118	57,2	38,6	1,5	3,1
Torre Centenario	RM	Santiago	112	52,4	42,8	1,2	2,6
Torre Alameda	RM	Santiago	111	37,8	21,4	1,8	5,2
Torre Santa María	RM	Providencia	103	35,3	35,3	1,0	2,9

Los edificios más conocidos de las últimas décadas en ciudades densamente pobladas como Santiago y Concepción, son producto de los factores antes mencionados y corresponden a estructuras que sobrepasan los 30 niveles para el caso de la Región Metropolitana y pocos casos de 20 pisos para Concepción, la mayoría de ellos materializados en hormigón armado. Los edificios en la Región Metropolitana son más altos, ya que el tipo de suelos en gran parte son depósitos de grava y presentan una mayor capacidad de soporte que los suelos costeros en ciudades como Concepción, Viña del Mar, etc.

En las siguientes secciones, se mostrarán algunos ejemplares de estructuras existentes de hormigón y de acero principalmente en la ciudad de Concepción.

## 2.2.1 EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO

Cerca de la totalidad de edificios existentes en Chile y en la ciudad de Concepción son de hormigón armado. Muchos de ellos están estructurados en base a muros para el caso de edificios destinados para departamentos, en tanto que los destinados a oficinas suelen tener una estructuración mixta compuesta por marcos y un núcleo de muros.

Algunos ejemplos de edificios construidos en hormigón y destinados a oficinas con plantas libres y que poseen una fachada de vidrio, son el Edificio Centro Costanera (Figura 2.9), Torre del Centro (Figura 2.10), Edificio Neocentro (Figura 2.11) que están en la ciudad de Concepción. Muchos más de estas características hay en la Región Metropolitana como el edificio Costanera Center y Torre Titanium (Figura 2.12), etc.



**Figura 2.9:** Edificio Centro Costanera, Concepción.  
(Fuente: <http://www.portalinmobiliario.com>)



**Figura 2.10:** Construcción Torre del Centro (2013),  
Concepción.  
(Fuente: <http://torredelcentro.cl>)



**Figura 2.11:** Edificio Neocentro, Concepción.  
(Fuente: <http://www.portalinmobiliario.com>)



**Figura 2.12:** Edificios Titanium (Izquierda) y Costanera Center Cencosud (Derecha), Providencia.  
(Fuente: <http://www.latercera.com>)

### 2.2.2 EDIFICIOS DE ACERO

La mayoría de los proyectos en estructura metálica son destinados al sector industrial y la minería. Sin embargo, existen ejemplos de edificios construidos en acero destinados a uso habitacional o de oficina, pero se trata de estructuras de poca altura.

Algunos ejemplos son Torre las Condes (Figura 2.13), Edificio del Ministerio de Obras Públicas (Figura 2.14) y el edificio Nueva Santa María (Figura 2.15) que a la fecha (2016) está en plena construcción <sup>[9]</sup>, destacan como algunos de los edificios construidos en acero y muros de hormigón armado para la caja de escaleras y ascensores.

Mientras que la Nueva Santa María es un edificio destinado para un uso comercial y de oficinas, cuenta con un total de 32 niveles, plantas libres y posee columnas perimetrales de acero.



**Figura 2.13:** Construcción Torre las Condes  
(1992), Santiago.  
(Fuente: <http://www.liraarquitectos.cl>)



**Figura 2.14:** Edificio Ministerio de Obras Públicas,  
Concepción.  
(Fuente: *Elaboración propia*)



**Figura 2.15:** Torre Santa María II, Providencia.  
(Fuente: <http://www.nuevasantamaria.cl/proyecto.php>)

## 2.3 NORMA DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS NCh433 Of. 96

En la NCh433 Of.96 se establecen los requisitos mínimos para el diseño sísmico de los edificios. Esta norma incluye también exigencias que deben cumplir los equipos y otros elementos secundarios de edificios. En su Anexo A se encuentran algunas recomendaciones sobre la evaluación del daño sísmico y su reparación.

Las disposiciones de la NCh433 Of.96, deben aplicarse en conjunto con lo dispuesto en otras normas de análisis y en las normas específicas de diseño para cada materialidad, NCh427 <sup>[16]</sup> y NCh430 <sup>[17]</sup>, tal como se indica en el párrafo 5.3 de la norma. En caso de contradicción, deben prevalecer las disposiciones de la NCh433 Of.96.

Dentro de los principios e hipótesis básicas, ésta norma está orientada a lograr estructuras que:

- Resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada.
- Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad.
- Aunque presenten daño severo, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

Para analizar una estructura se establecen dos medios de análisis, los cuales son: análisis estático y análisis modal espectral. Las limitaciones de ambos métodos son revisados en el párrafo 6 de la norma.

Para llevar a cabo cada método de análisis, se deben considerar ciertos parámetros que serán mencionados en el Capítulo 3, donde se presentan los métodos y las bases de cálculo.

## **CAPITULO 3. MÉTODOS**

### **3. GENERAL**

En este capítulo se describen las características estructurales y geométricas de los edificios utilizados como objeto de estudio, así como también los materiales empleados y sus propiedades mecánicas.

También una descripción de los sistemas estructurales y de uniones entre vigas y columnas utilizadas en los edificios considerados como objetos de estudio.

Se identifican los parámetros utilizados para determinar las solicitaciones sísmicas y las demás cargas que actúan sobre la estructura, así como las combinaciones de dichas solicitaciones de acuerdo al Método de Resistencia Última.

Finalmente se presenta la modelación del edificio utilizando el programa ETABS <sup>[5]</sup>, en su versión 13.2.2, el cual servirá de análisis para la obtención de periodos naturales, esfuerzos internos, deformaciones en la estructura, etc.

#### **3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

El proyecto consiste en evaluar la posibilidad de construir edificios de acero, considerando que puede ser económicamente factible versus los edificios de hormigón armado. Los edificios son destinados para sitios de oficinas y presentan diferentes aspectos en la geometría de la planta y la altura, siendo estos 30, 60 y 90 metros por sobre el nivel de calle.

El proyecto estará ubicado en la ciudad de Concepción, Octava Región del Bío-Bío, Chile.

### 3.2 ESTRUCTURACIÓN DEL SISTEMA SISMORRESISTENTE

Se ha escogido como objeto de estudio una planta característica. Esta consta de un núcleo de muros para escalera y ascensores, más columnas y vigas perimetrales. Este tipo de planta no corresponde a ningún edificio real o proyectado, sino que sólo busca reproducir la tipología estructural del común de los edificios destinados a oficina que se construyen en Chile.

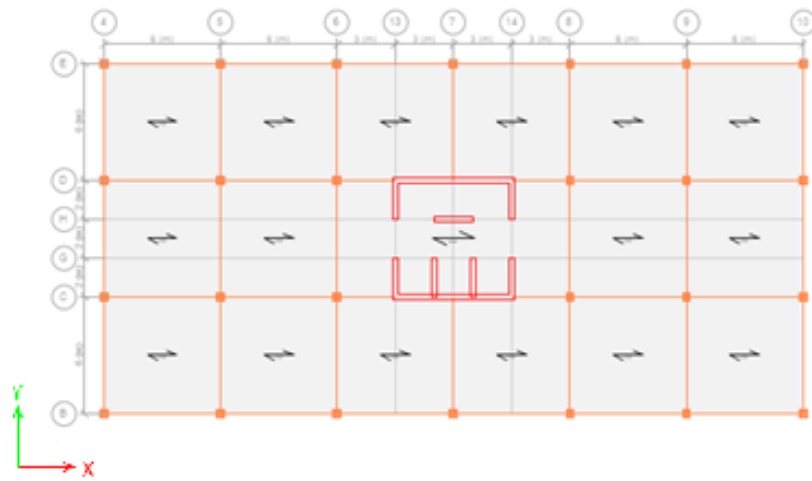
Las losas de piso son de hormigón armado, tradicionales y macizas, las cuales actúan como diafragmas rígidos para compatibilizar los desplazamientos horizontales de los elementos resistentes en los tres grados de libertad de las plantas, a través de su considerable rigidez que poseen en su plano. Las losas de piso son de 20,0cm en espesor para todos los edificios, las cuales son apoyadas tanto en vigas de hormigón armado o acero, según sea el caso.

La estructura de cada edificio se basa en un sistema mixto, con pórticos y un núcleo de muros, donde las acciones gravitacionales y las sísmicas en ambas dirección de análisis, son resistidas por los pórticos y el núcleo de muros.

El sistema de pórticos proporciona flexibilidad y ductilidad al sistema, atrayendo menores esfuerzos sísmicos. Además de esto la estructura cuenta con un sistema de muros de hormigón armado que trabajan en conjunto a los marcos para resistir la demanda sísmica.

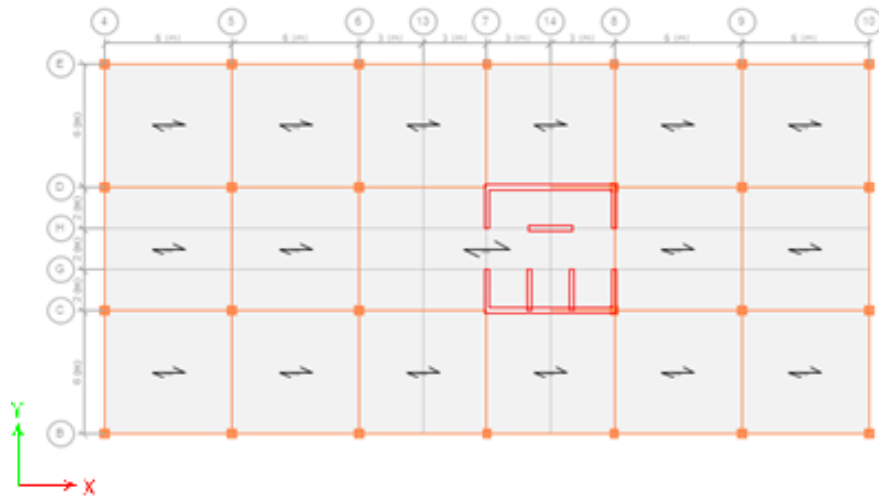
La estructura no presenta irregularidades geométricas en planta ni en elevación y solo las aberturas de losas para la ubicación de escaleras y ascensores. Los entrepisos son de alturas idénticas, el cual tiene una altura de 3,0m.

En las Figuras 3.1, 3.2 y 3.3 se muestra un esquema de la planta, su geometría, la orientación y ubicación del núcleo de muros dentro de ésta. Se tiene una separación fija de 6.0m entre columnas.



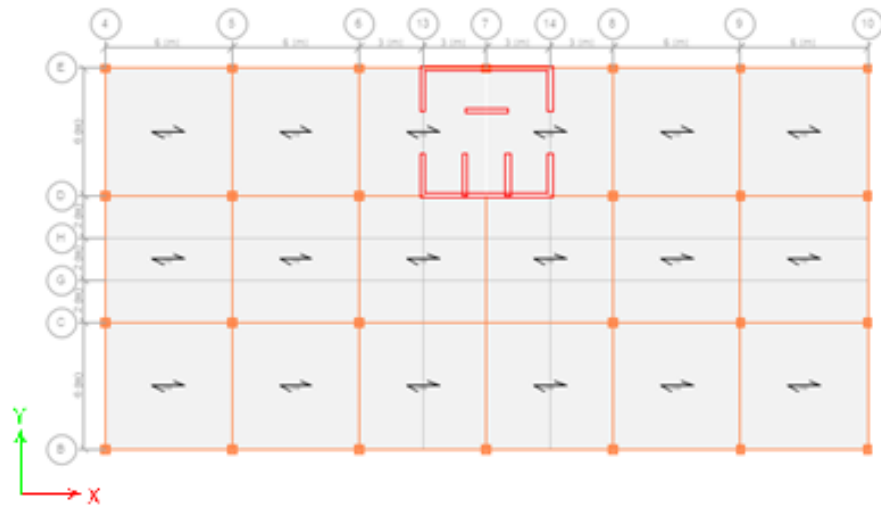
**Figura 3.1:** Planta del edificio con simetría,  $CA=CR$ .

(Referencia: *Elaboración Propia*)



**Figura 3.2:** Planta del edificio con excentricidad Eje X.

(Referencia: *Elaboración Propia*)



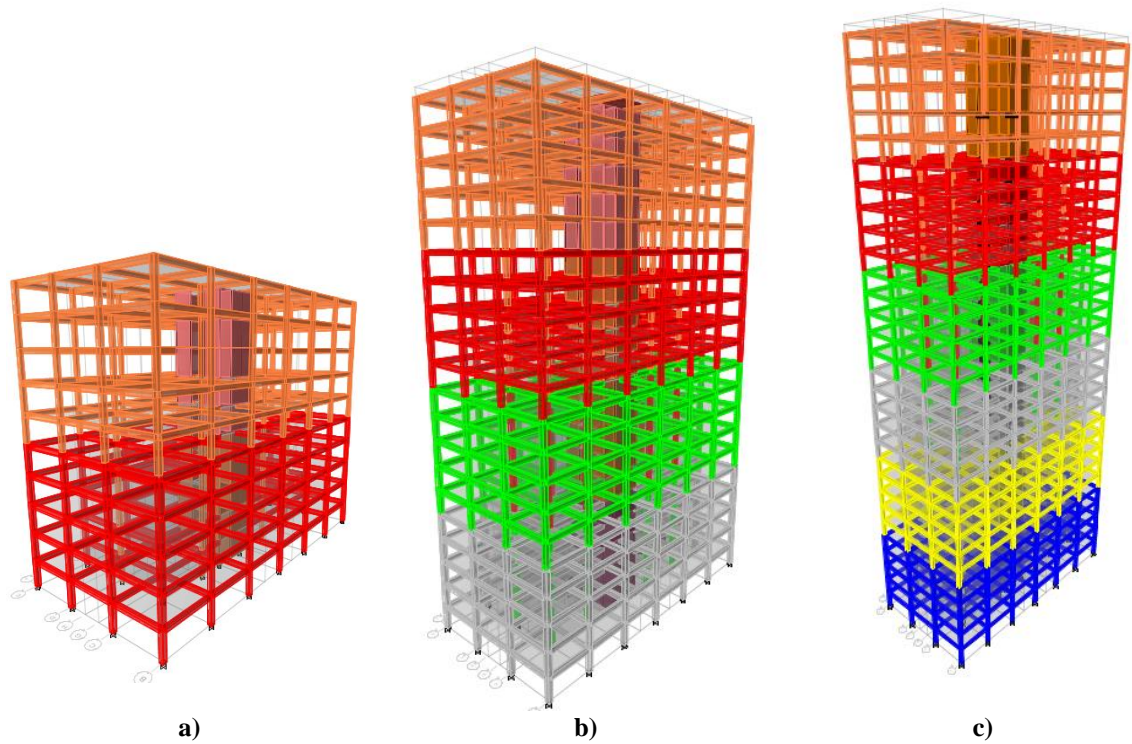
**Figura 3.3:** Planta del edificio con excentricidad Eje Y.

(Referencia: *Elaboración Propia*)

Los edificios están divididos en bloques idénticos en las secciones de los elementos, como si fueran edificios de 5 pisos cada uno, de manera que del piso 1 al 5 corresponde al primer bloque, del piso 6 al 10 es el segundo bloque y así sucesivamente hasta al último y sexto bloque que va desde el piso 26 al 30 en el caso de un edificio de 30 niveles (Figura 3.4).

Cada bloque tiene secciones de vigas, columnas y espesor de muros iguales, los cuales van disminuyendo en la altura del edificio.

Los aspectos similares entre un edificio de acero y de hormigón armado para una misma altura son: la misma dimensión de planta, orientación y ubicación del núcleo de muros dentro de la planta. Las diferencias entre estos sólo es la materialidad en los pórticos.



**Figura 3.4:** Edificios compuestos por bloques. a) 10 pisos, b) 20 pisos, c) 30 pisos.

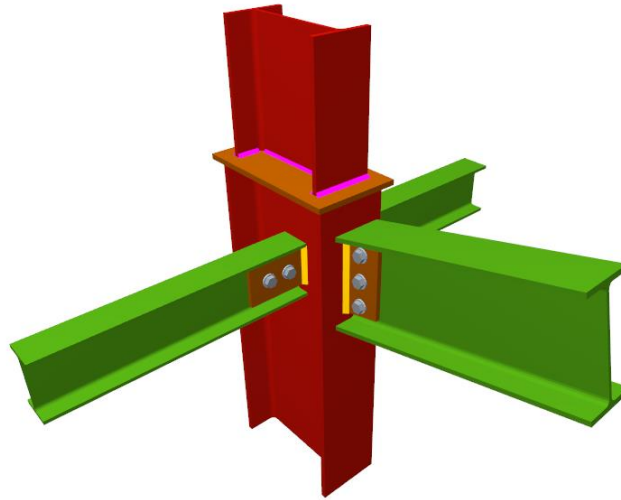
*(Referencia: Elaboración propia)*

En resumen el detalle de cada edificio para las diferentes alturas es el siguiente:

- Edificio de Hormigón Armado: Estructura en base a marcos de hormigón armado, columnas de sección cuadrada, vigas de sección rectangular, losas tradicionales y macizas de hormigón armado y los muros de hormigón armado para el núcleo interior en caja de escalera y ascensores.
- Edificio de Acero: Estructura en base a marcos de acero, perfiles del tipo IN para vigas y HN para columnas, lo anterior debido a la facilidad de materializar uniones conexiones rígidas, losas tradicionales y macizas de hormigón armado y muros de hormigón armado para el núcleo interior en caja de escalera y ascensores.

### Uniones

Conexiones rígidas entre las columnas y vigas, uniones soldadas y apernadas (Figura 3.5).

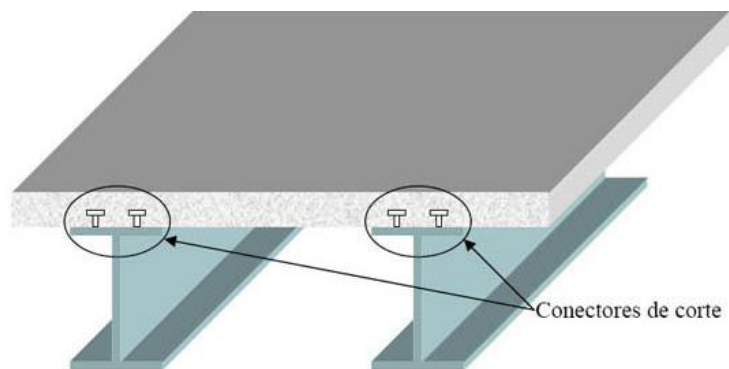


**Figura 3.5:** Detalle de las uniones entre vigas y columnas de acero.

(Referencia: <http://estructurasacero.blogspot.cl>)

### Unión losa - vigas

Se utilizarán conectores de corte para anclar las losas a las vigas de acero para lograr transferir la fuerza de corte horizontal en la interfase losa-viga (Figura 3.6),



**Figura 3.6:** Detalle de la interfase losa – vigas.

(Referencia: <http://construccionesyaceros.com/conectores.php>)

### 3.3 BASES DE CÁLCULO

#### 3.3.1 MATERIALES EMPLEADOS

Los materiales empleados en el proyecto son los siguientes:

- Hormigón H30 para Columnas, vigas, losas y muros, con un nivel de confianza del 95%
- Acero de refuerzo A630-420H del tipo estriado.
- Acero estructural ASTM A36 para columnas y vigas en los edificios de marcos en acero.

#### 3.3.2 CALIDAD Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

- Hormigón
  - Módulo de Elasticidad  $E_c$  235.000 kg/cm<sup>2</sup>
  - Densidad de Hormigón Armado  $\rho_c$  2.500 kg/cm<sup>2</sup>
  - Módulo de Poisson  $\nu_c$  0,2
  - Módulo de Corte  $G_c$  0,42\* $E_c$
  - Tensión de Ruptura  $f'_c$  250 kg/cm<sup>2</sup>
- Acero de Refuerzo
  - Módulo de Elasticidad  $E_s$  2.100.000 kg/cm<sup>2</sup>
  - Densidad del Acero  $\rho_s$  7.850 kg/cm<sup>2</sup>
  - Módulo de Poisson  $\nu_c$  0,3
  - Módulo de Corte  $G_s$  0,39\* $E_s$
  - Tensión de Fluencia  $f_y$  4200 kg/cm<sup>2</sup>
  - Tensión de Ruptura  $f_u$  6.300 kg/cm<sup>2</sup>

- Acero Estructural
  - Módulo de Elasticidad  $E_s$  2.100.000 kg/cm<sup>2</sup>
  - Densidad del Acero  $\rho_s$  7.850 kg/cm<sup>2</sup>
  - Módulo de Poisson  $\nu_s$  0,3
  - Módulo de Corte  $G_s$  0,39\* $E_s$
  - Tensión de Fluencia  $f_y$  2.530 kg/cm<sup>2</sup>
  - Tensión de Ruptura  $f_u$  4.078 kg/cm<sup>2</sup>

### 3.3.3 HIPOTESIS DE DISEÑO

En el diseño de los distintos elementos se establecen algunas hipótesis fundamentales para lograr la estructuración de la estructura.

- Hormigón Armado
  - Las secciones transversales planas antes de la aplicación de las cargas, permanecen planas durante la acción de estas.
  - Existe adherencia perfecta entre el hormigón y las barras de refuerzo, lo que se traduce en que la deformación unitaria que experimentan las barras de acero embebidas en el hormigón es la misma que presenta el hormigón circundante. No existe deslizamiento.
  - La resistencia a la tracción por parte del hormigón es despreciable.
  - Los módulos de elasticidad del hormigón y acero de refuerzo permanecen constante.

- Acero
  - Las secciones transversales planas antes de la aplicación de las cargas, permanecen planas durante la acción de estas.
  - Existe una completa adherencia entre los elementos de acero que se unen mediante pernos de deslizamiento crítico o soldadura.
  - El acero se comporta como un material elastoplástico.
  - Ductilidad, propiedad favorable ante solicitaciones cíclicas.
  - El módulo de elasticidad del acero se mantiene de manera constante.

### 3.3.4 METODOLOGÍA DE DISEÑO

Los elementos de acero y hormigón armado fueron diseñados de acuerdo a lo dispuesto en los códigos de diseño AISC 360-10 <sup>[6]</sup> y ACI 318-08 <sup>[7]</sup>, respectivamente. A su vez, en el diseño se realizó usando al Método de resistencia última (LRFD). Este propone que la resistencia de diseño debe ser mayor o igual al efecto de las cargas mayoradas en las combinaciones de carga mencionadas más adelante <sup>[18]</sup>.

### 3.3.5 ESTADOS DE CARGA

En el cálculo fueron consideradas las siguientes solicitaciones:

- |   |          |
|---|----------|
| • Cargas de peso propio de la estructura                      | D        |
| • Sobrecargas de uso de piso en la estructura <sup>[19]</sup> | L        |
| • Sobrecarga de techo <sup>[19]</sup>                         | Lr       |
| • Cargas sísmicas según la dirección <sup>[1]</sup>           | Ex, Ey   |
| • Torsión accidental según la dirección <sup>[1]</sup>        | Emx, Emy |
| • Cargas de viento según la dirección <sup>[20]</sup>         | Wx, Wy   |

### 3.3.6 COMBINACIONES DE CARGA

Se consideran las siguientes combinaciones de carga de acuerdo a lo dispuesto en la sección 9.1.1 de NCh3171 Of.2010 <sup>[18]</sup> y 5.2.1 (b) de NCh433 Of.96 <sup>[1]</sup>.

- 1)  $1.4D$
- 2)  $1.2D + 1.6L + 0.5Lr$
- 3)  $1.2D + 1.6 Lr + L$
- 4)  $1.4D + 1.4L \pm 1.4Ex$
- 5)  $1.4D + 1.4L \pm 1.4Ey$
- 6)  $1.4D + 1.4L \pm 1.4Ex \pm Emy$
- 7)  $1.4D + 1.4L \pm 1.4Ey \pm Emx$
- 8)  $0,9D \pm 1.4Ex$
- 9)  $0,9D \pm 1.4Ey$
- 10)  $1.2D + 1.0L \pm 1.6Wx$
- 11)  $1.2D + 1.0L \pm 1.6Wy$

### **3.4 RECOMENDACIONES NORMAS CHILENA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL**

#### **3.4.1 DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS NCh433 Of.96**

En el apartado 5.5.1 de la norma, se indica una recomendación sobre el cálculo de masas que se debe considerar al momento de modelar una estructura. Para este caso se define que las masas consideradas son las cargas permanentes y el 50% de la sobrecarga de uso. Esto debido a que se trata de construcción destinadas a la habitación privada o al uso público y puede ser usual o no la aglomeración de personas.

Dentro de las disposiciones más importantes se encuentran las restricciones de deformaciones sísmicas. Estas se deben a desplazamientos horizontales y rotaciones, que generan desplazamientos relativos entre puntos de plantas consecutivas. La NCh433 Of.96 restringe el desplazamiento máximo entre dos pisos consecutivos medido en el centro de masa así como también medido entre cualquier par de punto de plantas consecutivas (párrafo 5.9. NCh433 Of.96).

El método utilizado, como se señala en el apartado 6.3 de la NCh433 Of.96, corresponde a un análisis modal espectral en la estructura. Este puede aplicarse a estructuras que presenten modos normales de vibración clásicos, con amortiguamiento modales del orden de 5% del amortiguamiento crítico.

- Análisis por torsión accidental

El efecto de la torsión accidental debe considerarse en cualquiera de las dos formas alternativas como se indica en la norma en el apartado 6.3.4 de la norma sísmica. Esta indica que su efecto puede ser considerado aplicando momentos de torsión estáticos en cada nivel, calculados como el producto de la variación del esfuerzo de corte combinado en ese nivel por una excentricidad accidental dada por:

$\pm 0,1 \cdot b_{ky} \cdot Z_k/H$  para el sismo según X

$\pm 0,1 \cdot b_{kx} \cdot Z_k/H$  para el sismo según Y

Los resultados de estos análisis se sumaron a los análisis modales espectrales que resultaron de considerar el sismo actuando en ambas direcciones de la planta del modelo con los centros de masas en su ubicación natural. Adicionalmente deben ser consideradas las cargas estáticas y porcentajes de otras cargas eventuales, de acuerdo a las combinaciones de carga señaladas previamente.

- Espectro de diseño

Se define el espectro de diseño, el cual determina la demanda sísmica que podría afectar a la estructura en término de pseudoaceleración espectral,  $S_a$ , como:

$$S_a = \frac{S \cdot A_o \cdot \alpha}{(R^*/I)} \quad \text{Ec. 3-1}$$

Donde;

La norma señala que se distinguen tres zonas de riesgo sísmicas en el territorio nacional. Dependiendo de la ubicación geográfica que tenga el edificio, será asociado el factor  $A_o$  relacionado con el riesgo por cercanía a la fuente sismogénica predominante. Las zonas sísmicas, ciudades que pertenecen a cada cual y el valor de  $A_o$  se pueden revisar en la figura 4.1, tablas 4.1 y 6.2 de la NCh433 Of. 96, respectivamente.

Otro parámetro que se debe considerar es el coeficiente de importancia  $I$ , que depende de la clasificación del edificio, importancia, uso y riesgo de falla. Para conocer la clasificación del edificio y el valor del coeficiente de importancia  $I$ , se recomienda la revisión del apartado 4.3 y la tabla 6.1 <sup>[1]</sup>, respectivamente.

El factor de amplificación  $\alpha$  de Ec. 3-1, refleja el efecto del sismo de diseño sobre sistemas con diferente frecuencia natural. Se determina para cada modo de vibrar  $n$ , de acuerdo a la expresión (6-9) de la NCh433 Of.96, que a su vez depende de otros parámetros relativos al tipo de suelo de fundación que se determinan a continuación.

$$\alpha = \frac{1+4,5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad \text{Ec. 3-2}$$

Las características de absorción y disipación de la energía de la estructura resistente son consideradas en el diseño basado en un análisis estático por medio del factor de modificación de la respuesta  $R_o$ . Este depende del tipo de estructuración y materialidad, siendo más alto mientras más dúctil sea el comportamiento esperado. Los valores establecidos por la norma se indican en su tabla 5.1.

En un análisis modal espectral, el parámetro  $R^*$  es el factor de reducción de la aceleración espectral. Este se calcula mediante la ecuación (6-10) de la norma sísmica en base al parámetro  $R_o$  y contempla valores propios de la estructura como el período de mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis  $T^*$  y  $R_o$ .

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad \text{Ec. 3-3}$$

- Decreto Supremo N° 61

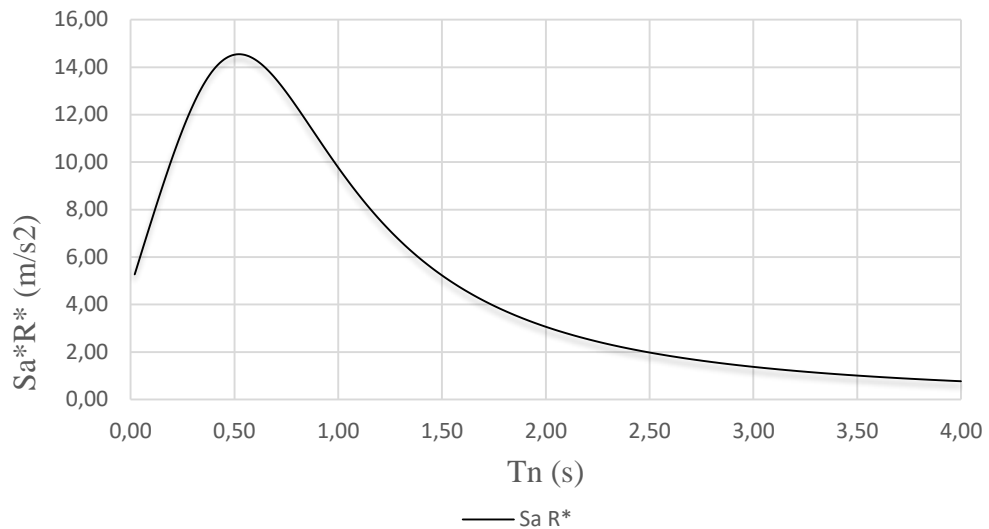
Como es de público conocimiento, una amplia zona del país fue afectada por un sismo de intensidad excepcionalmente severa con características de terremoto, catástrofe que produjo un nivel de daños por sobre lo aceptable. Este es el llamado terremoto del Maule del 27 de febrero de 2010, de magnitud  $M_w=8.8$ . Las consecuencias de este evento sísmico hicieron que el comité encargado de revisar la NCh433 introdujera cambios para subsanar las deficiencias detectadas. Estas modificaciones condujeron finalmente al DS-61 que complementa a la NCh433. Los principales cambios incorporados por este decreto se relacionan con la clasificación sísmica del terreno de fundación. Esto introdujo parámetros cuyos valores se pueden revisar en la tabla 12.3 del DS-61. La caracterización del suelo debe apoyarse en un informe sustentado en una exploración del subsuelo acorde con las características del proyecto.

Con los datos de la tabla 3.1, es posible crear el espectro de demanda elástica para cada estructura, independiente de su periodo fundamental en cualquier dirección de análisis (Figura 3.7).

**Tabla 3.1:** Parámetros para conocer  $S_a$ .

(Fuente: NCh433 Of. 96 y Decreto Supremo 61)

Parámetros NCh433 Of. 96/ Decreto Supremo 61	Valores
Zonificación Sísmica	III
Tipo de suelo	D
Categoría de edificio	C
Factor de modificación de la respuesta $R_o$	11,0
Coefficiente de Importancia $I$	1,0
Aceleración máxima efectiva del suelo $A_o$	0,4g
Coefficiente del suelo $p$	1,0
Coefficiente del suelo $T_o$	0,75
Coefficiente del suelo $n$	1,8
Coefficiente del suelo $S$	1,2



**Figura 3.7:** Espectro de demanda elástica.  
*(Referencia: Elaboración propia)*

Cada estructura posee características diferentes, por lo que sus periodos fundamentales también son distintos para cada edificio, por lo que tienen diferentes factores de reducción  $R^*$ . Este factor modifica el espectro de demanda elástica de figura 3.1 conforme a lo indicado en Ec. 3-1, haciendo que el espectro de diseño sea característico de cada estructura y cada dirección de análisis.

- Limitaciones del esfuerzo de corte basal

La NCh433 Of.96 establece limitaciones al corte de basal definiendo un corte mínimo y uno máximo. El corte mínimo se debe a que en general en los terremotos corticales la potencia del movimiento sísmico decrece asintóticamente a cero cuando la frecuencia se reduce (períodos largos). Esto tiene por resultado que las estructuras muy flexibles se ven poco afectadas por los sismos, razón por la cual se establece una demanda mínima, para prever situaciones inesperadas en relación a la tendencia antes mencionada. Por otra parte, la potencia de los sismos corticales suele concentrarse en torno a frecuencias bajas, relacionadas

con el período de vibración natural del suelo de fundación. Estructuras cuyo período natural se acerca al del suelo estarán sometidas a una mayor demanda sísmica que aquellas cuyo período es bastante mayor o menor que este. El límite superior del corte basal atiende al hecho de que mientras más alta es la demanda sísmica, mayores son sus desplazamientos y, por ende el daño, lo cual incrementa el grado de amortiguamiento, reduciendo las solicitaciones sísmicas. Por otra parte, este corte máximo atiende a razones prácticas, ya que sería económicamente poco viable construir estructuras de período cercano al del suelo de fundación, sin que estas sufran daño y disipen energía por comportamiento plástico en un sismo severo. Para conocer más sobre las limitaciones del corte basal y los valores máximos y mínimos, revisar párrafo 6.3.7 de la NCh433 Of.96.

### 3.4.2 CARGAS

#### PERMANENTES Y SOBRECARGAS DE USO NCh 1537 Of.86

Estas fueron determinadas de acuerdo a lo establecido en la NCh 1537 Of. 86<sup>[19]</sup> “Diseño estructural de edificios- Cargas permanentes y sobrecargas de uso”. Esta norma establece los valores mínimos de sobrecargas de uso y define valores característicos de pesos propios de materiales comúnmente usados en ingeniería.

Se presenta en la tabla 3.2 las cargas y sobrecargas de uso que corresponden a edificios destinados a oficinas privadas sin equipos.

**Tabla 3.2:** Cargas y sobrecargas en la estructura.

(Fuente: NCh 1537 Of.86)

Sobrecarga	Carga
Permanente hormigón armado	2.500 kg/m <sup>3</sup>
Permanente acero	7.850 kg/m <sup>3</sup>
Sobrecarga de uso	250 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga de techo	60 kg/m <sup>2</sup>

### **3.4.3 CÁLCULO DE LA ACCIÓN DEL VIENTO NCh 432 Of.71**

La acción del viento sobre las estructuras analizadas fue determinada de acuerdo a lo establecido en la NCh432 Of.71 <sup>[20]</sup> “Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones”. Esta norma establece los criterios para cuantificar la acción del viento sobre objetos de formas comúnmente usadas en edificaciones, permitiendo determinar la presión estática del viento. Con lo anterior se determinan las fuerzas estáticas equivalentes actuando en el centro de masa de cada piso de los edificios analizados.

Es importante destacar que la NCh 432 no permite cuantificar eficientemente el efecto dinámico del viento sino únicamente el efecto estático. Esto es una buena aproximación para estructuras rígidas, que no se cimbran con el viento y cuya frecuencia fundamental está alejado del contenido de frecuencia de mayor potencia en la ráfaga de viento predominante. Esto presenta una incertidumbre al intentar cuantificar el efecto del viento en edificios muy altos (período fundamental de varios segundos), pues es probable que el viento genere efectos de amplificación dinámica significativos. Sin embargo, este no es el caso de los edificios analizados en esta tesis.

### 3.5 MODELACION ETABS

Con el modelamiento estructural se busca dar respuesta al objetivo principal de esta tesis. Este apunta a determinar si el acero es un material económicamente competitivo en relación al hormigón armado, en el diseño de edificios de pórticos con núcleo central de muros. Como objetos de estudio se consideró un set de edificios de planta prismática rectangular con un núcleo de muros para escalera y tres ascensores. La estructura en torno al núcleo central está compuesta por vigas y columnas, analizando las alternativas de acero y hormigón armado para la materialidad de estas. Se analizaron edificios de 10, 20 y 30 pisos, con núcleo de muros centrado y excéntrico e la planta.

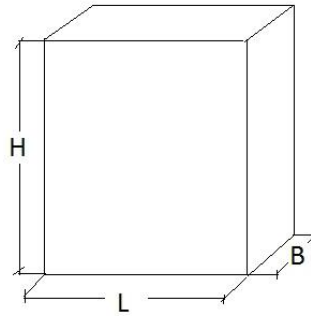
El comportamiento estructural de los edificios se modeló en el programa ETABS en su versión 13<sup>[5]</sup>. Este software es capaz de generar estados de carga, pesos propios automáticamente con solo ingresar las secciones de los elementos de acuerdo al material. Para el desarrollo del problema estructural mediante ETABS es fundamental conocer la geometría de planta, vigas, columnas y muros. La geometría que presenta cada edificio se muestra en la figuras 3.8 a la 3.16.

Donde;

*H*: Altura total del edificio desde el nivel de terreno.

*L*: Ancho de mayor dimensión.

*B*: Ancho de menor dimensión.



**Figura 3.8:** Forma del edificio, prisma rectangular.

(Referencia: *Elaboración propia*)

Para fines prácticos la dimensión ancho  $B = 3l$ , donde  $l$  es el espaciamiento de columnas del edificio, distancia fija asumida de 6,0m; por lo tanto  $B=18,0m$ .

El número de pisos se obtiene de la relación  $H/h_p$  donde el valor de  $h_p$  es la altura entre pisos de 3,0m constante para cada nivel. Por ejemplo si la altura total del edificio  $H= 51,0m$ , el número de pisos será de 21.

De acuerdo a lo anterior se definen los siguientes parámetros:

$\lambda_a : L/B$  : Razón de aspecto en planta

$\lambda_e : H/B$  : Esbeltez en altura

A partir de estos parámetros adimensionales, se construyeron las dimensiones geométricas de cada edificio se resumen en las tablas 3.3 y 3.4. A modo de ejemplo se tiene el Modelo A3, el cual es materializado en acero, con razón de aspecto de planta 2,0 y esbeltez en altura 10/3, lo cual entrega una altura total de 60 metros sobre el nivel de calle y dando como resultado 20 niveles.

**Tabla 3.3:** Modelos de edificio con Centro de masa = Centro Rigidez*(Referencia: Elaboración propia)*

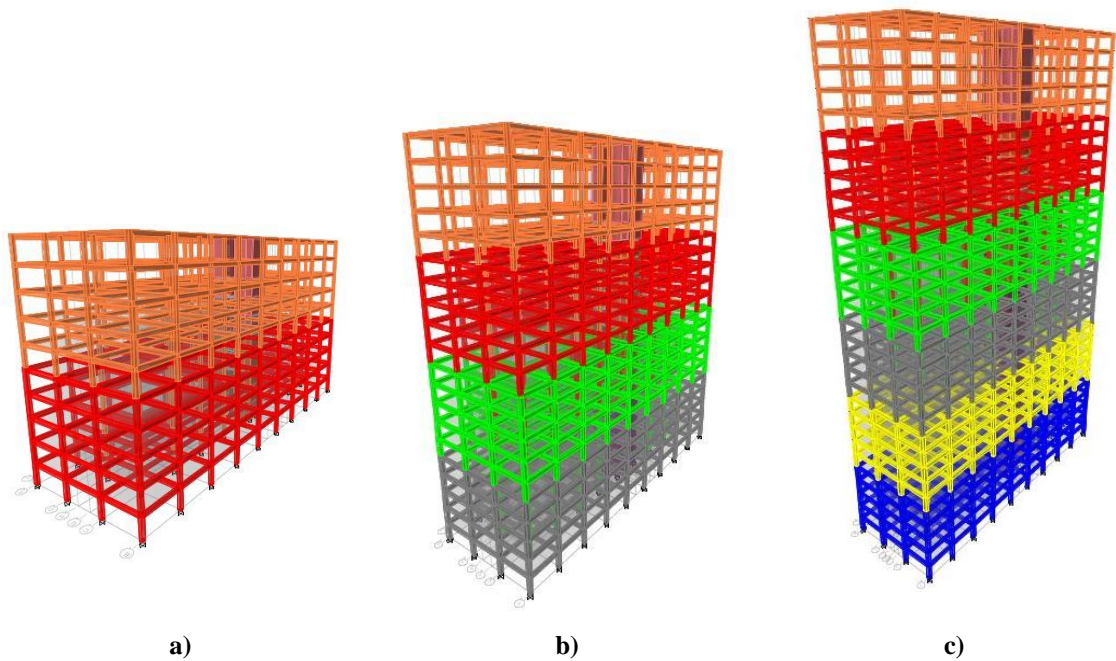
Modelos CM=CR	Material	$\lambda_a$	L (m)	$\lambda_e$	H (m)	Niveles
A1	Acero	2,0	36,0	5/3.	30,0	10
HA1	H-A	2,0	36,0	5/3.	30,0	10
A2	Acero	3,0	54,0	5/3.	30,0	10
HA2	H-A	3,0	54,0	5/3.	30,0	10
A3	Acero	2,0	36,0	10/3.	60,0	20
HA3	H-A	2,0	36,0	10/3.	60,0	20
A4	Acero	2,0	36,0	5,0	90,0	30
HA4	H-A	2,0	36,0	5,0	90,0	30

**Tabla 3.4:** Modelos de edificio con excentricidad en eje X*(Referencia: Elaboración propia)*

Modelos ex	Material	$\lambda_a$	L (m)	$\lambda_e$	H (m)	Niveles
A5	Acero	2,0	36,0	5/3.	30,0	10
HA5	H-A	2,0	36,0	5/3.	30,0	10
A6	Acero	3,0	54,0	5/3.	30,0	10
HA6	H-A	3,0	54,0	5/3.	30,0	10
A7	Acero	2,0	36,0	10/3.	60,0	20
HA7	H-A	2,0	36,0	10/3.	60,0	20
A8	Acero	2,0	36,0	5,0	90,0	30
HA8	H-A	2,0	36,0	5,0	90,0	30

Como se mencionó en la sección 3.2 el edificio está dividido en bloques de 5 pisos. Los grosores de muros, secciones de vigas y columnas, son uniformes entre elementos igualmente ubicados en la planta dentro de un mismo bloque, pero cambian de un bloque a otro. De esta manera, un edificio de 30 niveles corresponden a seis bloques, uno de 20 pisos son cuatro bloques y finalmente 10 pisos corresponden a dos bloques.

Cabe destacar que un edificio de 10 niveles corresponden a los dos últimos bloques de un edificio de 30 pisos. De manera análoga, un edificio de 20 pisos corresponden a los cuatro últimos bloques de un edificio de 30 pisos. La siguiente figura ilustra lo mencionado anteriormente en una vista tridimensional de cada edificio. Cada color representa un bloque estructural del edificio, mostrando la relación entre bloques de edificios de diferentes alturas.



**Figura 3.9:** Edificios Modelados vista tridimensional. a) 10 pisos. b) 20 pisos. c) 30 pisos.

*(Referencia: Elaboración propia)*

Las secciones de los elementos de viga, columna, grosor de muros por cada bloque, se muestran en Tabla 3.5, 3.6 y 3.7

- Edificio de hormigón armado

**Tabla 3.5:** Secciones de los elementos de hormigón armado en cada bloque. Bloques se enumeran desde abajo hacia arriba.

(Referencia: *Elaboración propia*)

Bloque	Columnas Perimetrales	Columnas Interiores	Vigas		Muros
	b x b (mm)	b x b (mm)	h (mm)	b (mm)	e (mm)
1	700x700	600x600	700	350	400
2	600x600	550x550	650	350	380
3	550x550	500x500	600	300	360
4	500x500	480x480	580	300	340
5	480x480	450x450	560	300	320
6	450x450	450x450	550	300	300

- Edificio de acero

**Tabla 3.6:** Secciones de los elementos de acero en cada bloque. Bloques se enumeran desde abajo hacia arriba.

(Referencia: *Elaboración propia*)

Bloque	Columnas Perimetrales HN			Columnas Interiores HN			Vigas IN				Muros
	H x B (mm)	ef (mm)	tf (mm)	H x B (mm)	ef (mm)	tf (mm)	H (mm)	B (mm)	ef (mm)	tf (mm)	e (mm)
1	500	32	16	450	32	16	500	300	28	12	400
2	450	32	16	450	28	14	500	300	25	12	380
3	450	28	14	400	28	14	500	300	22	12	360
4	400	28	14	400	25	12	450	300	28	12	340
5	400	25	12	400	20	12	450	300	25	12	320
6	400	20	12	400	20	12	450	300	22	12	300

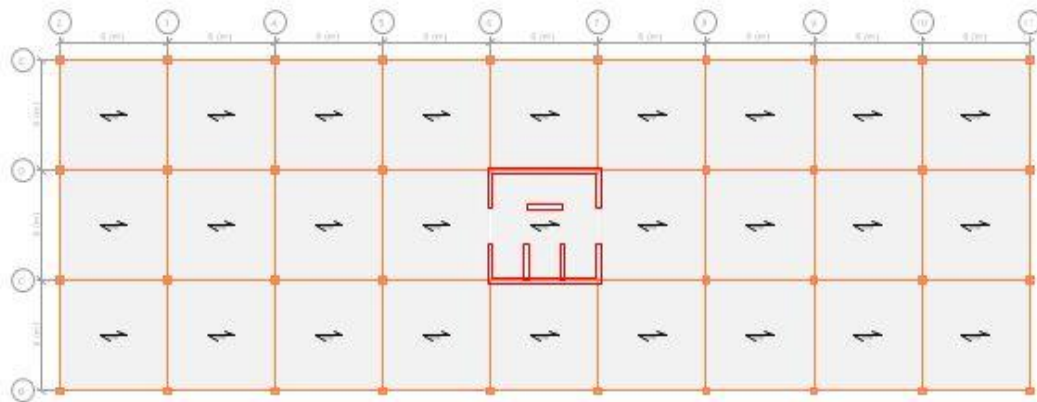
En caso de requerir vigas de acople en los muros, para reducir los drift, estas son de hormigón armado, serán dos y ubicadas de manera que conecten el núcleo de muros en cada planta. Las vigas son requeridas en el caso en todos los edificios de 20 y 30 pisos.

**Tabla 3.7:** Sección para las vigas de acople de hormigón armado.

(Fuente: *Elaboración propia*)

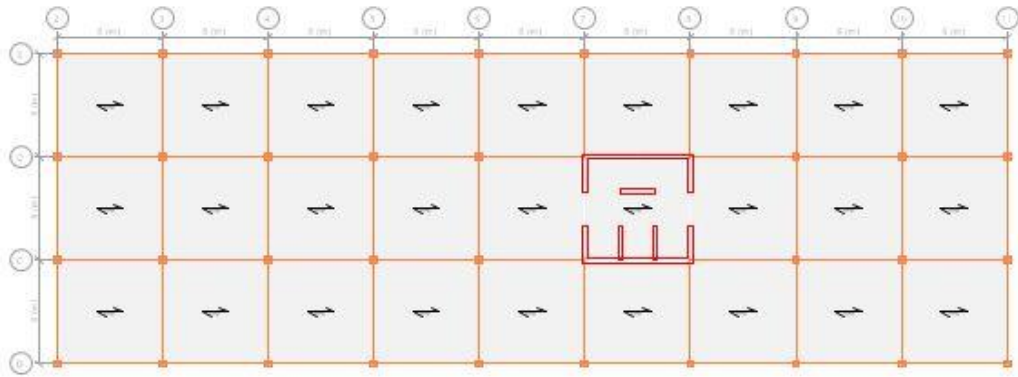
Vigas de acople	
h (mm)	b (mm)
700	300

En cuanto a la ubicación del núcleo de muros su configuración en planta en cada edificio es mostrada en las Figuras 3.10 a la 3.12.



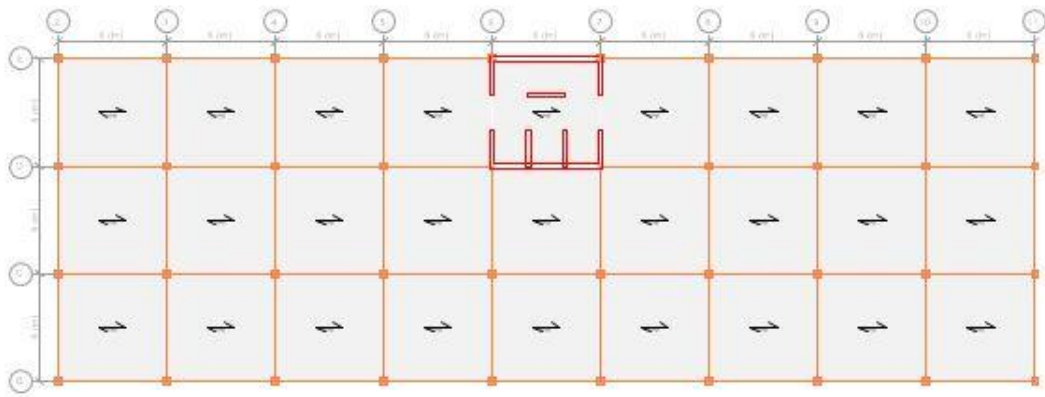
**Figura 3.10:** Planta del edificio con simetría,  $CA=CR$ .

(Referencia: *Elaboración Propia*)



**Figura 3.11:** Planta del edificio con excentricidad Eje X

*(Referencia: Elaboración Propia)*



**Figura 3.12:** Planta del edificio con excentricidad Eje Y

*(Referencia: Elaboración Propia)*

Pero dentro de esta tesis no se considerará la ubicación del núcleo que produzca una excentricidad en el eje Y como muestra la Figura 3.12, debido a que no es una condición desfavorable en la dirección débil de la estructura.

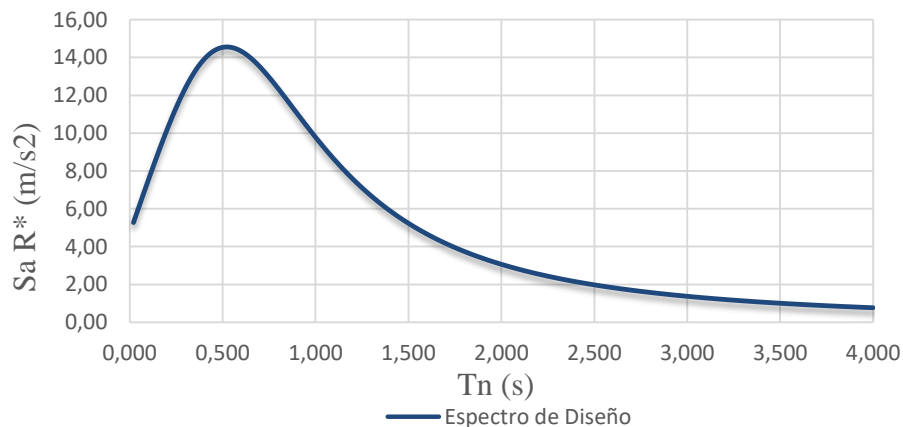
Para realizar el análisis modal espectral, como se indica en el párrafo 6.6.3 de la norma, se consideró el número de modos necesarios para que las sumas de las masas modales equivalentes para cada una de las direcciones de análisis sean mayor o igual a un 90% de la masa modal total.

Las losas de pisos fueron modeladas repartiendo uniformemente su carga de peso propio y la sobrecarga de uso hacia sus apoyos, los cuales son las vigas soportantes, según el área tributaria.

Otro punto importante que se debe tomar en cuenta en los modelos estructurales es la definición estados de carga de uso y las combinaciones de carga, los cuales fueron revisados en las secciones 3.3.5 y 3.3.6, respectivamente. La carga permanente D, es ingresada de forma automática al momento de crear la materialidad y elementos estructurales en cada modelo.

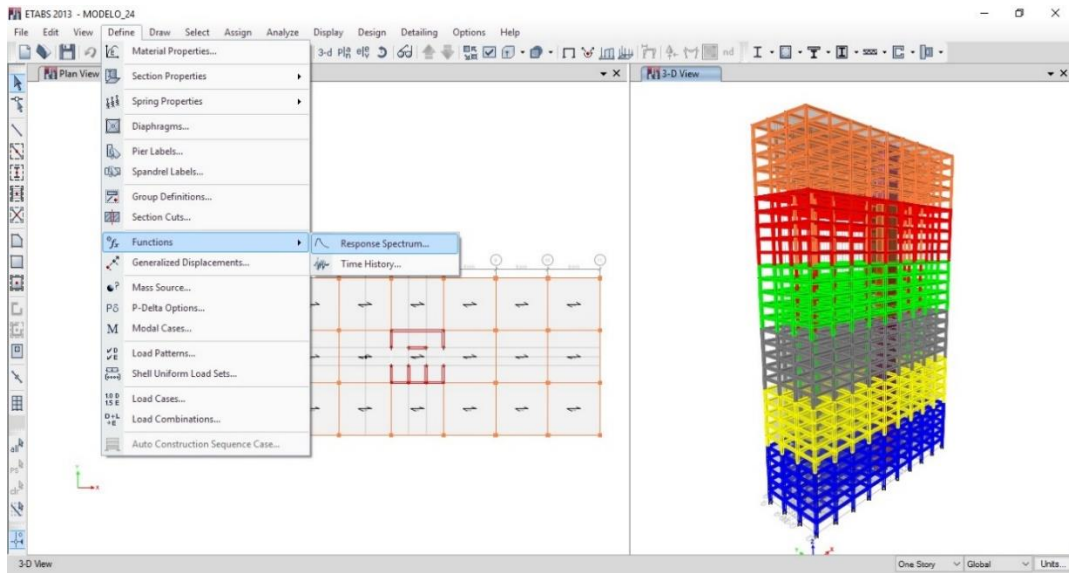
La sobrecarga de uso L y Lr, los espectros de diseño sísmico y la carga de viento Wx y Wy, se agregan de forma manual. Las masas sísmicas fueron calculadas automáticamente por el programa considerando como peso sísmico el 100% de las cargas permanentes y el 50% de la sobrecarga de uso.

Para ingresar el espectro de diseño no reducido por  $R^*$  (Figura 3.13) cualquiera sea la dirección se debe agregar de forma manual en la siguiente opción (Figura 3.14 y 3.15), a modo de ejemplo se utilizó el modelo A4.



**Figura 3.13:** Espectro de diseño no reducido por  $R^*$ , Modelo A4.

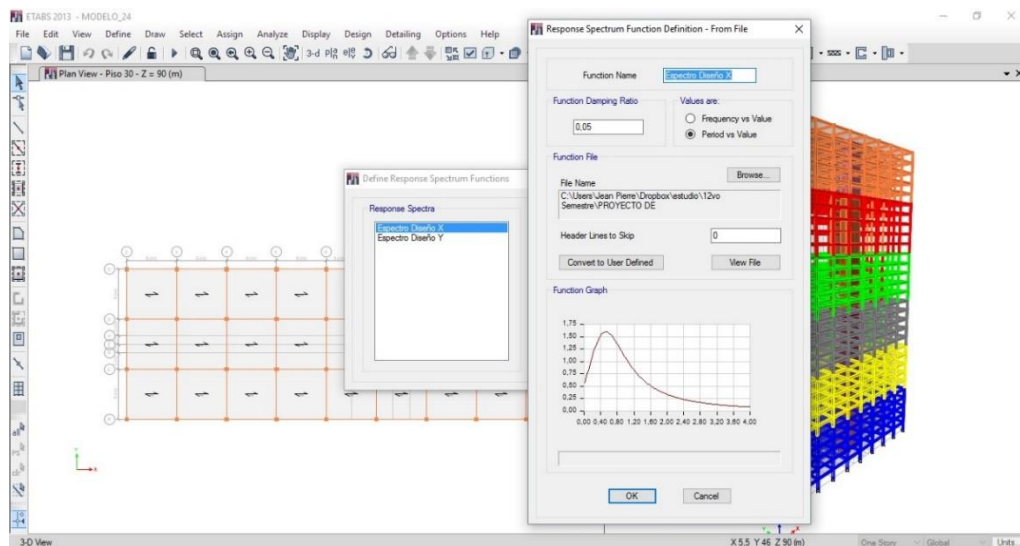
(Fuente: Elaboración propia)



**Figura 3.14:** Forma de ingresar el espectro de diseño en Modelo A4.

*(Fuente: Elaboración propia)*

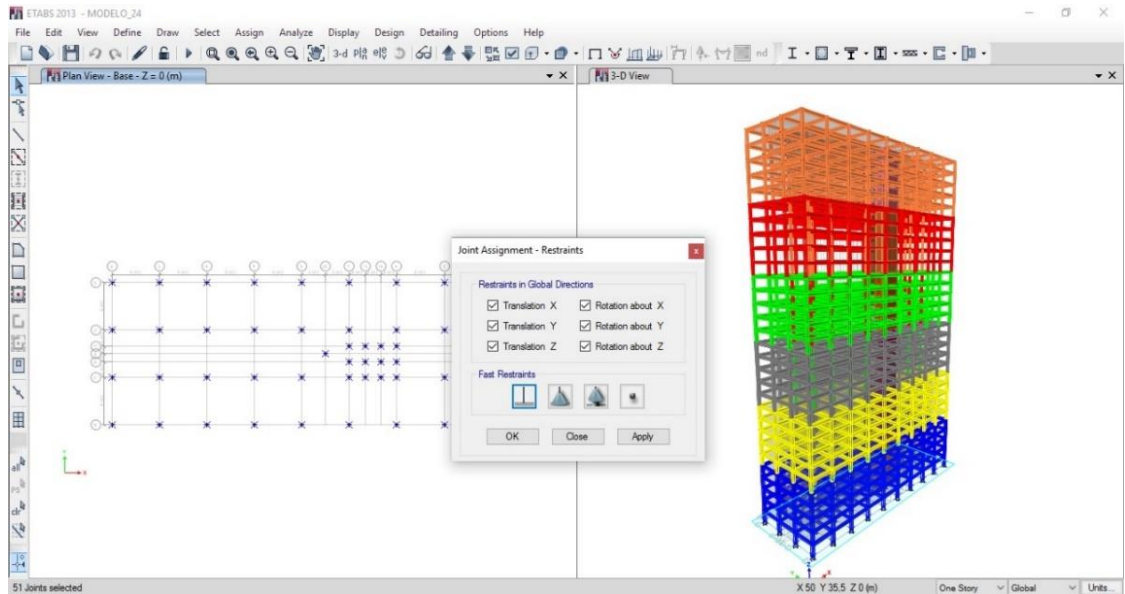
Lo anteriormente descrito se repite para la dirección Y del modelo A4 y todas las demás modelaciones estructurales de edificios. Todo esto con la finalidad de conocer la demanda sísmica en cada estructura en términos de desplazamientos, esfuerzos internos y corte basal.



**Figura 3.15:** Espectro de diseño ingresado en Etabs para el modelo A4.

*(Fuente: Elaboración propia)*

Las cimentaciones de cada edificio se consideraron rígidas, esto es, columnas y muros empotrados a nivel de terreno, restringiendo así desplazamientos y giros (Figura 3.16). Las cimentaciones no fueron objeto de estudio, por lo que no son diseñadas.



**Figura 3.16:** Restricciones en los apoyos, columnas empotradas.

*(Fuente: Elaboración propia)*

Para el caso del viento, la acción de éste sólo se consideró en los modelos de edificios de 20 y 30 niveles.

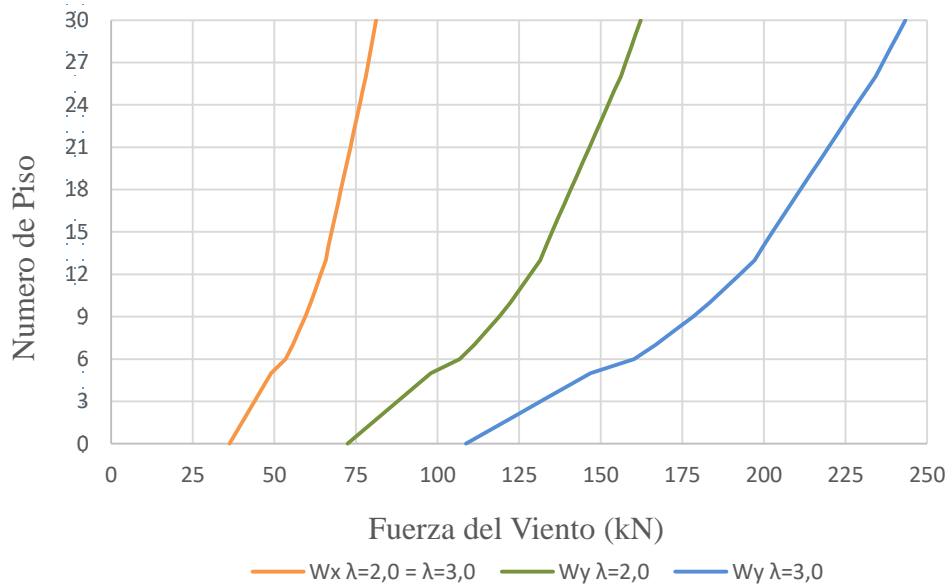
La distribución de la presión del viento genera cargas laterales, que se aplican en cada piso a los edificios (Figura 3.17).

Las cargas de viento ingresadas a ETABS se indican en Tabla 3.8, considerando que la fuerza resultante de la presión actuante aplicada en el centro de masa de cada piso. Las cargas deben ser ingresadas de forma manual a cada modelo estructural que cumpla con lo señalado previamente, solo en los modelos de edificios de 20 y 30 pisos.

**Tabla 3.8:** Presión y fuerza del viento en las estructuras.

(Fuente: Elaboración propia)

Piso	Altura h (m)	Presión básica q (kg/m <sup>2</sup> )	C*q (kg/m <sup>2</sup> )	$\lambda_a = 2,0$ L=36,0m		$\lambda_a = 3,0$ L=54,0m	
				Wx (kN)	Wy (kN)	Wx (kN)	Wy (kN)
1	1,5	57,0	68,4	36,2	72,5	36,2	108,7
2	4,5	61,0	73,2	38,8	77,6	38,8	116,3
3	7,5	65,0	78,0	41,3	82,6	41,3	124,0
4	10,5	69,0	82,8	43,9	87,7	43,9	131,6
5	13,5	73,0	87,6	46,4	92,8	46,4	139,2
6	16,5	77,0	92,4	48,9	97,9	48,9	146,8
7	19,5	84,0	100,8	53,4	106,8	53,4	160,2
8	22,5	87,5	105,0	55,6	111,2	55,6	166,9
9	25,5	90,5	108,6	57,5	115,1	57,5	172,6
10	28,5	93,5	112,2	59,4	118,9	59,4	178,3
11	31,5	96,2	115,4	61,2	122,3	61,2	183,5
12	34,5	98,6	118,3	62,7	125,4	62,7	188,0
13	37,5	101,0	121,2	64,2	128,4	64,2	192,6
14	40,5	103,4	124,1	65,7	131,5	65,7	197,2
15	43,5	104,8	125,7	66,6	133,2	66,6	199,8
16	46,5	106,3	127,5	67,5	135,1	67,5	202,6
17	49,5	107,8	129,3	68,5	137,0	68,5	205,5
18	52,5	109,3	131,1	69,4	138,9	69,4	208,3
19	55,5	110,8	132,9	70,4	140,8	70,4	211,2
20	58,5	112,3	134,7	71,4	142,7	71,4	214,1
21	61,5	113,8	136,5	72,3	144,6	72,3	216,9
22	64,5	115,3	138,3	73,3	146,5	73,3	219,8
23	67,5	116,8	140,1	74,2	148,4	74,2	222,6
24	70,5	118,3	141,9	75,2	150,3	75,2	225,5
25	73,5	119,8	143,7	76,1	152,2	76,1	228,4
26	76,5	121,3	145,5	77,1	154,2	77,1	231,2
27	79,5	122,8	147,4	78,1	156,1	78,1	234,2
28	82,5	124,0	148,8	78,8	157,7	78,8	236,5
29	85,5	125,2	150,2	79,6	159,2	79,6	238,8
30	88,5	126,4	151,7	80,4	160,7	80,4	241,1



**Figura 3.17:** Fuerza del viento aplicado en los edificios.

(Fuente: Elaboración propia)

### 3.6 EVALUACIÓN ECONÓMICA

La evaluación económica del objeto de estudio, se basa en realizar la cubicación de materiales de obra gruesa en cada edificio, es decir, cantidad de m<sup>3</sup> en hormigón, m<sup>2</sup> de moldaje, kg de acero estructural y de refuerzo.

Los valores para los materiales cubicados fueron cotizados en “Cementos Melón”, “Cintac”, “Moldajes y Andamios ULMA”.

Mediante un análisis de precio unitario a las partidas de obra gruesa, itemizado de las tablas 3.9 y 3.10, se obtiene el costo total bruto en \$UF para cada edificio, resultados que se revisan en el Capítulo 5.

Las simplificaciones para el análisis económico son las siguientes:

- No se consideran costos económicos en las fundaciones, ya que no fue objeto de estudio y no se realiza un diseño sobre éstas.
- Terminaciones sobre el acabado de losa y muros no fueron considerados como partidas del itemizado en cada edificio, porque en ambos casos se tiene la misma planta y núcleo de muros.
- Se considera un porcentaje de Leyes Sociales de un 35%.

**Tabla 3.9:** Itemizado para edificios en acero.

*(Referencia: Elaboración propia)*

DESCRIPCIÓN	UNIDAD
<b>0. Obras Previas</b>	
0.1 Cierre perimetral	m
0.2 Instalación de faenas	m2
0.3 Trazado y niveles	m
<b>Obra Gruesa</b>	
<b>1. Acero</b>	
1.2 Instalación columnas	kg
1.2 Instalación vigas	kg
1.3 Instalación conectores de corte	UNI
<b>2. Moldaje</b>	
2.1 Moldaje de muros	m2
2.2 Moldaje de losas	m2
<b>3. Enfierradura</b>	
3.1 Cortado y doblado de fierros	kg
3.2 Enfierradura de muros	kg
3.3 Enfierradura de losas	kg
<b>4. Hormigones</b>	
4.1 Hormigonado de muros	m3
4.2 Hormigonado de losas	m3
<b>5. Desmoldaje</b>	
5.1 Desmoldaje	m2

**Tabla 3.10:** Itemizado para edificios en hormigón armado.

(Referencia: *Elaboración propia*)

DESCRIPCIÓN	UNIDAD
<b>0. Obras Previas</b>	
0.1 Cierre perimetral	m
0.2 Instalación de faenas	m2
0.3 Trazado y niveles	m
<b>Obra Gruesa</b>	
<b>1. Moldaje</b>	
1.1 Moldaje de columnas	m2
1.2 Moldaje de vigas	m2
1.3 Moldaje de muros	m2
1.4 Moldaje de losas	m2
<b>2. Enfierradura</b>	
2.1 Cortado y doblado de fierros	kg
2.2 Enfierradura de columnas	kg
2.3 Enfierradura de vigas	kg
2.4 Enfierradura de muros	kg
2.5 Enfierradura de losas	kg
<b>3. Hormigón</b>	
3.1 Hormigonado de columnas	m3
3.2 Hormigonado de vigas	m3
3.3 Hormigonado de muros	m3
3.4 Hormigonado de losas	m3
<b>4. Desmoldaje</b>	
4.1 Desmoldaje	m2

## **CAPITULO 4. RESULTADOS DE LAS SIMULACIONES**

### **4. GENERAL**

En éste capítulo se dan a conocer los resultados más relevantes del proyecto en estudio como muestra entre un modelo y otro. En el primer apartado 4.1 a) se muestran los resultados para los edificios donde no existe excentricidad en la planta. Los resultados de los modelos con excentricidad se muestran en el siguiente apartado 4.1 b).

En una primera parte se presenta el análisis de autovalores y autovectores, donde se muestra los resultados de los períodos y masas equivalentes para cada modo. Se considerarán en el análisis modal espectral todos los modos necesarios para alcanzar un 90% de la masa traslacional equivalente total como se indica en la sección 3.5.

A continuación se muestran los resultados del corte basal en cada modelo de comparación y las limitaciones de éste, según se ha mencionado en los métodos si no alcanza el mínimo o excede al máximo.

También se muestran verificaciones de resistencia en algunos elementos más solicitados en la estructura. En el caso del edificio de acero estos serán la columna y viga del primer nivel, de acuerdo a lo establecido en los códigos de diseño en acero <sup>[13]</sup>. De forma similar, en el caso del edificio de hormigón armado, dichos elementos serán la columna y viga del primer piso con su respectivo diseño en cuanto a los límites de acero de refuerzo y diseño de resistencia última <sup>[14]</sup>. Las verificaciones sólo se muestran para los modelos definidos como “Modelo A4” y “Modelo HA4”, “Modelo A5” y “Modelo HA5” para el caso donde existe simetría y excentricidad, respectivamente.

Finalmente se presenta la cubicación en cuanto a la cantidad de elementos presente en las estructuras, cantidad de m<sup>3</sup> hormigón, acero de refuerzo, m<sup>2</sup> en moldaje para los elementos de hormigón y acero estructural. Luego de eso la evaluación económica y el costo estimado en obra gruesa de cada proyecto de edificio.

## 4.1 ANÁLISIS DE AUTOVALORES Y AUTOVECTORES

En este apartado se muestran los resultados de los periodos asociados a cada modo de vibrar de la estructura y su respectivo porcentaje de masa traslacional y de rotación en tablas 4.1 hasta 4.16.

### a) Modelos con CA=CR

**Tabla 4.1:** Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo A1.

(Fuente: Elaboración propia)

Modelo A1							
Modo	T (seg)	% Masa X	% Masa Y	% Masa Rz	% Sum Masa X	% Sum Masa Y	% Sum Masa Rz
1	<b>0,885</b>	0,00	0,00	<b>77,22</b>	0,00	0,00	77,22
2	<b>0,869</b>	0,00	<b>73,11</b>	0,00	0,00	73,11	77,22
3	<b>0,545</b>	<b>69,92</b>	0,00	0,00	69,92	73,11	77,22
11	0,068	0,00	3,13	0,00	89,36	95,65	98,24
12	0,066	5,59	0,00	0,00	<b>94,95</b>	<b>95,65</b>	<b>98,24</b>

**Tabla 4.2:** Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo HA1.

(Fuente: Elaboración propia)

Modelo HA1							
Modo	T (seg)	% Masa X	% Masa Y	% Masa Rz	% Sum Masa X	% Sum Masa Y	% Sum Masa Rz
1	<b>0,99</b>	0,00	0,00	<b>77,96</b>	0,00	0,00	77,96
2	<b>0,919</b>	0,00	<b>74,14</b>	0,00	0,00	74,14	77,96
3	<b>0,607</b>	<b>69,65</b>	0,00	0,00	69,65	74,14	77,96
11	0,073	5,64	0,00	0,00	<b>94,89</b>	<b>92,88</b>	<b>98,16</b>
12	0,071	0,00	2,96	0,00	94,89	95,84	98,16

**Tabla 4.3:** Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo A2.*(Fuente: Elaboración propia)*

Modelo A2							
Modo	T (seg)	% Masa X	% Masa Y	% Masa Rz	% Sum Masa X	% Sum Masa Y	% Sum Masa Rz
1	<b>1,110</b>	0,00	0,00	<b>79,04</b>	0,00	0,00	79,04
2	<b>0,977</b>	0,00	<b>73,75</b>	0,00	0,00	73,75	79,04
3	<b>0,645</b>	<b>70,15</b>	0,00	0,00	70,15	73,75	79,04
12	0,080	0,00	3,08	0,00	89,27	95,70	99,00
13	0,079	5,64	0,00	0,00	<b>94,91</b>	<b>95,70</b>	<b>99,00</b>

**Tabla 4.4:** Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo HA2.*(Fuente: Elaboración propia)*

Modelo HA2							
Modo	T (seg)	% Masa X	% Masa Y	% Masa Rz	% Sum Masa X	% Sum Masa Y	% Sum Masa Rz
1	<b>1,236</b>	0,00	0,00	<b>77,71</b>	0,00	0,00	77,71
2	<b>1,035</b>	0,00	<b>73,97</b>	0,00	0,00	73,97	77,71
3	<b>0,72</b>	<b>69,78</b>	0,00	0,00	69,78	73,97	77,71
11	0,092	0,00	0,00	0,82	89,21	92,64	98,85
12	0,087	5,67	0,00	0,00	<b>94,88</b>	<b>92,64</b>	<b>98,85</b>

**Tabla 4.5:** Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo A3.*(Fuente: Elaboración propia)*

Modelo A3							
Modo	T (seg)	% Masa X	% Masa Y	% Masa Rz	% Sum Masa X	% Sum Masa Y	% Sum Masa Rz
1	<b>2,003</b>	0,00	<b>72,50</b>	0,00	0,00	72,50	0,00
2	<b>1,794</b>	0,00	0,00	<b>78,57</b>	0,00	72,50	78,57
3	<b>1,420</b>	<b>67,55</b>	0,00	0,03	67,55	72,50	78,60
10	0,187	0,00	2,74	0,00	84,87	93,28	95,29
11	0,165	6,49	0,00	1,23	<b>91,36</b>	<b>93,28</b>	<b>96,52</b>

**Tabla 4.6:** Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo HA3.*(Fuente: Elaboración propia)*

Modelo HA3							
Modo	T (seg)	% Masa X	% Masa Y	% Masa Rz	% Sum Masa X	% Sum Masa Y	% Sum Masa Rz
1	<b>2,129</b>	0,00	<b>72,22</b>	0,00	0,00	72,22	0,00
2	<b>2,049</b>	0,00	0,00	<b>75,37</b>	0,00	72,22	75,37
3	<b>1,585</b>	<b>66,88</b>	0,00	0,00	66,88	72,22	75,37
11	0,181	6,66	0,00	0,00	<b>91,22</b>	<b>93,23</b>	<b>94,77</b>
12	0,178	0,00	0,00	1,39	91,23	93,23	96,16

**Tabla 4.7:** Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo A4.*(Fuente: Elaboración propia)*

Modelo A4							
Modo	T (seg)	% Masa X	% Masa Y	% Masa Rz	% Sum Masa X	% Sum Masa Y	% Sum Masa Rz
1	<b>2,911</b>	0,00	<b>68,58</b>	0,00	0,00	68,58	0,00
2	<b>2,441</b>	<b>68,46</b>	0,00	0,00	68,46	68,58	0,00
3	<b>2,168</b>	0,00	0,00	<b>78,16</b>	68,46	68,58	78,16
14	0,180	0,032	0,000	0,000	<b>93,84</b>	<b>93,95</b>	<b>96,83</b>
15	0,177	0,000	0,015	0,000	93,84	95,40	96,83

**Tabla 4.8:** Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo HA4.*(Fuente: Elaboración propia)*

Modelo HA4							
Modo	T (seg)	% Masa X	% Masa Y	% Masa Rz	% Sum Masa X	% Sum Masa Y	% Sum Masa Rz
1	<b>2,928</b>	0,00	<b>65,12</b>	0,00	0,00	65,12	0,00
2	<b>2,605</b>	<b>64,33</b>	0,00	0,00	64,33	65,12	0,00
3	<b>2,269</b>	0,00	0,00	<b>73,91</b>	64,33	65,12	73,91
14	0,192	3,68	0,00	0,00	<b>92,61</b>	<b>0,93</b>	<b>0,96</b>
15	0,182	0,00	1,69	0,00	92,61	0,95	0,96

b) Modelos con Excentricidad en Eje X

**Tabla 4.9:** Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo A5.

(Fuente: Elaboración propia)

Modelo A5							
Modo	T (seg)	% Masa X	% Masa Y	% Masa Rz	% Sum Masa X	% Sum Masa Y	% Sum Masa Rz
1	<b>0,796</b>	0,00	19,36	<b>50,71</b>	0,00	19,36	50,71
2	<b>0,620</b>	0,00	<b>54,32</b>	27,07	0,00	73,68	77,78
3	<b>0,569</b>	<b>69,40</b>	0,00	0,00	69,40	73,68	77,78
10	0,077	0,00	0,10	1,11	89,18	93,96	97,79
11	0,067	5,72	0,00	0,00	<b>94,90</b>	<b>93,96</b>	<b>97,79</b>

**Tabla 4.10:** Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo HA5.

(Fuente: Elaboración propia)

Modelo HA5							
Modo	T (seg)	% Masa X	% Masa Y	% Masa Rz	% Sum Masa X	% Sum Masa Y	% Sum Masa Rz
1	<b>1,012</b>	0,00	20,95	<b>55,59</b>	0,00	20,95	55,59
2	<b>0,834</b>	0,00	<b>55,95</b>	20,12	0,00	76,90	75,71
3	<b>0,641</b>	<b>68,93</b>	0,00	0,00	68,93	76,90	75,71
10	0,09	0,00	0,11	1,08	89,10	93,65	97,56
11	0,073	5,65	0,00	0,68	<b>94,75</b>	<b>93,65</b>	<b>98,24</b>

**Tabla 4.11:** Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo A6.

(Fuente: Elaboración propia)

Modelo A6							
Modo	T (seg)	% Masa X	% Masa Y	% Masa Rz	% Sum Masa X	% Sum Masa Y	% Sum Masa Rz
1	<b>1,174</b>	0,00	16,92	<b>54,94</b>	0,00	16,92	54,94
2	<b>0,912</b>	0,00	<b>57,36</b>	23,78	0,00	74,28	78,72
3	<b>0,746</b>	<b>70,14</b>	0,00	0,00	70,14	74,28	78,72
11	0,086	0,00	0,13	0,61	89,28	94,34	98,14
12	0,079	5,65	0,00	0,00	<b>94,93</b>	<b>94,34</b>	<b>98,14</b>

**Tabla 4.12:** Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo HA6.*(Fuente: Elaboración propia)*

Modelo HA6							
Modo	T (seg)	% Masa X	% Masa Y	% Masa Rz	% Sum Masa X	% Sum Masa Y	% Sum Masa Rz
1	<b>1,29</b>	0,00	14,75	<b>65,67</b>	0,00	14,75	65,67
2	<b>0,865</b>	0,00	<b>59,71</b>	14,43	0,00	74,46	80,10
3	<b>0,721</b>	<b>69,76</b>	0,00	0,00	69,76	74,46	80,10
11	0,093	0,00	0,13	0,64	89,21	94,30	98,24
12	0,087	5,68	0,00	0,00	<b>94,89</b>	<b>94,30</b>	<b>98,24</b>

**Tabla 4.13:** Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo A7.*(Fuente: Elaboración propia)*

Modelo A7							
Modo	T (seg)	% Masa X	% Masa Y	% Masa Rz	% Sum Masa X	% Sum Masa Y	% Sum Masa Rz
1	<b>1,710</b>	0,00	<b>58,20</b>	14,24	0,00	58,20	14,24
2	<b>1,494</b>	<b>67,34</b>	0,01	0,01	67,34	58,21	14,25
3	<b>1,428</b>	0,02	11,62	<b>64,18</b>	67,36	69,83	78,43
10	0,170	6,62	0,00	0,00	<b>91,22</b>	<b>92,01</b>	<b>94,86</b>
11	0,155	0,00	0,09	1,16	91,22	92,10	96,02

**Tabla 4.14:** Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo HA7.*(Fuente: Elaboración propia)*

Modelo HA7							
Modo	T (seg)	% Masa X	% Masa Y	% Masa Rz	% Sum Masa X	% Sum Masa Y	% Sum Masa Rz
1	<b>1,867</b>	0,00	<b>50,89</b>	21,51	0,00	50,89	21,51
2	<b>1,701</b>	<b>65,85</b>	0,01	0,01	65,85	50,90	21,52
3	<b>1,593</b>	0,01	18,06	<b>55,73</b>	65,86	68,96	77,25
9	0,234	0,00	2,66	0,48	84,11	91,76	94,63
10	0,186	6,88	0,00	0,00	<b>90,99</b>	<b>91,76</b>	<b>94,63</b>

**Tabla 4.15:** Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo A8.

(Fuente: *Elaboración propia*)

Modelo A8							
Modo	T (seg)	% Masa X	% Masa Y	% Masa Rz	% Sum Masa X	% Sum Masa Y	% Sum Masa Rz
1	<b>3,152</b>	0,00	<b>70,69</b>	1,87	0,00	70,69	1,87
2	<b>2,494</b>	<b>66,99</b>	0,01	0,19	66,99	70,70	2,06
3	<b>2,459</b>	0,16	1,53	<b>76,10</b>	67,15	72,23	78,16
13	0,194	0,000	0,008	0,003	89,36	94,39	95,46
14	0,190	0,000	0,006	0,009	<b>89,36</b>	<b>94,95</b>	<b>96,33</b>

**Tabla 4.16:** Períodos, Masa Traslacional y Rotacional, Modelo HA8.

(Fuente: *Elaboración propia*)

Modelo HA8							
Modo	T (seg)	% Masa X	% Masa Y	% Masa Rz	% Sum Masa X	% Sum Masa Y	% Sum Masa Rz
1	<b>3,225</b>	0,00	<b>67,78</b>	2,11	0,00	67,78	2,11
2	<b>2,744</b>	<b>64,33</b>	0,00	0,02	64,33	67,78	2,13
3	<b>2,631</b>	0,02	1,88	<b>72,20</b>	64,35	69,66	74,33
13	0,218	0,00	0,34	0,77	88,69	0,93	0,95
14	0,207	0,00	1,18	0,50	<b>88,69</b>	<b>0,95</b>	<b>0,96</b>

La Tabla 4.17 muestra los valores del factor de reducción a la respuesta  $R^*$ , para cada modelo de edificio. Los valores fueron calculados mediante la ecuación (6-10) de la norma NCh433 Of.96.

**Tabla 4.17:** Valores del Factor de la respuesta  $R^*$  para cada modelo de edificio.

(Referencia: *Elaboración propia*)

MODELO	$R_x^*$	$R_y^*$
A1	5,4	6,6
HA1	5,7	6,8
A2	5,8	7,0
HA2	6,1	7,1
A3	8,0	8,8
HA3	8,2	8,9
A4	9,2	9,6
HA4	9,4	9,6
A5	5,5	6,7
HA5	5,8	6,8
A6	6,2	7,5
HA6	6,1	7,7
A7	8,0	8,4
HA7	8,4	9,1
A8	9,2	9,7
HA8	9,5	9,8

## 4.2 CORTE BASAL

Los resultados del peso sísmico, las limitaciones del corte basal <sup>[1]</sup> y corte basal obtenido en las modelaciones de las estructuras, se muestran en Tablas 4.18 a la 4.25 y Figuras 4.1 a la 4.4.

**Tabla 4.18:** Peso sísmico, Corte Basal Modelos A1 y HA1.

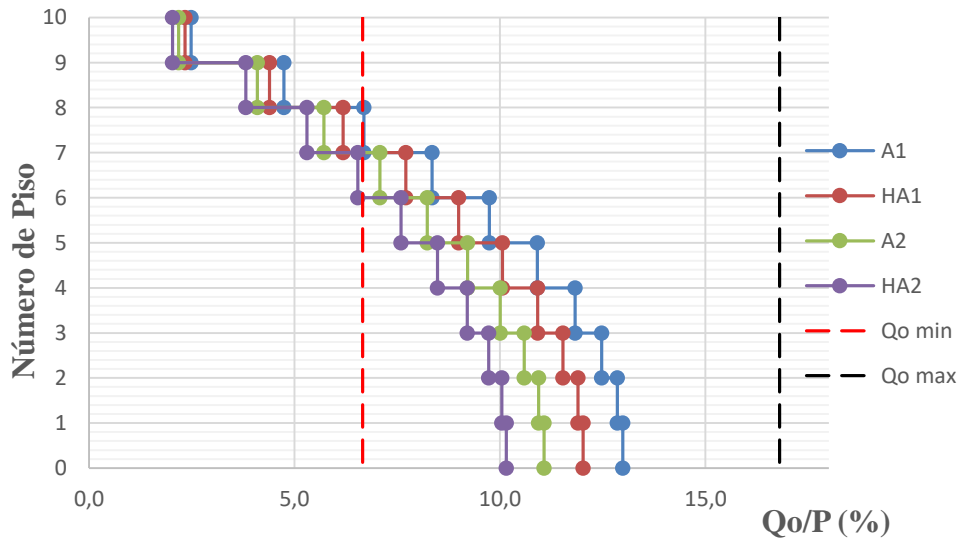
(Fuente: Elaboración propia)

Modelo	Peso Sísmico (kN)	Qo min. (kN)	Qo max. (kN)	Qo X (kN)	Qo Y (kN)	Qo X/P (%)	Qo Y/P (%)	Reducir al Qo max. X	Reducir al Qo max. Y
A1	51.124,1	3.408,3	8.588,8	9.911,0	6.638,6	19,39	12,99	0,867	No
HA1	60.751,6	4.050,1	10.206,3	10.858,1	7.303,7	17,87	12,02	0,940	No

**Tabla 4.19:** Peso sísmico, Corte Basal Modelos A2 y HA2.

(Fuente: Elaboración propia)

Modelo	Peso Sísmico (kN)	Qo min. (kN)	Qo max. (kN)	Qo X (kN)	Qo Y (kN)	Qo X/P (%)	Qo Y/P (%)	Reducir al Qo max. X	Reducir al Qo max. Y
A2	73.630,8	4.908,7	12.370,0	12.792,3	8.150,6	17,37	11,07	0,97	No
HA2	87.605,1	5.840,3	14.717,7	13.566,5	8.897,5	15,49	10,16	No	No



**Figura 4.1:** Corte Basal edificios de 10 pisos con simetría y dos aspectos en planta.

(Fuente: Elaboración propia)

**Tabla 4.20:** Peso sísmico, Corte Basal Modelos A5 y HA5.

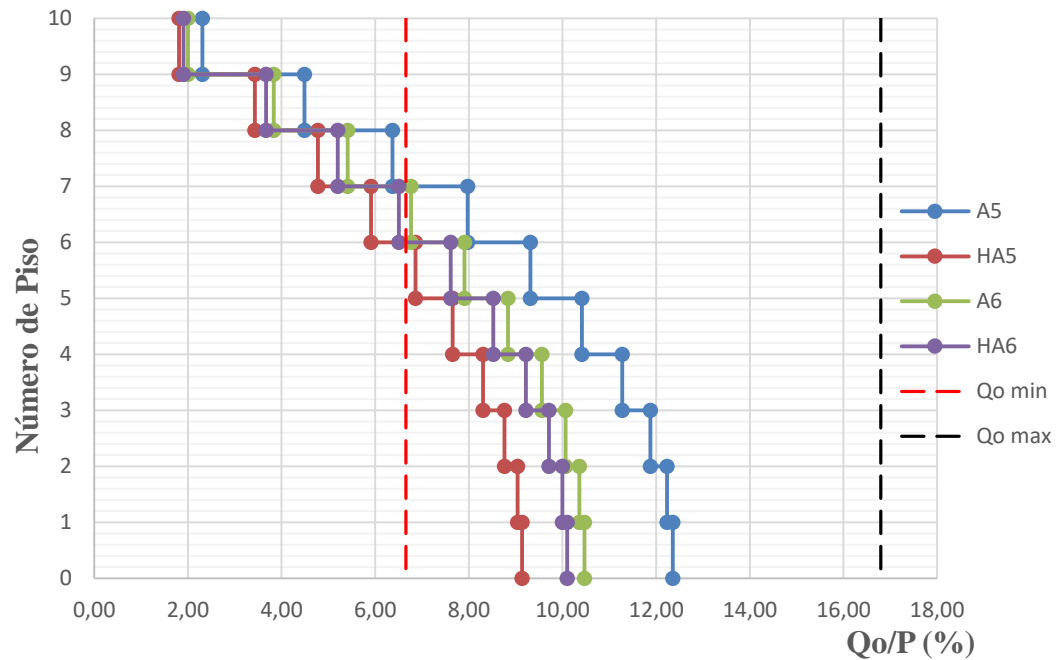
(Fuente: Elaboración propia)

Modelo	Peso Sísmico (kN)	Qo min. (kN)	Qo max. (kN)	Qo X (kN)	Qo Y (kN)	Qo X / P (%)	Qo Y/P (%)	Reducir al Qo max. X	Reducir al Qo max. Y
A5	51.256,9	3.417,1	8.611,2	9.620,4	6.334,9	18,77	12,36	0,895	No
HA5	59.203,4	3.946,9	9.946,2	10.096,6	5.409,8	17,05	9,14	0,985	No

**Tabla 4.21:** Peso sísmico, Corte Basal Modelos A6 y HA6.

(Fuente: Elaboración propia)

Modelo	Peso Sísmico (kN)	Qo min. (kN)	Qo max. (kN)	Qo X (kN)	Qo Y (kN)	Qo X / P (%)	Qo Y/P (%)	Reducir al Qo max. X	Reducir al Qo max. Y
A6	75.850,8	5.056,7	12.742,9	12.015,8	7.940,1	15,84	10,47	No	No
HA6	87.893,1	5.859,5	14.766,0	13.556,6	8.880,0	15,42	10,10	No	No



**Figura 4.2:** Corte Basal edificios de 10 pisos con Excentricidad y dos aspectos en planta.

(Fuente: Elaboración propia)

**Tabla 4.22:** Peso sísmico, Corte Basal Modelos A3 y HA3.

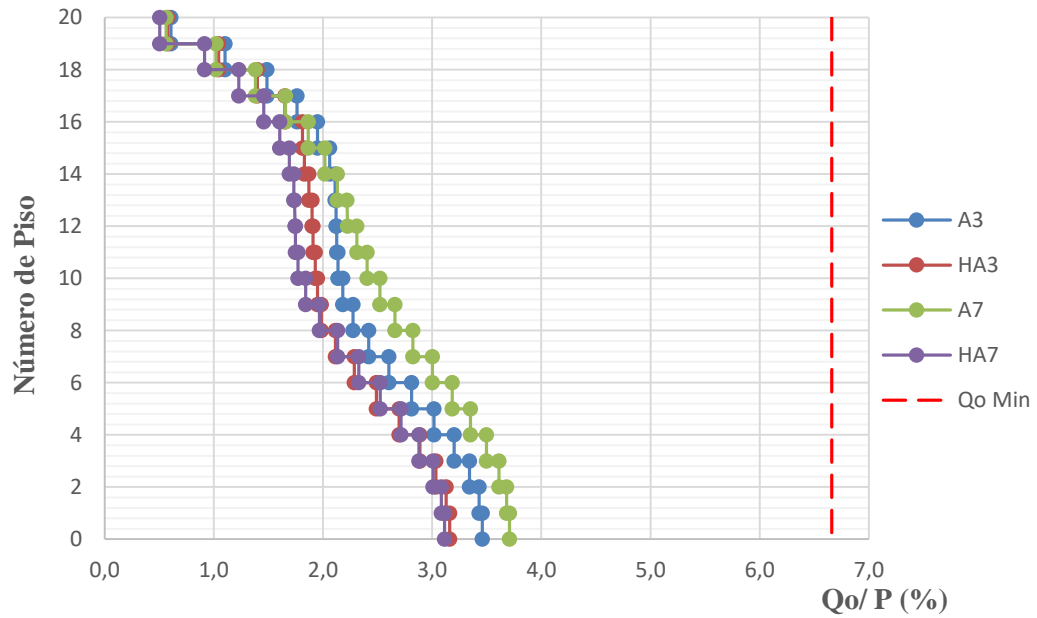
(Fuente: Elaboración propia)

Modelo	Peso Sísmico (kN)	Qo min. (kN)	Qo max. (kN)	Qo X (kN)	Qo Y (kN)	Qo X/P (%)	Qo Y/P (%)	Aumentar al Qo min. X	Aumentar al Qo min. Y
A3	103.917,8	6.927,9	17.458,2	6.073,5	3.710,4	5,84	3,57	1,14	1,87
HA3	123.488,2	8.232,5	20.746,0	6.135,0	3.902,6	4,97	3,16	1,34	2,11

**Tabla 4.23:** Peso sísmico, Corte Basal Modelos A7 y HA7.

(Fuente: Elaboración propia)

Modelo	Peso Sísmico (kN)	Qo min. (kN)	Qo max. (kN)	Qo X (kN)	Qo Y (kN)	Qo X/P (%)	Qo Y/P (%)	Aumentar al Qo min. X	Aumentar al Qo min. Y
A7	104.167,2	6.944,5	17.500,1	5.714,9	3.864,2	5,49	3,71	1,22	1,80
HA7	122.704,6	8.180,3	20.614,3	5.630,9	3.820,3	2,93	1,99	1,45	2,14



**Figura 4.3:** Corte Basal edificios de 20 pisos con Simetría, Excentricidad y un aspecto en planta.

(Fuente: Elaboración propia)

**Tabla 4.24:** Peso sísmico, Corte Basal Modelos A4 y HA4.

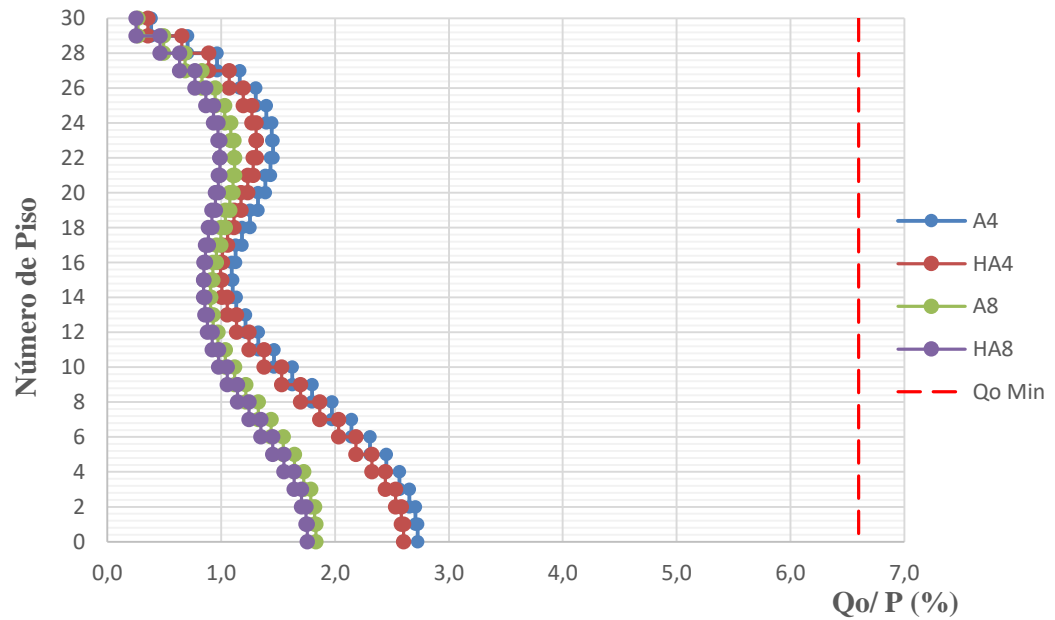
(Fuente: Elaboración propia)

Modelo	Peso Sísmico (kN)	Qo min. (kN)	Qo max. (kN)	Qo X (kN)	Qo Y (kN)	Qo X/P (%)	Qo Y/P (%)	Aumentar al Qo min. X	Aumentar al Qo min. Y
A4	156.488,3	10.432,6	26.290,0	4.796,1	4.265,5	3,06	2,73	2,18	2,45
HA4	194.446,3	12.963,1	32.667,0	5.794,7	5.277,7	2,98	2,71	2,24	2,46

**Tabla 4.25:** Peso sísmico, Corte Basal Modelos A8 y HA8.

(Fuente: Elaboración propia)

Modelo	Peso Sísmico (kN)	Qo min. (kN)	Qo max. (kN)	Qo X (kN)	Qo Y (kN)	Qo X/P (%)	Qo Y/P (%)	Aumentar al Qo min. X	Aumentar al Qo min. Y
A8	157.640,7	10.509,4	26.483,6	4.674,7	2.867,9	2,97	1,82	2,25	3,66
HA8	191.906,6	12.793,8	32.240,3	5.422,4	3.371,3	3,44	1,76	2,36	3,79

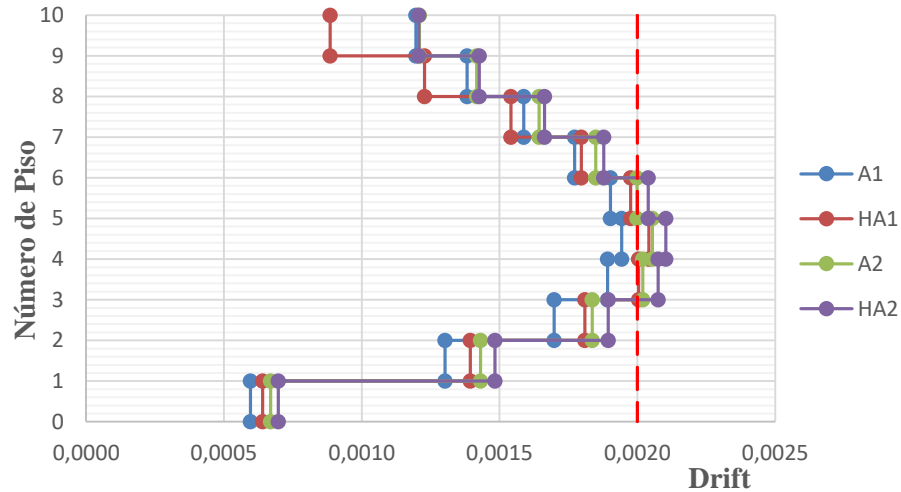


**Figura 4.4:** Corte Basal edificios de 30 pisos con Simetría, Excentricidad y un aspecto en planta.

(Fuente: Elaboración propia)

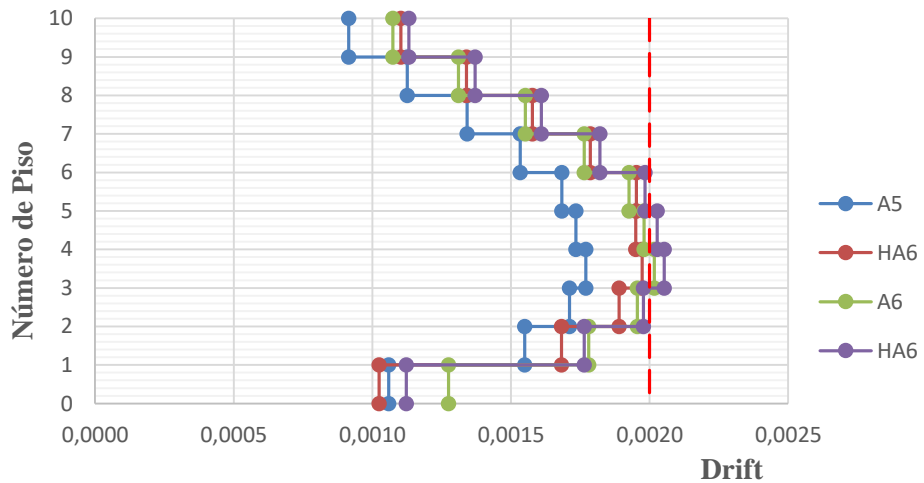
### 4.3 DEFORMACIONES

Se presentan los desplazamientos relativos de entre piso o Drift, para la sollicitación sísmica en la dirección débil y el límite que estas deformaciones no deberían superar, de acuerdo a lo establecido en la NCh433 Of.96 en las figuras 4.5 hasta 4.8.



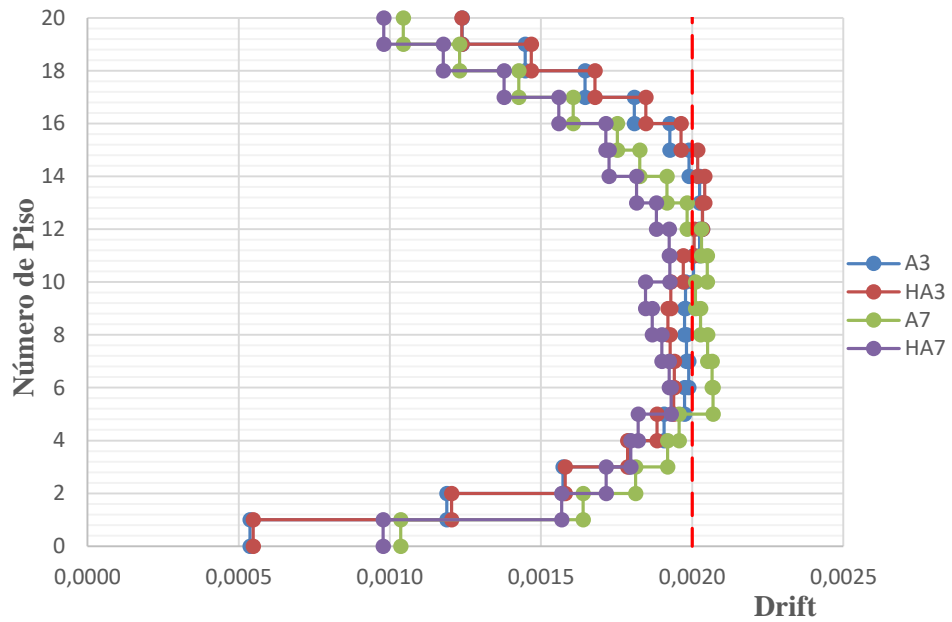
**Figura 4.5:** Drift Edificios de 10 pisos con Simetría y dos aspectos de planta.

(Fuente: Elaboración propia)

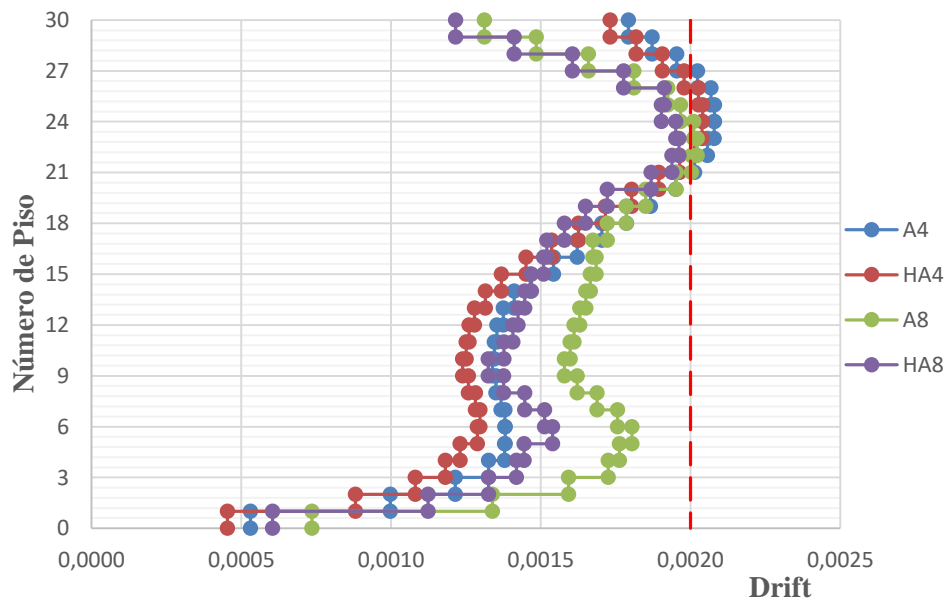


**Figura 4.6:** Drift Edificios de 10 pisos con Excentricidad y dos aspectos de planta.

(Fuente: Elaboración propia)



**Figura 4.7:** Drift Edificios de 20 pisos con Simetría, Excentricidad y un aspecto de planta.  
(Fuente: Elaboración propia)



**Figura 4.8:** Drift Edificios de 30 pisos con Simetría, Excentricidad y un aspecto de planta.  
(Fuente: Elaboración propia)

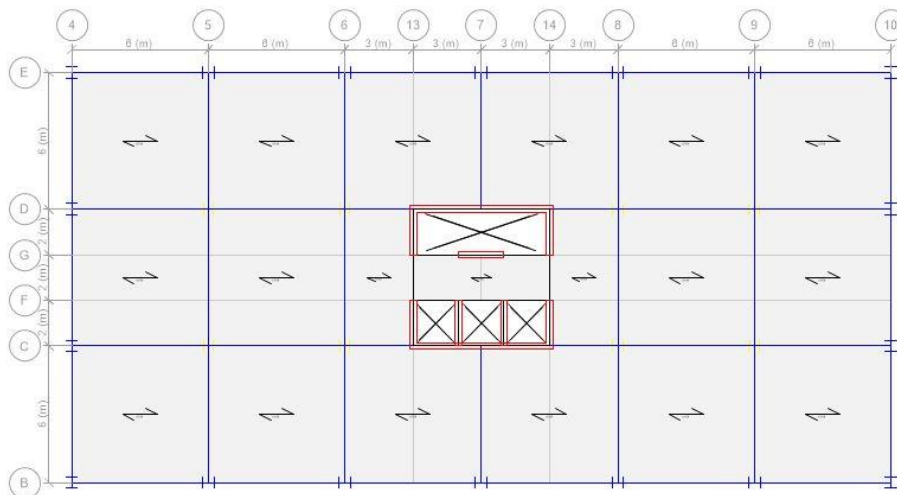
## 4.4 VERIFICACIONES

A partir de los resultados obtenidos mediante la modelación estructural en ETABS, se obtienen los esfuerzos internos en los elementos de, vigas, columnas, losas y muros, los cuales son diseños a partir de la combinación de carga más desfavorable.

A modo de resumen se muestran los resultados para las verificaciones de diseño de los modelos A4, HA4, A5 y HA5, obtenidos a partir del software y el detalle del diseño según corresponda. AISC 360-10 y ACI 318-08.

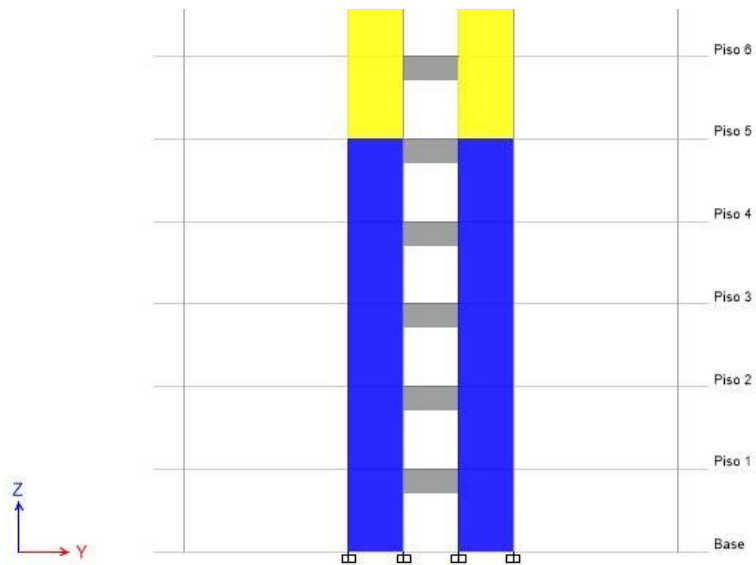
- **MODELO A4**

El edificio que corresponde al Modelo A4, es un edificio que cuenta con 30 niveles con esbeltez  $\lambda_e = 5,0$ , materializado con vigas y columnas de acero, losas y núcleo de muros en hormigón armado. Su planta tiene un aspecto de  $\lambda_a = 2,0$  y cuenta con una superficie por piso de  $648\text{m}^2$ , lo que hace un total de  $19440\text{m}^2$  disponibles en toda la estructura. Para disminuir los Drift se dispone de vigas de acople para los muros en todos los niveles, ubicadas en los ejes 13 y 14 (Figuras 4.9 y 4.10).



**Figura 4.9:** Planta del primer piso, “Modelo A4”.

(Fuente: Elaboración propia)



**Figura 4.10:** Elevación eje 13 sólo hasta piso 6 y vigas de acople, “Modelo A4”.  
(Fuente: Elaboración propia)

El siguiente análisis es para la viga más solicitada del primer bloque:

VIGA PERFIL IN	H (mm)	B (mm)	ef (mm)	tf (mm)
	500	300	28	12

$A_g$	199	cm <sup>2</sup>
$I_x$	103.505	cm <sup>4</sup>
$I_y$	12.609	cm <sup>4</sup>
$S_x$	4.140	cm <sup>3</sup>
$S_y$	841	cm <sup>3</sup>
$Z_x$	4.605	cm <sup>3</sup>
$Z_y$	1.278	cm <sup>3</sup>
$r_x$	21,5	cm
$r_y$	7,5	cm
$J$	466,2	cm <sup>4</sup>
$C_w$	7.018.000	cm <sup>6</sup>

Según la sección B.4.1 [6]

Elemento no atiesado
Alas

$b/t$	5,4
$\lambda_p$	10,9
$\lambda_r$	28,8

Alas compactas en flexión

Elemento atiesado
alma

$h/t_w$	37,0
$\lambda_p$	108,3
$\lambda_r$	164,2

Alma compacta en flexión

## **DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN**

Según la sección F.2 de AISC 360-10, la resistencia nominal de flexión  $M_n$ , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia. (Momento plástico y pandeo lateral torsional).

### **FLUENCIA**

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 11.651.496 \text{ kg*cm}$$

### **PANDEO LATERAL TORSIONAL**

$L_b$	300,0 cm
$L_p$	381,3 cm
$L_r$	1.513,0 cm

$$L_b < L_p$$

El pandeo lateral torsional no aplica.

$$M_n = M_p$$

$$\Phi M_n = 10.486.346 \text{ kg*cm}$$

$$M_u = 3.582.182 \text{ kg*cm}$$

$$M_u < \Phi M_n \quad \text{CUMPLE}$$

El perfil cumple para los esfuerzos de flexión satisfactoriamente.

### DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE

Según la sección G.2 de AISC 360-10 la resistencia al corte nominal de corte para almas atiesadas, de acuerdo con el estado límite de fluencia de corte y pandeo en corte, como indica la ecuación (G2-1) de AISC 360-10.

El resultado de corte último para la viga fue de:

$$V_u = 9.545,5 \text{ kg}$$

$$V_n = 91.080 \text{ kg}$$

$$V_u < \Phi V_n \quad \text{CUMPLE}$$

- COLUMNAS: Las columnas se clasifican si están en el perímetro del edificio o en el interior, en este modelo sólo se dispone de seis tipos de columnas en todo el edificio.

El siguiente análisis es para la columna perimetral del primer bloque.

COLUMNA PERFIL HN	H (mm)	B (mm)	ef (mm)	tf (mm)
	450	450	32	16

$A_g$	352	cm <sup>2</sup>
$I_x$	134.522	cm <sup>4</sup>
$I_y$	48.616	cm <sup>4</sup>
$S_x$	5.979	cm <sup>3</sup>
$S_y$	2.161	cm <sup>3</sup>
$Z_x$	6.658	cm <sup>3</sup>
$Z_y$	3.267	cm <sup>3</sup>
$r_x$	19,6	cm
$r_y$	11,8	cm
$J$	1.040,1	cm <sup>4</sup>
$C_w$	21.230.000	cm <sup>6</sup>

Según lo establecido en la sección B.4.1 [6]

Elemento no atiesado Alas
------------------------------

$b/t$	7,0
$\lambda_p$	10,9
$\lambda_r$	28,8

Alas compacta en flexión

Elemento atiesado alma
---------------------------

$h/t_w$	24,1
$\lambda_p$	108,3
$\lambda_r$	164,2

Alma compacta en flexión

La columna más solicitada de acuerdo a las combinaciones de carga son las columnas perimetrales, las cuales están rotadas para resistir la acción sísmica y aportar resistencia en la dirección débil, las cuales resisten satisfactoriamente.

## DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN

Según la sección F.2 de AISC 360-10 y un análisis de flexión del eje débil.

### FLUENCIA

$$Mn = Mp = Fy \cdot Zy$$

$$Mp = 8.266.339 \text{ kg*cm}$$

### PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$Lb = 300,0 \text{ cm}$$

$$Lp = 598,3 \text{ cm}$$

$$Lr = 5.442,2 \text{ cm}$$

$$Lb < Lp$$

El pandeo lateral torsional no aplica.

$$Mn = Mp = 8.266.339 \text{ kg*cm}$$

$$\Phi Mn = 7.439.705 \text{ kg*cm}$$

$$Mu = 1.906.716 \text{ kg*cm}$$

$$Mu < \Phi Mn \quad \text{CUMPLE}$$

## DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN

Según la sección E.3 de AISC 360-10 y un análisis de elementos en compresión que presentan pandeo por flexión es como se indica en la ecuación (E3-1) de AISC 360-10.

Donde la tensión de pandeo por flexión,  $F_{cr}$ , se determina mediante la ecuación (E3-2) de AISC 360-10.

$$Frc \quad 2.448 \text{ kg/cm}^2$$

$$Pn \quad 861.696 \text{ kg}$$

$$\Phi Pn \quad 775.526 \text{ kg}$$

$$Pu \quad 444.230 \text{ kg}$$

$$Pu < \Phi Pn \quad \text{CUMPLE}$$

### **DISEÑO DE MIEMBROS PARA SOLICITACIONES COMBINADAS**

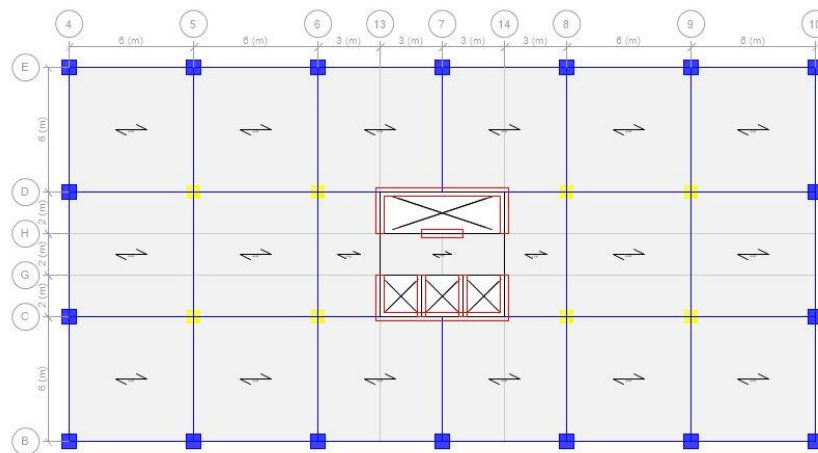
Según la sección H.1 de AISC 360-10 y un análisis de elementos con solicitaciones combinadas se tiene la interacción de flexión y compresión en miembros con simetría doble en H1.1

Como se indica el caso a) y la ecuación (H1-1a) de AISC 360-10, se tiene que:

El resultado del lado izquierdo de Ecuación (H1-1a), resultó 0.81, por lo que la columna resiste a los esfuerzos combinados de flexión y compresión.

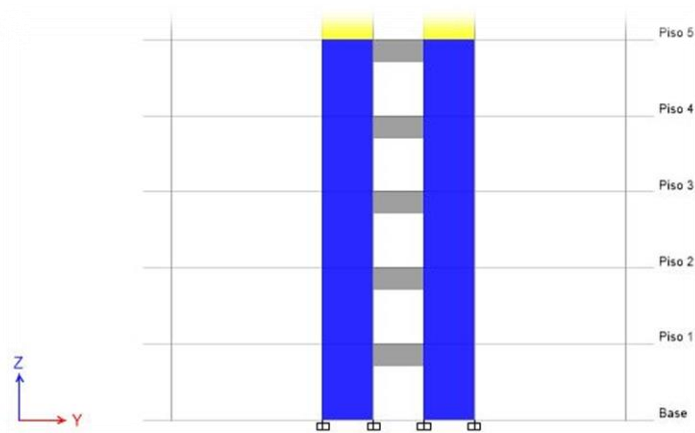
- **MODELO HA4**

El edificio que corresponde al Modelo HA4, es un edificio que cuenta con 30 niveles, con esbeltez  $\lambda_e = 5,0$ , materializado con vigas, columnas, losas y núcleo de muros en hormigón armado. Su planta tiene un aspecto de  $\lambda_a = 2,0$  y cuenta con una superficie por piso de  $648\text{m}^2$ , lo que hace un total de  $29.160\text{m}^2$  disponibles en toda la estructura. Para disminuir los Drift se dispone de vigas de acople para los muros en todos los niveles ubicada en los ejes 13 y 14 (Figuras 4.11 y 4.12).



**Figura 4.11:** Planta del primer piso, “Modelo HA4”.

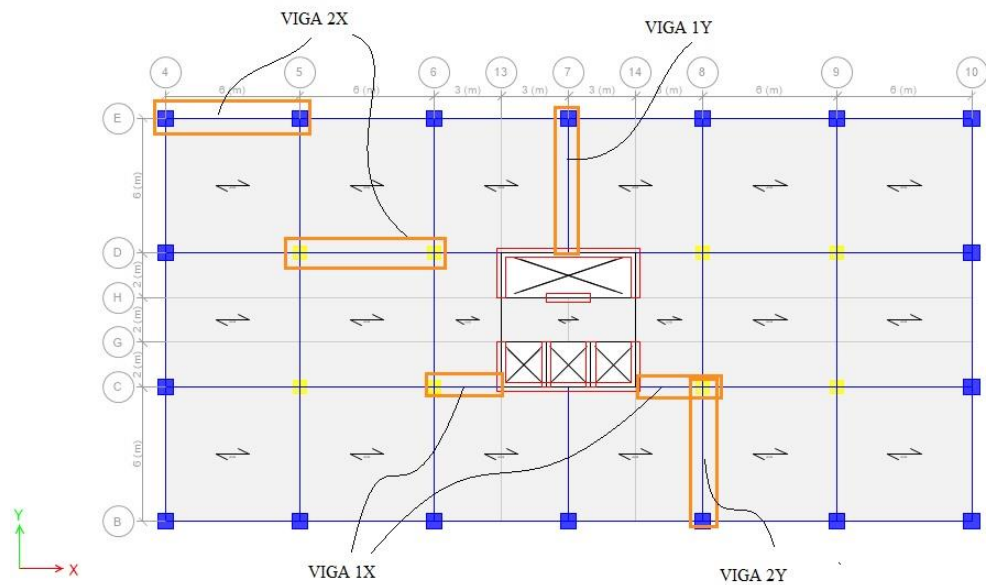
(Fuente: Elaboración propia)



**Figura 4.12:** Elevación eje 13 sólo hasta piso 6 y vigas de acople, “Modelo HA4”.

(Fuente: Elaboración propia)

- **VIGAS:** Se consideran en la dirección de los ejes  $X$  e  $Y$ . También separadas como Tipo 1 y 2 si están continuas o no al núcleo de muros. Como se muestra en la siguiente figura. Para la simplificación del diseño, las vigas serán todas diseñadas de la misma manera para el mismo bloque, de manera que existan 4 vigas maestras por bloque de pseudo edificio (Figura 4.13).



**Figura 4.13:** Tipo de vigas según dirección y ubicación en planta, primer bloque.

(Fuente: Elaboración propia)

El siguiente análisis es para la “VIGA 2Y”, según lo establecido en ACI 318-08

Geometría de la sección.

	cm
b	35,0
h	70,0
r	3,0
d	67,0
d'	3,0
$\Phi$ Flexión	0,90
$\Phi$ Corte	0,75

ACERO DE REFUERZO

Flexion (+,-)		
Mu	2.606.000	kg*cm
Mn=Mu/ $\Phi$	2.895.555,6	kg*cm
As	10,78	cm <sup>2</sup>
As		
(propuesta)	14,73	cm <sup>2</sup>
$\Phi$ Mn	3.498.251	kg*cm
Verificación	CUMPLE	

VERIFICACIONES

$\rho$	0,0063
$\rho_b$	0,0257
Verificación $\rho_b > \rho$	FALLA POR FLUENCIA
Mu ( $\rho_b$ )	12.643.509 kg*cm
$\rho_{max} = 0,75\rho_b$	0,0193
As max	45,28 cm <sup>2</sup>
$\rho_{min}$	0,0033
As min	7,81 cm <sup>2</sup>
As	10,18 cm <sup>2</sup>
Mn min	10.293.553 kg*cm
Verificación Mn min > Mu	CUMPLE

Corte

Vu	11.500	kg
Vc	19.933	kg
Vn = Vu/ $\Phi$	15.333,3	kg
Av	1,01	cm <sup>2</sup>
s (propuesto)	20,00	cm
Vs		
(s=propcm; $\Phi$ 8)	14.211	kg
$\Phi$ Vn prop.	25.607	kg
Verificación Vu < $\Phi$ Vn	CUMPLE	

Se garantiza una falla balanceada en la viga analizada, donde se tienen fallas por fluencia del acero de refuerzo.

Con lo anterior, el diseño de la viga analizada anteriormente de acuerdo a los esfuerzos producto de la combinación más desfavorable, queda reforzada de la siguiente manera indicada en tablas 4.26 y 4.27.

**Tabla 4.26:** Armadura en las vigas del primer bloque, “Modelo HA4”.

(Fuente: Elaboración propia)

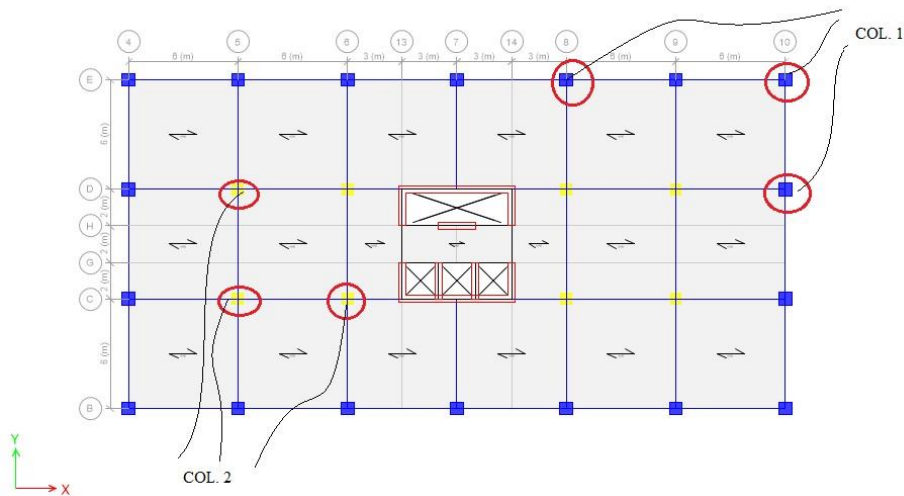
MODELO HA4	VIGA	BLOQUE	A. Positiva	A. Negativa	A. Transversal
DIR X	1	1	4Φ32	4Φ33	Φ8@20
	2		3Φ22	3Φ22	Φ8@20
DIR Y	1		4Φ25	4Φ25	Φ8@20
	2		3Φ25	3Φ25	Φ8@20

**Tabla 4.27:** Armadura en las vigas de acople del edificio, “Modelo HA4”.

(Fuente: Elaboración propia)

VIGA	BLOQUE	A. Positiva	A. Negativa	A. Transversal	A. Diagonal
ACOPLE	1	4Φ32	4Φ32	3Φ10@20	4Φ28

- **COLUMNAS:** Las columnas se clasifican si están en el perímetro del edificio o en el interior. Para la simplificación de la armadura en las columnas, se tienen dos columnas maestras por bloque (Figura 4.14), de manera similar a lo ocurrido con las vigas.



**Figura 4.14:** Tipo de columnas, según ubicación, primer bloque, “Modelo HA4”.

(Fuente. Elaboración propia)

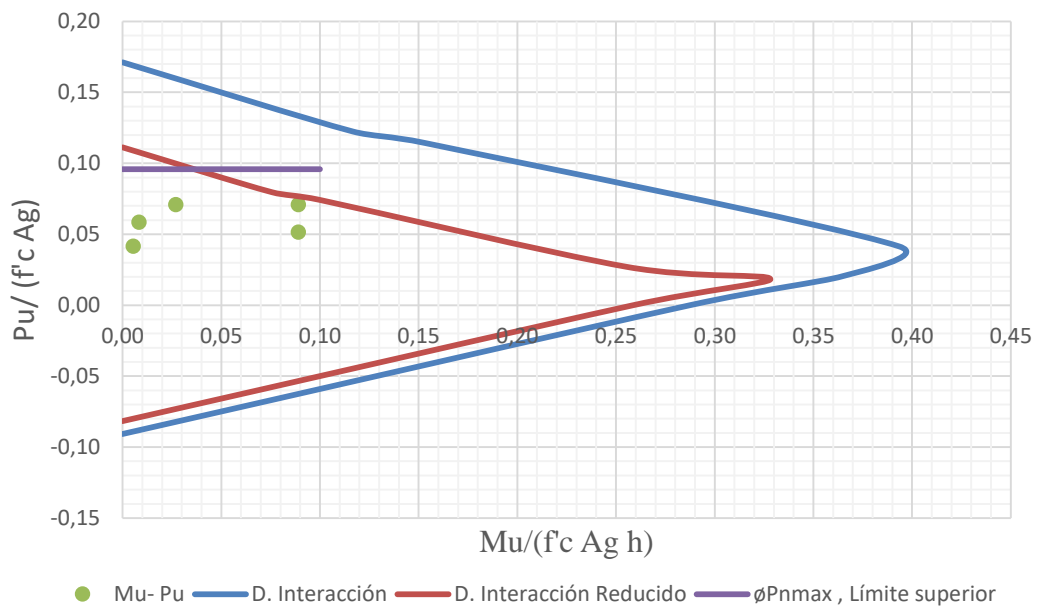
El siguiente análisis es para la columna perimetral del primer bloque, con la finalidad de diseñar la columna, la cual debe ser capaz de resistir esfuerzos de compresión debido a las cargas gravitacionales y de flexión producto de las cargas laterales de sismo y viento.

De acuerdo a las solicitaciones de las combinaciones de carga ( $M_u - P_u$ ), mostradas en Figura 4.15, se propone la armadura longitudinal mostrada en Tabla 4.28, para la columna perimetral mayor demandada del primer bloque y el correspondiente diagrama de interacción.

**Tabla 4.28:** Armadura de refuerzo en la columna perimetral, primer bloque.

(Fuente: Elaboración propia)

MODELO HA4			
Columnas	BLOQUE	A. Longitudinal	A. Transversal
1	1	26 $\Phi$ 36	2 $\Phi$ 10@15
2		21 $\Phi$ 32	2 $\Phi$ 10@15

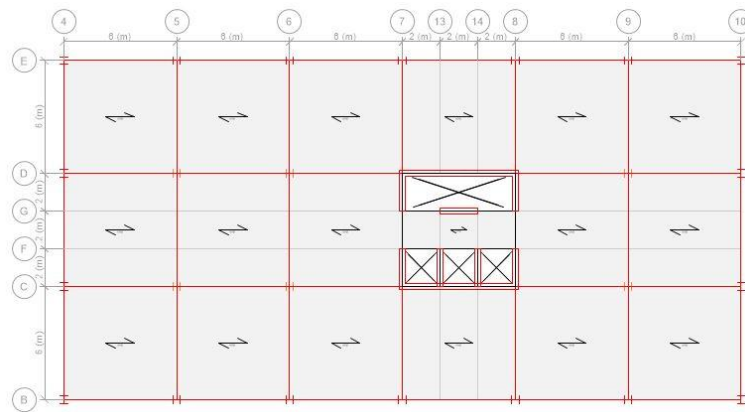


**Figura 4.15:** Diagrama de interacción, columna perimetral del primer bloque.

(Fuente: Elaboración propia)

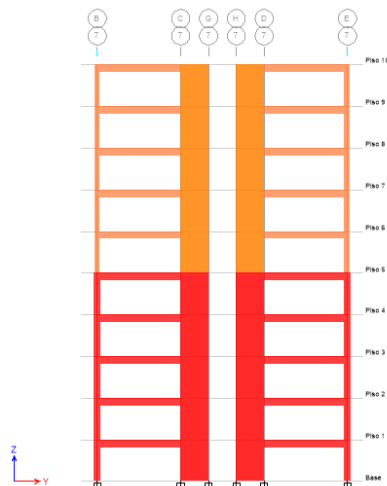
- **MODELO A5**

El edificio que corresponde al Modelo A5, es un edificio que cuenta con 10 niveles, con esbeltez  $\lambda_e = 5/3$ , materializado con vigas y columnas de acero, losas y núcleo de muros en hormigón armado. Su planta tiene un aspecto de  $\lambda_a = 2,0$  y cuenta con una superficie por piso de  $648\text{m}^2$ , lo que hace un total de  $6.480\text{m}^2$  disponibles en toda la estructura y una excentricidad de  $2,0\text{m}$ , equivalente a un  $5,5\%$  del largo de la planta. Este edificio no cuenta con vigas de acople que unan los muros en los ejes 7 y 8 (Figuras 4.16 y 4.17).



**Figura 4.16:** Planta del primer piso, “Modelo A5”.

(Fuente: Elaboración propia)



**Figura 4.17:** Elevación eje 7 y sin vigas de acople, “Modelo A5”.

(Fuente: Elaboración propia)

- VIGAS: Todas las vigas del mismo bloque tienen la misma sección transversal, por lo que se cuenta con sólo dos tipos de viga en este edificio en acero.

El siguiente análisis es para la viga más solicitada del quinto bloque, según lo establecido en AISC 360-10.

VIGA PERFIL IN	H (mm)	B (mm)	ef (mm)	tf (mm)
	450	300	25	12

$A_g$	199	cm <sup>2</sup>
$I_x$	74.603	cm <sup>4</sup>
$I_y$	11.257	cm <sup>4</sup>
$S_x$	3.316	cm <sup>3</sup>
$S_y$	750	cm <sup>3</sup>
$Z_x$	3.687	cm <sup>3</sup>
$Z_y$	1.140	cm <sup>3</sup>
$r_x$	19,4	cm
$r_y$	7,5	cm
$J$	337,0	cm <sup>4</sup>
$C_w$	5.080.000	cm <sup>6</sup>

Elemento no atiesado Alas
------------------------------

$b/t$	6,0
$\lambda_p$	10,9
$\lambda_r$	28,8

Alas compactas en flexión

Elemento atiesado alma
---------------------------

$h/t_w$	33,3
$\lambda_p$	108,3
$\lambda_r$	164,2

## DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN

Según la sección F.2 de AISC 360-10, la resistencia nominal de flexión  $M_n$ , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia. (Momento plástico y pandeo lateral torsional).

### FLUENCIA

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$M_p = 9.328.758 \text{ kg*cm}$$

### PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$L_b = 600,0 \text{ cm}$$

$$L_p = 381,3 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.516,0 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

$$M_n = 8.662.580 \text{ kg*cm}$$

$$M_n < M_p$$

$$\Phi M_n = 7.796.322 \text{ kg*cm}$$

$$M_u = 2.105.818 \text{ kg*cm}$$

$$M_u < \Phi M_n \quad \text{CUMPLE}$$

El perfil cumple para los esfuerzos de flexión satisfactoriamente.

## DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE

Según la sección G.2 de AISC 360-10, la resistencia al corte nominal de corte para almas atiesadas, de acuerdo con el estado límite de fluencia de corte y pandeo en corte, como indica la ecuación (G2-1) de AISC 360-10.

El resultado de corte último para la viga fue de:

$$V_u = 3.363 \text{ kg}$$

$$V_n = 81.972 \text{ kg}$$

$$V_u < \Phi V_n \quad \text{CUMPLE}$$

El perfil cumple para los esfuerzos de corte satisfactoriamente.

- COLUMNAS: Las columnas se clasifican si están en el perímetro del edificio o en el interior, en este modelo sólo se dispone de dos tipos de columnas en todo el edificio.

El siguiente análisis es para la columna perimetral del primer bloque.

COLUMNA PERFIL HN	H (mm)	B (mm)	ef (mm)	tf (mm)
	400	400	25	12

$$A_g = 243 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 75.002 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 26.672 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 3.750 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 1.334 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 4.135 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 2.013 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 17,6 \text{ cm}$$

$$r_y = 10,5 \text{ cm}$$

$$J = 438,3 \text{ cm}^4$$

Elemento no atiesado
Alas

$b/t$	8,0
$\lambda_p$	10,9
$\lambda_r$	28,8

Alas compacta en flexión

Elemento atiesado
alma

$h/t_w$	29,2
$\lambda_p$	108,3
$\lambda_r$	164,2

Alma compacta en flexión

La columna más solicitada de acuerdo a las combinaciones de carga son las columnas perimetrales, las cuales están rotadas para resistir la acción sísmica y aportar resistencia en la dirección débil.

## DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN

Según la sección F.2 de AISC 360-10 y un análisis de flexión del eje débil.

### FLUENCIA

$$M_n = M_p = F_y * Z_y$$

$$M_p = 5.094.013 \text{ kg*cm}$$

### PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$L_b = 300,0 \text{ cm}$$

$$L_p = 532,4 \text{ cm}$$

$$L_r = 4.751,8 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p$$

El pandeo lateral torsional no aplica.

$$M_n = M_p \quad 5.094.013 \text{ kg*cm}$$

$$\Phi M_n \quad 4.584.611 \text{ kg*cm}$$

$$M_u \quad 2.010.448 \text{ kg*cm}$$

$$M_u < \Phi M_n \quad \text{CUMPLE}$$

### **DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN**

Según la sección E.3 de AISC 360-10 y un análisis de elementos en compresión que presentan pandeo por flexión es como se indica en la ecuación (E3-1) de AISC 360-10.

Donde la tensión de pandeo por flexión,  $F_{cr}$ , se determina mediante la ecuación (E3-2) de AISC 360-10.

$$F_{rc} \quad 2.427 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n \quad 589.676 \text{ kg}$$

$$\Phi P_n \quad 530.708 \text{ kg}$$

$$P_u \quad 242.080 \text{ kg}$$

$$P_u < \Phi P_n \quad \text{CUMPLE}$$

## DISEÑO DE MIEMBROS PARA SOLICITACIONES COMBINADAS

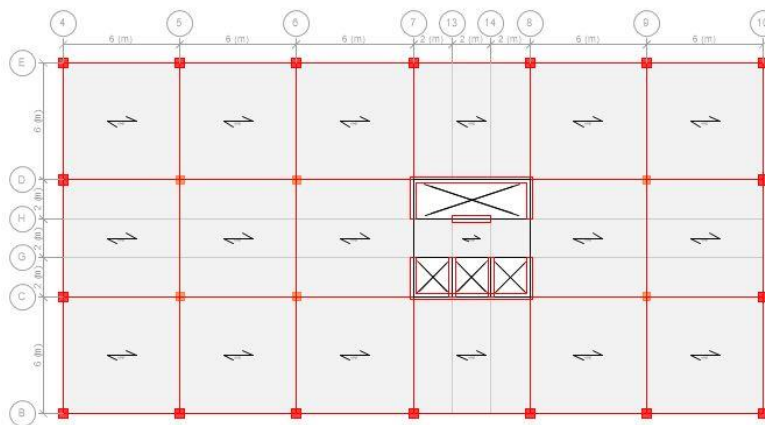
Según la sección H.1 AISC 360-10 y un análisis de elementos con solicitaciones combinadas se tiene la interacción de flexión y compresión en miembros con simetría doble en H1.1

Como se indica el caso a) y la ecuación (H1-1a) de AISC 360-10, se tiene que:

El resultado del lado izquierdo de Ecuación (H1-1a), resultó 0.85, por lo que la columna resiste a los esfuerzos combinados de flexión y compresión.

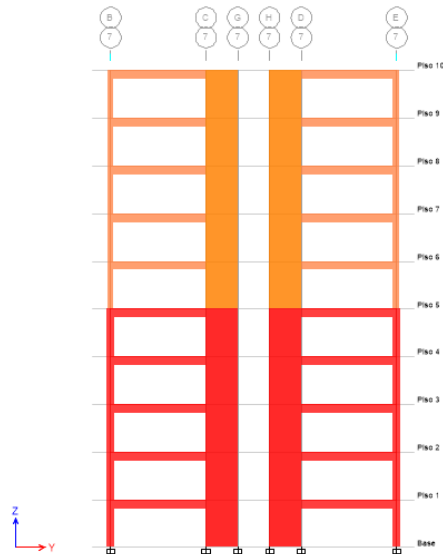
- **MODELO HA5**

El edificio que corresponde al Modelo HA5, es un edificio que cuenta con 10 niveles, con esbeltez  $\lambda_e = 5/3$ , materializado con vigas, columnas, losas y núcleo de muros en hormigón armado. Su planta tiene un aspecto de  $\lambda_a = 2,0$  y cuenta con una superficie por piso de  $648\text{m}^2$ , lo que hace un total de  $6.480\text{m}^2$  disponibles en toda la estructura y una excentricidad de  $2,08\text{m}$ , equivalente a un  $5,77\%$  del largo de la planta. Este edificio no cuenta con vigas de acople que unan los muros en los ejes 7 y 8 (Figura 4.18 y 4.19).



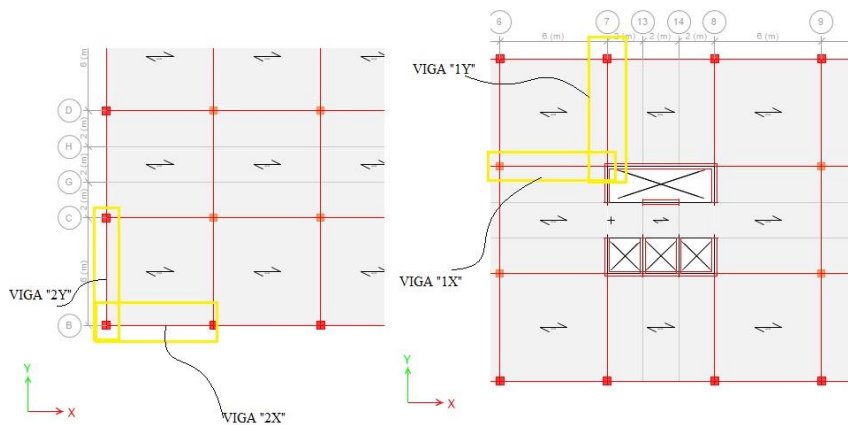
**Figura 4.18:** Planta del primer piso, Modelo HA5.

(Fuente: Elaboración propia)



**Figura 4.19:** Elevación eje 7 y sin vigas de acople, “Modelo HA5”.  
(Fuente: Elaboración propia)

- **VIGAS:** Se consideran en la dirección de los ejes X e Y. También separadas como Tipo 1 y 2 si están continuas o no al núcleo de muros. Como se muestra en la siguiente figura. Para la simplificación del diseño, las vigas serán todas diseñadas de la misma manera para el mismo bloque, de manera que existan 4 vigas maestras por bloque dentro del edificio (Figura 4.20).



**Figura 4.20:** Tipo de vigas según dirección y ubicación en planta, quinto bloque, “Modelo HA5”  
(Fuente: Elaboración propia)

El análisis es para la “VIGA 2Y” del quinto bloque, según lo establecido ACI 318-08.

Geometría de la sección.

	cm
b	27,0
h	54,0
r	3,0
d	51,0
d'	3,0
$\Phi$	
Flexión	0,90
$\Phi$ Corte	0,75

ACERO DE REFUERZO

Flexion (+,-)	
Mu	1.290.000 kg*cm
Mn=Mu/ $\Phi$	1.433.333,3 kg*cm
As	7,05 cm <sup>2</sup>
As (propuesta)	7,64 cm <sup>2</sup>
$\Phi$ Mn	1.391.841 kg*cm
Verificación	CUMPLE

VERIFICACIONES

$\rho$ (cuantía Acero)	0,0055
$\rho_b$	0,0257
Verificación $\rho_b > \rho$	FALLA POR FLUENCIA
Mu ( $\rho_b$ )	5651375 kg*cm
$\rho_{max}$ =0,75 $\rho_b$	0,0193
As max	26,56 cm <sup>2</sup>
$\rho_{min}$	0,0033
As min	4,59 cm <sup>2</sup>
As	7,64 cm <sup>2</sup>
Mn min	1546490 kg*cm
Verificación Mn min>Mu	CUMPLE

Corte

Vu	4.050 kg
Vc	11.705 kg
Vn = Vu/ $\Phi$	5.400 kg
Av	1,01 cm <sup>2</sup>
s (propuesto)	20,00 cm
Vs (s=propcm; $\Phi$ 8)	10.817 kg
$\Phi$ Vn prop.	16.891 kg
Verificación Vu < $\Phi$ Vn	CUMPLE

Se garantiza una falla balanceada en la viga analizada, donde se tienen fallas por fluencia del acero de refuerzo.

Con lo anterior, el diseño de las vigas analizadas anteriormente de acuerdo a los esfuerzos producto de la combinación más desfavorable, queda reforzada de la siguiente manera como se indica en las Tablas 4.29 y 2.30.

**Tabla 4.29:** Armadura en las vigas del quinto bloque, edificio “Modelo HA5”.

(Fuente: Elaboración propia)

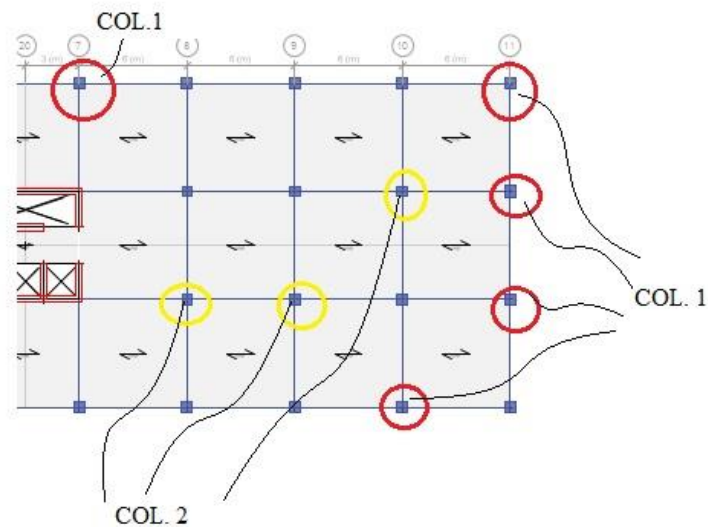
MODELO HA5	VIGA	BLOQUE	A. Positiva	A. Negativa	A. Transversal
DIR X	1	5	3Φ22	3Φ22	Φ8@20
	2		3Φ22	3Φ22	Φ8@20
DIR Y	1		3Φ22	3Φ22	Φ8@20
	2		3Φ18	3Φ18	Φ8@20

**Tabla 4.30:** Armadura en las vigas de acople del edificio “Modelo HA5”.

(Fuente: Elaboración propia)

VIGA	BLOQUE	A. Positiva	A. Negativa	A. Transversal	A. Diagonal
ACOPLE	1	4Φ32	4Φ32	3Φ10@20	4Φ28

- COLUMNAS: Las columnas se clasifican si están en el perímetro del edificio o en el interior. Para la simplificación de la armadura en las columnas, se tienen dos columnas maestras por bloque (Figura 4.21), de manera similar a lo ocurrido con las vigas.



**Figura 4.21:** Tipo de columnas, según ubicación, quinto bloque, “Modelo HA5”.

(Fuente: Elaboración propia)

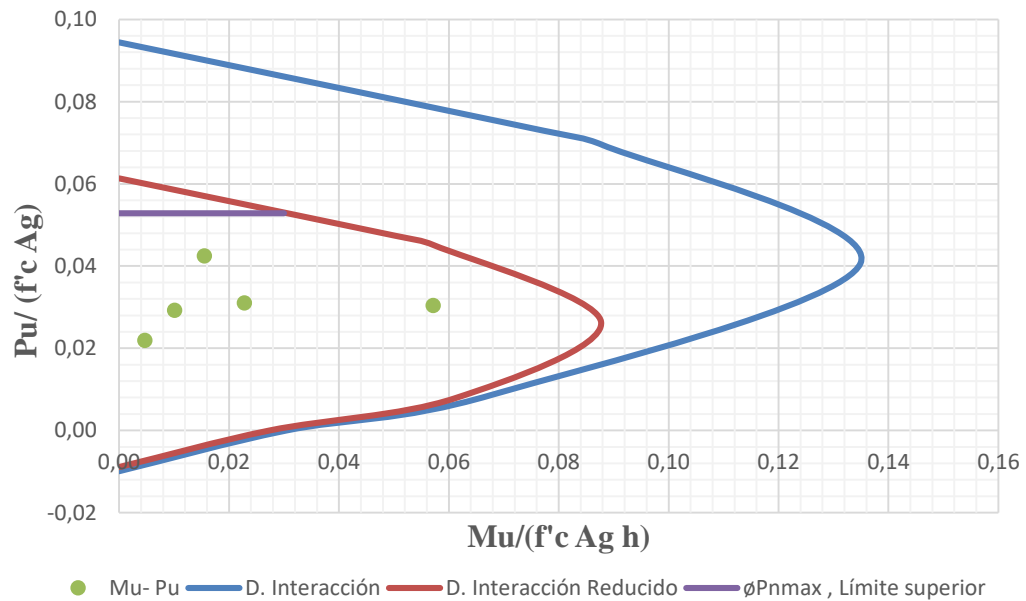
El siguiente análisis es para la columna perimetral del primer bloque, con la finalidad de diseñar la columna, la cual debe ser capaz de resistir esfuerzos de compresión debido a las cargas gravitacionales y de flexión producto de las cargas laterales de sismo y viento.

De acuerdo a las solicitaciones, se propone la siguiente armadura longitudinal en la columna perimetral mayor demandada del primer bloque y el correspondiente diagrama de interacción (Tabla 4.31 y Figura 4.22).

**Tabla 4.31:** Armadura de refuerzo en la columna perimetral, quinto bloque.

(Fuente: Elaboración propia)

MODELO HA5			
Columnas	BLOQUE	A. Longitudinal	A. Transversal
1	5	8Φ16	2Φ10@15
2		12Φ12	2Φ10@15



**Figura 4.22:** Diagrama de interacción, columna perimetral del quinto bloque.

(Fuente. Elaboración propia)

## **CAPITULO 5. ANÁLISIS ECONÓMICOS DE OBRA GRUESA**

### **5. GENERAL**

El capítulo corresponde a los resultados sobre la cubicación y costo económico de obra gruesa en todos los edificios, los cuales fueron analizados dentro de este proyecto. Se presenta en el apartado 5.1 el detalle en cuanto a la cantidad de materiales y las partidas de obras previas y gruesa.

A partir de un análisis de precio unitario como se mencionó en la sección 3.6, es posible obtener los resultados del costo económico de cada edificio simulado.

Los análisis de precios unitarios se revisan en los Anexo E y F, considerando que son las mismas partidas, se presentan sólo los análisis de precio unitarios para los modelos de edificio A5 para los materializados en acero y HA5 para los construidos en hormigón armado.

### **5.1 EVALUACIÓN ECONÓMICA**

Este apartado muestra los resultados económicos finales, con un presupuesto estimado de cada estructura en su obra gruesa, los resultados se muestran en los itemizados de la Tablas 5.1 hasta 5.16, que corresponden a cada modelo de edificio.

En la Tabla 5.17 y Figura 5.1, se muestra el resumen de costo total de cada estructura y la diferencia en % de cuanto más costoso es el edificio de acero, respecto de su símil de hormigón armado.

**Tabla 5.1:** Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio A1.

(Referencia: Elaboración propia)

Descripción	UND	Cantidad (UND)	P. U. (\$UF/UND)	TOTAL \$ UF	
<b>0. Obras Previas</b>					
0.1	Cierre perimetral	m	156,0	0,32	49,7
0.2	Instalación de faenas	m2	30,0	1,63	49,0
0.3	Trazado y niveles	m	280,0	0,04	10,0
<b>Obra Gruesa</b>					
<b>1. Acero</b>					
1.2	Instalación columnas	kg	132.900	0,04	5.675
1.2	Instalación vigas	kg	342.720	0,04	14.634
1.3	Instalación conectores de corte	UND	1.100	0,03	38
<b>2. Moldaje</b>					
2.1	Moldaje de muros	m2	2.014	0,55	1.110
2.2	Moldaje de losas	m2	7.104	0,65	4.627
<b>3. Enfierradura</b>					
3.1	Cortado y doblado de fierros	kg	103.040	0,05	5.173
3.2	Enfierradura de muros	kg	5.307	0,04	207
3.3	Enfierradura de losas	kg	97.733	0,04	3.870
<b>4. Hormigones</b>					
4.1	Hormigonado de muros	m3	242	2,89	699
4.2	Hormigonado de losas	m3	1.308	2,89	3.781
<b>5. Desmoldaje</b>					
5.1	Desmoldaje	m2	9.117,6	0,01	102,9
<b>Total Costo Directo UF</b>					\$ 40.026,0
<b>Gastos Generales UF</b>				<b>3%</b>	\$ 1.227
<b>Total Neto UF</b>					\$ 41.253
<b>IVA UF</b>				<b>19%</b>	\$ 7.838
<b>Total Bruto UF</b>					<b>\$ 49.091</b>

**Tabla 5.2:** Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio HA1.

(Referencia: Elaboración propia)

	Descripción	UND	Cantidad (UND)	P. U. (\$ UF/UND)	TOTAL \$UF
<b>0. Obras Previas</b>					
0.1	Cierre perimetral	m	156,0	0,32	49,7
0.2	Instalación de faenas	m2	30,0	1,63	49,0
0.3	Trazado y niveles	m	280,0	0,04	10,0
<b>Obra Gruesa</b>					
<b>1. Moldaje</b>					
1.1	Moldaje de columnas	m2	1.260,0	0,55	694,7
1.2	Moldaje de vigas	m2	4.618,4	0,75	3.470,0
1.3	Moldaje de muros	m2	2.013,6	0,55	1.110,2
1.4	Moldaje de losas	m2	7.104,0	0,65	4.627,1
<b>2. Enfierradura</b>					
2.1	Cortado y doblado de fierros	kg	197.151,0	0,05	9.897,0
2.2	Enfierradura de columnas	kg	21.513,9	0,04	881,0
2.3	Enfierradura de vigas	kg	72.597,0	0,04	2.972,8
2.4	Enfierradura de muros	kg	5.307,3	0,04	217,3
2.5	Enfierradura de losas	kg	97.732,8	0,05	4.661,9
<b>3. Hormigón</b>					
3.1	Hormigonado de columnas	m3	148,9	2,89	430,5
3.2	Hormigonado de vigas	m3	419,6	2,89	1.213,0
3.3	Hormigonado de muros	m3	241,8	2,89	699,1
3.4	Hormigonado de losas	m3	1.308,0	2,89	3.781,5
<b>4. Desmoldaje</b>					
4.1	Desmoldaje	m2	14.996,0	0,01	169,2

<b>Total Costo Directo UF</b>		\$ 34.933,8
<b>Gastos Generales UF</b>	<b>4%</b>	\$ 1.227
<b>Total Neto UF</b>		\$ 36.160
<b>IVA UF</b>	<b>19%</b>	\$ 6.870
<b>Total Bruto UF</b>		<b>\$ 43.031</b>

**Tabla 5.3:** Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio A2.

(Referencia: Elaboración propia)

Descripción	UND	Cantidad (UND)	P. U. (\$UF/UND)	TOTAL \$ UF	
<b>0. Obras Previas</b>					
0.1	Cierre perimetral	m	192,0	0,32	61,1
0.2	Instalación de faenas	m2	30,0	1,63	49,0
0.3	Trazado y niveles	m	352,0	0,04	12,6
<b>Obra Gruesa</b>					
<b>1. Acero</b>					
1.2	Instalación columnas	kg	183.600	0,04	7.840
1.2	Instalación vigas	kg	505.920	0,04	21.603
1.3	Instalación conectores de corte	UND	1.600	0,03	55
<b>2. Moldaje</b>					
2.1	Moldaje de muros	m2	2.014	0,55	1.110
2.2	Moldaje de losas	m2	10.997	0,65	7.163
<b>3. Enfierradura</b>					
3.1	Cortado y doblado de fierros	kg	151.906	0,05	7.626
3.2	Enfierradura de muros	kg	5.307	0,04	207
3.3	Enfierradura de losas	kg	146.599	0,04	5.805
<b>4. Hormigones</b>					
4.1	Hormigonado de muros	m3	242	2,89	699
4.2	Hormigonado de losas	m3	1.956	2,89	5.655
<b>5. Desmoldaje</b>					
5.1	Desmoldaje	m2	13.010,7	0,01	146,8

<b>Total Costo Directo UF</b>		\$ 57.885,1
<b>Gastos Generales UF</b>	<b>2%</b>	\$ 1.422
<b>Total Neto UF</b>		\$ 59.307
<b>IVA UF</b>	<b>19%</b>	\$ 11.268
<b>Total Bruto UF</b>		<b>\$ 70.575</b>

**Tabla 5.4:** Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio HA2.

(Referencia: Elaboración propia)

Descripción		UND	Cantidad (UND)	P. U. (\$ UF/UND)	TOTAL \$UF
<b>0. Obras Previas</b>					
0.1	Cierre perimetral	m	192,0	0,32	61,1
0.2	Instalación de faenas	m2	30,0	1,63	49,0
0.3	Trazado y niveles	m	352,0	0,04	12,6
<b>Obra Gruesa</b>					
<b>1. Moldaje</b>					
1.1	Moldaje de columnas	m2	1.512,0	0,55	833,6
1.2	Moldaje de vigas	m2	6.817,6	0,75	5.122,3
1.3	Moldaje de muros	m2	2.013,6	0,55	1.110,2
1.4	Moldaje de losas	m2	10.997,1	0,65	7.162,8
<b>2. Enfierradura</b>					
2.1	Cortado y doblado de fierros	kg	288.712,3	0,05	14.493,4
2.2	Enfierradura de columnas	kg	29.638,8	0,04	1.213,7
2.3	Enfierradura de vigas	kg	107.167,0	0,04	4.388,5
2.4	Enfierradura de muros	kg	5.307,3	0,04	217,3
2.5	Enfierradura de losas	kg	146.599,2	0,05	6.992,8
<b>3. Hormigón</b>					
3.1	Hormigonado de columnas	m3	228,7	2,89	661,3
3.2	Hormigonado de vigas	m3	619,4	2,89	1.790,7
3.3	Hormigonado de muros	m3	241,8	2,89	699,1
3.4	Hormigonado de losas	m3	1.956,0	2,89	5.654,9
<b>4. Desmoldaje</b>					
4.1	Desmoldaje	m2	21.340,3	0,01	240,8

<b>Total Costo Directo UF</b>		\$ 50.703,9
<b>Gastos Generales UF</b>	<b>3%</b>	\$ 1.422
<b>Total Neto UF</b>		\$ 52.126
<b>IVA UF</b>	<b>19%</b>	\$ 9.904
<b>Total Bruto UF</b>		<b>\$ 62.029</b>

**Tabla 5.5:** Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio A3.

(Referencia: *Elaboración propia*)

Descripción	UND	Cantidad (UND)	P. U. (\$UF/UND)	TOTAL \$ UF	
<b>0. Obras Previas</b>					
0.1	Cierre perimetral	m	156,0	0,32	49,7
0.2	Instalación de faenas	m2	30,0	1,63	49,0
0.3	Trazado y niveles	m	280,0	0,04	10,0
<b>Obra Gruesa</b>					
<b>1. Acero</b>					
1.2	Instalación columnas	kg	304.230	0,04	12.991
1.2	Instalación vigas	kg	740.376	0,04	31.614
1.3	Instalación conectores de corte	UND	2.200	0,03	75
<b>2. Moldaje</b>					
2.1	Moldaje de muros	m2	4.092	0,55	2.256
2.2	Moldaje de losas	m2	15.043	0,65	9.798
<b>3. Enfierradura</b>					
3.1	Cortado y doblado de fierros	kg	197.837	0,05	9.931
3.2	Enfierradura de muros	kg	11.256	0,04	440
3.3	Enfierradura de losas	kg	186.581	0,04	7.389
<b>4. Hormigones</b>					
4.1	Hormigonado de muros	m3	515	2,89	1.488
4.2	Hormigonado de losas	m3	1.318	2,89	3.809
<b>5. Desmoldaje</b>					
5.1	Desmoldaje	m2	19.134,8	0,01	216,0
<b>Total Costo Directo UF</b>					<b>\$ 80.115,7</b>
<b>Gastos Generales UF</b>				<b>3%</b>	<b>\$ 2.397</b>
<b>Total Neto UF</b>					<b>\$ 82.512</b>
<b>IVA UF</b>				<b>19%</b>	<b>\$ 15.677</b>
<b>Total Bruto UF</b>					<b>\$ 98.190</b>

**Tabla 5.6:** Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio HA3.

(Referencia: Elaboración propia)

Descripción		UND	Cantidad (UND)	P. U. (\$ UF/UND)	TOTAL \$UF
<b>0. Obras Previas</b>					
0.1	Cierre perimetral	m	156,0	0,32	49,7
0.2	Instalación de faenas	m2	30,0	1,63	49,0
0.3	Trazado y niveles	m	280,0	0,04	10,0
<b>Obra Gruesa</b>					
<b>1. Moldaje</b>					
1.1	Moldaje de columnas	m2	2.911,2	0,55	1.605,0
1.2	Moldaje de vigas	m2	9.565,1	0,75	7.186,6
1.3	Moldaje de muros	m2	4.092,0	0,55	2.256,1
1.4	Moldaje de losas	m2	15.042,8	0,65	9.797,9
<b>2. Enfierradura</b>					
2.1	Cortado y doblado de fierros	kg	405.971,4	0,05	20.379,8
2.2	Enfierradura de columnas	kg	57.958,5	0,04	2.373,4
2.3	Enfierradura de vigas	kg	150.175,8	0,04	6.149,7
2.4	Enfierradura de muros	kg	11.256,3	0,04	460,9
2.5	Enfierradura de losas	kg	186.580,8	0,05	8.899,9
<b>3. Hormigón</b>					
3.1	Hormigonado de columnas	m3	372,3	2,89	1.076,3
3.2	Hormigonado de vigas	m3	865,6	2,89	2.502,6
3.3	Hormigonado de muros	m3	514,8	2,89	1.488,3
3.4	Hormigonado de losas	m3	1.317,6	2,89	3.809,2
<b>4. Desmoldaje</b>					
4.1	Desmoldaje	m2	31.611,1	0,01	356,8
<b>Total Costo Directo UF</b>					<b>\$ 68.451,1</b>
<b>Gastos Generales UF</b>					<b>4%</b>
<b>Total Neto UF</b>					<b>\$ 70.848</b>
<b>IVA UF</b>					<b>19%</b>
<b>Total Bruto UF</b>					<b>\$ 84.309</b>

**Tabla 5.7:** Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio A4.

(Referencia: Elaboración propia)

Descripción		UND	Cantidad (UND)	P. U. (\$UF/UND)	TOTAL \$ UF
<b>0. Obras Previas</b>					
0.1	Cierre perimetral	m	156,0	0,32	49,7
0.2	Instalación de faenas	m2	30,0	1,63	49,0
0.3	Trazado y niveles	m	280,0	0,04	10,0
<b>Obra Gruesa</b>					
<b>1. Acero</b>					
1.2	Instalación columnas	kg	523.020	0,04	22.333
1.2	Instalación vigas	kg	1.160.964	0,04	49.573
1.3	Instalación conectores de corte	UND	3.300	0,03	113
<b>2. Moldaje</b>					
2.1	Moldaje de muros	m2	6.235	0,55	3.438
2.2	Moldaje de losas	m2	22.572	0,65	14.702
<b>3. Enfierradura</b>					
3.1	Cortado y doblado de fierros	kg	311.046	0,05	15.614
3.2	Enfierradura de muros	kg	17.847	0,04	697
3.3	Enfierradura de losas	kg	293.198	0,04	11.611
<b>4. Hormigones</b>					
4.1	Hormigonado de muros	m3	819	2,89	2.368
4.2	Hormigonado de losas	m3	3.958	2,89	11.442
<b>5. Desmoldaje</b>					
5.1	Desmoldaje	m2	28.807,1	0,01	325,1
<b>Total Costo Directo UF</b>					<b>\$ 132.323,8</b>
<b>Gastos Generales UF 3%</b>					<b>\$ 3.567</b>
<b>Total Neto UF</b>					<b>\$ 135.891</b>
<b>IVA UF 19%</b>					<b>\$ 25.819</b>
<b>Total Bruto UF</b>					<b>\$ 161.710</b>

**Tabla 5.8:** Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio HA4.

(Referencia: Elaboración propia)

Descripción		UND	Cantidad (UND)	P. U. (\$ UF/UND)	TOTAL \$UF
<b>0. Obras Previas</b>					
0.1	Cierre perimetral	m	156,0	0,32	49,7
0.2	Instalación de faenas	m2	30,0	1,63	49,0
0.3	Trazado y niveles	m	280,0	0,04	10,0
<b>Obra Gruesa</b>					
<b>1. Moldaje</b>					
1.1	Moldaje de columnas	m2	4.780,8	0,55	2.635,8
1.2	Moldaje de vigas	m2	15.244,8	0,75	11.453,9
1.3	Moldaje de muros	m2	6.235,2	0,55	3.437,7
1.4	Moldaje de losas	m2	22.571,9	0,65	14.701,8
<b>2. Enfierradura</b>					
2.1	Cortado y doblado de fierros	kg	666.884,1	0,05	33.477,6
2.2	Enfierradura de columnas	kg	106.551,3	0,04	4.363,3
2.3	Enfierradura de vigas	kg	249.287,2	0,04	10.208,3
2.4	Enfierradura de muros	kg	17.847,2	0,04	730,8
2.5	Enfierradura de losas	kg	293.198,4	0,05	13.985,6
<b>3. Hormigón</b>					
3.1	Hormigonado de columnas	m3	688,8	2,89	1.991,3
3.2	Hormigonado de vigas	m3	1.461,0	2,89	4.223,7
3.3	Hormigonado de muros	m3	819,0	2,89	2.367,8
3.4	Hormigonado de losas	m3	3.957,6	2,89	11.441,6
<b>4. Desmoldaje</b>					
4.1	Desmoldaje	m2	48.832,6	0,01	551,1
<b>Total Costo Directo UF</b>					<b>\$ 115.678,9</b>
<b>Gastos Generales UF 3%</b>					<b>\$ 3.567</b>
<b>Total Neto UF</b>					<b>\$ 119.246</b>
<b>IVA UF 19%</b>					<b>\$ 22.657</b>
<b>Total Bruto UF</b>					<b>\$ 141.902</b>

**Tabla 5.9:** Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio A5.

(Referencia: *Elaboración propia*)

Descripción	UND	Cantidad (UND)	P. U. (\$UF/UND)	TOTAL \$ UF	
<b>0. Obras Previas</b>					
0.1	Cierre perimetral	m	156,0	0,32	49,7
0.2	Instalación de faenas	m2	30,0	1,63	49,0
0.3	Trazado y niveles	m	280,0	0,04	10,0
<b>Obra Gruesa</b>					
<b>1. Acero</b>					
1.2	Instalación columnas	kg	123.300	0,04	5.265
1.2	Instalación vigas	kg	334.560	0,04	14.286
1.3	Instalación conectores de corte	UND	1.060	0,03	36
<b>2. Moldaje</b>					
2.1	Moldaje de muros	m2	2.014	0,55	1.110
2.2	Moldaje de losas	m2	7.104	0,65	4.627
<b>3. Enfierradura</b>					
3.1	Cortado y doblado de fierros	kg	103.040	0,05	5.173
3.2	Enfierradura de muros	kg	5.307	0,04	207
3.3	Enfierradura de losas	kg	97.733	0,04	3.870
<b>4. Hormigones</b>					
4.1	Hormigonado de muros	m3	242	2,89	699
4.2	Hormigonado de losas	m3	1.308	2,89	3.781
<b>5. Desmoldaje</b>					
5.1	Desmoldaje	m2	9.117,6	0,01	102,9
<b>Total Costo Directo UF</b>				<b>\$ 39.266,3</b>	
<b>Gastos Generales UF</b>				<b>3%</b>	<b>\$ 1.227</b>
<b>Total Neto UF</b>				<b>\$ 40.493</b>	
<b>IVA UF</b>				<b>19%</b>	<b>\$ 7.694</b>
<b>Total Bruto UF</b>				<b>\$ 48.187</b>	

**Tabla 5.10:** Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio HA5.

(Referencia: Elaboración propia)

Descripción		UND	Cantidad (UND)	P. U. (\$ UF/UND)	TOTAL \$UF
<b>0. Obras Previas</b>					
0.1	Cierre perimetral	m	156,0	0,32	49,7
0.2	Instalación de faenas	m2	30,0	1,63	49,0
0.3	Trazado y niveles	m	280,0	0,04	10,0
<b>Obra Gruesa</b>					
<b>1. Moldaje</b>					
1.1	Moldaje de columnas	m2	1.204,2	0,55	663,9
1.2	Moldaje de vigas	m2	4.603,2	0,75	3.458,6
1.3	Moldaje de muros	m2	2.013,6	0,55	1.110,2
1.4	Moldaje de losas	m2	7.104,0	0,65	4.627,1
<b>2. Enfierradura</b>					
2.1	Cortado y doblado de fierros	kg	202.876,9	0,05	10.184,4
2.2	Enfierradura de columnas	kg	20.083,5	0,04	822,4
2.3	Enfierradura de vigas	kg	70.868,5	0,04	2.902,1
2.4	Enfierradura de muros	kg	5.307,3	0,04	217,3
2.5	Enfierradura de losas	kg	106.617,6	0,05	5.085,7
<b>3. Hormigón</b>					
3.1	Hormigonado de columnas	m3	153,3	2,89	443,3
3.2	Hormigonado de vigas	m3	409,6	2,89	1.184,1
3.3	Hormigonado de muros	m3	241,8	2,89	699,1
3.4	Hormigonado de losas	m3	1.317,6	2,89	3.809,2
<b>4. Desmoldaje</b>					
4.1	Desmoldaje	m2	14.925,0	0,01	168,4
<b>Total Costo Directo UF</b>					<b>\$ 35.484,4</b>
<b>Gastos Generales UF 3%</b>					<b>\$ 1.227</b>
<b>Total Neto UF</b>					<b>\$ 36.711</b>
<b>IVA UF 19%</b>					<b>\$ 6.975</b>
<b>Total Bruto UF</b>					<b>\$ 43.686</b>

**Tabla 5.11:** Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio A6.

(Referencia: *Elaboración propia*)

	Descripción	UND	Cantidad (UND)	P. U. (\$UF/UND)	TOTAL \$ UF
<b>0. Obras Previas</b>					
0.1	Cierre perimetral	m	192,0	0,32	61,1
0.2	Instalación de faenas	m2	30,0	1,63	49,0
0.3	Trazado y niveles	m	352,0	0,04	12,6
<b>Obra Gruesa</b>					
<b>1. Acero</b>					
1.2	Instalación columnas	kg	183.600	0,04	7.840
1.2	Instalación vigas	kg	505.920	0,04	21.603
1.3	Instalación conectores de corte	UND	1.600	0,03	55
<b>2. Moldaje</b>					
2.1	Moldaje de muros	m2	2.014	0,55	1.110
2.2	Moldaje de losas	m2	10.997	0,65	7.163
<b>3. Enfierradura</b>					
3.1	Cortado y doblado de fierros	kg	151.906	0,05	7.626
3.2	Enfierradura de muros	kg	5.307	0,04	207
3.3	Enfierradura de losas	kg	146.599	0,04	5.805
<b>4. Hormigones</b>					
4.1	Hormigonado de muros	m3	242	2,89	699
4.2	Hormigonado de losas	m3	1.966	2,89	5.683
<b>5. Desmoldaje</b>					
5.1	Desmoldaje	m2	13.010,7	0,01	146,8

<b>Total Costo Directo UF</b>		\$ 57.912,9
<b>Gastos Generales UF</b>	<b>2%</b>	\$ 1.422
<b>Total Neto UF</b>		\$ 59.335
<b>IVA UF</b>	<b>19%</b>	\$ 11.274
<b>Total Bruto UF</b>		<b>\$ 70.608</b>

**Tabla 5.12:** Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio HA6.

(Referencia: Elaboración propia)

Descripción		UND	Cantidad (UND)	P. U. (\$ UF/UND)	TOTAL \$UF
<b>0. Obras Previas</b>					
0.1	Cierre perimetral	m	192,0	0,32	61,1
0.2	Instalación de faenas	m2	30,0	1,63	49,0
0.3	Trazado y niveles	m	406,0	0,04	14,5
<b>Obra Gruesa</b>					
<b>1. Moldaje</b>					
1.1	Moldaje de columnas	m2	1.512,0	0,55	833,6
1.2	Moldaje de vigas	m2	6.912,4	0,75	5.193,5
1.3	Moldaje de muros	m2	2.013,6	0,55	1.110,2
1.4	Moldaje de losas	m2	10.997,1	0,65	7.162,8
<b>2. Enfierradura</b>					
2.1	Cortado y doblado de fierros	kg	288.712,3	0,05	14.493,4
2.2	Enfierradura de columnas	kg	29.638,8	0,04	1.213,7
2.3	Enfierradura de vigas	kg	107.167,0	0,04	4.388,5
2.4	Enfierradura de muros	kg	5.307,3	0,04	217,3
2.5	Enfierradura de losas	kg	146.599,2	0,05	6.992,8
<b>3. Hormigón</b>					
3.1	Hormigonado de columnas	m3	221,1	2,89	639,2
3.2	Hormigonado de vigas	m3	619,4	2,89	1.790,7
3.3	Hormigonado de muros	m3	241,8	2,89	699,1
3.4	Hormigonado de losas	m3	1.965,6	2,89	5.682,6
<b>4. Desmoldaje</b>					
4.1	Desmoldaje	m2	21.435,1	0,01	241,9
<b>Total Costo Directo UF</b>					<b>\$ 50.783,8</b>
<b>Gastos Generales UF 3%</b>					<b>\$ 1.422</b>
<b>Total Neto UF</b>					<b>\$ 52.205</b>
<b>IVA UF 19%</b>					<b>\$ 9.919</b>
<b>Total Bruto UF</b>					<b>\$ 62.124</b>

**Tabla 5.13:** Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio A7.

(Referencia: Elaboración propia)

Descripción		UND	Cantidad (UND)	P. U. (\$UF/UND)	TOTAL \$ UF
<b>0. Obras Previas</b>					
0.1	Cierre perimetral	m	156,0	0,32	49,7
0.2	Instalación de faenas	m2	30,0	1,63	49,0
0.3	Trazado y niveles	m	280,0	0,04	10,0
<b>Obra Gruesa</b>					
<b>1. Acero</b>					
1.2	Instalación columnas	kg	282.510	0,04	12.063
1.2	Instalación vigas	kg	722.748	0,04	30.861
1.3	Instalación conectores de corte	UND	2.120	0,03	73
<b>2. Moldaje</b>					
2.1	Moldaje de muros	m2	4.092	0,55	2.256
2.2	Moldaje de losas	m2	15.043	0,65	9.798
<b>3. Enfierradura</b>					
3.1	Cortado y doblado de fierros	kg	197.837	0,05	9.931
3.2	Enfierradura de muros	kg	11.256	0,04	440
3.3	Enfierradura de losas	kg	186.581	0,04	7.389
<b>4. Hormigones</b>					
4.1	Hormigonado de muros	m3	515	2,89	1.488
4.2	Hormigonado de losas	m3	1.318	2,89	3.809
<b>5. Desmoldaje</b>					
5.1	Desmoldaje	m2	19.134,8	0,01	216,0

<b>Total Costo Directo UF</b>		\$ 78.432,8
<b>Gastos Generales UF</b>	<b>3%</b>	\$ 2.397
<b>Total Neto UF</b>		\$ 80.830
<b>IVA UF</b>	<b>19%</b>	\$ 15.358
<b>Total Bruto UF</b>		<b>\$ 96.187</b>

**Tabla 5.14:** Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio HA7.

(Referencia: Elaboración propia)

Descripción		UND	Cantidad (UND)	P. U. (\$ UF/UND)	TOTAL \$UF
<b>0. Obras Previas</b>					
0.1	Cierre perimetral	m	156,0	0,32	49,7
0.2	Instalación de faenas	m2	30,0	1,63	49,0
0.3	Trazado y niveles	m	280,0	0,04	10,0
<b>Obra Gruesa</b>					
<b>1. Moldaje</b>					
1.1	Moldaje de columnas	m2	2.653,2	0,55	1.462,8
1.2	Moldaje de vigas	m2	9.388,2	0,75	7.053,6
1.3	Moldaje de muros	m2	4.092,0	0,55	2.256,1
1.4	Moldaje de losas	m2	15.042,8	0,65	9.797,9
<b>2. Enfierradura</b>					
2.1	Cortado y doblado de fierros	kg	399.985,5	0,05	20.079,3
2.2	Enfierradura de columnas	kg	54.184,5	0,04	2.218,9
2.3	Enfierradura de vigas	kg	147.963,9	0,04	6.059,1
2.4	Enfierradura de muros	kg	11.256,3	0,04	460,9
2.5	Enfierradura de losas	kg	186.580,8	0,05	8.899,9
<b>3. Hormigón</b>					
3.1	Hormigonado de columnas	m3	345,7	2,89	999,5
3.2	Hormigonado de vigas	m3	845,0	2,89	2.443,0
3.3	Hormigonado de muros	m3	514,8	2,89	1.488,3
3.4	Hormigonado de losas	m3	1.317,6	2,89	3.809,2
<b>4. Desmoldaje</b>					
4.1	Desmoldaje	m2	31.176,2	0,01	351,8
<b>Total Costo Directo UF</b>					<b>\$ 67.489,0</b>
<b>Gastos Generales UF 4%</b>					<b>\$ 2.397</b>
<b>Total Neto UF</b>					<b>\$ 69.886</b>
<b>IVA UF 19%</b>					<b>\$ 13.278</b>
<b>Total Bruto UF</b>					<b>\$ 83.164</b>

**Tabla 5.15:** Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio A8.

(Referencia: *Elaboración propia*)

	Descripción	UND	Cantidad (UND)	P. U. (\$UF/UND)	TOTAL \$ UF
<b>0. Obras Previas</b>					
0.1	Cierre perimetral	m	156,0	0,32	49,7
0.2	Instalación de faenas	m2	30,0	1,63	49,0
0.3	Trazado y niveles	m	280,0	0,04	10,0
<b>Obra Gruesa</b>					
<b>1. Acero</b>					
1.2	Instalación columnas	kg	485.820	0,04	20.745
1.2	Instalación vigas	kg	1.133.322	0,04	48.393
1.3	Instalación conectores de corte	UND	3.180	0,03	109
<b>2. Moldaje</b>					
2.1	Moldaje de muros	m2	6.235	0,55	3.438
2.2	Moldaje de losas	m2	22.572	0,65	14.702
<b>3. Enfierradura</b>					
3.1	Cortado y doblado de fierros	kg	311.046	0,05	15.614
3.2	Enfierradura de muros	kg	17.847	0,04	697
3.3	Enfierradura de losas	kg	293.198	0,04	11.611
<b>4. Hormigones</b>					
4.1	Hormigonado de muros	m3	819	2,89	2.368
4.2	Hormigonado de losas	m3	3.958	2,89	11.442
<b>5. Desmoldaje</b>					
5.1	Desmoldaje	m2	28.807,1	0,01	325,1

<b>Total Costo Directo UF</b>		\$ 129.551,0
<b>Gastos Generales UF</b>	<b>3%</b>	\$ 3.567
<b>Total Neto UF</b>		\$ 133.118
<b>IVA UF</b>	<b>19%</b>	\$ 25.292
<b>Total Bruto UF</b>		<b>\$ 158.410</b>

**Tabla 5.16:** Itemizado y costo económico estimado para modelo de edificio HA8.

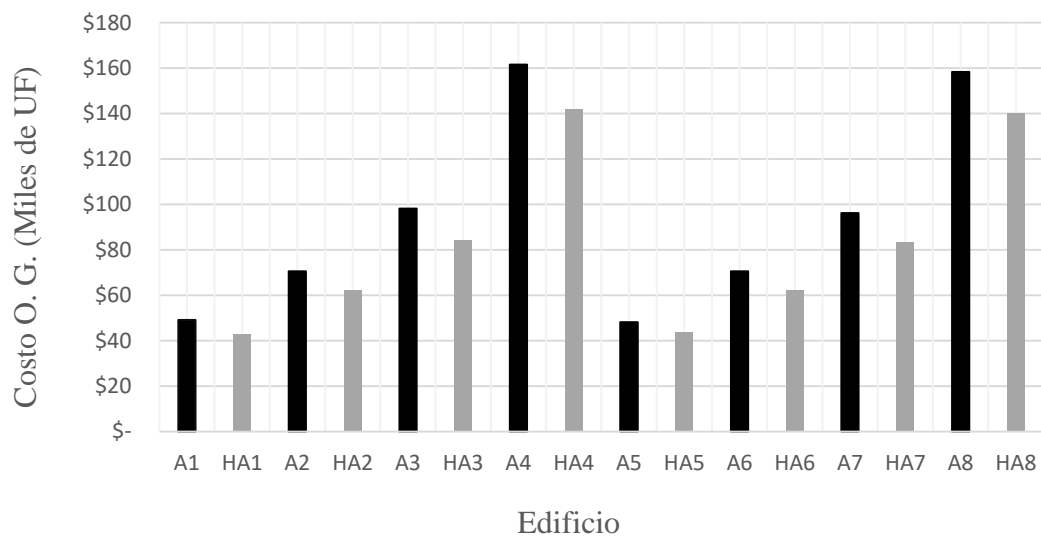
(Referencia: Elaboración propia)

Descripción		UND	Cantidad (UND)	P. U. (\$ UF/UND)	TOTAL \$UF
<b>0. Obras Previas</b>					
0.1	Cierre perimetral	m	156,0	0,32	49,7
0.2	Instalación de faenas	m2	30,0	1,63	49,0
0.3	Trazado y niveles	m	280,0	0,04	10,0
<b>Obra Gruesa</b>					
<b>1. Moldaje</b>					
1.1	Moldaje de columnas	m2	4.471,2	0,55	2.465,1
1.2	Moldaje de vigas	m2	14.888,6	0,75	11.186,3
1.3	Moldaje de muros	m2	6.235,2	0,55	3.437,7
1.4	Moldaje de losas	m2	22.571,9	0,65	14.701,8
<b>2. Enfierradura</b>					
2.1	Cortado y doblado de fierros	kg	657.399,7	0,05	33.001,5
2.2	Enfierradura de columnas	kg	99.652,5	0,04	4.080,8
2.3	Enfierradura de vigas	kg	246.701,6	0,04	10.102,4
2.4	Enfierradura de muros	kg	17.847,2	0,04	730,8
2.5	Enfierradura de losas	kg	293.198,4	0,05	13.985,6
<b>3. Hormigón</b>					
3.1	Hormigonado de columnas	m3	634,9	2,89	1.835,3
3.2	Hormigonado de vigas	m3	1.426,2	2,89	4.123,2
3.3	Hormigonado de muros	m3	819,0	2,89	2.367,8
3.4	Hormigonado de losas	m3	3.957,6	2,89	11.441,6
<b>4. Desmoldaje</b>					
4.1	Desmoldaje	m2	48.166,8	0,01	543,6
<b>Total Costo Directo UF</b>					<b>\$ 114.112,1</b>
<b>Gastos Generales UF 3%</b>					<b>\$ 3.567</b>
<b>Total Neto UF</b>					<b>\$ 117.679</b>
<b>IVA UF 19%</b>					<b>\$ 22.359</b>
<b>Total Bruto UF</b>					<b>\$ 140.038</b>

**Tabla 5.17:** Costo estimado de obra gruesa para los edificios de estudio.

(Fuente: *Elaboración propia*)

MODELO	COSTO UF	DIF. (%)
A1	\$ 49.091	14,1%
HA1	\$ 43.031	
A2	\$ 70.575	13,8%
HA2	\$ 62.029	
A3	\$ 98.190	16,5%
HA3	\$ 84.309	
A4	\$ 161.710	14,0%
HA4	\$ 141.902	
A5	\$ 48.187	10,3%
HA5	\$ 43.686	
A6	\$ 70.608	13,7%
HA6	\$ 62.124	
A7	\$ 96.187	15,7%
HA7	\$ 83.164	
A8	\$ 158.410	13,1%
HA8	\$ 140.038	



**Figura 5.1:** Costo económico de edificios obra gruesa en Miles de UF.

(Referencia: *Elaboración propia*)

## **CAPITULO 6. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES**

### **6. GENERALIDADES**

El proyecto realizado consistió principalmente en la comparación técnica de estructuras en base de marcos flexibles, con núcleo central de muros. Se estudió el comportamiento dinámico y se evaluó la seguridad de los edificios destinados para sitios de oficinas. Se compararon las alternativas que incluyen marcos de acero y de hormigón armado, ambos con núcleo de muros de hormigón. Se evaluó técnica y económicamente la factibilidad de construir edificios de acero en un rango de alturas entre 10, 20 y 30 pisos.

En el apartado 6.1 se tienen las conclusiones técnicas, interpretación de resultados sobre las simulaciones de los edificios y una extrapolación sobre éstas.

Se presenta una comparación económica en 6.2, dado los resultados sobre la cubicación de materiales y el análisis sobre las partidas de obra gruesa se concluye sobre factibilidad o competitividad económica de construir en acero.

Finalmente en 6.3 se mencionan consideraciones y comentarios sobre futuras investigaciones, donde construir edificios en el acero sea realmente una opción competitiva.

## 6.1 COMPARACIÓN TÉCNICA

La comparación técnica se logró mediante la modelación de las estructuras en ETABS. Los resultados en cuanto a períodos naturales fueron muy cercanos entre un modelo y otro, por lo que un edificio en acero logra un comportamiento dinámico similar a estructuras de hormigón armado.

Considerando el prediseño de los elementos entre un modelo de edificio y otro, los edificios de acero resultaron ser un poco más rígidos que los edificios de hormigón armado, ya que se obtuvieron períodos naturales poco más bajos para los modelos estructurales en esa materialidad.

Para los límites del corte basal en edificios de 10 pisos no necesitaron ser reducidos en la dirección débil y sólo en algunos casos debieron ser disminuidos en la dirección X, para no sobrepasar el máximo como son las disposiciones NCh433. Por otra parte en los edificios de 20 y 30 pisos no se alcanzó el corte mínimo en la dirección débil Y, por lo que en todos los casos debió aumentarse para alcanzar dicho valor.

De la Figura 4.1 muestra que los edificios de 10 pisos con un aspecto de planta  $\lambda_a=2,0$  y de núcleo de muros en el centro, presentan un corte basal mayor respecto a su peso sísmico que los edificios con  $\lambda_a=3,0$ . Esto concluye que variar el aspecto de la planta hace que el corte basal se acerque o aleje del valor máximo.

Se comprobó que los Drift están dentro del rango aceptable y al límite de lo que considera la norma. En aquellos casos en edificios de 20 y 30 pisos donde no se cumplía este requisito, se incluyeron vigas de acople para que el núcleo de muros trabajara de manera conjunta en la dirección débil, con el objetivo de aminorar las deformaciones de entre piso.

Finalmente desde un punto de vista técnico, construir edificios en acero y hormigón no existen mayores diferencias, esto es válido para todas las alturas analizadas y la ubicación del núcleo de muros que fueron modeladas. Queda demostrado en que el acero es útil, seguro y confiable para las acciones sísmicas, como se pudo comprobar en las verificaciones de los elementos de acero con un pre diseño resisten a las solicitaciones satisfactoriamente.

## **6.2 COMPARACIÓN ECONÓMICA**

De la comparación económica en los casos analizados, cada edificio en acero resultó ser en más costoso que su símil en hormigón (Tabla 5.17 y Figura 5.1).

Otra observación de acuerdo a la tabla 5.17 los edificios que presentan núcleo de muros céntrico son más costosos que los que tienen excentricidad en la planta, por ejemplo los modelos A4 y A8, donde la diferencia entre estos es la ubicación del núcleo y además el primero tiene más columnas que el segundo, respectivamente. Lo mismo sucede si se compara misma materialidad y distinta ubicación del núcleo en cada modelo de edificio.

Según las condiciones del objeto de estudio y su pre diseño de los elementos, se puede concluir que no resulta factible en el ámbito económico construir edificios de marcos en acero, esto para ninguna condición de altura y ubicación del núcleo de muros.

Aunque no es factible construir edificios en acero, la opción más favorable, sería considerar el modelo A5, debido a que se tiene un menor porcentaje de diferencia (10,3%) en el costo económico de obra gruesa que en los demás casos.

Cabe señalar que todo lo condiciona el diseño de los elementos, ya que reduciendo las secciones de los elementos de acero, se puede lograr un edificio aún más económico, pero se debe verificar que las condiciones de resistencia y seguridad se cumplan.

Si bien los costos para construir en acero son superiores que los edificios de hormigón armado, es posible realizar un análisis más acabado donde se pueda considerar y estudiar la variable del tiempo y realizar una planificación más detallada sobre la obra. Esto ya que una obra de hormigón tarda más tiempo en ser terminada que una estructura de acero, de ser así, se plantea la posibilidad de realizar una comparación para estructuras como el modelo A5, donde exista una reducción de secciones en los elementos de acero.

### **6.3 CONSIDERACIONES FINALES**

La acción del viento sobre los modelos de edificios de 20 y 30 pisos resultó ser en cierta forma nulo, ya que no se observaron solicitaciones mayores que las impuestas por el sismo sobre los elementos estructurales.

Aunque la seguridad de las estructuras de acero sea muy similar a los edificios de hormigón, actualmente no resulta económicamente factible construir edificios de acero en Chile, debería ocurrir que la producción de acero de exportación disminuya su valor económico.

Finalmente y realizando una proyección a futuro de lo que fue esta tesis, se plantean algunas opciones de temas de investigación sobre considerar el acero para edificios menores a 10 pisos, también sería válido pensar en edificios de marcos en acero y losas con placa colaborante en vez de las tradicionales.

## CAPITULO 7. BIBLIOGRAFÍA

1. Instituto Nacional de Normalización, INN - Chile (1996). NCh433 Of.96. “Diseño sísmico de edificios”.
2. Gerdau en Chile (2010). Primer edificio en Chile 100% de Acero. Gerdau. Web: <http://www.gerdau.cl/acero/primer-edificio-en-chile-100-de-acero/>
3. Mateo Burgos. (2006). El acero en la construcción, el desafío de los edificios en altura. Revista EMB Construcción. Web: <http://www.emb.cl/construccion/articulo.mvc?xid=1451&edi=65&xit=el-acero-en-la-construccion-el-desafio-de-los-edificios-en-altura>
4. Luis González. (2006). El acero en la construcción, el desafío de los edificios en altura. Revista EMB Construcción. Web: <http://www.emb.cl/construccion/articulo.mvc?xid=1451&edi=65&xit=el-acero-en-la-construccion-el-desafio-de-los-edificios-en-altura>
5. ETABS (Versión 13.2.2) [Software]. (2013). Computers & Structures Inc. Obtenido de <https://www.csiamerica.com/products/etabs>
6. American Institute of Steel Construction. (2010). AISC 360-10: *Specification for Structural Steel Buildings*, Illinois 2010.
7. American Concrete Institute. (2008). ACI 318-08: *Building Code Requirements for Structural Concrete and Comentary*, Detroit 2008.
8. Javier Hurtado. (2016). IMACON aumenta 2,8% anual en diciembre y acumula un alza de 1,4% en doce meses. Cámara Chilena de la Construcción. Web: <http://www.cchc.cl/comunicaciones/noticias/imacon-aumenta-28-anual-en-diciembre-y-acumula-un-alza-de-14-en-doce-meses>.
9. Pablo Matthews. Ingeniero Civil (2015). Edyce Corp: Líderes fabricando estructuras para Chile. Revista Nos. Web: <http://www.revistanos.cl/2015/05/edyce-corp-lideres-fabricando-estructuras-para-chile>

10. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Chile. (2011). Reglamento que fija el Diseño sísmico de edificios, Decreto Supremo N°61, 2011.
11. Tarbuck E.J., Lutgens F.K. y Tasa, D. (2005). “Ciencias de la Tierra, una introducción a la geología física”. Madrid: Prentice Hall (2005)
12. Peter Dechent, Ingeniero Civil (2007). “Diseño Sismo Resistente”. Dpto. Ingeniería Civil, Universidad de Concepción.
13. Centro Sismológico Nacional, Universidad de Chile. (2010). “Sismicidad y Terremotos en Chile”.
14. Mario Reyes Soto (2012) “Como actuar en un Sismo”. Asociación Chilena de Seguridad (ACHS).
15. Colegio de Ingenieros de Chile (2010). Informe Técnico preliminar del Colegio de Ingenieros de Chile A.G. sobre los efectos del terremoto en la Región Metropolitana.
16. Instituto Nacional de Normalización, INN - Chile INN. (1977). NCh427.cR 1977. “Especificaciones para el cálculo de estructuras de acero para edificios”.
17. Instituto Nacional de Normalización, INN - Chile INN. (1961). NCh430.E1961. “Hormigón armado – II Parte”.
18. Instituto Nacional de Normalización, INN - Chile INN. (2010). NCh3171 Of.2010. “Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas”.
19. Instituto Nacional de Normalización, INN - Chile INN. (1986). NCh1537 Of.86. “Diseño estructural de edificios- Cargas permanentes y sobrecargas de uso”.
20. Instituto Nacional de Normalización, INN - Chile INN. (1971). NCh 432 Of.71. “Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones”.

## CAPITULO 8. ANEXOS

### ANEXO A: Armadura de refuerzo vigas de hormigón.

**Tabla 8.1:** Armadura de refuerzo en vigas de hormigón.

(Fuente: Elaboración propia)

TIPO		BLOQUE	A. Positiva	A. Negativa	A. Transversal
DIR X	1	1	4Φ32	4Φ32	Φ8@20
	2		3Φ22	3Φ22	Φ8@20
DIR Y	3		4Φ25	4Φ25	Φ8@20
	4		4Φ25	4Φ25	Φ8@20
DIR X	1	2	4Φ28	4Φ28	Φ8@20
	2		3Φ25	3Φ25	Φ8@20
DIR Y	3		4Φ25	4Φ25	Φ8@20
	4		4Φ25	4Φ25	Φ8@20
DIR X	1	3	3Φ28	3Φ28	Φ8@20
	2		3Φ22	3Φ22	Φ8@20
DIR Y	3		3Φ22	3Φ22	Φ8@20
	4		3Φ22	3Φ22	Φ8@20
DIR X	1	4	3Φ28	3Φ28	Φ8@20
	2		3Φ22	3Φ22	Φ8@20
DIR Y	3		3Φ22	3Φ22	Φ8@20
	4		3Φ22	3Φ22	Φ8@20
DIR X	1	5	3Φ22	3Φ22	Φ8@20
	2		3Φ22	3Φ22	Φ8@20
DIR Y	3		3Φ22	3Φ22	Φ8@20
	4		3Φ22	3Φ22	Φ8@20
DIR X	1	6	3Φ22	3Φ22	Φ8@20
	2		3Φ22	3Φ22	Φ8@20
DIR Y	3		3Φ22	3Φ22	Φ8@20
	4		3Φ22	3Φ22	Φ8@20

**ANEXO B:** Armadura de refuerzo en columnas de hormigón.

**Tabla 8.2:** Armadura de refuerzo en columnas de hormigón.

(Fuente: Elaboración propia)

Columnas	BLOQUE	A. Longitudinal	A. Transversal
1	1	12Φ32	2Φ10@15
2		12Φ28	2Φ10@15
1	2	12Φ28	2Φ10@15
2		12Φ25	2Φ10@15
1	3	9Φ32	2Φ10@15
2		9Φ28	2Φ10@15
1	4	9Φ28	2Φ10@15
2		9Φ25	2Φ10@15
1	5	9Φ25	2Φ10@15
2		8Φ22	2Φ10@15
1	6	8Φ22	2Φ10@15
2		8Φ22	2Φ10@15

**ANEXO C:** Armadura de refuerzo en muros de hormigón.

**Tabla 8.3:** Armadura de refuerzo en muros de hormigón.

(Fuente: Elaboración propia)

TIPO	BLOQUE	A. Vertical	A. Horizontal	Estribos
1	1	Φ10@15	Φ12@12	2Φ8@15
2		Φ10@20	Φ12@12	2Φ8@15
1	2	Φ10@15	Φ12@12	2Φ8@15
2		Φ10@20	Φ12@12	2Φ8@15
1	3	Φ10@15	Φ12@15	2Φ8@15
2		Φ10@20	Φ12@15	2Φ8@15
1	4	Φ10@15	Φ12@15	2Φ8@15
2		Φ10@20	Φ12@15	2Φ8@15
1	5	Φ10@15	Φ12@20	2Φ8@15
2		Φ10@20	Φ12@20	2Φ8@15
1	6	Φ10@15	Φ12@20	2Φ8@15
2		Φ10@20	Φ12@20	2Φ8@15

**ANEXO D:** Armadura de refuerzo en losas de hormigón.

**Tabla 8.4:** Armadura de refuerzo en losas de hormigón.

(Fuente: Elaboración propia)

Armadura	Tipo	BLOQUE	A. Dir X	A. Dir Y	A. Negativa
DIR X	1	1	Φ10@20	Φ10@20	Φ10@15
	2		Φ10@15	Φ10@15	Φ10@15
DIR Y	1		Φ10@20	Φ10@20	Φ10@15
	2		Φ10@15	Φ10@15	Φ10@15
DIR X	1	2	Φ10@20	Φ10@20	Φ10@15
	2		Φ10@15	Φ10@15	Φ10@15
DIR Y	1		Φ10@20	Φ10@20	Φ10@15
	2		Φ10@15	Φ10@15	Φ10@15
DIR X	1	3	Φ10@20	Φ10@20	Φ10@15
	2		Φ10@15	Φ10@15	Φ10@15
DIR Y	1		Φ10@20	Φ10@20	Φ10@15
	2		Φ10@15	Φ10@15	Φ10@15
DIR X	1	4	Φ10@20	Φ10@20	Φ10@15
	2		Φ10@15	Φ10@15	Φ10@15
DIR Y	1		Φ10@20	Φ10@20	Φ10@15
	2		Φ10@15	Φ10@15	Φ10@15
DIR X	1	5	Φ10@20	Φ10@20	Φ10@15
	2		Φ10@12	Φ10@12	Φ10@15
DIR Y	1		Φ10@20	Φ10@20	Φ10@15
	2		Φ10@12	Φ10@12	Φ10@15
DIR X	1	6	Φ10@20	Φ10@20	Φ10@15
	2		Φ10@12	Φ10@12	Φ10@15
DIR Y	1		Φ10@20	Φ10@20	Φ10@15
	2		Φ10@12	Φ10@12	Φ10@15

**ANEXO E:** Análisis de precios unitarios modelo de edificio A5.

PARTIDA:	CIERRE PERIMETRAL							
UNIDAD:	\$UF/m							
CANTIDAD:	156	m						
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO \$UF	UNIDAD	PRECIO TOTAL \$UF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	JORNAL	día	25	m/día	0,5	\$UF/día	0,007	\$UF/m
	JORNAL	día	25	m/día	0,5	\$UF/día	0,007	\$UF/m
	JORNAL	día	25	m/día	0,5	\$UF/día	0,007	\$UF/m
	% LEYES SOCIALES (35%)						0,007	\$UF/m
<b>MATERIALES</b>								
	PINO 2 x 2 x 3,20	unidad	1	m/uni	0,03	\$UF/uni	0,030	\$UF/m
	PINO 2 x 3 x 3,20	unidad	0,8	m/uni	0,028	\$UF/uni	0,035	\$UF/m
	CLAVOS 3"	kg	20	m/kg	0,028	\$UF/kg	0,001	\$UF/m
	CLAVOS 2 1/2"	kg	10	m/kg	0,028	\$UF/kg	0,003	\$UF/m
	PLANCHA OSB	unidad	1,2	m/uni	0,25	\$UF/uni	0,208	\$UF/m
	% PERDIDAS (5%)						0,014	\$UF/m
<b>TOTAL</b>							0,318	\$UF/m

PARTIDA:	INSTALACIÓN DE COLUMNAS DE ACERO							
UNIDAD:	\$UF/kg							
CANTIDAD:	123.300 kg							
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO \$UF	UNIDAD	PRECIO TOTAL \$UF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	MAESTRO	día	150	kg/día	0,8	\$UF/día	0,0040	\$UF/kg
	AYUDANTE	día	50	kg/día	0,6	\$UF/día	0,0030	\$UF/kg
	% LEYES SOCIALES (35%)						0,0025	\$UF/kg
<b>MATERIALES</b>								
	ACERO ESTRUCTURAL ASTM A36	kg	1	kg/kg	0,02	\$UF/kg	0,020	\$UF/kg
	PERNOS DE CONEXIÓN	kg	1	kg/kg	0,01	\$UF/kg	0,010	\$UF/kg
	% PERDIDAS (5%)						0,001	\$UF/kg
<b>MAQUINARIA</b>								
	GALLETERA	día	200	kg/día	0,15	\$/día	0,001	\$UF/kg
	SOLDADORA	día	200	kg/día	0,3	\$/día	0,002	\$UF/kg
	<b>TOTAL</b>						0,043	\$UF/kg

PARTIDA:	INSTALACIÓN VIGAS DE ACERO							
UNIDAD:	\$UF/kg							
CANTIDAD:	334.560 kg							
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO \$UF	UNIDAD	PRECIO TOTAL \$UF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	MAESTRO	día	150	kg/día	0,8	\$UF/día	0,0040	\$UF/kg
	AYUDANTE	día	50	kg/día	0,6	\$UF/día	0,0030	\$UF/kg
	% LEYES SOCIALES (35%)						0,0025	\$UF/kg
<b>MATERIALES</b>								
	ACERO ESTRUCTURAL ASTM A36	kg	1	kg/kg	0,02	\$UF/kg	0,020	\$UF/kg
	PERNOS DE CONEXIÓN	kg	1	kg/kg	0,01	\$UF/kg	0,010	\$UF/kg
	% PERDIDAS (5%)						0,001	\$UF/kg
<b>MAQUINARIA</b>								
	GALLETERA	día	200	kg/día	0,15	\$/día	0,001	\$UF/kg
	SOLDADORA	día	200	kg/día	0,3	\$/día	0,002	\$UF/kg
	<b>TOTAL</b>						<b>0,043</b>	<b>\$UF/kg</b>

PARTIDA:	INSTALACIÓN CONECTORES DE CORTE							
UNIDAD:	\$UF/kg							
CANTIDAD:	1.060 kg							
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO \$UF	UNIDAD	PRECIO TOTAL \$UF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	MAESTRO	día	400	UNI/día	0,8	\$UF/día	0,004	\$UF/UNI
	AYUDANTE	día	300	UNI/día	0,6	\$UF/día	0,003	\$UF/UNI
	% LEYES SOCIALES (35%)						0,0025	\$UF/UNI
<b>MATERIALES</b>								
	CONECTORES DE CORTE	UNI	1	UNI/UNI	0,01	\$UF/UNI	0,010	\$UF/UNI
	% PERDIDAS (5%)						0,001	\$UF/UNI
<b>MAQUINARIA</b>								
	SOLDADORA ELECTROFUSIÓN	día	200	kg/día	4,2	\$/día	0,021	\$UF/UNI
	<b>TOTAL</b>						<b>0,041</b>	<b>\$UF/UNI</b>

PARTIDA:	MOLDAJES PARA MUROS							
UNIDAD:	\$UF/m2							
CANTIDAD:	2.014	m2						
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO \$UF	UNIDAD	PRECIO TOTAL \$UF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	MAESTRO	día	15	m2/día	0,8	\$UF/día	0,019	\$UF/m2
	MAESTRO	día	15	m2/día	0,8	\$UF/día	0,019	\$UF/m2
	AYUDANTE	día	6	m2/día	0,6	\$UF/día	0,014	\$UF/m2
	AYUDANTE	día	6	m2/día	0,6	\$UF/día	0,014	\$UF/m2
	% LEYES SOCIALES (35%)						0,012	\$UF/m2
<b>MATERIALES</b>								
	MOLDAJE ULMA	m2	1	m2/m2	0,26	\$UF/m2	0,26	\$/m2
	ANDAMIOS ULMA	m	1	m/m	0,2	\$UF/m	0,20	\$/m2
	% PERDIDAS (5%)						0,01	\$/m2
	<b>TOTAL</b>						0,55	\$/m2

PARTIDA:	MOLDAJE PARA LOSAS							
UNIDAD:	\$UF/m2							
CANTIDAD:	7.104	m2						
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO \$UF	UNIDAD	PRECIO TOTAL \$UF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	MAESTRO	día	15	m2/día	0,8	\$UF/día	0,019	\$UF/m2
	MAESTRO	día	15	m2/día	0,8	\$UF/día	0,019	\$UF/m2
	AYUDANTE	día	6	m2/día	0,6	\$UF/día	0,014	\$UF/m2
	AYUDANTE	día	6	m2/día	0,6	\$UF/día	0,014	\$UF/m2
	% LEYES SOCIALES (35%)						0,012	\$UF/m2
<b>MATERIALES</b>								
	MOLDAJE ULMA	m2	1	m2/m2	0,26	\$UF/m2	0,26	\$/m2
	ANDAMIOS ULMA	uni	1	uni/uni	0,2	\$UF/uni	0,20	\$/m2
	ALZAPRIMAS	uni	4	uni/m2	0,4	\$UF/uni	0,10	\$/m2
	% PERDIDAS (5%)						0,01	\$/m2
	<b>TOTAL</b>						0,65	\$/m2

PARTIDA:	CORTADO Y DOBLADO DE FIERRO							
UNIDAD:	\$/kg							
CANTIDAD:	103.040 kg							
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO \$UF	UNIDAD	PRECIO TOTAL \$UF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	MAESTRO	día	150	kg/día	0,8	\$/día	0,0040	\$/kg
	MAESTRO	día	150	kg/día	0,8	\$/día	0,0040	\$/kg
	JORNAL	día	50	kg/día	0,6	\$/día	0,0030	\$/kg
	JORNAL	día	50	kg/día	0,6	\$/día	0,0030	\$/kg
	% LEYES SOCIALES (35%)						0,0025	\$/kg
<b>MATERIALES</b>								
	Acero de refuerzo A63-42H	kg	1	kg/kg	0,03	\$/kg	0,030	\$/kg
	% PERDIDAS (5%)						0,002	\$/kg
<b>MAQUINARIA</b>								
	ESMERIL	día	200	kg/día	0,15	\$/día	0,001	\$/kg
	DOBLADORA	día	200	kg/día	0,3	\$/día	0,002	\$/kg
	<b>TOTAL</b>						0,050	\$/kg

PARTIDA:	ENFIERRADURA DE MUROS							
UNIDAD:	\$/kg							
CANTIDAD:	5.307 kg							
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO \$UF	UNIDAD	PRECIO TOTAL \$UF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	MAESTRO	día	150	kg/día	0,8	\$/día	0,0032	\$/kg
	JORNAL	día	100	kg/día	0,6	\$/día	0,0024	\$/kg
	% LEYES SOCIALES (35%)						0,0020	\$/kg
<b>MATERIALES</b>								
	Acero de refuerzo A63-42H	kg	1	kg/kg	0,03	\$/kg	0,030	\$/kg
	% PERDIDAS (5%)						0,002	\$/kg
<b>TOTAL</b>							0,039	\$/kg

PARTIDA:	ENFIERRADURA DE LOSAS							
UNIDAD:	\$UF/kg							
CANTIDAD:	97.733 kg							
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO \$UF	UNIDAD	PRECIO TOTAL \$UF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	MAESTRO	día	150	kg/día	0,8	\$UF/día	0,0032	\$UF/kg
	JORNAL	día	100	kg/día	0,6	\$UF/día	0,0024	\$UF/kg
	% LEYES SOCIALES (35%)						0,0020	\$UF/kg
<b>MATERIALES</b>								
	Acero de refuerzo A63-42H	kg	1	kg/kg	0,03	\$UF/kg	0,030	\$UF/kg
	% PERDIDAS (5%)						0,002	\$UF/kg
<b>TOTAL</b>							0,039	\$UF/kg

PARTIDA:	HORMIGONADO DE MUROS							
UNIDAD:	\$UF/m3							
CANTIDAD	241,8 m3							
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO \$UF	UNIDAD	PRECIO TOTAL \$UF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	MAESTRO	día	30	m3/día	0,13	\$UF/día	0,0020	\$/m3
	AYUDANTE	día	20	m3/día	0,13	\$UF/día	0,0020	\$/m3
	AYUDANTE	día	20	m3/día	0,13	\$UF/día	0,0020	\$/m3
	% LEYES SOCIALES (20%)						0,0012	\$/m3
<b>MATERIALES</b>								
	HORMIGÓN READY MIX	m3	1	m3/m3	2,7	\$UF/m3	2,7	\$/m3
	% PERDIDAS (5%)						0,135	\$/m3
<b>MAQUINARIA</b>								
	SONDA VIBRATORIA 35mm	día	160	m3/día	3,5	\$UF/día	0,05	\$/m3
	BOMBA DE HORMIGONADO	día	64	m3/día	5	\$UF/día	0,08	\$/m3
	<b>TOTAL</b>						<b>2,89</b>	<b>\$/m3</b>

PARTIDA:	HORMIGONADO DE LOSAS							
UNIDAD:	\$UF/m3							
CANTIDAD	1,308 m3							
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO \$UF	UNIDAD	PRECIO TOTAL \$UF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	MAESTRO	día	30	m3/día	0,13	\$UF/día	0,0020	\$/m3
	AYUDANTE	día	20	m3/día	0,13	\$UF/día	0,0020	\$/m3
	AYUDANTE	día	20	m3/día	0,13	\$UF/día	0,0020	\$/m3
	% LEYES SOCIALES (20%)						0,0012	\$/m3
<b>MATERIALES</b>								
	HORMIGÓN READY MIX	m3	1	m3/m3	2,7	\$UF/m3	2,7	\$/m3
	% PERDIDAS (5%)						0,135	\$/m3
<b>MAQUINARIA</b>								
	SONDA VIBRATORIA 35mm	día	160	m3/día	3,5	\$UF/día	0,05	\$/m3
	BOMBA DE HORMIGONADO	día	64	m3/día	5	\$UF/día	0,08	\$/m3
	<b>TOTAL</b>						<b>2,89</b>	<b>\$/m3</b>

PARTIDA:	DESMOLDAJE							
UNIDAD:	\$/m2							
CANTIDAD:	9118 m2							
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO \$UF	UNIDAD	PRECIO TOTAL \$UF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	MAESTRO	día	80	m2/día	0,8	\$UF/día	0,005	\$/m2
	JORNAL	día	60	m2/día	0,5	\$UF/día	0,003	\$/m2
	% LEYES SOCIALES (35%)						0,002	\$/m2
	<b>TOTAL</b>						0,011	\$/m2

**ANEXO F:** Análisis de precios unitarios modelo de edificio HA5.

PARTIDA:	MOLDAJE DE COLUMNAS							
UNIDAD:	SUF/m2							
CANTIDAD:	1204,2 m2							
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO SUF	UNIDAD	PRECIO TOTAL SUF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	MAESTRO	día	15	m2/día	0,8	\$UF/día	0,019	\$UF/m2
	MAESTRO	día	15	m2/día	0,8	\$UF/día	0,019	\$UF/m2
	AYUDANTE	día	6	m2/día	0,6	\$UF/día	0,014	\$UF/m2
	AYUDANTE	día	6	m2/día	0,6	\$UF/día	0,014	\$UF/m2
	% LEYES SOCIALES (35%)						0,012	\$UF/m2
<b>MATERIALES</b>								
	MOLDAJE ULMA	m2	1	m2/m2	0,26	\$UF/m2	0,26	\$/m2
	ANDAMIOS ULMA	uni	1	uni/uni	0,2	\$UF/uni	0,20	\$/m2
	% PERDIDAS (5%)						0,01	\$/m2
	<b>TOTAL</b>						0,55	\$/m2

PARTIDA:	MOLDAJE DE VIGAS							
UNIDAD:	\$UF/m2							
CANTIDAD:	4603,2	m2						
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO \$UF	UNIDAD	PRECIO TOTAL \$UF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	MAESTRO	día	15	m2/día	0,8	\$UF/día	0,019	\$UF/m2
	MAESTRO	día	15	m2/día	0,8	\$UF/día	0,019	\$UF/m2
	AYUDANTE	día	6	m2/día	0,6	\$UF/día	0,014	\$UF/m2
	AYUDANTE	día	6	m2/día	0,6	\$UF/día	0,014	\$UF/m2
	% LEYES SOCIALES (35%)						0,012	\$UF/m2
<b>MATERIALES</b>								
	MOLDAJE ULMA	m2	1	m2/m2	0,26	\$UF/m2	0,26	\$/m2
	ANDAMIOS ULMA	uni	1	uni/uni	0,2	\$UF/uni	0,20	\$/m2
	ALZAPRIMAS	uni	2	uni/m2	0,4	\$UF/uni	0,20	\$/m2
	% PERDIDAS (5%)						0,01	\$/m2
	<b>TOTAL</b>						0,75	\$/m2

PARTIDA:	ENFIERRADURA DE COLUMNAS							
UNIDAD:	\$UF/kg							
CANTIDAD:	20083,5 kg							
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO \$UF	UNIDAD	PRECIO TOTAL \$UF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	MAESTRO	día	150	kg/día	0,8	\$UF/día	0,0040	\$UF/kg
	JORNAL	día	50	kg/día	0,6	\$UF/día	0,0030	\$UF/kg
	% LEYES SOCIALES (35%)						0,0025	\$UF/kg
<b>MATERIALES</b>								
	ACERO DE REFUERZO A63-42H	kg	1	kg/kg	0,03	\$UF/kg	0,030	\$UF/kg
	% PERDIDAS (5%)						0,002	\$UF/kg
<b>TOTAL</b>							0,041	\$UF/kg

PARTIDA:	ENFIERRADURA DE VIGAS							
UNIDAD:	\$UF/kg							
CANTIDAD:	70.869 kg							
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO \$UF	UNIDAD	PRECIO TOTAL \$UF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	MAESTRO	día	150	kg/día	0,8	\$UF/día	0,0040	\$UF/kg
	JORNAL	día	50	kg/día	0,6	\$UF/día	0,0030	\$UF/kg
	% LEYES SOCIALES (35%)						0,0025	\$UF/kg
<b>MATERIALES</b>								
	ACERO DE REFUERZO A63-42H	kg	1	kg/kg	0,03	\$UF/kg	0,030	\$UF/kg
	% PERDIDAS (5%)						0,002	\$UF/kg
<b>TOTAL</b>							0,041	\$UF/kg

PARTIDA:	HORMIGONADO COLUMNAS							
UNIDAD:	\$UF/m3							
CANTIDAD	153,3	m3						
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO \$UF	UNIDAD	PRECIO TOTAL \$UF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	MAESTRO	día	30	m3/día	0,13	\$UF/día	0,0020	\$/m3
	JORNAL	día	20	m3/día	0,10	\$UF/día	0,0016	\$/m3
	JORNAL	día	20	m3/día	0,10	\$UF/día	0,0016	\$/m3
	% LEYES SOCIALES (35%)						0,0018	\$/m3
<b>MATERIALES</b>								
	HORMIGÓN READY MIX	m3	1	m3/m3	2,7	\$UF/m3	2,7	\$/m3
	% PERDIDAS (5%)						0,135	\$/m3
<b>MAQUINARIA</b>								
	SONDA VIBRATORIA	día	160	m3/día	3,5	\$UF/día	0,05	\$/m3
	BOMBA DE HORMIGONADO	día	64	m3/día	5	\$UF/día	0,08	\$/m3
	<b>TOTAL</b>						<b>2,89</b>	<b>\$/m3</b>

PARTIDA:	HORMIGONADO VIGAS							
UNIDAD:	\$UF/m3							
CANTIDAD	409,6	m3						
	ITEM	UNIDAD	RENDIMIENTO INDEPENDIENTE	UNIDAD	PRECIO \$UF	UNIDAD	PRECIO TOTAL \$UF	UNIDAD
<b>MANO DE OBRA</b>								
	MAESTRO	día	30	m3/día	0,13	\$UF/día	0,0020	\$/m3
	JORNAL	día	20	m3/día	0,10	\$UF/día	0,0020	\$/m3
	JORNAL	día	20	m3/día	0,10	\$UF/día	0,0020	\$/m3
	% LEYES SOCIALES (35%)						0,0012	\$/m3
<b>MATERIALES</b>								
	HORMIGÓN READY MIX	m3	1	m3/m3	2,7	\$UF/m3	2,7	\$/m3
	% PERDIDAS (5%)						0,135	\$/m3
<b>MAQUINARIA</b>								
	SONDA VIBRATORIA	día	160	m3/día	3,5	\$UF/día	0,05	\$/m3
	BOMBA DE HORMIGONADO	día	64	m3/día	5	\$UF/día	0,08	\$/m3
	<b>TOTAL</b>						<b>2,89</b>	<b>\$/m3</b>