



Universidad  
Continental

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de  
Ingeniería Civil

Tesis

**Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio multifamiliar de 21 pisos y 2 sótanos de concreto armado con el uso de distintas resistencias a la compresión del concreto ( $f'c$  210 kg/cm<sup>2</sup> y  $f'c$  350 kg/cm<sup>2</sup>)**

**Wilfredo Jesus Aliaga Gaspar**

Huancayo, 2019

Para optar el Título Profesional de  
Ingeniero Civil



Repositorio Institucional Continental  
Tesis digital



Obra protegida bajo la licencia de [Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/peru/)

## **ASESOR**

Ing. Nancy Margot Montañez Huamán

## **DEDICATORIA**

A Dios, por darme la oportunidad de estar en esta vida

A mi madre, Enma Rosario Gaspar Vilchez

A mi padre, Wilfredo Aliaga Espejo

A mi hermana, Aracely Aliaga Gaspar

A mi sobrino, Ricardo Sebastián Limache Aliaga.

Por ser la fortaleza espiritual, familiar y emocional que me acompañan en cada momento.

## **AGRADECIMIENTOS**

A la Ing. Nancy Margot Montañez Huamán por todo el tiempo invertido como asesora.

A los ingenieros Luis Bozzo, Jhon Choque, Gay Leon y Percy Eduardo Diaz Palomino, quienes me compartieron sus conocimientos y tiempo.

Y a todas las personas que fueron parte de este trabajo, por apoyarme anímicamente en todo momento, en especial a la Ing. Yedy Cotrina y a mi amigo de toda la vida, Ghino Marticorena. Así mismo, a cada una de mis amistades y colegas que me brindaron su tiempo de manera incondicional cuando lo requerí, para el desarrollo y conclusión de este trabajo.

# ÍNDICE

ASESOR.....	ii
DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTOS.....	iv
ÍNDICE.....	v
LISTA DE TABLAS.....	xi
LISTA DE FIGURAS.....	xiv
RESUMEN.....	xvii
INTRODUCCIÓN.....	xix
CAPÍTULO I.....	1
<b>PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....</b>	<b>1</b>
1.1.1 Problema general.....	4
1.1.2 Problemas específicos.....	4
<b>1.2 OBJETIVOS.....</b>	<b>5</b>
1.2.1 Objetivos generales.....	5
1.2.2 Objetivos específicos.....	5
<b>1.3 JUSTIFICACIÓN Y DELIMITACIÓN.....</b>	<b>5</b>
<b>1.4 HIPÓTESIS Y DESCRIPCIÓN DE VARIABLES.....</b>	<b>6</b>
1.4.1 Hipótesis.....	6
1.4.2 Hipótesis específicas.....	6
1.4.3 Descripción de variables.....	7
CAPÍTULO II.....	8
<b>MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>8</b>
<b>2.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA.....</b>	<b>8</b>
<b>2.2 BASES TEÓRICAS.....</b>	<b>11</b>
2.2.1 Tipo de concretos.....	11
2.2.1.1 Concreto convencional.....	11
2.2.1.2 Concreto de alta resistencia.....	12
2.2.2 Métodos de diseño estructural en concreto armado.....	14
2.2.2.1 Evolución de los métodos de diseño.....	15
2.2.2.1 Método de diseño por esfuerzos de trabajo o permisibles.....	16

2.2.2.2 Método de diseño por resistencia máxima o última.....	16
2.2.2.3 Estados límite de servicio .....	18
2.2.3 Modelamiento estructural .....	18
2.2.2.1 Estructuración por carga vertical .....	21
2.2.2.1.1 Proceso constructivo .....	21
2.2.2.1.2 Aligerados.....	23
2.2.2.1.3 Ductos y diafragmas flexibles.....	24
2.2.2.1.4 Sistemas de techado para ambientes con grandes luces .....	25
2.2.2.1.5 Escaleras.....	26
2.2.2.1.6 Muros de sótano .....	27
2.2.2.2 Estructuración por carga de sismo.....	30
2.2.2.2.1 Rigidez, continuidad vertical, hiperestaticidad .....	32
2.2.2.2.2 Tabique y alféizer de albañilería .....	33
2.2.2.2.3 Simetría y juntas sísmicas .....	35
2.2.2.2.4 Desplazamientos.....	37
<b>CAPÍTULO III.....</b>	<b>38</b>
<b>METODOLOGÍA.....</b>	<b>38</b>
3.1 MÉTODO, Y ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN .....	38
3.2 DISEÑO, POBLACIÓN Y MUESTRA DE LA INVESTIGACIÓN .....	38
3.3 METODOLOGÍA DE TRABAJO .....	39
3.3.1 Elección de opciones a desarrollar .....	39
3.3.2 Desarrollo de la investigación .....	40
3.3.2.1 Principales incidencias en el análisis estructural: .....	40
3.3.2.2 Principales incidencias en el diseño estructural: .....	41
<b>CAPÍTULO IV .....</b>	<b>42</b>
<b>DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>42</b>
4.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	42
4.1.1 Planos.....	44
4.1.2 Estructuración.....	47
4.1.3 Criterios de pre-dimensionamiento.....	49
4.1.4 Cargas aplicables.....	52
4.1.5 Análisis y método de diseño utilizado.....	52
4.1.6 Modelo en ETABS .....	53
4.1.7 Análisis de la consideración del proceso constructivo.....	53

<b>4.2 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS</b> .....	56
<b>4.2.1 Consideraciones generales para el diseño por flexión y cortante</b> .....	56
<b>4.2.2 Consideraciones generales para el cálculo de deflexiones</b> .....	57
4.2.2.1 Deflexiones instantáneas.....	57
4.2.2.2 Deflexiones diferidas .....	59
4.2.2.3 Deflexiones límites .....	59
<b>4.2.3 Análisis estructural losa aligerada</b> .....	60
<b>4.2.3 Diseño estructural losa aligerada</b> .....	60
4.2.3.1 Diseño por flexión.....	61
4.2.3.1 Análisis de deflexiones .....	62
<b>4.2.3 Discusión de resultados</b> .....	64
<b>4.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS</b> .....	66
<b>4.3.1 Análisis estructural del primer edificio (<math>f'c=210\text{kg/cm}^2</math>)</b> .....	66
4.3.1.1 Dimensiones ( $f'c=210\text{ kg/cm}^2$ ).....	66
4.3.1.2 Propiedades de los materiales ( $f'c=210\text{ kg/cm}^2$ ) .....	67
4.3.1.3 Cargas aplicables ( $f'c=210\text{ kg/cm}^2$ ).....	67
4.3.1.4 Parámetros sísmicos ( $f'c=210\text{ kg/cm}^2$ ).....	67
4.3.1.5 Espectro de diseño ( $f'c=210\text{ kg/cm}^2$ ).....	68
4.3.1.6 Separación de edificios ( $f'c=210\text{ kg/cm}^2$ ) .....	68
4.3.1.7 Verificación del sistema estructural R ( $f'c=210\text{ kg/cm}^2$ ).....	69
4.3.1.8 Verificación de desplazamientos ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ ) .....	71
4.3.1.9 Verificación de regularidad estructural ( $f'c=210\text{ kg/cm}^2$ ).....	73
4.2.1.8.1 Irregularidad en altura .....	73
4.2.8.1.2 Irregularidad en planta .....	78
4.3.1.10 Escalado de la fuerza cortante para diseño ( $f'c=210\text{ kg/cm}^2$ ).....	81
4.3.1.11 Modelo estructural ETABS ( $f'c=210\text{ kg/cm}^2$ ) .....	82
<b>4.3.2 Análisis estructural del segundo edificio (<math>f'c=350\text{ kg/cm}^2</math>)</b> .....	83
4.3.2.1 Dimensiones ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ ).....	83
4.3.2.2 Propiedades de los materiales ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ ).....	84
4.3.2.3 Cargas aplicables ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ ).....	84
4.3.2.4 Parámetros sísmicos ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ ).....	84
4.3.2.5 Espectro de diseño ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ ) .....	85
4.3.2.6 Separación de edificios ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ ) .....	85



4.3.2.7 Verificación del sistema estructural R ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ ).....	86
4.3.2.8 Verificación de desplazamientos ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ ) .....	88
4.3.2.9 Verificación de regularidad estructural ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ ).....	90
4.3.2.9.1 Irregularidad en altura .....	90
4.3.8.1.2 Irregularidad en planta .....	92
4.3.2.10 Escalado de la fuerza cortante para diseño ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ ).....	93
4.3.2.11 Modelo estructural final ETABS ( $f'c=350\text{ kg/cm}^2$ ).....	93
4.3.3 Análisis estructural del tercer edificio ( $f'c=350-210\text{ kg/cm}^2$ ).....	94
4.3.3.1 Dimensiones ( $f'c=350-210\text{ kg/cm}^2$ ).....	94
4.3.3.2 Propiedades de los materiales ( $f'c=350-210\text{ kg/cm}^2$ ) .....	95
4.3.3.3 Cargas aplicables ( $f'c=350-210\text{ kg/cm}^2$ ).....	95
4.3.3.5 Espectro de diseño ( $f'c=350-210\text{ kg/cm}^2$ ).....	96
4.3.3.6 Separación de edificios.....	96
4.3.3.7 Verificación del sistema estructural R ( $f'c=350-210\text{ kg/cm}^2$ ).....	97
4.3.3.8 Verificación de desplazamientos ( $f'c=350-210\text{ kg/cm}^2$ ) .....	99
4.3.3.9 Verificación de regularidad ( $f'c=350-210\text{ kg/cm}^2$ ).....	101
4.3.3.9.1 Irregularidad en altura .....	101
4.3.3.9.2 Irregularidad en planta .....	103
4.3.3.10 Escalado de la fuerza cortante para diseño ( $f'c=350-210\text{kg/cm}^2$ ) .	104
4.3.3.11 Modelo estructural final ETABS ( $f'c=350-210\text{kg/cm}^2$ ).....	104
<b>4.4 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES ...</b>	<b>105</b>
4.4.1 Método de diseño .....	105
4.4.1.1 Método por Resistencia.....	105
4.4.1.2 Método por capacidad .....	107
4.4.2 Diseño de vigas .....	108
4.4.2.1 Diseño por flexión.....	108
4.4.2.2 Diseño por cortante.....	112
4.4.2.3 Ejemplo: Diseño de viga con $f'c=210\text{kg/cm}^2$ .....	116
4.4.2.3 ejemplo: diseño de viga con $f'c=350\text{kg/cm}^2$ .....	127
4.4.3 Diseño de columnas .....	129
4.4.3.1 Diseño por flexo-compresión .....	129
4.4.3.2 Diseño por corte.....	131
4.4.3.3 Ejemplo: diseño de columna con $f'c=210\text{kg/cm}^2$ .....	134

4.4.3.4 Ejemplo: diseño de columna con $f'c=350\text{kg/cm}^2$ .....	139
4.4.4 Diseño de placas .....	141
4.4.4.1 Diseño por flexo-compresión .....	141
4.4.4.2 Diseño por cortante.....	142
4.4.4.3 Ejemplo: diseño de placa con $f'c=210\text{kg/cm}^2$ .....	147
4.4.4.4 Ejemplo: diseño de placa con $f'c=350\text{kg/cm}^2$ .....	154
<b>CAPITULO V.....</b>	<b>156</b>
<b>ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>156</b>
<b>5.1 RESULTADOS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....</b>	<b>156</b>
5.1.1 Modos de vibración .....	156
5.1.2 Distorsiones de entre pisos (DRIFT).....	157
5.1.3 Cortante basal .....	161
<b>5.2 RESULTADOS DEL ASPECTO ECONÓMICO .....</b>	<b>163</b>
<b>5.2.1 Resultados de las partidas de concreto (vigas, columnas y placas)....</b>	<b>164</b>
5.2.1.1 Partidas de concretos en vigas.....	164
5.2.1.2 Partidas de concretos en columnas .....	166
5.2.1.3 Partidas de concretos en placas.....	168
5.2.1.4 Partidas de concretos resumen .....	170
<b>5.2.2 Resultados de las partidas de acero (vigas, columnas y placas) .....</b>	<b>172</b>
5.2.2.1 Partidas de acero en vigas .....	172
5.2.2.2 Partidas de aceros en columnas.....	174
5.2.1.3 Partidas de aceros en placas.....	176
5.2.1.4 Partidas de aceros resumen .....	178
<b>5.2.2 Resultados de las partidas de encofrados y desencofrados (vigas, columnas y placas).....</b>	<b>180</b>
5.2.2.1 Partidas de encofrados y desencofrados en vigas.....	180
5.2.2.2 Partidas de encofrados y desencofrados en columnas .....	182
5.2.1.3 Partidas de encofrados y desencofrados en placas .....	184
5.2.1.4 Partidas de encofrados y desencofrados resumen.....	186
<b>5.3 VARIABLES QUE DIFIEREN EL TRABAJO DESARROLLADO .....</b>	<b>188</b>
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>189</b>
<b>6.1 CONCLUSIONES.....</b>	<b>189</b>
6.1.1 Acorde a los resultados del análisis comparativo del comportamiento estructural se obtiene:.....	190

6.1.2 Acorde a los resultados del análisis comparativo del aspecto económico se obtiene:.....	196
6.2 RECOMENDACIONES.....	206
6.3 LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURAS .....	206
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	207
ANEXOS.....	209

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Edificaciones en la ciudad de Huancayo.....	2
Tabla 2: Operacionalización de variables.....	7
Tabla 3: Tipo, nivel, diseño, población y muestra de la investigación .....	38
Tabla 4: Distribución de usos .....	43
Tabla 5: Cargas aplicables al modelo .....	52
Tabla 6: Métodos de diseño por elemento estructural .....	52
Tabla 7: Variación de los valores de momentos flectores en los últimos cinco niveles del edificio .....	55
Tabla 8: Limite de deflexiones.....	59
Tabla 9: Metrado de cargas para el análisis estructural.....	60
Tabla 10: Diseño por flexión con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm <sup>2</sup> .....	61
Tabla 11: Diseño por flexión con un concreto de resistencia a la compresión 350kg/cm <sup>2</sup> .....	61
Tabla 12: Análisis de deflexiones tramo 1 caso $f'c=210\text{kg/cm}^2$ .....	62
Tabla 13: Análisis de deflexiones tramo 1- caso $f'c=350\text{kg/cm}^2$ .....	63
Tabla 14: Costo del concreto premezclado para losas aligeradas.....	64
Tabla 15: Variación de metrado en peso de una vigueta del primero vs el segundo caso.....	64
Tabla 16: Variación de deflexiones del diseño del primero vs el segundo caso .....	65
Tabla 17: Fuerza cortante del sismo estático en el techo 1 – 1er edificio.....	69
Tabla 18: Fuerzas sísmicas absorbidas por muros en la dirección transversal X – 1er edificio .....	70
Tabla 19: Fuerzas sísmicas absorbidas por muros en el eje longitudinal Y – 1er edificio .....	70
Tabla 20: Distorsión de entrepisos máximas y desplazamientos acumulados en la dirección transversal X – 1er edificio.....	71
Tabla 21: Distorsión de entrepiso máximas y desplazamientos acumulados en la dirección longitudinal Y – 1er edificio .....	72
Tabla 22: Verificación de irregularidad en altura – 1er edificio .....	76
Tabla 23: Verificación de irregularidad en planta – 1er edificio .....	80
Tabla 24: Factor de escala para diseño – 1er edificio.....	81
Tabla 25: Fuerza cortante del sismo estático en el techo 1 – 2do edificio.....	86
Tabla 26: Fuerzas sísmicas absorbidas por muros en la dirección transversal X – 2do edificio .....	87
Tabla 27: Fuerzas sísmicas absorbidas por muros en el eje longitudinal Y – 2do edificio.....	87
Tabla 28: Distorsión de entrepisos máximas y desplazamientos acumulados en la dirección transversal X – 2do edificio.....	88
Tabla 29: Distorsión de entrepiso máximas y desplazamientos acumulados en la dirección longitudinal Y – 2do edificio .....	89
Tabla 30: Verificación de irregularidad en altura – 2do edificio .....	90
Tabla 31: Verificación de irregularidad en planta – 2do edificio .....	92
Tabla 32: Factor de escala para diseño – 2do edificio .....	93
Tabla 33: Fuerza cortante del sismo estático en el techo 1 – 3er edificio.....	97
Tabla 34: Fuerzas sísmicas absorbidas por muros en la dirección transversal X – 3er edificio .....	98

Tabla 35: Fuerzas sísmicas absorbidas por muros en el eje longitudinal Y – 3er edificio	98
Tabla 36: Distorsión de entresijos máximas y desplazamientos acumulados en la dirección transversal X – 3er edificio.....	99
Tabla 37: Distorsión de entresijo máximas y desplazamientos acumulados en la dirección longitudinal Y – 3er edificio .....	100
Tabla 38: Verificación de irregularidad en altura – 3er edificio .....	101
Tabla 39: Verificación de irregularidad en planta .....	103
Tabla 40: Factor de escala para diseño – 3er edificio.....	104
Tabla 41: Tabla de longitudes de desarrollo mínimas para un $f'c=210$ kg/cm <sup>2</sup> .....	111
Tabla 42: Tabla de longitudes de desarrollo mínimas para un $f'c=350$ kg/cm <sup>2</sup> .....	111
Tabla 43: Tabla de gancho estándar para un $f'c=210$ kg/cm <sup>2</sup> .....	111
Tabla 44: Tabla de gancho estándar para un $f'c=350$ kg/cm <sup>2</sup> .....	111
Tabla 45: Pares de carga axial y momento flector de las combinaciones de carga.....	135
Tabla 46: Pares de carga axial y momento flector de las combinaciones de carga.....	148
Tabla 47: Espaciamiento máximo donde requiere elementos de confinamiento .....	152
Tabla 48: Espaciamiento máximo donde no requiere elementos de confinamiento .....	152
Tabla 49: Tabla comparativa de modos de vibración del 1er vs el 2do y 3er edificio .....	156
Tabla 50: Tabla comparativa de distorsiones de entresijos (drift) en la dirección transversal X del 1er vs el 2do y 3er edificio.....	157
Tabla 51: Tabla comparativa de distorsiones de entresijos (drift) en la dirección longitudinal Y del 1er vs el 2do y 3er edificio.....	159
Tabla 52: Tabla comparativa de fuerzas cortantes en la dirección transversal X del 1er vs el 2do y 3er edificio .....	161
Tabla 53: Tabla comparativa de fuerzas cortantes en la dirección longitudinal Y del 1er vs el 2do y 3er edificio .....	162
Tabla 54: Costo de concreto $f'c=210$ kg/cm <sup>2</sup> por metro cubico de la revista Costos .....	163
Tabla 55: Costo de concreto $f'c=350$ kg/cm <sup>2</sup> por metro cubico de la revista Costos .....	163
Tabla 56: Costo del acero por kilogramo de la revista Constructivo .....	163
Tabla 57: Costo de encofrado y desencofrado por metro cuadrado de la revista Costos.....	163
Tabla 58: Variación de metrados y costos de las partidas de concretos en vigas del 1er vs el 2do y 3er edificio .....	164
Tabla 59: Variación de metrados y costos de las partidas de concretos en columnas del 1er vs el 2do y 3er edificio .....	166
Tabla 60: Variación de metrado y costos de las partidas de concretos en placas del 1er vs el 2do y 3er edificio .....	168
Tabla 61: Variación del costo total en partidas de concreto del 1er vs el 2do y 3er edificio .....	170
Tabla 62: Ratio de volumen de concreto por metro cuadrado construido.....	171
Tabla 63: Ratio en costo de la partida de concreto por cada metro cuadrado construido .....	171
Tabla 64: Variación de metrado y costos de las partidas de aceros en vigas del 1er vs el 2do y 3er edificio.....	172
Tabla 65: Variación de metrado y costos de las partidas de aceros en columnas del 1er vs el 2do y 3er edificio .....	174

Tabla 66: Variación de metrado y costos de las partidas de aceros en placas del 1er vs el 2do y 3er edificio.....	176
Tabla 67: Variación del costo total en partidas de acero del 1er vs el 2do y 3er edificio	178
Tabla 68: Ratios en peso de acero por cada metro cuadrado construido.....	179
Tabla 69: Ratio en costo de la partida de acero por cada metro cuadrado construido....	179
Tabla 70: Variación de metrado y costos de las partidas de encofrado y desencofrado en vigas del 1er vs el 2do y 3er edificio.....	180
Tabla 71: Variación de metrado y costos de las partidas de encofrado y desencofrado en columnas del 1er vs el 2do y 3er edificio.....	182
Tabla 72: Variación de metrado y costos de las partidas de encofrado y desencofrado en placas del 1er vs el 2do y 3er edificio .....	184
Tabla 73: Variación del costo total en partidas de encofrado y desencofrado del 1er vs el 2do y 3er edificio.....	186
Tabla 74: Ratio en área de encofrado por cada metro cuadrado construido.....	187
Tabla 75; Ratio en costo de la partida de encofrado por cada metro cuadrado construido .....	187

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Residencial Innova .....	1
Figura 2: Las lomas de San Antonio II .....	2
Figura 3: Torre Galena .....	3
Figura 4: Residencial Innova II .....	3
Figura 5: Edificio Cruz del Sur, Santiago, Chile.....	13
Figura 6: Grattacielo Tower, Barranquilla, Colombia.....	14
Figura 7: DMF Típico de pórticos elevados cuando no se contempla el proceso constructivo .....	22
Figura 8: Casos de apoyo en escaleras 1 .....	26
Figura 9: Caso de apoyo en escaleras 2 .....	26
Figura 10: Muros de contención y muros de sótano.....	27
Figura 11: Muros de sótano (tipología general).....	28
Figura 12: Idealización con muros de sótano (Winghy, 2009) .....	29
Figura 13: Modelo de simplificación de masas en altura .....	31
Figura 14: Interacción pórtico - tabiquería.....	34
Figura 15: Tipo de falla por la interacción pórtico - tabiquería .....	35
Figura 16: Efecto de fallas por contracción del concreto .....	36
Figura 17: Fases del desarrollo de la investigación.....	40
Figura 18: Plano de Ubicación .....	42
Figura 19: Plano de Elevación.....	43
Figura 20: Arquitectura del Sótano 1 - Sótano 2 .....	44
Figura 21: <i>Arquitectura del techo 1 – mezanine</i> .....	44
Figura 22: Arquitectura del techo 2 – techo 5.....	45
Figura 23: Arquitectura del techo 6 – techo 20.....	45
Figura 24: Plano de Corte A-A / Corte B-B .....	46
Figura 25: Estructuración del sótano 1 – sótano 2.....	47
Figura 26: Estructuración del techo 1 – mezanine 2.....	48
Figura 27: Estructuración final del techo 2 – techo 5.....	48
Figura 28: Estructura del techo 6 - techo 20.....	49
Figura 29: Solución matricial sin considerar el proceso constructivo.....	53
Figura 30: Diagrama de fuerza cortante y momento flector en una viga del ultimo nivel del pórtico 3 generado por la carga muerta sin considerar el proceso constructivo .....	54
Figura 31: Diagrama de fuerza cortante y momento flector en una viga del ultimo nivel del pórtico 3 generado por la carga muerta considerando el proceso constructivo .....	54
Figura 32: Diagrama de momento flector en el caso de carga muerta sin considerar el proceso constructivo y considerándolo .....	55
Figura 33: Idealización de losa aligerada armada en el eje transversal Y .....	60
Figura 34: Esfuerzos bajo carga muerta para el análisis de deflexiones primer caso (tn*m) .....	62
Figura 35: Esfuerzos bajo carga viva para el análisis de deflexiones primer caso (tn*m).....	62
Figura 36: Esfuerzos bajo carga muerta para el análisis de deflexiones segundo caso (tn*m).....	63

Figura 37: Esfuerzos bajo carga viva para el análisis de deflexiones segundo caso (tn*m)	63
Figura 38: Espectro de diseño para la dirección transversal X - 1er edificio	68
Figura 39: Espectro de diseño para la dirección longitudinal Y – 1er edificio	68
Figura 40: Desplazamiento acumulados en la dirección transversal X – 1er edificio	71
Figura 41: Desplazamientos acumulados en la dirección longitudinal Y – 1er edificio	72
Figura 42: Irregularidad de rigidez - piso blando (E030)	73
Figura 43: Irregularidad resistencia - piso débil (E030)	74
Figura 44: Irregularidad de masa o peso	74
Figura 45: Irregularidad geométrica vertical (E030)	75
Figura 46: Discontinuidad de los sistemas resistentes (E030)	75
Figura 47: Irregularidad torsional (E030)	78
Figura 48: Esquinas entrantes (E030)	79
Figura 49: Discontinuidad del diafragma (E030)	79
Figura 50: Sistemas no paralelos (E030)	79
Figura 51: Escalado de fuerza dinámica para diseño	81
Figura 52: Modelo estructural ETABS – 1er edificio	82
Figura 53: Espectro de diseño para la dirección transversal X – 2do edificio	85
Figura 54: Espectro de diseño para la dirección longitudinal Y – 2do edificio	85
Figura 55: Desplazamiento acumulados en la dirección transversal X – 2do edificio	88
Figura 56: Desplazamientos acumulados en la dirección longitudinal Y – 2do edificio	89
Figura 57: Modelo estructural ETABS – 2do edificio	93
Figura 58: Espectro de diseño para la dirección transversal X - 3er edificio	96
Figura 59: Espectro de diseño para la dirección longitudinal Y – 3er edificio	96
Figura 60: Desplazamiento acumulados en la dirección transversal X – 3er edificio	99
Figura 61: Desplazamientos acumulados en la dirección longitudinal Y – 3er edificio	100
Figura 62: Modelo estructural ETABS – 3er edificio	105
Figura 63: Bloque equivalente de la zona comprimida	109
Figura 64: Diseño por capacidad para vigas	114
Figura 65: Distribución de estribos por zona en vigas	115
Figura 66: Diseño por capacidad para columnas	131
Figura 67: Distribución de estribos por zona para columnas	133
Figura 68: Distribución en planta de columnas	134
Figura 69: Distribución tentativa de acero con $f'c=210\text{kg/cm}^2$	134
Figura 70: Diagrama de interacción en el eje X	136
Figura 71: Diagrama de interacción en el eje Y	136
Figura 72: Distribución en planta de columnas	139
Figura 73: Distribución tentativa de acero con $f'c=350\text{kg/cm}^2$	139
Figura 74: Elementos confinados de borde en muros	144
Figura 75: Anclaje en elementos de borde	146
Figura 76: Distribución en planta de placas	147
Figura 77: Distribución tentativa de acero con $f'c=210\text{kg/cm}^2$	147
Figura 78: Diagrama de interacción en X	149



Figura 79: Diagrama de interacción en Y .....	149
Figura 80: Distribución en planta de placas .....	154
Figura 81: Distribución tentativa de acero con $f'c=350\text{kg/cm}^2$ .....	154
Figura 82: Comparación de DRIFT y desplazamientos acumulados en X.....	158
Figura 83: Comparación de DRIFT y desplazamientos acumulados en Y.....	160
Figura 84: Variación en costos de las partidas de concretos en vigas de los tres edificios diseñados.....	165
Figura 85: Variación en costos de las partidas de concretos en columnas de los tres edificios diseñados.....	167
Figura 86: Variación en costos de las partidas de concretos en placas de los tres edificios diseñados.....	169
Figura 87: Variación en costos totales de las partidas de concretos de los tres edificios diseñados.....	171
Figura 88: Variación en costos de las partidas de aceros en vigas de los tres edificios diseñados.....	173
Figura 89: Variación en costos de las partidas de aceros en columnas de los tres edificios diseñados.....	175
Figura 90: Variación en costos de las partidas de aceros en placas de los tres edificios diseñados.....	177
Figura 91: Variación en costos totales de las partidas de aceros de los tres edificios diseñados.....	179
Figura 92: Variación en costos de las partidas de encofrado y desencofrado en vigas de los tres edificios diseñados .....	181
Figura 93: Variación en costos de las partidas de encofrado y desencofrado en columnas de los tres edificios diseñados.....	183
Figura 94: Variación en costos de las partidas de encofrado y desencofrado en placas de los tres edificios diseñados .....	185
Figura 95: Variación en costos totales de las partidas de encofrados y desencofrados de los tres edificios diseñados .....	187

## RESUMEN

Esta tesis tiene como principal objetivo dar a conocer la variación económica generada por el uso de concretos de mayor resistencia a la compresión ( $350\text{kg/cm}^2$  en comparación a  $210\text{kg/cm}^2$ ), en el diseño estructural de una edificación de 21 niveles y 2 sótanos de concreto armado destinada a uso habitacional, ubicada en el distrito y provincia de Huancayo.

Para determinar esta variación, se desarrolló el análisis y diseño estructural de tres modelos estructurales (edificio1, edificio2 y edificio3) con la configuración de una sola edificación. La edificación está conformada por 21 niveles y 2 sótanos; los sótanos 1 y 2 están destinados a estacionamientos, el primer nivel y mezanine a tiendas; del segundo al quinto nivel a oficinas, y por último del sexto al último nivel a departamentos. El primer edificio es modelado y diseñado con un concreto de resistencia a la compresión de  $210\text{kg/cm}^2$  en todos los niveles, el segundo edificio con  $f'c$   $350\text{kg/cm}^2$  del sótano 2 al último nivel y por último el tercer edificio con  $f'c$   $350\text{kg/cm}^2$  del sótano 2 al décimo nivel y  $f'c$   $210\text{kg/cm}^2$  del onceavo al último nivel. El sistema estructural resistente de los edificios está conformado por vigas, columnas y placas de concreto armado, estructurado bajo una concepción sismoresistente y respetando la arquitectura planteada, en la que la dirección longitudinal "X" corresponde a dual tipo 1 y la dirección transversal "Y" corresponde a muros estructurales. Las losas de techo son aligeradas convencionales y losas macizas, que permiten cumplir la hipótesis de diafragma rígido.

Definidas las características para cada edificio se realizó el análisis sísmico modal espectral con el programa ESTABS v.15 para la obtención de esfuerzos internos en cada edificio, cumpliendo los parámetros de la Norma de Diseño Sismoresistente E030. El diseño en concreto armado se basa en las hipótesis y especificaciones de la Norma de Concreto Armado E060, que establece el diseño por resistencia garantizando que los elementos estructurales soporten las solicitaciones de carga a las cuales serán sometidos. Para el diseño de los elementos estructurales que soportarán carga sísmica se ha considerado el capítulo 21 de la Norma E060.

Finalmente, se demostró que el uso de un concreto de mayor resistencia origina ahorro en lugar de encarecer la estructura; es así que se presenta una diferencia significativa, puesto que, para el edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión  $350\text{kg/cm}^2$ , se obtiene una reducción del 10.26% en el presupuesto, que significa un ahorro económico

de S/ 407,890.65. Así mismo, en el tercer edificio diseñado con la integración de dos resistencias de concretos, se obtiene una reducción del 9.62% en el presupuesto, lo que significa un ahorro económico de S/ 382,448.12, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

# INTRODUCCIÓN

Las edificaciones de altura media (10-15 pisos) que se construyen en la ciudad de Huancayo, gracias al desarrollo inmobiliario, son edificios multifamiliares con el uso masivo del concreto armado, los cuales presentan sistemas estructurales resistentes como duales y muros estructurales. Estos elementos de la superestructura cuentan con un concreto de resistencia a la compresión de  $210\text{kg/cm}^2$  siendo un valor típico en todo el diseño estructural. Es así que, las edificaciones de concreto armado construidas en la ciudad trabajan con ese valor cuando se elaboren proyectos de edificaciones.

En este contexto no se conoce el aporte que originaría el uso de concretos de mayor resistencia a la compresión en el diseño estructural al desarrollar proyectos destinados a edificaciones multifamiliares, teniendo en consideración que los concretos de mayor resistencia son más costosos.

Por consiguiente, la investigación pretende demostrar si el uso de un concreto de mayor resistencia originará ahorro en lugar de encarecer la estructura, para lo cual se ha analizado y evaluado cuantitativamente las diferencias estructurales y económicas de un edificio de 22 niveles y 2 sótanos, cuando se realice el diseño estructural de tres modelos estructurales (edificio1, edificio2 y edificio3) con la configuración de una sola edificación con el uso de diferentes resistencias de concreto a la compresión, siendo una mayor que la otra, en su diseño estructural. Es así que, el primer edificio es diseñado con un concreto de resistencia a la compresión de  $210\text{kg/cm}^2$  en todos los niveles, el segundo edificio con  $f'c\ 350\text{kg/cm}^2$  del sótano 2 al último nivel, y por último el tercer edificio con  $f'c\ 350\ \text{kg/cm}^2$  del sótano 2 al décimo nivel, y  $f'c\ 210\ \text{kg/cm}^2$  del onceavo al último nivel.

La presente investigación cuenta con cinco capítulos.

- Capítulo I: Planteamiento del estudio, en el que se da a conocer el problema definiendo los objetivos, hipótesis y delimitando del estudio.
- Capítulo II: Marco teórico, el que contiene los antecedentes del estudio y la base teórica que da respaldo al trabajo desarrollado.
- Capítulo III: Metodología, que comprende el método y alcance de la investigación.
- Capítulo IV: Desarrollo de la investigación, que comprende todo el trabajo operativo del análisis y diseño estructural de los edificios.

- Capítulo V: Análisis de resultados, en el que se presenta el análisis comparativo estructural y económico de las edificaciones y por último se presentan las conclusiones.

## CAPÍTULO I

### PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

#### 1.1 PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

El sector inmobiliario en la ciudad de Huancayo ha crecido en los últimos años debido a la necesidad generada por demanda poblacional; es así que se observa una serie de edificios ya construidos de uso habitacional de alturas medias de concreto armado como la “Residencial Innova”, que cuenta con 22 niveles y 2 sótanos (figura 1) y “Las Lomas de San Antonio 2”, con 10 niveles (figura 2). Este desarrollo busca satisfacer las necesidades habitacionales de los huancaínos y las familias que migren hacia la Ciudad Incontrastable, en búsqueda de mejorar su calidad de vida.



*Figura 1: Residencial Innova  
Fuente: Propia*



*Figura 2: Las lomas de San Antonio II  
Fuente: Propia*

Así mismo, existen edificaciones de uso habitacional que se encuentran en ejecución, las cuales presentan un mayor número de niveles. Entre ellos se muestra “La Torre Galena” que cuenta con 23 niveles y 2 sótanos (figura 3) y la “Residencia Innova II” con 24 niveles y 2 sótanos (figura 4).

Se observa que dentro del grupo de edificios de uso habitacional de altura media mencionados en la tabla 1, y los existentes en la ciudad de Huancayo, el material predominante de construcción es el concreto armado, con sistemas estructurales resistentes como los duales y muros estructurales. Este material tan usado presenta en la mayoría de edificaciones un valor del concreto con una resistencia a la compresión de 210kg/cm<sup>2</sup> en su diseño estructural.

*Tabla 1: Edificaciones en la ciudad de Huancayo*

<b>Edificio</b>	<b>Plantas</b>	<b>Concretos usados superestructura (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
Residencial Innova	23 plantas – 2 sótanos	280 - 210
Las lomas de San Antonio	10 plantas	210
Torre Galena	23 plantas – 2 sótanos	280 - 210
Las dos torres (etapa 1)	18 plantas – 2 sótanos	210
Residencial Innova II	23 plantas – 2 sótanos	280 - 210

*Fuente: Propia*



*Figura 3: Torre Galena  
Fuente: Propia*



*Figura 4: Residencial Innova II  
Fuente: Propia*

En este contexto no se conoce el aporte que originaría el uso de concretos de mayor resistencia que el convencional ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ ) en el diseño estructural cuando se elaboren proyectos de edificaciones de uso habitacional, entendiendo que el uso convencional del concreto ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ ) obliga a tener secciones más robustas principalmente en los primeros pisos, y en el caso de un concreto de mayor resistencia ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ ) las secciones se reducen en comparación a un concreto de menor resistencia.



Por consiguiente, la investigación pretende demostrar si el uso de un concreto de mayor resistencia originará ahorro en lugar de encarecer la estructura, teniendo en cuenta que los concretos de mayor resistencia son más costosos.

Para para fines de este estudio se realizará el análisis y evaluación cuantitativa de las diferencias estructurales y económicas cuando se desarrolle el análisis y diseño estructural de tres modelos estructurales (edificio1, edificio2 y edificio3) con la configuración de una sola edificación con el uso de concretos de mayor resistencia a la compresión en su diseño estructural. El primer edificio es diseñado con un concreto de resistencia a la compresión de  $210\text{kg/cm}^2$  en todos los niveles, el segundo edificio diseñado con  $350\text{kg/cm}^2$  del sótano 2 al último nivel, y por último, el tercer edificio diseñado con  $350\text{ kg/cm}^2$  del sótano 2 al décimo nivel y  $210\text{ kg/cm}^2$ , del onceavo al último nivel.

### **1.1.1 Problema general**

- ¿Cuál es la variación del diseño estructural de un edificio multifamiliar de 21 pisos y 2 sótanos de concreto armado con el uso de distintas resistencias a la compresión del concreto ( $f'c=210\text{ kg/cm}^2$  y  $f'c=350\text{ kg/cm}^2$ )?

### **1.1.2 Problemas específicos**

1. ¿Cuál es la variación del comportamiento estructural de un edificio multifamiliar de 21 y 2 sótanos de concreto armado con el uso de distintas resistencias a la compresión del concreto, respecto del primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión  $210\text{kg/cm}^2$  en todos los niveles, con el segundo edificio diseñado con  $f'c\ 350\text{kg/cm}^2$  del sótano 2 al último nivel, y el tercer edificio diseñado con  $f'c\ 350\text{ kg/cm}^2$  del sótano 2 al décimo nivel y  $f'c\ 210\text{ kg/cm}^2$  del onceavo al último nivel?
2. ¿Cuál es la variación del aspecto económico de un edificio multifamiliar de 21 y 2 sótanos de concreto armado con el uso de distintas resistencias a la compresión del concreto, respecto del primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión de  $210\text{kg/cm}^2$  en todos los niveles, con el segundo edificio diseñado con  $f'c\ 350\text{kg/cm}^2$  del sótano 2 al último nivel, y el tercer edificio diseñado con  $f'c\ 350\text{ kg/cm}^2$  del sótano 2 al décimo nivel y  $f'c\ 210\text{ kg/cm}^2$  del onceavo al último nivel?

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivos generales

- Determinar la variación en el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 21 pisos y 2 sótanos de concreto armado con el uso de distintas resistencias a la compresión del concreto ( $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$ ).

### 1.2.2 Objetivos específicos

1. Determinar la variación del comportamiento estructural de un edificio multifamiliar de 21 y 2 sótanos de concreto armado con el uso de distintas resistencias a la compresión del concreto, respecto del primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión de  $210 \text{ kg/cm}^2$  en todos los niveles, con el segundo edificio diseñado con  $f'c 350 \text{ kg/cm}^2$  del sótano 2 al último nivel, y el tercer edificio diseñado con  $f'c 350 \text{ kg/cm}^2$  del sótano 2 al décimo nivel y  $f'c 210 \text{ kg/cm}^2$  del onceavo al último nivel.
2. Determinar la variación del aspecto económico de un edificio multifamiliar de 21 y 2 sótanos de concreto armado con el uso de distintas resistencias a la compresión del concreto, respecto del primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión de  $210 \text{ kg/cm}^2$  en todos los niveles, con el segundo edificio diseñado con  $f'c 350 \text{ kg/cm}^2$  del sótano 2 al último nivel, y el tercer edificio diseñado con  $f'c 350 \text{ kg/cm}^2$  del sótano 2 al décimo nivel y  $f'c 210 \text{ kg/cm}^2$  del onceavo al último nivel.

## 1.3 JUSTIFICACIÓN Y DELIMITACIÓN

Actualmente dentro de las consultorías en proyectos de edificaciones, se presta mucha atención al uso de recursos, ya sea en mano de obra, materiales, equipos, y/o tecnología en su elaboración, puesto que se busca aprovechar las ventajas económicas del manejo adecuado de estos recursos. Una edificación podría ser descompuesta en cinco grandes grupos: estructuras, arquitectura, instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias y especiales; de los cuales, el de mayor incidencia económica es el grupo de estructuras, que a su vez se descompone en las variables de concreto, acero y encofrado de cada elemento estructural, siendo consideradas estas variables las de mayor relevancia en temas de costos.

Es así que, el fin de esta investigación es encontrar las principales diferencias económicas generadas por el uso de concretos de mayor resistencia a la compresión en el diseño estructural de edificaciones de mediana altura, puesto que en la actualidad solo se cuenta con información empírica de personas con vasta experiencia en el área de consultoría en ingeniería estructural y construcción de edificaciones de alturas medias.

Para esto, se puso especial énfasis en el análisis y diseño estructural de la superestructura de tres modelos estructurales (edificio1, edificio2 y edificio3) con la configuración de una sola edificación, dejando momentáneamente la cimentación de lado para futuras investigaciones.

## **1.4 HIPÓTESIS Y DESCRIPCIÓN DE VARIABLES**

### **1.4.1 Hipótesis**

- Existe una variación favorable en el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 21 pisos y 2 sótanos de concreto armado con el uso de distintas resistencias a la compresión del concreto ( $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$ )

### **1.4.2 Hipótesis específicas**

1. Existe una variación favorable en el comportamiento estructural de un edificio multifamiliar de 21 y 2 sótanos de concreto armado con el uso de distintas resistencias a la compresión del concreto, respecto del primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión de  $210 \text{ kg/cm}^2$  en todos los niveles, con el segundo edificio diseñado con  $f'c 350 \text{ kg/cm}^2$  del sótano 2 al último nivel, y el tercer edificio diseñado con  $f'c 350 \text{ kg/cm}^2$  del sótano 2 al décimo nivel y  $f'c 210 \text{ kg/cm}^2$  del onceavo al último nivel.
2. Existe una variación favorable en el aspecto económico de un edificio multifamiliar de 21 y 2 sótanos de concreto armado con el uso de distintas resistencias a la compresión del concreto, respecto del primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión de  $210 \text{ kg/cm}^2$  en todos los niveles, con el segundo edificio diseñado con  $f'c 350 \text{ kg/cm}^2$  del sótano 2 al último nivel, y el tercer edificio diseñado con  $f'c 350 \text{ kg/cm}^2$  del sótano 2 al décimo nivel y  $f'c 210 \text{ kg/cm}^2$  del onceavo al último nivel.

### 1.4.3 Descripción de variables

En la tabla 2 se presenta la definición de variables “Resistencia del concreto” y “Diseño estructural”, asignando las dimensiones, sub-dimensiones e indicadores.

*Tabla 2: Operacionalización de variables*

<b>Variable</b>	<b>Definición</b>	<b>Dimensiones</b>	<b>Indicador</b>
<b>Resistencia del concreto</b>	Es la mezcla de cemento Portland, agregado fino, agregado grueso, aire, agua y aditivos en proporciones adecuadas para obtener ciertas propiedades prefijadas, específicamente la resistencia.	Resistencia a la compresión	f'c=210kg/cm <sup>2</sup> f'c=350kg/cm <sup>2</sup> f'c=variable de 350kg/cm <sup>2</sup> a 210 kg/cm <sup>2</sup>  Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Diseño estructural</b>	Elaboración definitiva de dimensiones de los elementos estructurales en una edificación.	Secciones Deformaciones Esfuerzos	Área de la sección Desplazamientos Momentos flectores Fuerzas cortantes Fuerzas axiales  Cm Cm Tm*m Tm Tm

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

- A. MIGUEL ÁNGEL GÓMEZ MARTÍNEZ – UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO (2011- MÉXICO), desarrolló la tesis de pre-grado: "**DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS ALTOS TIPO TORRE EMPLEANDO CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA**". En el capítulo II, "Características del concreto de alta resistencia", señala el comparativo de las características de concretos normales y de alta resistencia. Además, describe las principales ventajas y desventajas del concreto de alta resistencia, brinda una breve introducción de cuáles son los requisitos de los materiales para lograr la alta resistencia, e indica procedimientos de mezclado, uso y la aplicación de estos en la construcción de edificios altos.

Para Gómez, la economía que representa utilizar un concreto de alta resistencia se puede ver influenciada directamente en el tamaño de los elementos estructurales, en especial las columnas para los edificios de altura media y alta. Debido a que se reducen las dimensiones de los elementos de la superestructura (vigas, columnas, placas), se produce un material más durable y resistente. Adicionalmente, en el sometimiento a un análisis dinámico en la estructura, se ha podido demostrar que se obtiene un menor desplazamiento lateral, y con ello mayor resistencia a la rigidez lateral y un acortamiento de los esfuerzos axiales del edificio por la reducción de secciones.

- B. JOSÉ EDUARDO ALFARO SOBRINO – UNIVERSIDAD VERACRUZANA (2016 – MEXICO), desarrolló la tesis de maestría: “**ANÁLISIS COSTO – BENEFICIO DEL USO DE CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA (>800 KG/CM<sup>2</sup>) PARA LA REGIÓN DE VERACRUZ**”. Esta investigación pretende encontrar áreas de mejoras en cuanto a los costos y durabilidad de los elementos estructurales con el uso del concreto de alta resistencia, para lo cual analizó diferentes mezclas con diversos materiales en base a pruebas de laboratorio como la resistencia a compresión, módulo de ruptura, masa unitaria, módulo de elasticidad, contenido de aire, flujo de revenimiento, permeabilidad, abrasión, entre otras. Así, simuló una serie de análisis estructurales con diferentes propuestas de materiales con la finalidad de generar análisis de costos – beneficios de la edificación.

Para Alfaro, como resultado de los modelos analizados, se logró la obtención de un ahorro significativo al utilizar concretos de alto desempeño (concreto de alta resistencia), siendo estos más representativos en elementos de columna, donde se obtuvo un resultado en costo por debajo del esperado, y considerando que los elementos vigas son más costosos, se tiene un ahorro significativo. Analizando otros aspectos, el autor observó que existen factores adicionales, como una mayor durabilidad de los elementos estructurales al utilizar concreto de alta resistencia, con lo cual los beneficios se ven incrementados.

- C. NRMCA – CIP 33 – CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA – información técnica preparada por **LA NATIONAL READY MIXED CONCRETE ASSOCIATION (EE.UU)**. Aquí se definen los motivos principales para usar concretos de mayor resistencia: A) Para colocar el concreto en servicio a una edad más temprana, por ejemplo el dar tráfico a pavimentos a 3 días de su colocación. B) Para construir superestructuras de puentes con luces muy amplias y mejorar la durabilidad de sus elementos. C) Para satisfacer necesidades específicas de ciertas aplicaciones especiales como, por ejemplo, durabilidad, módulo de elasticidad y resistencia a la flexión para sus elementos estructurales. Entre algunas de dichas aplicaciones se encuentran presas, cubiertas de graderías, cimentaciones marinas, parqueados y pisos industriales de tráfico pesado (cabe señalar que el concreto de alta resistencia no es garantía por sí mismo de durabilidad). **D) Para construir edificios altos reduciendo la sección de las columnas e incrementando el**

**espacio disponible**, siendo este último aspecto el que tiene mayor importancia para la investigación con referencia NRMCA.

D. IMCYC – CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO – **INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO** – ADAM NEVILLE Y PIERRE-CLAUDE AITICIN.

En el apartado, ¿Cuándo utilizar concreto de alto desempeño?, se señala que el concreto de alto desempeño no es un material fundamentalmente distinto del concreto ordinario, sino un concreto adaptado para un propósito dado o específico.

Según el IMCYC, una exigencia relativamente común es la alta resistencia en los miembros a compresión. Aquí, la alta resistencia permite el uso de columnas más delgadas y, por ende, una reducción en el peso, consecuentemente, una carga menor en los cimientos. Además, una parte pequeña del área horizontal es ocupada por columnas, de modo que hay más espacio de piso económicamente valioso. En miembros a flexión, los beneficios de la alta resistencia son más difíciles de explotar. Una razón para esto es el problema del agrietamiento en la zona de tensión de una viga, debido a que la resistencia a la tensión no se incrementa en proporción a la resistencia a la compresión. Otra dificultad reside en las limitaciones impuestas por los reglamentos de diseño existentes, pero estos probablemente desaparecerán en el futuro.

E. MAESTRO LUIS ROCHA CHIU – UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA UNIDAD AZCAPOTZALCO (2009 – MEXICO) -

**“CONCRETOS ESPECIALES EN LA CONSTRUCCIÓN”**. Aquí se exponen las propiedades más importantes del concreto normal y del concreto de alto comportamiento; en particular hace referencia al concreto de alta resistencia en cuanto a su forma de producción y sus aplicaciones en edificios altos.

Según Rocha, las características de los concretos de alto comportamiento son las siguientes: A) Las secciones de las columnas (elementos dimensionados, básicamente, frente a esfuerzos de compresión) son más reducidas. B) Su módulo de deformación es más elevado y, por tanto, tienen un menor acortamiento debido a esfuerzos axiales. C) La deformación de los elementos estructurales horizontales (vigas y entrepisos), para un mismo peralte, es menor. D) El peso

propio global de la estructura es inferior, lo cual supone cierta reducción de la cimentación. E) El plazo de ejecución de la obra se puede ver reducido al permitir menor tiempo de encofrado, tanto de elementos horizontales como de muros y columnas. E) Aumento de la vida útil de la estructura del edificio. El incremento de la resistencia característica del concreto lleva asociada una mayor capacidad y, por tanto, una mayor resistencia ante el ataque de agentes agresivos externos al mismo.

- F. ENRIQUE JOSE LAZO QUEVEDO – UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTIN (2016 – PERÚ). El autor desarrolló la tesis de pregrado: “**DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO CONSIDERANDO LA CONSTRUCCION POR ETAPAS**”. La investigación comprende el diseño de un edificio alto (2 sótanos + 23 niveles + 1 Azotea) con irregularidad en planta, propone como alternativa de solución un novedoso sistema estructural que comprende 1 Núcleo de Apoyo (con muros de corte) y una Viga Estabilizadora en la parte superior de la edificación. En base a ello, el autor realiza un análisis modal-espectral y un análisis de construcción por etapas, para luego pasar a la fase de diseño estructural, elaboración de planos y, por último, concluir con el metrado y presupuesto de las estructuras diseñadas para obtener ratios de acero y concreto.

Finalmente, los antecedentes preservan la hipótesis planteada, donde el uso de concretos de mayor resistencia en el diseño estructural origina ahorro en lugar de encarecer la estructura, teniendo en consideración que un concreto más resistente es más costoso.

## **2.2 BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1 Tipo de concretos**

#### **2.2.1.1 Concreto convencional**

El concreto es el material más usado dentro de sector construcción primordialmente en edificaciones. Está conformado básicamente de agua, agregados (grava y arena), cemento y aire, que mejora su resistencia conforme se desarrolla la reacción química del agua con el material cementante, aunque actualmente se le puede agregar otro ingrediente dependiendo su disposición final, como son los denominados aditivos. La principal característica estructural del concreto es que resiste muy bien los esfuerzos de compresión, pero no tiene buen comportamiento frente a otros tipos de esfuerzos (tensión, flexión, cortante, etc.), por lo que es habitual usarlo asociado al acero, recibiendo el nombre de



concreto armado, el cual presenta en conjunto un comportamiento muy favorable ante las diversas sollicitaciones de carga a las que será sometido una edificación en su vida útil (Gómez, 2011).

Las principales características de un concreto normal son las siguientes:

- La resistencia a compresión se encuentra en el rango de 100 a 400 kg/cm<sup>2</sup>.
- La resistencia a flexión es proporcionalmente baja, está en el orden de un décimo de la resistencia a compresión y generalmente poco significativa en el cálculo.

### **2.2.1.2 Concreto de alta resistencia**

El Instituto Americano del Concreto (ACI) describe al concreto de alta resistencia como aquel que tiene una resistencia a la compresión del concreto, superior a 420kg/cm<sup>2</sup>; mientras que el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal-México (RCDF) en su N.T.C. de Concreto del 2004, lo define con una resistencia a la compresión del concreto superior a 400kg/cm<sup>2</sup>. En Perú la Norma E060 no lo define como el ACI o el RCDF; sin embargo, Gianfranco Ottazzi Pasino resalta que los concretos de alta resistencia se definen, en literatura especializada, a partir de una resistencia a la compresión superior a los 420kg/cm<sup>2</sup>.

El uso del concreto de alta resistencia tiene poco más de 50 años, fue utilizado por primera vez en 1968 en las columnas inferiores del edificio Lake Point Tower en Chicago, Illinois, y tienen una resistencia a la compresión de 520 kg/cm<sup>2</sup>. A partir de aquel momento se han ido empleando en forma considerable, y por ello los institutos que estudian el diseño y uso del concreto, han tenido que formular y estudiar en sus laboratorios cual es el comportamiento real de este concreto; teniendo relación directa con las proporciones y calidad de ingredientes, cómo debe ser su colocación para proporcionar el mejor desempeño y seguridad de los elementos donde se emplee (Gómez, 2011, p.21).

Cuando el parámetro más importante por obtener es la alta resistencia a la compresión, es conveniente emplear bajas relaciones agua/cemento, cuidando esencialmente la trabajabilidad del concreto y, en consecuencia, su revenimiento.

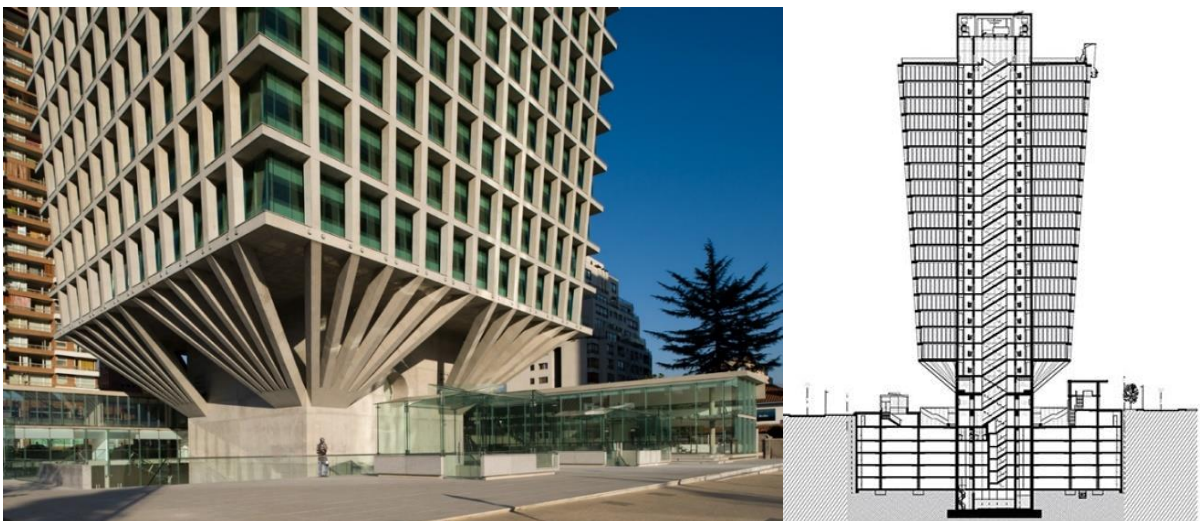
Investigaciones sobre la elaboración de concretos de alta resistencia indican que es necesario el empleo de características especiales en los componentes del

concreto y en los procedimientos de mezclado y de dosificación. A continuación, se mencionan las más importantes:

- Cementos: Son recomendables los tipos I y II, con contenidos significativos de silicato tricálcico (mayores que los normales), módulo de finura alto y composición química uniforme.
- Grava: De alta resistencia mecánica, estructura geológica sana, bajo nivel de absorción, buena adherencia, de tamaño pequeño y densidad elevada.
- Arena: Bien gradada, con poco contenido de material fino plástico y módulo de finura controlada (cercano a 3.00).
- Agua. Requiere estar dentro de las normas establecidas.
- Aditivos. Es recomendable emplear alguno o una combinación de los aditivos químicos: superfluidificantes y retardantes; los aditivos minerales: ceniza volante, microsilica o escoria de alto horno.
- Mezcla: Relaciones agua/cemento bajas (de 0.25 a 0.35), énfasis en un período de curado más largo y controlado, compactación del concreto por presión y confinamiento de la mezcla en dos direcciones.
- Procedimientos de mezclado: Adicionar selectivamente cada uno de los componentes del concreto, mezclar previamente el cemento y el agua con una revolvedora de alta velocidad.

Adicionalmente, para la producción de este tipo de concretos son indispensables el empleo selectivo de materiales, un enfoque diferente en los procedimientos de diseño y elaboración de las mezclas, atención especial en la compactación y un control de calidad más riguroso.

En la figura 5 se observa el Edificio Cruz del Sur, Santiago, Chile, en donde se usó resistencias del concreto a la compresión con valores superiores a  $550 \text{ kg/cm}^2$  en sus elementos estructurales según la “Constructora Echeverría Izquierdo”.



*Figura 5: Edificio Cruz del Sur, Santiago, Chile  
Fuente: Revista EMB Construcción, 2013*

En la figura 6 se observa el Grattacielo Tower, Barranquilla, Colombia., el cual presenta componentes del concreto de resistencia a la compresión con valores superiores a  $550 \text{ kg/cm}^2$  en la superestructura del edificio, según la “Empresa Argos”.



*Figura 6: Grattacielo Tower, Barranquilla, Colombia  
Fuente: ARGOS, 2013*

En los casos mencionados, la alta resistencia del concreto fue aprovechada y aplicada principalmente en elementos sometidos a esfuerzos de compresión o flexocompresión.

### **2.2.2 Métodos de diseño estructural en concreto armado**

El diseño estructural es el proceso mediante el cual el proyectista o ingeniero estructural, determina las formas, dimensiones y características que ha de tener una estructura con el objetivo de que sea capaz de soportar las solicitaciones a las que será sometida durante su periodo de funcionamiento (Meli, 2007).

### 2.2.2.1 Evolución de los métodos de diseño

Según Magdaleno (2006), los primeros estudios sobre miembros de concreto reforzado se basaron en teorías de resistencia máxima, como fue la teoría de resistencia a flexión de Thullie en 1897 y la teoría de la distribución parabólica de esfuerzos de Ritter en 1899. Sin embargo, alrededor de 1900 se aceptó en forma general la teoría de la línea recta (método elástico) de Coignet y Tudesco, en parte porque la teoría elástica era el método convencional de diseño para otros materiales y se suponía que la variación lineal de esfuerzos conducía a una formulación matemática más sencilla.

Además, las pruebas habían mostrado que el uso de la teoría elástica con valores elegidos cuidadosamente para los esfuerzos permisibles de trabajo conducía a una estructura que mostraba un comportamiento satisfactorio bajo las cargas de servicio y que tenía un margen adecuado de seguridad contra el colapso. **En consecuencia, la teoría elástica fue la base del concreto reforzado durante muchos años.**

Después de más de medio siglo de experiencia práctica y pruebas de laboratorio, se conoce mejor el comportamiento del concreto estructural, a la vez que se han manifestado las deficiencias del método de diseño de la **teoría elástica (esfuerzos de trabajo o permisibles)**. Esto ha dado como resultado un ajuste periódico en el método de diseño por esfuerzos de trabajo o permisibles, aunque cada vez es más evidente que el método de diseño se debe basar en las propiedades inelásticas reales del concreto y del acero. Por tanto, el diseño apoyado en la **teoría de resistencia máxima o última** se aceptó como una alternativa al diseño por la de esfuerzos permisibles o de trabajo en los códigos internacionales del Instituto Norteamericano del Concreto (ACI) en 1956.

Actualmente el enfoque de diseño para el concreto reforzado debe esencialmente combinar las mejores características de los diseños por **esfuerzos de trabajo o esfuerzos permisibles** y por **resistencia máxima o resistencia última** ya que si solamente se proporcionan las secciones por los requerimientos de resistencia máxima existe el peligro de que aunque el factor de carga sea adecuado, el agrietamiento y las deflexiones bajo cargas de servicio puedan ser excesivas, por lo que estos dos métodos generan el método de **diseño por estados límites**.

### **2.2.2.1 Método de diseño por esfuerzos de trabajo o permisibles**

Las secciones de los miembros de la estructura se diseñan suponiendo una variación lineal para la relación esfuerzo-deformación, lo que asegura que bajo las cargas de servicio los esfuerzos del acero y del concreto no exceden de los esfuerzos permisibles de trabajo. Los esfuerzos permisibles se consideran como fracciones fijas de la resistencia máxima o de la resistencia de los materiales; por ejemplo, la compresión por flexión se puede suponer 0.45 de la resistencia del cilindro del concreto. Los momentos flexionantes y fuerzas que actúan en las estructuras estáticamente indeterminadas se calculan suponiendo el comportamiento elástico lineal.

Al comportarse las estructuras en el rango elástico, mientras más grandes sean las cargas de servicio, mayores serán las dimensiones que necesitan los miembros estructurales para no sobrepasar el esfuerzo admisible que debe soportar el material. Con el tiempo, se llegó a ver que este es un diseño antieconómico puesto que no se aprovecha la ductilidad de los materiales estructurales. Sin embargo, es importante tener en cuenta este tipo de diseño por lo siguiente:

- Estructuras contenedoras de líquido con el método de diseño por esfuerzos de trabajo, puesto que mantiene los esfuerzos en un nivel bajo, minimizando las fisuras en la estructura, para evitar la filtración de los líquidos (Flórez, 2018).
- El método ACI para calcular los momentos de inercia usados en el cálculo de las deflexiones, requiere del método de esfuerzos de trabajo (Flórez, 2018).
- El diseño de miembros de concreto pretensado se basa no solo en el método de resistencia, sino también en los cálculos de esfuerzo elástico en las condiciones de carga de servicio (Flórez, 2018).

### **2.2.2.2 Método de diseño por resistencia máxima o última**

Las secciones de los miembros de las estructuras se diseñan tomando en cuenta las deformaciones inelásticas para alcanzar la resistencia máxima, al no conocer con fiabilidad las magnitudes de las cargas que actúan sobre una estructura, ni la

calidad de los materiales que conforma la estructura. Esta incertidumbre se compensa con dos factores:

**Factores de Carga:** Al no conocer con fiabilidad las magnitudes de las cargas que actúan sobre una estructura en un determinado momento, se aplican factores de amplificación de cargas que permiten tener una mayor seguridad respecto a esta (Flórez, 2018).

- El diseño por resistencia última permite una selección más racional de los factores de carga, puesto que se puede utilizar un factor de carga bajo para cargas conocidas con mayor precisión, tales como cargas muertas, y un factor de carga alto para cargas conocidas con menor precisión, como en las cargas vivas.

**Factores de Resistencia:** Este es un factor que tiene en cuenta las incertidumbres respecto a la calidad de los materiales principalmente en su resistencia, las aproximaciones en las ecuaciones de diseño, las aproximaciones del análisis estructural, las posibles variaciones de dimensiones de las secciones de los elementos durante su construcción, entre otros (Flórez, 2018).

- Las secciones de concreto reforzado se comportan inelásticamente bajo cargas elevadas, en consecuencia, la teoría elástica no puede dar una predicción segura de la resistencia máxima de los miembros, ya que las deformaciones inelásticas no se toman en consideración.
- La curva esfuerzo-deformación para el concreto es no lineal y depende del tiempo. Es decir que las deformaciones por flujo plástico para el concreto bajo esfuerzo sostenido constante, puede ser varias veces mayor que la deformación elástica inicial. En consecuencia, el valor de la relación modular (relación módulo elástico del acero y del concreto) utilizada en el diseño por esfuerzo de trabajo es una aproximación burda.

Una de las razones para la tendencia hacia el diseño por resistencia máxima es que el diseño por resistencia máxima utiliza reservas de resistencia resultante de una distribución más eficiente de los esfuerzos permitidos por las deformaciones inelásticas. El diseño por resistencia máxima permite al diseñador evaluar la ductilidad de la estructura en el rango inelástico. Este es un aspecto importante cuando se considera la redistribución posible de los momentos de flexión en el

diseño por cargas de gravedad y en el diseño por cargas sísmicas o de explosiones.

### **2.2.2.3 Estados límite de servicio**

Son aquellos comportamientos de una estructura que implica un mal funcionamiento, la incomodidad de sus ocupantes, el daño a elementos no estructurales o daños en construcciones vecinas. Estos estados límites se dan cuando se interrumpe el funcionamiento normal de las estructuras sin necesidad de llegar al colapso (Meli, y otros, 2018).

- Estado límite de servicio: no se exceden deformaciones que ocasionen pánico a los ocupantes, interferencia con el funcionamiento de equipos e instalación, ni daños en elementos no estructurales. Ottazi plantea los siguientes:
  - Deflexiones Excesivas: Pueden generar un mal funcionamiento de la estructura con daños en los elementos no estructurales y suelen ser visualmente inaceptables ya que generan una sensación de inseguridad-
  - Figuración excesiva: Puede conducir a problemas de corrosión en las armaduras de refuerzo y a un deterioro progresivo del concreto.
  - Vibraciones indeseables: Pueden originar un pobre comportamiento de la estructura siendo este un problema no estructural.

### **2.2.3 Modelamiento estructural**

Cada estructura constituye un problema particular; es imposible abarcar todos los casos existentes, por lo que sólo se plantean los aspectos básicos de estructuración para edificaciones altas. Las acciones que solicitan a un edificio alto son las mismas que a un edificio normal, pero sus efectos son muy diferentes (San Bartolomé, 1998).

Estructurar un edificio significa tomar decisiones en conjunto con los otros profesionales que intervienen en la obra acerca de la disposición y características que deben tener los diferentes elementos estructurales, de manera que el edificio tenga un buen comportamiento durante su vida útil, tanto para cargas permanentes (cargas muertas) como cargas temporales (cargas vivas), las cuales se transmiten hasta el suelo de cimentación. En este proceso San Bartolomé planta cuatro objetivos:

1. Economía: Deberá colocarse los elementos estructurales estrictamente indispensables. Se sabe que las placas son los mejores elementos sismorresistentes; sin embargo, no deben emplearse en gran cantidad porque son costosas.
2. Estética: En lo posible deberá respetarse la arquitectura del edificio.
3. Funcionabilidad: La estructura no debe restar el carácter funcional al que los ambientes están destinados; es decir, si un edificio tiene cocheras en su parte baja, los elementos estructurales verticales no deben estorbar el paso de los vehículos. Asimismo, si un edificio está destinado a prestar servicios vitales (hospital, posta médica, estación de bomberos), deberá seguir funcionando después que se produzca un sismo severo.
4. Seguridad: El edificio debe ser capaz de soportar todo tipo de sollicitaciones, sin que se produzca de ninguna manera el colapso. Al respecto, en la Norma Sismoresistente E030 se especifica que los sismos leves no deben originar ningún daño, que los sismos moderados pueden causar daños en los elementos no estructurales (tabiques, acabados) y daños leves en los elementos estructurales, mientras que los terremotos severos pueden producir grandes daños en los elementos estructurales, pero que no comprometan la seguridad del edificio.

Por otro lado, Basset Salom, cita las condicionantes de diseño para edificaciones en altura; entre ellos se tiene:

1. Condicionantes del terreno, mucho más importantes que en el caso de una estructura convencional.
2. Relación altura/anchura, magnitud que influirá en la rigidez del edificio. Cuando este valor esté prefijado se elegirá el sistema estructural que se acomode mejor a las condiciones de carga y tamaño de los vanos.



3. Proceso constructivo y sistema de elevación de los elementos.
4. Condicionantes económicos relativos no sólo al proceso constructivo sino al mantenimiento posterior, fundamental en estos edificios.
5. Instalaciones (transporte vertical, agua, luz, gas, etc.): las instalaciones constituyen más de un tercio del coste de estos edificios y, además, deben planificarse con cuidado.
6. Sistemas de protección contra el fuego. Dado que la mayoría de los pisos están más altos que el alcance de las escaleras de bomberos, el rescate debe realizarse desde el interior. Por eso se necesitan sistemas de evacuación y de aislamiento de las zonas incendiadas, sistemas de extinción adecuados y sistemas de ventilación.

Así mismo, las tipologías estructurales más usuales en el caso de edificaciones en altura, según Basset Salom, son las siguientes:

1. Estructura de muros de carga o pantallas: Los elementos estructurales principales son elementos verticales planos, muros o pantallas, que pueden disponerse longitudinalmente, transversalmente o en ambas direcciones.
2. Estructura de núcleo rígido: Los elementos estructurales principales forman núcleos rígidos rodeando los huecos de los elementos de comunicación vertical (ascensores, escaleras e instalaciones).
3. Estructura de pórticos: Los elementos estructurales constituyen un entramado espacial de nudos rígidos.
4. Combinación de pórticos y pantallas (o núcleos): Consiste en una combinación de elementos planos en forma de pantallas y/o núcleos rígidos con entramado espacial
5. Combinación de pórticos y pantallas (o núcleos) con celosías de atado: La tipología anterior se completa con vigas en forma de celosías de gran canto distribuidas a lo largo de la altura del edificio.
6. Sistemas tubulares: Los elementos estructurales verticales se disponen muy próximos entre sí formando una fachada que parece un tubo perforado.

### **2.2.2.1 Estructuración por carga vertical**

Al estructurar un edificio por carga vertical, deberá entenderse que la carga gravitacional actuante en un nivel del edificio, se transmite a través de la losa del techo hacia las vigas y columnas, y de aquí hacia el suelo de cimentación, tanto de pesos muertos y sobrecargas, que producen un efecto creciente con la altura por su acumulación a lo largo del número de plantas, lo que determina un incremento importante en el tamaño de los soportes.

Es común pensar en analizar y concebir las estructuras para las cargas que tendrá que soportar durante su tiempo de vida; sin embargo, también es importante considerar las cargas a las que será sujeta la estructura durante el proceso de construcción, mientras ésta aún no desarrolla el 100% de su resistencia de diseño ni adquiere la hiperestaticidad de la estructura completa (Meli, 2007).

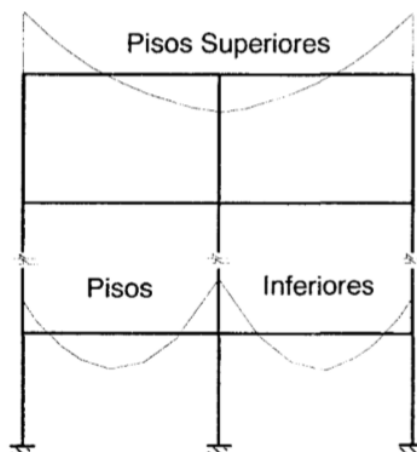
#### **2.2.2.1.1 Proceso constructivo**

Cuando se realiza el análisis estructural de un edificio de cualquier número de niveles sin tener en cuenta el proceso constructivo, se hallan esfuerzos internos relacionados a las deformaciones axiales de las columnas, lo cual no es real ya que las estructuras de los edificios se construyen piso por piso. Por ejemplo, en la en la figura 7 se observa que cuando se analizan los pórticos completos con más de 10 pisos bajo la acción de las cargas de gravedad, se produce inversión de momentos en las vigas, en el nudo central de los pisos superiores y la recarga de momentos en los nudos extremos, debido a la mayor deformación axial de la columna interna.

En realidad, el comportamiento expresado en las líneas que anteceden no se ajustan a la realidad, ya que las cargas de peso propio no actúan de una sola vez sobre la estructura ya construida, sino que lo hacen en forma paulatina conforme el edificio va construyéndose.

Esta consideración presta principal importancia en edificaciones lo suficientemente altas ya que se generan distribuciones incorrectas de esfuerzos internos al no restringir dentro del modelo estructural estas rotaciones y deformaciones axiales.

Esto se debe a que las rotaciones y deformaciones axiales producidas en los niveles inferiores se van acumulando piso a piso, generando una distorsión en el diagrama de momentos en los últimos niveles.



*Figura 7: DMF Típico de pórticos elevados cuando no se contempla el proceso constructivo*

*Fuente: Análisis de edificios (San Bartolomé)*

Por los motivos expuestos, hoy en día existen softwares tales como ETABS, SAP2000, entre otros programas que permiten corregir los resultados considerando el proceso constructivo real. Por ejemplo, el programa ETABS presenta una opción para corregir las consideraciones del proceso constructivo siendo necesario definir el orden en que serán construidos los elementos del edificio (columnas, vigas, losas, etc.) y las cargas que presentarán en cada etapa, en un caso de análisis, denominado de secuencia constructiva. Para ello se deben crear grupos activos que consideren a los elementos de cada etapa de construcción. Estos grupos pueden ser creados de manera automática por el programa o de manera manual. Se debe tener en consideración si se decide agrupar la estructura del edificio de manera manual, que cada grupo activo (o etapa) subsiguiente de construcción está conformado por los objetos del grupo previo y por los objetos del piso que se construye. Es posible también que los objetos de un grupo activo sean removidos y asignados a una etapa siguiente, como ocurre por ejemplo en el caso de los puntales que controlan la deformación de una losa colaborante, mientras que el concreto está fresco. En un momento los puntales serán utilizados en un nivel y luego serán retirados de ese nivel y utilizados en el siguiente. Los objetos removidos y agregados a una etapa posterior comienzan nuevamente con un estado inicial sin esfuerzos (Muñoz, 2009).

### 2.2.2.1.2 Aligerados

Uno de los sistemas de techado más empleado en nuestro medio es la losa aligerada unidireccional, debido a que es un sistema económico, liviano (propiedad necesaria para reducir las fuerzas sísmicas), en el que los ladrillos aligerados proporcionan beneficios acústicos, térmicos y sirven además para darle forma a las viguetas de concreto armado. Sin embargo, para efectos del diseño estructural, se desprecia la participación de los bloques tanto en la rigidez como en la resistencia del aligerado (San Bartolomé, 1998).

Dependiendo de las luces de los ambientes y de las cargas existentes, los aligerados tienen un peralte  $t = 13, 17, 20, 25, 30, 35$  Y  $40$  cm, que incluye una losa superior de  $5$  cm de espesor. Cabe mencionar que cuando el peralte del aligerado resulta mayor de  $30$  cm, debe solicitarse anticipadamente la fabricación de bloques especiales. Por otro lado, los bloques tienen dimensiones en planta de  $30 \times 30$  cm, y tradicionalmente se emplean viguetas con nervios de  $10$  cm de espesor, lo que hace que estas viguetas se repitan modularmente cada  $40$  cm. Sin embargo, dependiendo de las características que tengan los ambientes (luces, sobrecargas), estas medidas pueden modificarse (San Bartolomé, 1998).

Las viguetas se arman en el sentido de la menor longitud del ambiente por techar ya que, al curvarse cilíndricamente la losa, los momentos flectores son significativos en esa dirección. Pero, cuando las luces son relativamente semejantes, o cuando la luz a techar es mayor a  $5.00$  m, se recomienda colocar perpendicularmente al armado, en la zona central del techo, una doble vigueta, cuyo objetivo es proporcionar rigidez torsional a las viguetas principales y también evitar una posible fisura que puede formarse en la zona de contacto vigueta-bloque por flexión en el sentido ortogonal al armado. Esta doble vigueta no actúa como apoyo del aligerado, pues debe tenerse presente que las viguetas no llevan refuerzo por corte, debiendo el concreto absorber íntegramente la fuerza cortante. En aligerados de grandes luces, o cuando la sobrecarga es importante, será necesario ensanchar las viguetas en las zonas donde el cortante actuante resulte mayor al resistente. Por lo general, este ensanche se realiza en forma alternada, retirando ladrillos y llenando esos espacios con concreto. En estos aligerados también podrían ocurrir problemas de grandes deflexiones que, al superar los límites permitidos por el reglamento,

dañarían los cielos rasos y la tabiquería en la edificación. Este problema se supera construyendo los aligerados con una contraflecha o aumentando su espesor (San Bartolomé, 1998).

Cuando existen tabiques de albañilería dirigidos en el sentido del armado, se tendrá que correr bajo ellos vigas chatas (con un peralte igual al espesor del aligerado) o doble viguetas, capaces de soportar al tabique y de evitar su agrietamiento por deflexión del elemento de soporte. Cabe indicar que las deflexiones diferidas (producidas a lo largo del tiempo al cerrarse los poros del concreto) son las que deben verificarse, ya que se supone que el tabique se construye después de desencofrar la estructura principal, lo que da lugar a las denominadas deflexiones instantáneas (San Bartolomé, 1998).

#### **2.2.2.1.3 Ductos y diafragmas flexibles**

En las zonas donde se produzca la discontinuidad del aligerado, por la presencia de ductos de basura, instalaciones sanitarias, chimeneas, entre otras, es conveniente rodear la discontinuidad con vigas chatas o doble vigueta, para así atenuar las concentraciones de esfuerzos que surgen en las esquinas. Pero, si el ducto fuese de ventilación o de iluminación, bastaría con correr los nervios de las viguetas, formando una zona calada con 30 cm de ancho (San Bartolomé, 1998).

En el caso de losas macizas armadas en los dos sentidos, se adiciona en los bordes del ducto, el refuerzo que se dejó de continuar (convenientemente anclado); pero, cuando el ducto tiene grandes dimensiones, deberá añadirse refuerzo diagonal en las esquinas. Especial precaución deberá tenerse cuando existen placas sin vigas coplanares en uno o en sus dos bordes (caja de ascensor), ya que cuando giran por flexión, la placa puede punzonar al aligerado. En esas zonas se recomienda usar una losa maciza, que incluso permite una mejor transferencia de las fuerzas de inercia desde la losa hacia la placa. Debe tenerse en cuenta que la presencia de muchos vacíos y el cambio significativo de sus dimensiones en la losa, atentan contra la hipótesis de diafragma rígido, en cuyo caso, el análisis sísmico debe contemplar este hecho analizándolo como un diafragma flexible (San Bartolomé, 1998).

#### **2.2.2.1.4 Sistemas de techado para ambientes con grandes luces**

Cuando las luces del ambiente por techar son muy grandes, o cuando existen altas sobrecargas, se recurre a las siguientes soluciones, según San Bartolomé (ordenadas de menor a mayor costo):

1. Partición del ambiente con Vigas Intermedias Peralgadas: En este caso, debe tenerse presente que las vigas intermedias están sujetas a cargas concentradas, que las columnas trabajan a flexión biaxial y, además, cabe la posibilidad de que el apoyo intermedio del aligerado (viga intermedia) tenga desplazamiento vertical relativo con respecto a sus apoyos extremos, ya que el punto de apoyo de la viga intermedia tiene mayor desplazamiento vertical que las columnas.
2. Aligerado Armado en Dos Sentidos: Los nervios de las viguetas se dirigen en los dos sentidos, y el espaciamiento entre viguetas puede variar modularmente, colocando 1 o 4 ladrillos en cada retícula. Esta alternativa dependerá de las cargas actuantes y de las luces de los ambientes. El análisis estructural se realiza en forma similar al de una losa maciza armada en 2 sentidos.
3. Losa Maciza Armada en Dos Sentidos, Apoyada Sobre Vigas Peralgadas o Muros: En este caso, la carga actuante en la losa se distribuye sobre las vigas aplicando la regla del sobre; para esto, se trazan rectas a  $45^\circ$  desde el vértice de cada ambiente, lo que da lugar a cargas trapezoidales o triangulares sobre las vigas y a flexión biaxial en las columnas.
4. Techo Tipo Waffle: Es prácticamente un aligerado armado en 2 sentidos sin ladrillos. Por lo general, se emplea encofrados metálicos para su construcción, pudiendo variar la forma, los espesores y el espaciamiento entre las viguetas.
5. Cuando los ambientes son muy grandes, por ejemplo, gimnasios, almacenes, fábricas, entre otros, se recurre al techado metálico, el cual está compuesto por tijerales (cerchas o armaduras) que reciben viguetas metálicas, y como elementos de cobertura, se emplean planchas de eternit, calamina o fibrablock.

### 2.2.2.1.5 Escaleras

Para San Bartolomé (1998), las escaleras son elementos que sirven de escape en caso ocurra un siniestro (sismo, incendio, etc.), por lo que debe prestársele especial atención a su diseño.

Algunas veces, surge el problema de apoyar las escaleras, para el caso mostrado en la figura 8. Si el eje A no estuviese muy alejado del descanso y si no se estorbaba la circulación de las personas, puede adoptarse como solución, la prolongación del descanso hasta que apoye sobre una viga creada en la parte intermedia del entrepiso.

Por otro lado, si el eje A fuese un muro de albañilería, éste puede fallar por punzonamiento debido a los empujes sísmicos que le ocasiona la escalera; en ese caso, debe adicionarse columnas en los extremos del descanso (similar a la solución aporticada) y diseñarlas como si fuesen las vigas de una parrilla, para absorber dicho empuje.

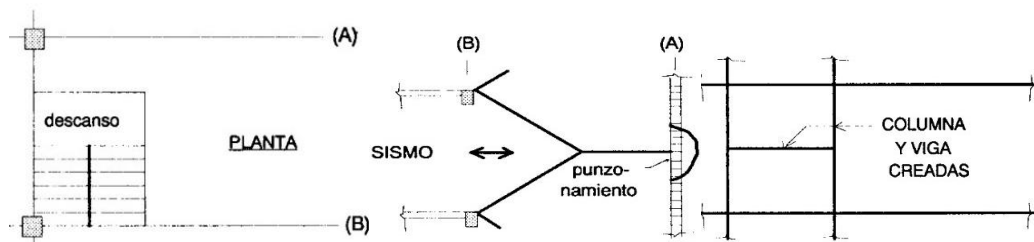


Figura 8: Casos de apoyo en escaleras 1  
Fuente: Análisis de Edificios (San Bartolomé, 1998)

Para el caso mostrado en la figura 9, si el eje A estuviese muy alejado del descanso puede colocarse un tirante para sostenerlo (plaqueta), o también, puede recurrirse a la solución de escalera autoportante (apoyada en las vigas del eje B, con el descanso libre); sin embargo, debe mencionarse que en las zonas sísmicas la última solución es peligrosa, ya que de fallar uno de los apoyos, la escalera auto portante puede colapsar.

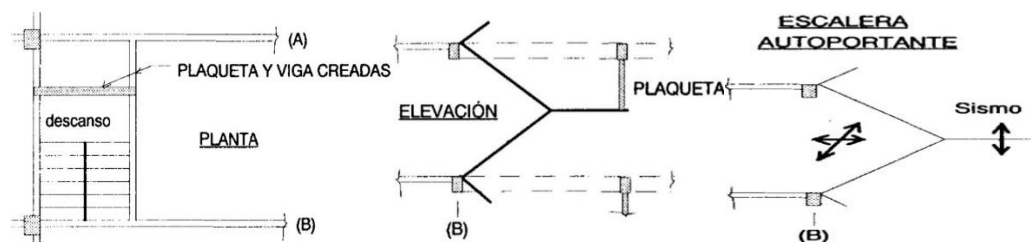
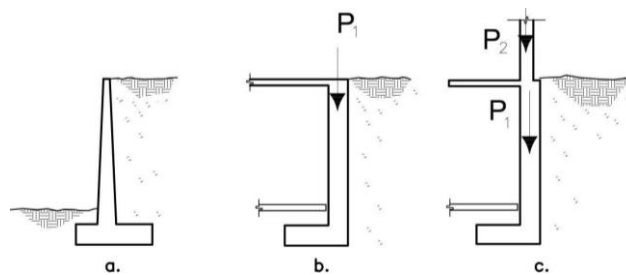


Figura 9: Caso de apoyo en escaleras 2  
Fuente: Análisis de Edificios (San Bartolomé, 1998)

Hay que tomar en cuenta que las escaleras son elementos rígidos, por lo que su mala ubicación en planta puede originar problemas de torsión sísmica. Una solución a este problema puede ser aislando la escalera de la estructura principal. Las escaleras de un sólo tramo son lateralmente muy rígidas, por lo que cuando están mal ubicadas en la planta del edificio, conviene independizarlas de la estructura principal. Sin embargo, cuando la escalera es de 2 tramos, su rigidez lateral disminuye considerablemente, ya que en este caso ella se deforma principalmente por flexión (San Bartolomé, 1998).

#### 2.2.2.1.6 Muros de sótano

Para Calavera (1989), los principios del funcionamiento de los muros de sótano y los muros de contención son diferentes. Mientras un muro de contención se comporta básicamente como un voladizo empotrado en el cimiento y su fin primordial es el de retener un terreno o relleno (Figura 10a), un muro de sótano se comporta generalmente como una losa de uno o varios vanos, donde el tipo de apoyo depende de la clase de muro requerido de acuerdo al diseño pudiendo estar empotrado, apoyado o anclado, lo que sirve para sostener el empuje del terreno u otro material que ejerza presión hacia el muro (Figura 10b y 10c).

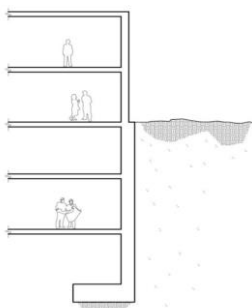


*Figura 10: Muros de contención y muros de sótano  
Fuente: Calavera, 1989*

Así mismo, los muros de sótano en la parte superior e inferior presentan apoyos, y su ubicación dependerá de la relación de rigidez que exista entre el elemento de apoyo y el muro de sótano para así considerar un apoyo simple o empotrado. En suelo seco el espesor mínimo del muro es 0.20m y 0.30 en suelo húmedo (Harmsen, 2002).



Dentro de la tipología general, el caso más frecuente, es permitir que sobre el muro se apoyen columnas que transmitan las cargas de las plantas superiores y que además existan varios sótanos, tal como se indica en la figura 11 (Calavera, 1989).



*Figura 11: Muros de sótano (tipología general)*  
*Fuente: Calavera, 1989*

Las funciones más comunes que desempeñan los muros de sótano son:

1. Retener las sobrecargas provenientes de actividades realizadas sobre el relleno y el peso propio del muro.
2. Retener el empuje horizontal y la fuerza de sismo que ejerce la masa de suelo sobre el muro.
3. Los muros de sótano en conjunto sirven de almacenamiento.

### **Para el modelamiento estructural**

En el caso de aplicar un método estático equivalente para determinar las fuerzas sísmicas se podrá modelar toda la estructura, incluyendo los niveles de sótano, e indicarle al programa a partir de qué nivel se calcule las fuerzas sísmicas.

En el caso de realizar un análisis modal con espectro de respuesta, dependerá de cómo se considere la interacción suelo-estructura, teniendo dos opciones de modelamiento:

1. Modelar la estructura hasta el nivel de base (sin sótanos); este caso es conservador a fin de determinar las sollicitaciones sísmicas en los elementos de la estructura y que el periodo de vibración sea menor.

2. El modelamiento más aproximado de la estructura, en este caso por tener sótano, será empotrada en la cimentación de los sótanos con restricción de los desplazamientos laterales de los nodos que están debajo del nivel de terreno.

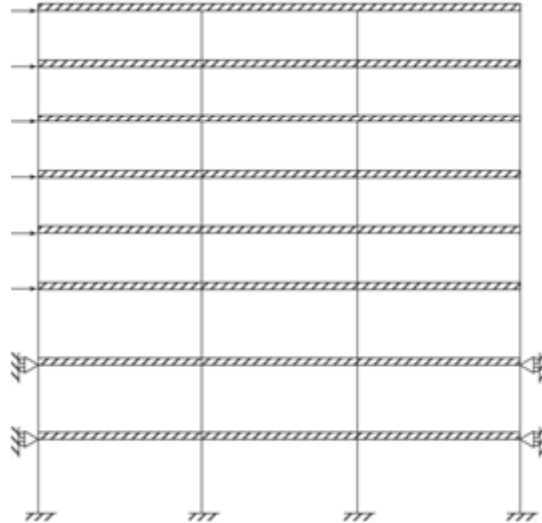


Figura 12: Idealización con muros de sótano (Winghy, 2009)  
Fuente: Winght MacGregor, 2009, 5ta ed

### Para el análisis y diseño estructural

Para el análisis estructural de muros, se tendrá en consideración sobrecargas, cuando encima del terreno que es sostenido por el muro existe algún tipo de carga adicional como, por ejemplo, carga proveniente de una edificación vecina o la carga que genera una carretera.

Los elementos modelados como muros tienen varios estados de carga, según la función estructural que se encuentren desempeñando. Usualmente encontramos los siguientes tipos de muros, según sus estados de carga:

1. Muros sometidos a carga axial o sin flexión transversal a su plano denominados muros de carga
2. Muros sometidos a cargas verticales y horizontales en su plano, denominados muros de cortante o placas.
3. Muros sometidos a cargas normales a su plano denominados muros de contención.

Para el diseño estructural de muros de sótano se tendrán en cuenta las particularidades de cada caso; sin embargo, es posible que un muro esté

sometido a varias de las solicitaciones antes indicadas. Es decir, puede ser un muro de carga y de cortante simultáneamente o alguna otra combinación; en este caso, el criterio del diseñador es importante.

Existen comportamientos relacionados con la relación de luces entre apoyos:

1. Con comportamiento unidireccional: Cuando la relación de luces entre apoyos es mayor o igual a 2.
2. Con comportamiento bidireccional: Cuando la relación de luces entre apoyos es menor que 2.

### **2.2.2.2 Estructuración por carga de sismo**

La filosofía del Diseño Sismorresistente considera evitar pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía la Norma Sismorresistente E030 establece los siguientes principios:

1. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
2. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
3. Para las edificaciones esenciales, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

Las acciones horizontales, constituidas principalmente por las fuerzas de inercia producidas en los movimientos sísmicos y la presión del viento, son las acciones significativas de cara a determinar la estructura resistente en edificios altos. Estas acciones son complejas dado que su valor no sólo depende de la aceleración del suelo, para un determinado período de retorno, sino también de las características de la estructura resistente, de su masa, rigidez y amortiguamiento, que determinan los modos naturales de vibración y los períodos.

Es así que, generalmente, estas acciones en estructuras flexibles de grandes períodos de vibración, desarrollan fuerzas sísmicas más pequeñas, pero a su vez son más deformables, lo que puede producir daños en los elementos no estructurales del edificio y falta de confort en los usuarios. Así mismo, la ductilidad de los elementos estructurales toma significativa importancia ante estas acciones. Así se tiene que las variaciones de temperatura en general y las deformaciones impuestas por la fluencia y la retracción en las estructuras de concreto armado, que en edificios normales no conducen sino a determinar la posición de las juntas de dilatación, en los edificios altos pueden producir esfuerzos muy significativos en los forjados por acumulación de alargamientos o acortamientos en las últimas plantas.

Las fuerzas sísmicas ya descritas tienen masas sujetas a aceleraciones y la mayor parte de esta masa se encuentra localizada a la altura de los niveles (losa, vigas, acabados, sobrecarga, tabiques), mientras que la masa actuante en el entrepiso (columnas, placas) es más pequeña. Por ello, para un análisis sísmico traslacional, puede suponerse que la masa se encuentra concentrada a la altura de los niveles como se muestra en la figura 13 (San Bartolomé, 1998).

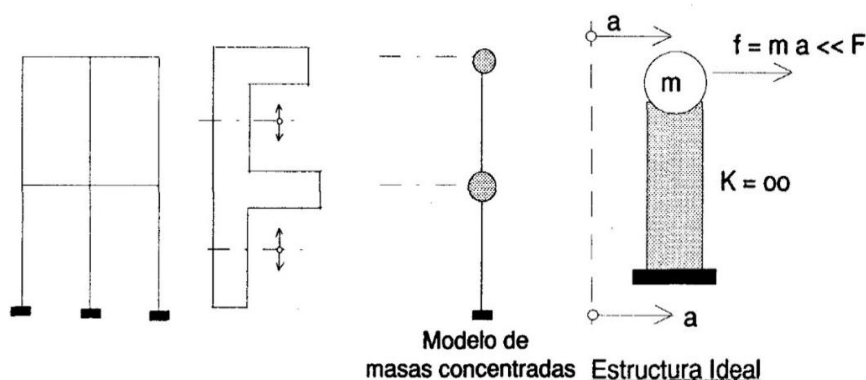


Figura 13: Modelo de simplificación de masas en altura  
Fuente: Análisis de Edificios (San Bartolomé, 1998)

Sísmicamente, la estructura ideal es aquella que tiene poca masa ( $m < M$ ), y alta rigidez lateral ( $K > k$ ); de esta manera, es necesario reducir la masa e incrementar la rigidez (figura 13, estructura ideal). Por otro lado, un sismo ataca en cualquiera de las dos direcciones del edificio, es decir, para un sismo no existen los ejes principales. Un sismo puede atacar en el sentido N-S o S-N y también E-O u O-E, ya que las aceleraciones son positivas y negativas. De esta manera, para efectos de diseño, debe trabajarse con la envolvente de esfuerzos (San Bartolomé, 1998).

### 2.2.2.2.1 Rigidez, continuidad vertical, hiperestaticidad

Las fuerzas laterales generan desplazamientos horizontales que no deberían sobrepasar los límites especificados por la Norma Sismo-resistente, con el objeto de:

- Evitar impactos entre edificios vecinos o bloques del mismo edificio.
- Minimizar los daños en los elementos no estructurales (tabiques, acabados, etc.).
- Evitar el pánico en las personas, especialmente cuando el edificio es público.

San Bartolomé (1998), señala que en el terremoto de México producido el año 1985, ocurrieron daños severos por el choque entre edificios flexibles (aportricados) y rígidos (de albañilería), generando en algunos casos el colapso de ambos edificios. Estas fuerzas de impacto son descomunales, por lo que es necesario aislar los edificios vecinos mediante una junta sísmica de separación.

Una manera de rigidizar las estructuras aportricadas se logra peraltando la sección transversal de las vigas, lo que genera un semiempotramiento en los extremos de las columnas; sin embargo, debe tenerse cuidado con esta solución, ya que podría provocar vigas muy resistentes que hagan que las rótulas plásticas se formen en las columnas y no en las vigas. Cabe mencionar que la Norma E060 que los elementos deben diseñarse de tal manera que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas, ya que a veces basta con que falle una sola columna como para que se produzca el colapso del edificio. En cambio, cuando las rótulas plásticas se forman en las vigas, se requiere que se generen una gran cantidad de rótulas para producir el mecanismo de colapso, disipándose la energía sísmica a través de esas rótulas. Por esta razón, es conveniente que la estructura sea lo más hiperestática posible (San Bartolomé, 1998).

Por otro lado, las acciones sísmicas verticales pueden producir el colapso parcial de grandes voladizos (como el alero de una tribuna en el estadio de Nazca, ante el sismo de 1996), así como también el colapso total de puentes largos simplemente apoyados. La mejor manera de controlar los desplazamientos horizontales es mediante el empleo de placas de concreto

armado, lo que a su vez hace que ellas absorban un gran porcentaje de la fuerza sísmica, aliviando el trabajo de los pórticos. Sin embargo, el uso de placas no debe ser indiscriminado, por su alto costo y también porque debido a su elevada rigidez lateral, su mala disposición en planta puede producir problemas de torsión sísmica (San Bartolomé, 1998).

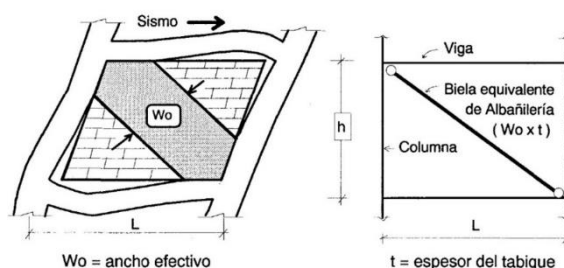
Asimismo, San Bartolomé, menciona que las placas deben tener continuidad a lo largo de su altura. Un problema que puede presentarse es el del "PISO BLANDO", producido en aquellos edificios donde el primer piso se destina a cocheras o tiendas. En esos casos, debido a que la placa se discontinúa en el primer piso transformándola en dos columnas, se presenta una variación muy brusca de rigideces entre el primer piso y los pisos superiores. Por tanto, estos últimos empiezan a trabajar como si fuesen un sólido rígido con 3 grados de libertad, que son un desplazamiento horizontal, otro vertical y una rotación.

Al rotar los pisos superiores, se generan fuerzas axiales elevadas en las columnas y por los grandes desplazamientos laterales que tiene el piso flexible, el peso excéntrico superior produce momentos adicionales (P-delta), formándose después rótulas plásticas en las columnas, lo que conlleva finalmente al colapso de estos edificios. Y la única manera de evitar el problema de Piso Blando es limitando los desplazamientos laterales de ese piso, mediante columnas robustas (prácticamente placas) o creando placas en el interior del edificio (San Bartolomé, 1998).

#### **2.2.2.2 Tabique y alféizer de albañilería**

San Bartolomé (1998), señala que en nuestro medio se acostumbra utilizar tabiques hechos de albañilería por las buenas propiedades térmicas, acústicas e incombustibles que tiene este material. Estos tabiques se emplean como elementos separadores de ambientes o de cerramiento en los pórticos ubicados en el perímetro del edificio. Por otro lado, la secuencia constructiva que se sigue en los edificios aportcados con tabiques que rellenan los paños, consiste, en primer lugar, vaciar las columnas y después las vigas en conjunto con la losa del techo; y luego, desencofrar la estructura principal y construir los tabiques relleno con mortero la interconexión albañilería-concreto.

Es así que, ante los sismos leves, ciertas partes del pórtico se separan del tabique, debido que la zona de interface albañilería-concreto es muy débil, trabajando la albañilería como un puntal en compresión (ver la figura 14). Esto se debe a que la zona de interacción se presenta en las esquinas, al deformarse el tabique por corte; mientras que el pórtico, al ser más flexible que el tabique, se deforma principalmente por flexión (San Bartolomé, 1998).



*Figura 14: Interacción pòrtico - tabiquería*  
 Fuente: *Análisis de Edificios (San Bartolomé, 1998)*

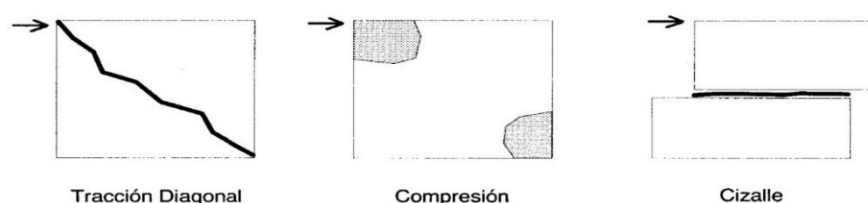
Cuando los tabiques no se aíslan de la estructura principal, los puntales rigidizan al edificio incrementando las fuerzas sísmicas al reducirse el período natural de vibración, y muchas veces pueden originar problemas de torsión en planta, piso blando y columnas cortas (San Bartolomé, 1998).

San Bartolomé (1998), prioriza el problema de la columna corta puesto que se presenta principalmente en los edificios escolares y en hospitales. Cuando una columna larga es desplazada por la losa del techo y choca contra un alféizar de ventana alta, se originan distorsiones angulares que generan la falla por corte de la columna. Producida esta falla, la columna pierde rigidez y los desplazamientos laterales crecen considerablemente. Finalmente, por efectos de la carga axial (efecto P-delta), el refuerzo vertical termina pandeándose y la columna corta termina aplastándose.

Muchas veces, el proyectista no contempla la interacción entre la columna y el alféizar de albañilería, el cual es mucho más rígido que la columna, y evalúa la rigidez lateral ( $K$ ) de la columna como si ésta fuese una columna larga, cometiendo un grave error. Puesto que la gran rigidez que tiene la columna corta hace que ella absorba un elevado porcentaje del cortante de entrepiso, también, ella puede crear problemas de torsión al reducirse el período de vibración, pues las fuerzas sísmicas se incrementarán. Para resolver el asunto de las columnas cortas existen varias soluciones (San Bartolomé, 1998):

- Aislar el alféizar de la estructura principal, arriostrándolo con elementos de concreto armado para que no se vuelque por cargas sísmicas perpendiculares a su plano.
- Limitar los desplazamientos laterales peraltando las columnas (transformándolas prácticamente en pequeñas placas) o adicionar placas de concreto armado.
- Emplear planchas de fibrablock en vez del alféizar de albañilería. Estas planchas son muy flexibles y se reacomodan a las deformaciones de las columnas.

Así mismo, San Bartolomé describe que cuando se presenta la interacción tabique-pórtico, los tabiques de albañilería fallan por tracción diagonal, compresión en las esquinas en contacto con los pórticos y por cizalle en su zona central, como se observa en la figura 15.



*Figura 15: Tipo de falla por la interacción pórtico - tabiquería  
Fuente: Análisis de Edificios (San Bartolomé, 1998)*

De fallar uno de los tabiques del edificio, desaparecería el efecto de puntal y los resultados del análisis estructural que contemplaba la interacción no servirían. Por esta razón, se aconseja minimizar la interacción pórtico- tabique reduciendo la carga que absorbe el tabique (puntal), mediante la adición de placas de concreto armado, de tal manera que siempre el tabique se comporte en el rango elástico. Otra manera de atenuar la interacción tabique-pórtico consiste en emplear tabiques construidos con planchas de fibrablock (o de madera), y para evitar la interacción, deberá aislarse los tabiques de la estructura principal. En el último caso, deberá arriostrarse la albañilería con elementos de concreto armado (separados de la estructura principal mediante juntas rellenas con tecnopor), capaces de evitar el vaciamiento del tabique ante acciones sísmicas perpendiculares a su plano (San Bartolomé, 1998).

### **2.2.2.2.3 Simetría y juntas sísmicas**

Cuando un edificio presenta una gran asimetría en la forma de su planta, elevación, o cuando los elementos resistentes están mal dispuestos generando



bloques con distintas características vibratorias, es conveniente separar el edificio en bloques mediante juntas sísmicas, de manera que estos bloques no interactúen entre sí, evitando el choque entre ellos. El objetivo de estas subdivisiones será evitar problemas de torsión y cambios bruscos de rigideces y masas entre los pisos consecutivos. Cada uno de estos bloques deberán ser analizados en forma independiente, y la creación de la junta (rellena con algún material blando, por ejemplo, tecnopor) implicará la adición de nuevas columnas o placas en la zona de separación. Así mismo, la Norma Sismoresistente E030 especifica el espesor mínimo que deben tener estas juntas (San Bartolomé, 1998).

Cuando el edificio tiene una reducción en planta considerable, transformándose una zona en una torre, será necesario que la junta atraviese la cimentación, para así evitar problemas de asentamientos diferenciales (aplicando la teoría de la subrasante, recuérdese que los desplazamientos son proporcionales a los esfuerzos actuantes en el suelo). Por otro lado, cuando el edificio muestra una planta muy alargada (más de 40 m), también es conveniente desdoblado en bloques, para de esta manera evitar problemas por cambios de temperatura o por contracción de secado del concreto. Se han presentado casos de edificios con plantas muy alargadas, donde el concreto del aligerado se vació de una sola vez, originándose fuertes contracciones que dieron lugar a fracturas diagonales en placas de concreto armado que tenían nada menos que 7 m de longitud, tal como se ilustra en la figura 16 (San Bartolomé, 1998).



*Figura 16: Efecto de fallas por contracción del concreto  
Fuente: Análisis de Edificios (San Bartolomé, 1998)*

Una manera de solucionar el problema de contracción de secado consiste en vaciar el concreto del aligerado en dos etapas (franja izquierda y derecha respecto al eje central) dejando un tiempo prudencial (unas 2 semanas) entre

ambas etapas; o empleando aditivos que retarden la fragua del concreto. Soluciones como las mencionadas, deberán especificarse en los planos estructurales. Cabe indicar que cuando se vacía el concreto en dos etapas, el nuevo concreto trata de retraerse, creándose una junta de construcción, la cual constituye una zona potencial de falla; en consecuencia, esta junta deberá hacerse en las zonas menos esforzadas. Debe mencionarse que estas juntas de construcción deben ser lo más rugosas posibles, y al mismo tiempo, deben eliminarse las partículas sueltas y humedecer el concreto antiguo antes de vaciar el concreto nuevo (San Bartolomé, 1998).

#### **2.2.2.2.4 Desplazamientos**

La altura del edificio no sólo determina una cuantía muy importante de los esfuerzos debido a las acciones horizontales, sino también unos desplazamientos grandes. La estructura resistente deberá controlar ambos, esfuerzos y corrimientos, y muchas veces son los segundos son los de mayor importancia. Es necesario controlar los desplazamientos por dos razones: la conservación de los elementos no estructurales del edificio, como son los cerramientos interiores y exteriores y las comunicaciones verticales; y, en segundo lugar, el confort de sus usuarios.

En cuanto al criterio a seguir para determinar cuál es el confort de las personas ante las oscilaciones producidas en el edificio por sismo y viento, resulta discutible ya que las personas responden de diferente manera ante este hecho.

La aproximación al problema establece una gradación en función de la aceleración en cuatro zonas: no perceptible, escasamente perceptible, perceptible y molesta, según Khan y Parmelee: ( $g=9,81 \text{ m/seg}^2$ )

- No perceptible, aceleración menor 0,004 g.
- Raramente perceptible, aceleración entre 0,004 g y 0,0075 g.
- Perceptible, aceleración entre 0,0075 g y 0,02 g.
- Molesta, aceleración mayor 0,02 g.

## CAPÍTULO III

### METODOLOGÍA

#### 3.1 MÉTODO, Y ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

La tesis utiliza el método comparativo, que en sentido estricto se busca examinar nexos causales y aislar los factores que pueden ser considerados como causa (variable independiente) de un efecto (variable dependiente). El método comparativo principalmente, puede distinguir entre un modo de utilización cualitativo y otro cuantitativo.

En esta investigación se pretende comparar cuantitativamente tres modelos estructurales (edificio1, edificio2 y edificio3) con la configuración de una sola edificación de uso habitacional de concreto armado. El primer edificio es diseñado con un concreto de resistencia a la compresión de  $210\text{kg/cm}^2$ , en todos los niveles este es comparado con el segundo edificio diseñado con  $350\text{kg/cm}^2$ , del sótano 2 al último nivel; y el tercer edificio diseñado con  $350\text{ kg/cm}^2$  del sótano 2 al décimo nivel y  $210\text{ kg/cm}^2$  del onceavo al último nivel. Es así que, definida las características para cada edificación se realiza el análisis y diseño estructural para finalmente evaluar la variación estructural y económica.

#### 3.2 DISEÑO, POBLACIÓN Y MUESTRA DE LA INVESTIGACIÓN

En la tabla 3 se detalla el tipo, nivel, diseño, población y muestra de la presente investigación.

*Tabla 3: Tipo, nivel, diseño, población y muestra de la investigación*

<b>Tipo</b>	<b>Nivel</b>	<b>Diseño</b>	<b>Población</b>	<b>Muestra</b>
<b>Aplicada</b>	Descriptivo	Descriptiva Comparativo	Huancayo	1 edificio multifamiliar
<b>Busca dar solución a un problema</b>	Dar a conocer características	Establecer diferencias o semejanzas	Huancayo	“ Edificio Multifamiliar “

### 3.3 METODOLOGÍA DE TRABAJO

En primer lugar, se explica la elección de las opciones desarrolladas en esta investigación y posteriormente se detallan las incidencias en el análisis y diseño estructural.

#### 3.3.1 Elección de opciones a desarrollar

Para el primer edificio, se usará la resistencia a la compresión mínima para elementos de concreto armado sometidos a fuerzas sísmicas que se presenta en la Norma de Concreto Armado E060, usando el valor de resistencia a la compresión  $210\text{kg/cm}^2$  en el diseño estructural de todos los elementos resistentes de todos los niveles. Así mismo, este es el valor más usado en el diseño de edificaciones en la ciudad de Huancayo.

Para el segundo edificio se usará un concreto de mayor resistencia, y se plantea el valor de la resistencia a la compresión  $350\text{kg/cm}^2$  en el diseño estructural de todos los elementos resistentes del sótano 2 al último nivel. Asimismo, se hace uso de una misma resistencia en todos los elementos estructurales para evitar conflictos en los nudos de los encuentros de columnas y vigas o losas de diferente resistencia, puesto que no se garantiza la calidad de los concretos en estos nudos cuando se tienen diferentes resistencias del concreto.

Para el tercer edificio se tendrá en cuenta la referencia en cuanto al uso de diferentes resistencias en la estructuración y construcción de edificios altos en el Perú, como por ejemplo, el **Hotel Westing Libertador Lima**, presentado por el ingeniero Antonio Blanco Blasco, donde se tiene en consideración que, “las vigas y losas macizas se consideran con una resistencia de  $350\text{kg/cm}^2$  hasta el noveno piso y en  $280\text{kg/cm}^2$ , desde el décimo piso hasta el piso treinta. De esta manera no se tienen problemas de resistencia en las uniones de columnas y vigas o losas de diferente resistencia”. En consecuencia, se plantea un análisis similar, usando un concreto de resistencia a la compresión  $350\text{ kg/cm}^2$  del sótano 2 al décimo nivel, y  $210\text{ kg/cm}^2$  del onceavo al último nivel.

Es así que se definieron los tres modelos (edificio1, edificio2 y edificio3) a diseñar. El primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión de  $210\text{kg/cm}^2$  en todos los niveles; el segundo edificio diseñado con  $f'c\ 350\text{kg/cm}^2$  del sótano 2 al

último nivel; y por último, el tercer edificio diseñado con  $f'c$  350 kg/cm<sup>2</sup> del sótano 2 al décimo nivel y  $f'c$  210 kg/cm<sup>2</sup> del onceavo al último nivel.

### 3.3.2 Desarrollo de la investigación

En la figura 17 se presentan las fases que se tuvieron en cuenta para el desarrollo de la investigación.

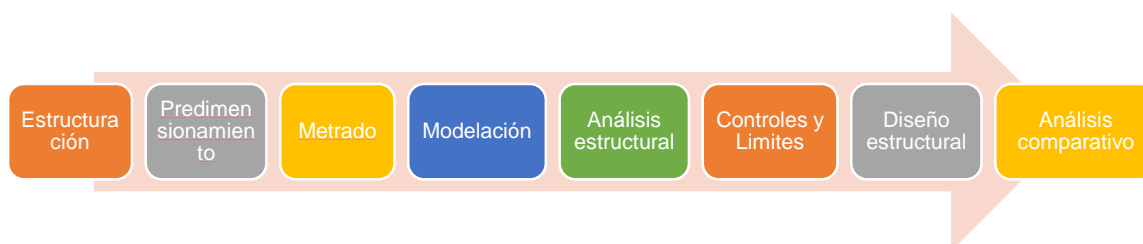


Figura 17: Fases del desarrollo de la investigación

La estructuración se inicia con la arquitectura para la adecuada configuración estructural; luego, el pre-dimensionamiento teniendo en consideración criterios teóricos como punto de partida; continúa el metrado de cargas verticales y horizontales según la Norma E020; el modelo estructural con el uso del programa ETABS 2015 para realizar el análisis sísmico y así obtener de los esfuerzos internos; la verificación de controles y límites permisibles; el diseño estructural para la elaboración de los planos definitivos; y, finalmente, el análisis comparativo para obtener la variación económica que se pretende conocer.

#### 3.3.2.1 Principales incidencias en el análisis estructural:

Se parte con la condición de obtener comportamientos estructurales similares principalmente en las distorsiones de entrepisos en los tres modelos estructurales (edificio1, edificio2 y edificio3). Es así que después una serie de iteraciones en las dimensiones para cumplir lo estipulado en la norma E030, se obtienen distorsiones de entrepisos máximos para cada edificio. El primer edificio con una distorsión de entrepiso máximo 0.0049, el segundo 0.0062, y el tercero 0.0062 en la dirección transversal "X" (ver tabla 49). Estos valores se diferencian en comparación al primer edificio en 26.84% respecto al segundo edificio; y 26.28% respecto al tercer edificio. Con esto se prosigue al diseño estructural, dejando en claro que el segundo y tercer edificio presentan mayor flexibilidad.

### **3.3.2.2 Principales incidencias en el diseño estructural:**

El diseño estructural en concreto armado es un trabajo iterativo y se desarrolló de forma manual con el soporte de hojas Excel donde se obtuvo un manejo más detallado de la parte operativa del diseño. Así mismo, el diseño de los elementos estructurales no pretende ser muy conservador; por el contrario, se busca un diseño óptimo, que se logra tratando que en el diseño estructural los elementos trabajasen con esfuerzos actuantes muy cercanos a los resistentes en cada caso de diseño.

Cada modelo estructural (edificio1, edificio2 y edificio3) diseñado está conformado de 2 sótanos y 21 pisos, y están diseñados en cuatro bloques similares. En el caso del primer edificio las divisiones son: el primero del Sótano 1 al Techo 5, el segundo del Techo 6 al Techo 10, el tercer del Techo 11 al Techo 15 y el cuarto del Techo 16 al último techo. De forma similar el segundo y tercer edificio.

En el caso del dimensionamiento, se analizó la posibilidad de reducir las secciones a medida que se sube de nivel; en vigas esta cuestión, se vio restringida puesto que los valores de esfuerzos internos en estos elementos son predominados por las luces y las cargas vivas aplicadas a este elemento. En columnas, la reducción de secciones cuando se usa concretos de mayor resistencia, fue muy recomendada por antecedentes encontrados para esta investigación, siendo la más factible. Es así que en columnas se trabajó partiendo de una sección que cumpliera los requerimientos de esfuerzos máximos del análisis estructural en el sótano 2, y a partir de esta sección, se generaliza en todos los niveles. Posteriormente, se prosigue a verificar los diagramas de interacción de cada grupo de columnas por nivel, para evaluar el par de momento flector – carga axial y observar que se encuentren dentro del diagrama de interacción calculado para la sección propuesta. Luego se reducen la sección de las columnas que sean muy conservadoras para así llegar a un diseño óptimo. En placas esta cuestión no fue muy factible puesto que se usa un espesor mínimo para cada caso.

Después de todo el procedimiento ya mencionado se pasa a evaluar los resultados hallados por la variación resultante ante el uso de concretos de mayor resistencia en el diseño estructural.

## CAPÍTULO IV

### DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

#### 4.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El presente proyecto tiene por concepción el análisis y diseño estructural en concreto armado destinado a uso habitacional de tres modelos estructurales (edificio1, edificio2 y edificio3) con la configuración de una sola edificación, con el uso de concretos de mayor resistencia en el diseño estructural. Está ubicado en:

- Región: Junín
- Provincia: Huancayo
- Distrito: Huancayo
- Dirección: Altura Av. Huancavelica y Loreto

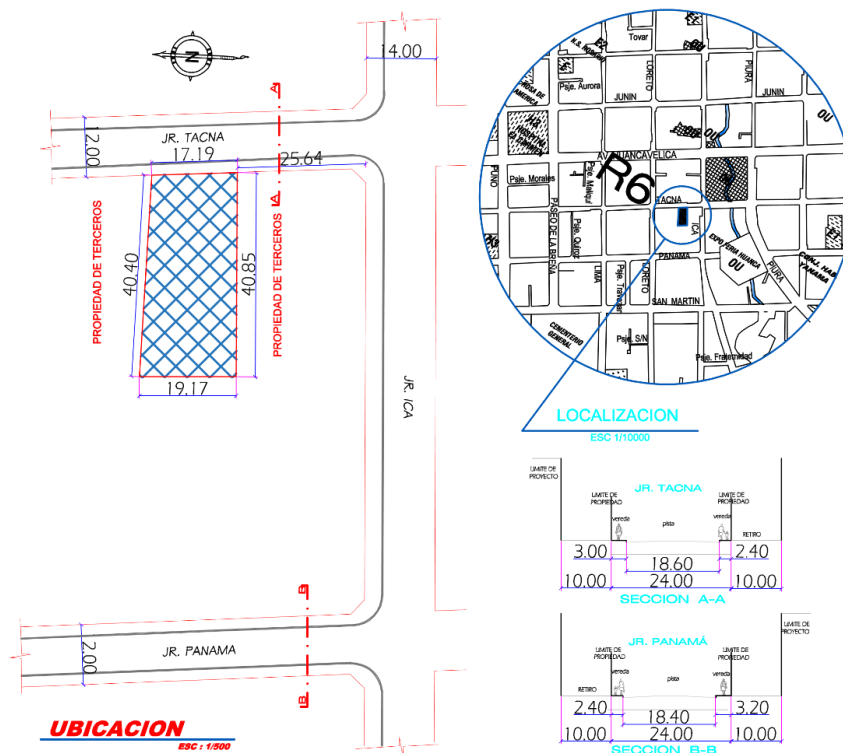


Figura 18: Plano de Ubicación

La edificación está conformada por 21 pisos y 2 sótanos. Los sótanos 1 y 2 están destinados a estacionamientos, del primer al quinto nivel, a oficinas; y, por último, del sexto al último nivel, a departamentos. El primer edificio es diseñado con un concreto de resistencia a la compresión de  $210\text{kg/cm}^2$  en todos los niveles, el segundo edificio diseñado con  $350\text{kg/cm}^2$  del sótano 2 al último nivel, y por último el tercer edificio diseñado con  $350\text{ kg/cm}^2$  del sótano 2 al décimo nivel y  $210\text{ kg/cm}^2$  del onceavo al último nivel.

El suelo está compuesto por grava mal graduada (clasificado por SUCS como GP) sin presencia de nivel freático. El área techada por piso es de  $733.43\text{ m}^2$  en el primer y segundo sótano y  $649.33\text{ m}^2$  del primer al último nivel. La altura total de la edificación hasta el nivel del cuarto de máquinas es de  $71.50\text{m}$ . La distribución de ambientes de cada nivel está de acuerdo al uso descrito en la tabla 4:

Tabla 4: Distribución de usos

NUMERO DE TECHO	USO	H (entre piso)
CTO. MAQ.	CTO. MAQ.	1.80
AZOTEA	AZOTEA	2.60
TECHO 20	DEPARTAMENTOS	2.90
TECHO 19	DEPARTAMENTOS	2.60
TECHO 18	DEPARTAMENTOS	2.60
TECHO 17	DEPARTAMENTOS	2.60
TECHO 16	DEPARTAMENTOS	2.60
TECHO 15	DEPARTAMENTOS	2.60
TECHO 14	DEPARTAMENTOS	2.60
TECHO 13	DEPARTAMENTOS	2.60
TECHO 12	DEPARTAMENTOS	2.60
TECHO 11	DEPARTAMENTOS	2.60
TECHO 10	DEPARTAMENTOS	2.60
TECHO 9	DEPARTAMENTOS	2.60
TECHO 8	DEPARTAMENTOS	2.60
TECHO 7	DEPARTAMENTOS	2.60
TECHO 6	DEPARTAMENTOS	2.60
TECHO 5	OFICINA	2.80
TECHO 4	OFICINA	2.80
TECHO 3	OFICINA	2.80
TECHO 2	OFICINA	2.80
MEZANINE	TIENDA	3.20
TECHO 1	TIENDA	3.35
SOTANO 1	ESTACIONAMIENTO	2.75
SOTANO 2	ESTACIONAMIENTO	2.50

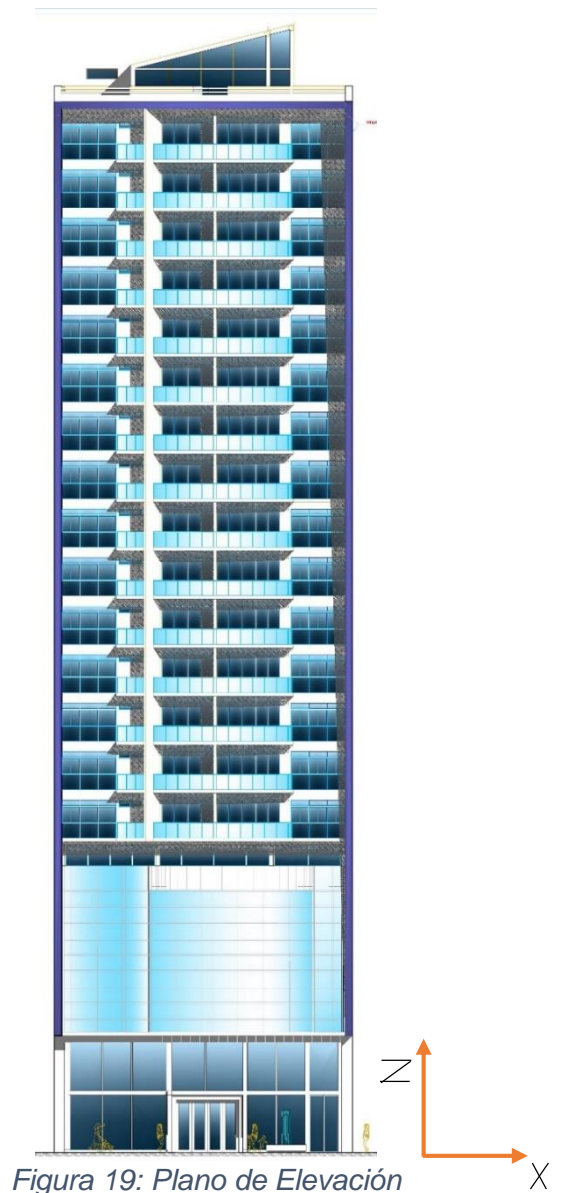


Figura 19: Plano de Elevación



### 4.1.1 Planos

#### ➤ Arquitectura del sótano 1 al sótano 2.

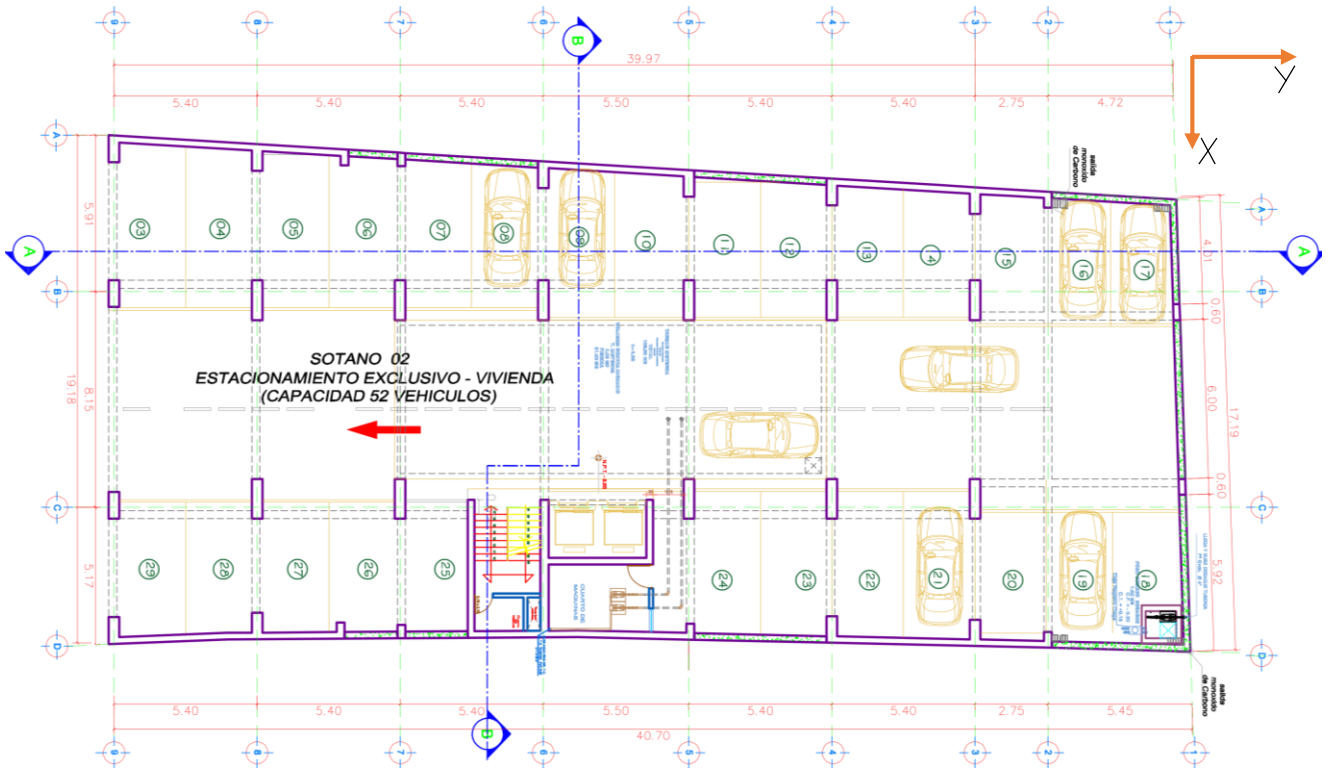


Figura 20: Arquitectura del Sótano 1 - Sótano 2

#### ➤ Arquitectura del techo 1 al mezanine.

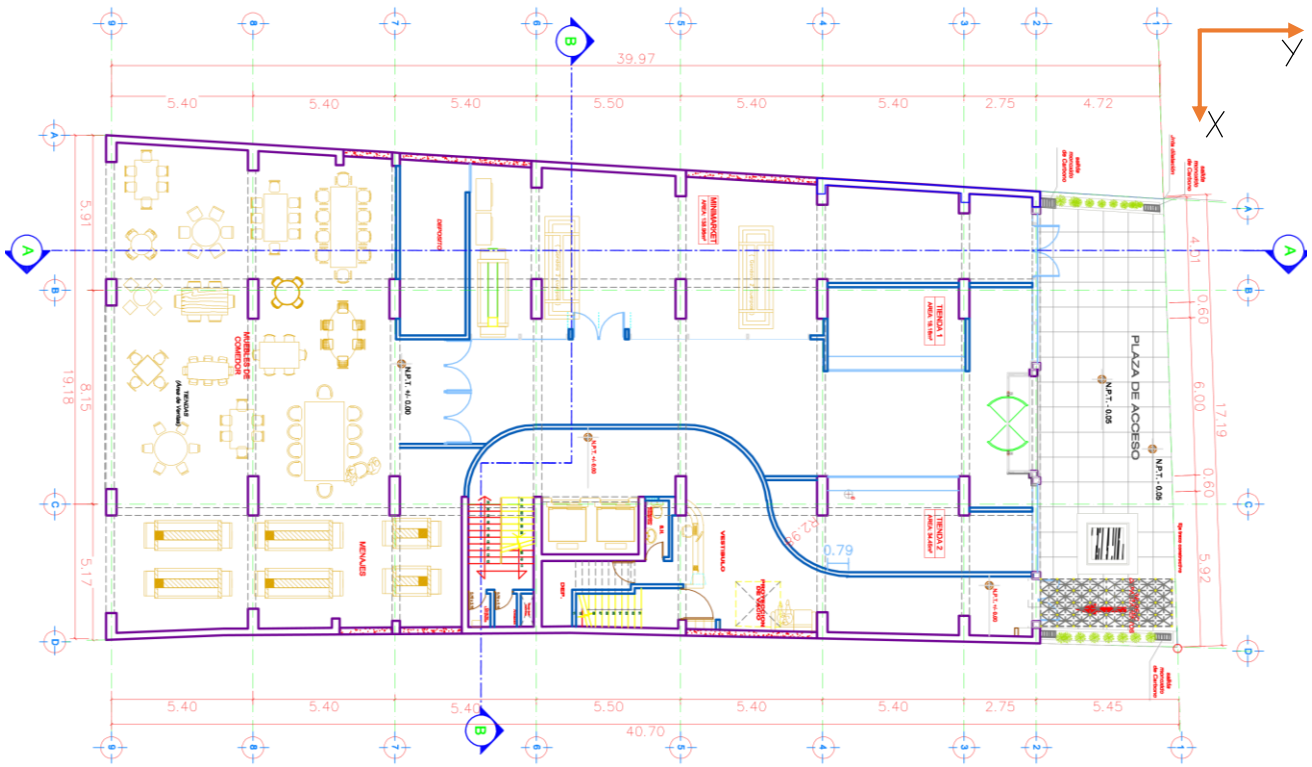


Figura 21: Arquitectura del techo 1 – mezanine

➤ Arquitectura del techo 2 al techo 5.

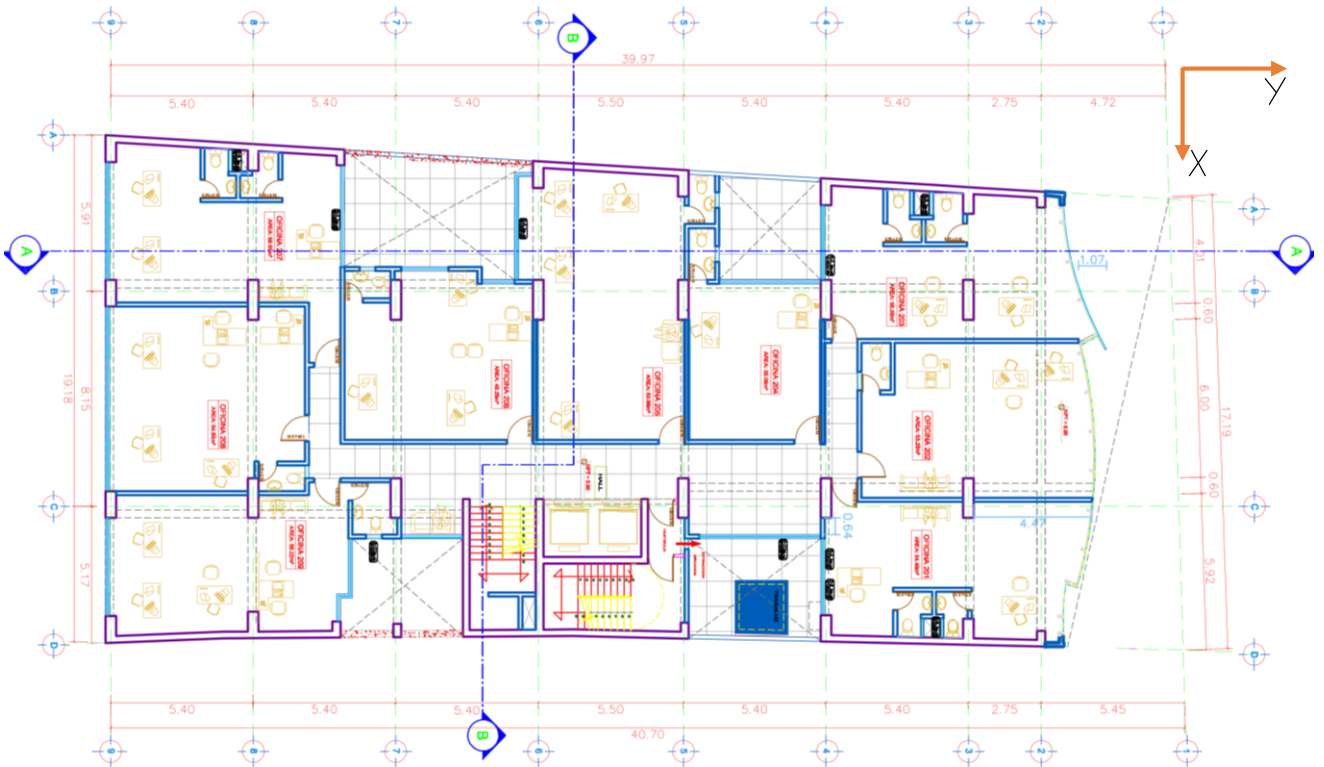


Figura 22: Arquitectura del techo 2 – techo 5

➤ Arquitectura del techo 6 al techo 20.

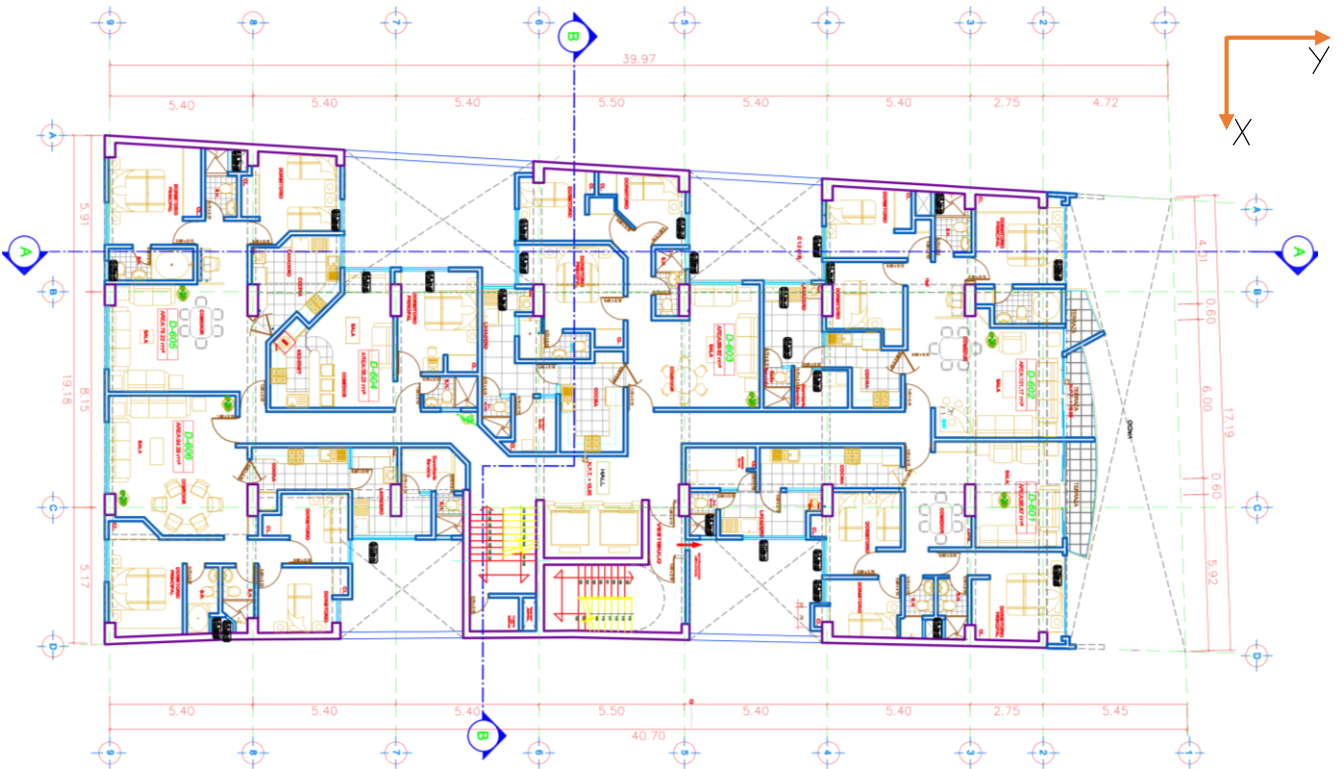


Figura 23: Arquitectura del techo 6 – techo 20

➤ Cote A – A / B – B

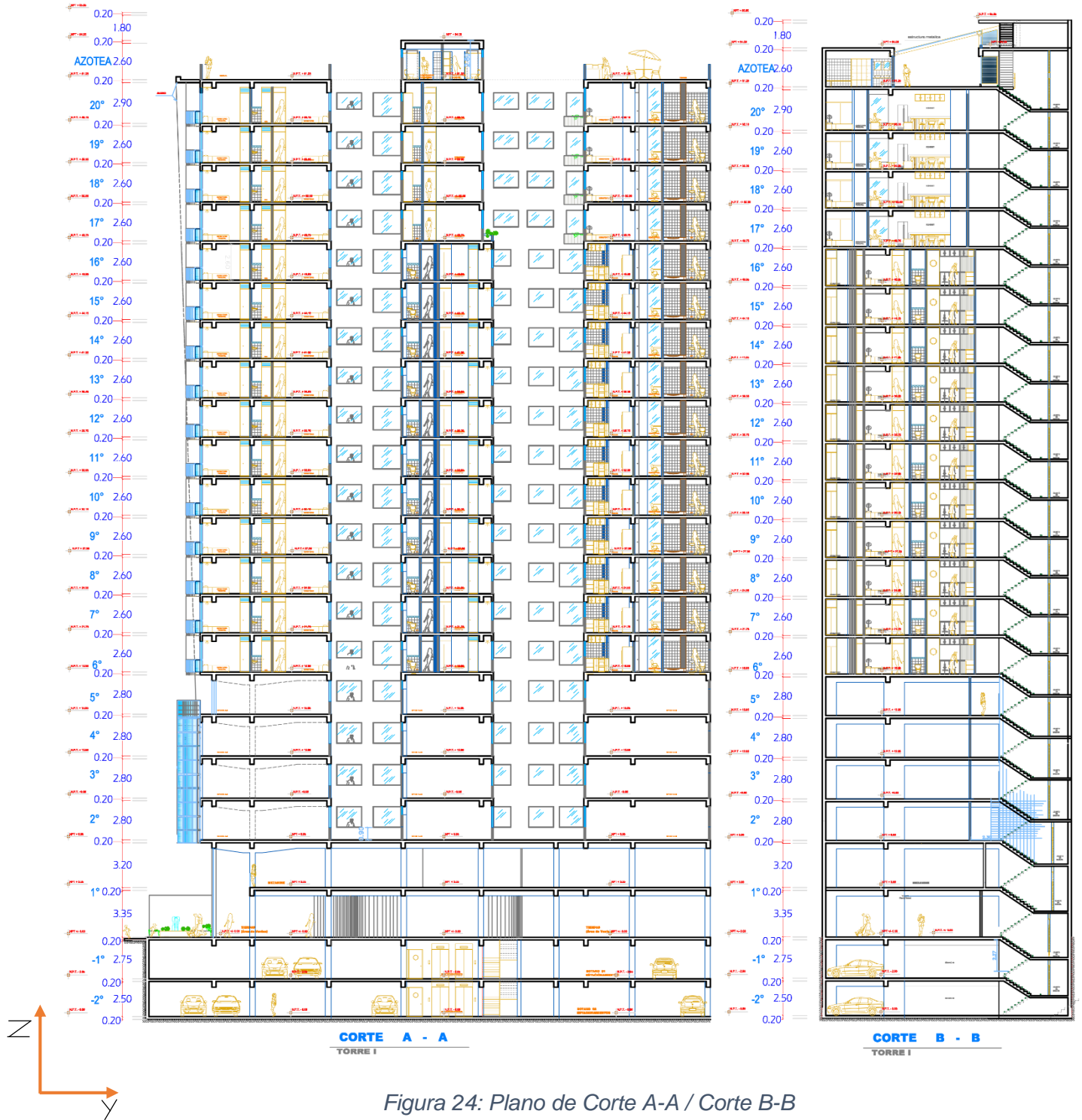


Figura 24: Plano de Corte A-A / Corte B-B

## 4.1.2 Estructuración

Se estructuró en base a la arquitectura propuesta en el proyecto, buscando no modificarla y procurando realizar la mínima cantidad de cambios. Se tomó en cuenta criterios teóricos como la simetría y simplicidad, la resistencia y la ductilidad, hiperstaticidad y monolitismo, uniformidad y continuidad, rigidez lateral, diafragma rígido y elementos no estructurales. Estos criterios aportan adecuadamente a una buena estructuración.

Se respetó y uniformizó la ubicación de vigas, placas y columnas propuestas en la arquitectura, logrando la siguiente distribución de elementos estructurales con sus respectivas dimensiones:

- Estructuración del sótano 1 al sótano 2 (1er edificio  $f'c=210\text{kg/cm}^2$ ).

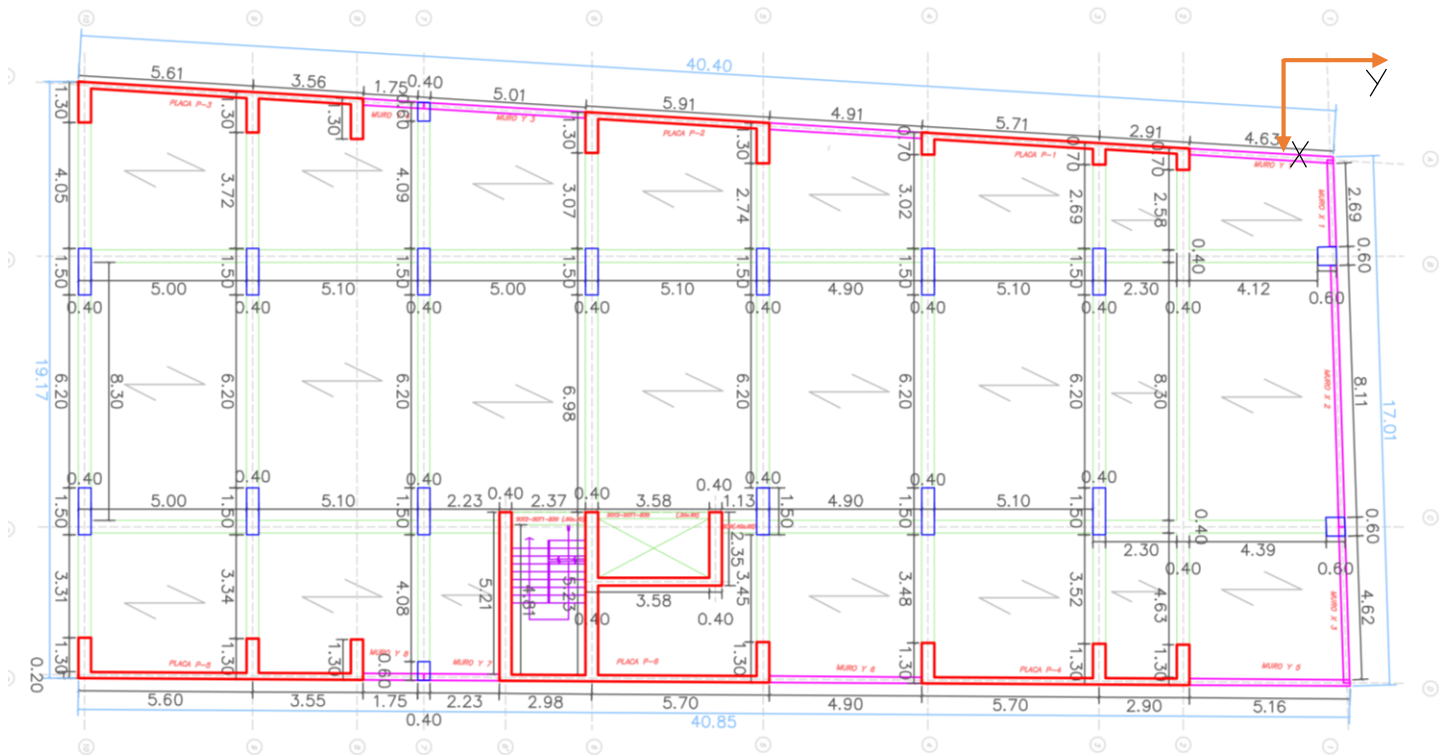


Figura 25: Estructuración del sótano 1 – sótano 2

Estructuración del techo 1 al mezanine ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ ).

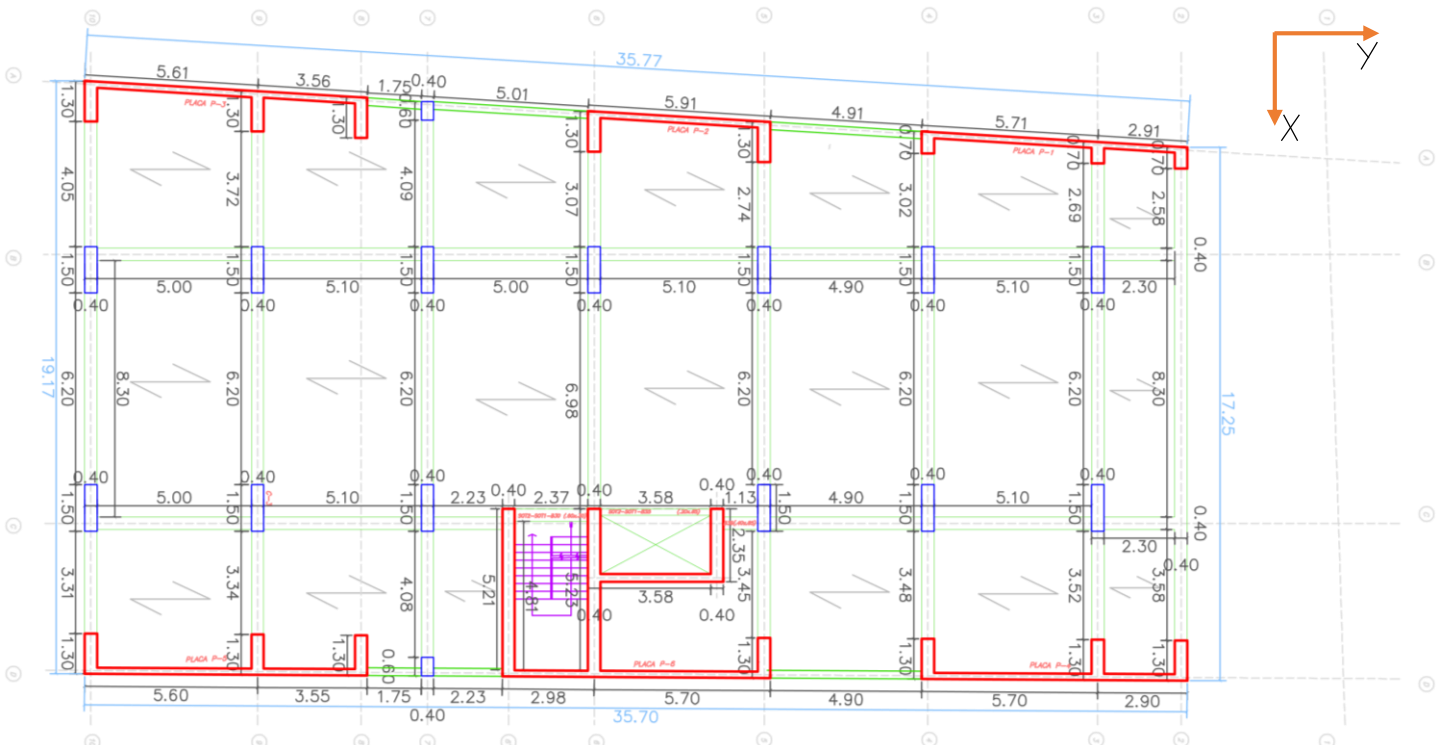


Figura 26: Estructuración del techo 1 – mezanine 2

➤ Estructuración del techo 2 al techo 5 ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ ).

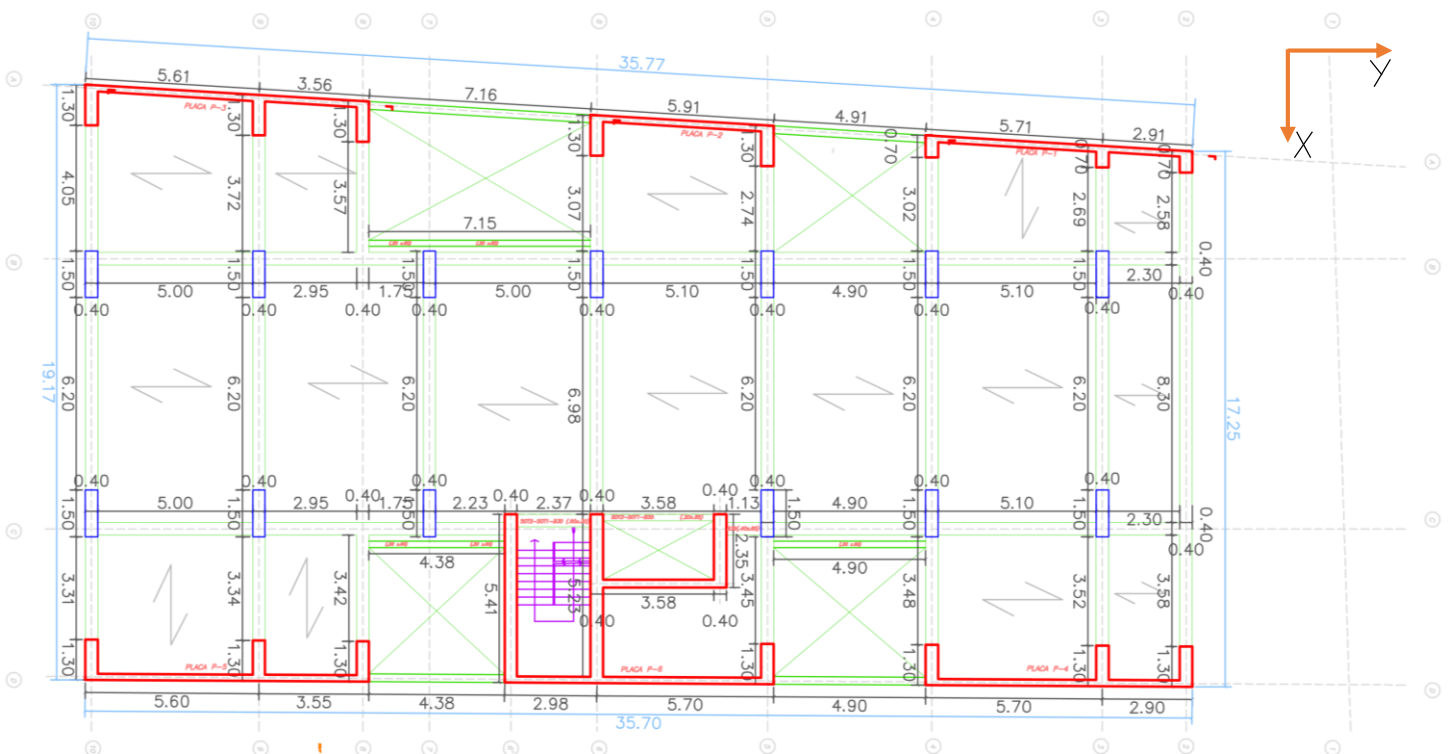


Figura 27: Estructuración final del techo 2 – techo 5

## Estructuración del techo 6 al techo 20 ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ ).

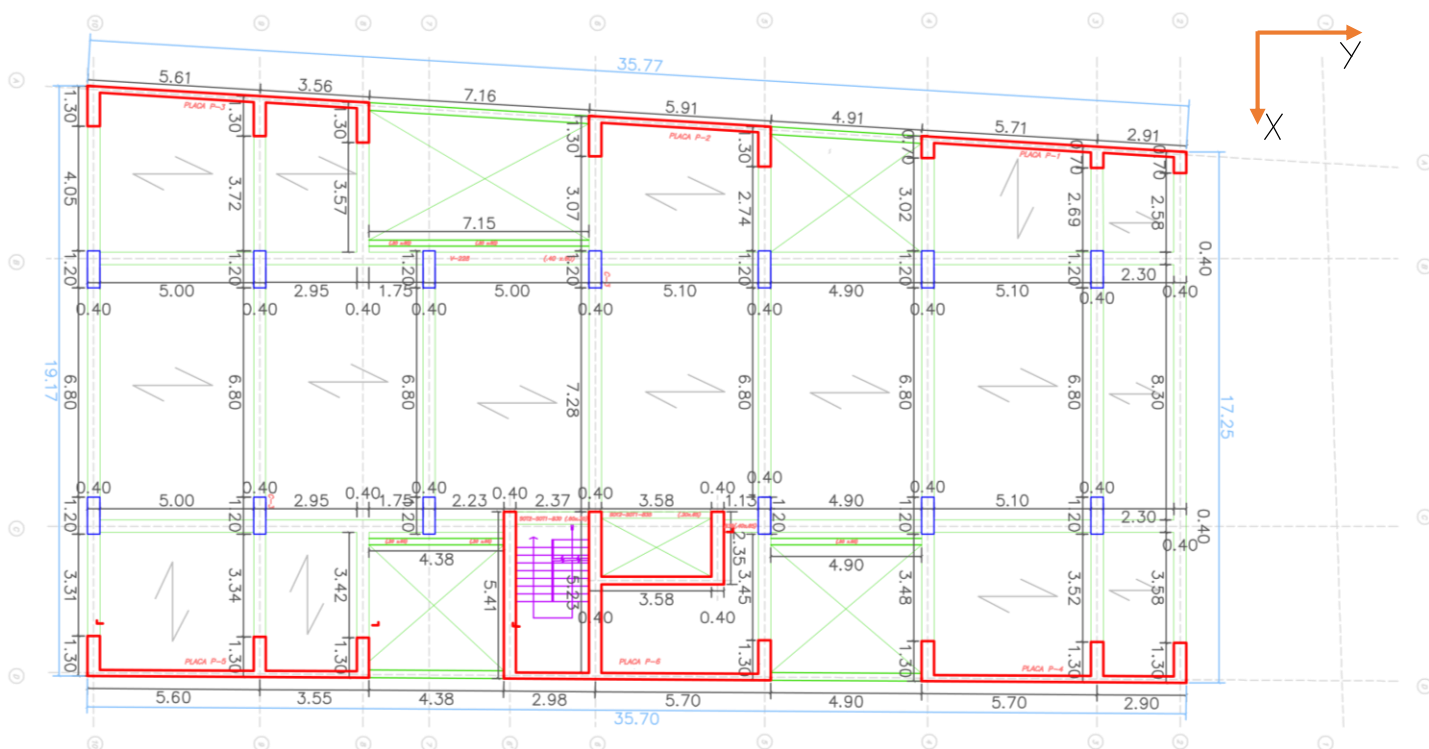


Figura 28: Estructura del techo 6 - techo 20

### 4.1.3 Criterios de pre-dimensionamiento

El pre-dimensionamiento consiste en dar dimensiones a los elementos estructurales como losas, vigas, columnas y muros, basados en recomendaciones de la práctica en Ingeniería Civil y consideraciones de la Norma Técnica Peruana E 060. Estas consideraciones están basadas en sobrecargas moderadas al uso del proyecto, cargas sísmicas, consideraciones de deflexiones, control de fisuración; es decir, dimensiones que brinde a la estructura una buena resistencia y rigidez lateral. Por lo general las dimensiones deben respetar las distribuciones arquitectónicas y de otras especialidades, para así ser validadas en el diseño final.

#### A. Losas

Los paños típicos son de 5.10x8.30 m (ver figura 19); por consideraciones económicas se optó por losas aligeradas. El pre-dimensionamiento de las losas aligeradas en una dirección se realiza dividiendo la luz libre entre 25. Por ende, se determinó colocar losas aligeradas de 25 cm en la dirección Y-Y.

- Espesor = Luz libre / 25
- Espesor =  $5.10 / 25 = 0.204\text{m}$  0.25m

El pre-dimensionamiento de las losas macizas en dos direcciones (relación largo ancho es menor a 2) se realiza dividiendo el perímetro del paño entre 180 o dividiendo la luz libre entre 40, con lo que se obtiene una losa de 20cm de peralte.

- Espesor = Perímetro / 180 o  $L_n/40$
- Espesor =  $26.8 / 180 = 0.15\text{m}$
- Espesor =  $8.30 / 40 = 0.20\text{m}$

## B. Vigas

Las vigas se pre-dimensionan considerando que las dimensiones del peralte estén entre un décimo y un doceavo de la luz libre. Esta consideración mínima permite evitar deflexiones excesivas y ayudar a la rigidez lateral del edificio. Para el ancho se debe tomar entre el 30% y 50% del peralte, además la Norma E-060 recomienda que el ancho de viga sea como mínimo 25 cm para vigas sísmicas.

- Peralte:  $H = \text{Luz libre} / 10 = 7.60 / 10 = 0.76\text{m}$ 
  - Ancho:  $B = 0.3H = 0.23\text{m}$
  - Ancho:  $B = 0.5H = 0.38\text{m}$
- Peralte:  $H = \text{Luz libre} / 12 = 7.60 / 12 = 0.63\text{m}$ 
  - Ancho:  $B = 0.3H = 0.19\text{m}$
  - Ancho:  $B = 0.5H = 0.32\text{m}$

Finalmente se escogieron las siguientes dimensiones para el análisis estructural:

- Peralte:  $H = 0.65\text{m}$
- Ancho:  $B = 0.35\text{m}$

## C. Columnas

Las columnas con una carga axial mayor a  $0.1f_c A_g$  se pre-dimensionan en base a las cargas de servicio. De tenerse una menor carga axial se considera como vigas y se pre-dimensionan como tal.

En esta estructura se posee una cantidad suficiente de muros de corte en la dirección Y, encargándose de la responsabilidad sísmica en esa dirección. Por otro lado, en la dirección X es necesario que las columnas aporten ante una acción

sísmica por la poca cantidad de muros de corte en esta dirección. Es así que, se consideró un esfuerzo máximo de  $0.45 f'c$  para cargas de servicio.

- Área col.=  $P(\text{servicio}) / 0.45 \cdot f'c$ 
  - Dónde:  $P \text{ servicio} = (\text{Área Tributaria m}^2) \times (\text{N}^\circ \text{ Pisos}) \times (\text{Carga Servicio tn/m})$
- Área col.=  $((4.50+7.90)/2 \cdot (4.60+4.70)/2) \cdot 23 \cdot 1000 / 0.45 \cdot 210 = 7016.83 \text{cm}^2$

Opciones:

- Cuadrada:  $0.85\text{m} \cdot 0.85\text{m}$
- Rectangular:  $0.40\text{m} \cdot 1.75\text{m}$

Se opta peraltar las columnas en la dirección X por la cantidad limitada de muros en esta dirección.

#### **D. Muros de corte**

Norma E.060 brinda algunas indicaciones para establecer dimensiones tentativas señalando que el espesor de los muros de corte no deberá ser menor de  $1/25$  de la altura entre los elementos que le proporcionan apoyo lateral, ni menor de 15 cm.

Para el caso particular de ambos edificios la distancia entre apoyos laterales de las placas corresponde a la altura de piso a piso, la cual es de 3.55 m. El espesor mínimo para esta condición es el siguiente:

- $E = l_n / 25 = 355 / 25 = 14.2 \text{cm}$

Para los cálculos pre-dimensionados de la estructura, se considerará un espesor de 15cm para todos los muros a fin de darle mayor rigidez.

Luego del análisis sísmico se verificará iterativamente qué dimensiones son las adecuadas para cumplir el control de deformaciones laterales y esfuerzos máximos.



#### 4.1.4 Cargas aplicables

En la tabla 5 se presentan las cargas vivas que serán consideradas para modelar los edificios. Estos valores no varían puesto que los usos que se asignaron serán los mismos en los tres modelos estructurales (edificio1, edificio2 y edificio3).

*Tabla 5: Cargas aplicables al modelo*

	CARGA VIVA		kg/m <sup>2</sup>	kg/m <sup>2</sup>
	Altura al eje	Uso	cv (aligerado-maciza)	cv (escalera)
<b>TECHO 20</b>	3.10	DEPARTAMENTOS	200	200
<b>TECHO 19</b>	2.80	DEPARTAMENTOS	200	200
<b>TECHO 18</b>	2.80	DEPARTAMENTOS	200	200
<b>TECHO 17</b>	2.80	DEPARTAMENTOS	200	200
<b>TECHO 16</b>	2.80	DEPARTAMENTOS	200	200
<b>TECHO 15</b>	2.80	DEPARTAMENTOS	200	200
<b>TECHO 14</b>	2.80	DEPARTAMENTOS	200	200
<b>TECHO 13</b>	2.80	DEPARTAMENTOS	200	200
<b>TECHO 12</b>	2.80	DEPARTAMENTOS	200	200
<b>TECHO 11</b>	2.80	DEPARTAMENTOS	200	200
<b>TECHO 10</b>	2.80	DEPARTAMENTOS	200	200
<b>TECHO 9</b>	2.80	DEPARTAMENTOS	200	200
<b>TECHO 8</b>	2.80	DEPARTAMENTOS	200	200
<b>TECHO 7</b>	2.80	DEPARTAMENTOS	200	200
<b>TECHO 6</b>	2.80	DEPARTAMENTOS	200	200
<b>TECHO 5</b>	3.00	OFICINA	250	400
<b>TECHO 4</b>	3.00	OFICINA	250	400
<b>TECHO 3</b>	3.00	OFICINA	250	400
<b>TECHO 2</b>	3.00	OFICINA	250	400
<b>MEZANINE</b>	3.40	TIENDA	500	500
<b>TECHO 1</b>	3.55	TIENDA	500	500
<b>SOTANO 1</b>	2.95	ESTACIONAMIENTO	250	250
<b>SOTANO 2</b>	2.70	ESTACIONAMIENTO	250	250

#### 4.1.5 Análisis y método de diseño utilizado

En la tabla 6 se presentan los métodos de diseño para cada elemento estructural que conforma la superestructura de cada edificio.

*Tabla 6: Métodos de diseño por elemento estructural*

ELEMENTO	METODO DE DISEÑO
<b>VIGA</b>	método de resistencia (flexión) método de capacidad (cortante)
<b>COLUMNA</b>	método de la resistencia (flexo-compresión) método de capacidad (cortante)
<b>PLACA</b>	método de la resistencia (flexo-compresión) método de capacidad (cortante)

#### 4.1.6 Modelo en ETABS

Comprende la fase de modelaje, donde se determinan y analizan los esfuerzos y deformaciones de la estructura. Para ello se utilizan técnicas de análisis matricial de estructuras y análisis por el método de elementos finitos, que involucran una gran cantidad de cálculos numéricos, de modo que es esencial utilizar algún programa de cómputo para esta fase.

Una de las herramientas más versátiles es el software ETABS 2015, que es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos con especiales características para el análisis estructural de edificaciones. Permite desarrollar la geometría del modelo mediante un conjunto de elementos (frame, wall), a los cuales se les asignan propiedades mecánicas (módulo de elasticidad, coeficiente de poisson, etc.), propiedades geométricas (dimensiones de secciones transversales, espesores en el caso de losas, etc.), el material (concreto, acero) y las solicitaciones de carga (fuerzas, desplazamientos, cambios de temperatura, etc.).

Se dejará en claro que para el desarrollo de esta tesis el software ETABS 2015 únicamente es para el análisis estructural, con lo cual se facilita sustancialmente la obtención de esfuerzos internos ante cargas verticales y horizontales. Así mismo, se aclara que el diseño estructural se realiza con el uso de hojas de cálculo en Excel lo cual facilita el trabajo operativo del diseño estructural de vigas, columnas y placas.

#### 4.1.7 Análisis de la consideración del proceso constructivo

Actualmente existen softwares en los cuales se puede considerar el efecto del proceso constructivo en el análisis y diseño de edificaciones, puesto que, como se detalla en el ítem 2.2.1.1 (Proceso constructivo) el no considerarlo genera diagramas de momentos no reales en los pisos superiores de edificios elevados de más de 10 pisos. Es así que, se evalúa esta variación con la referencia de San Bartolomé, al analizar un pórtico sin considerar el efecto del proceso constructivo, que se muestra en la figura 29.

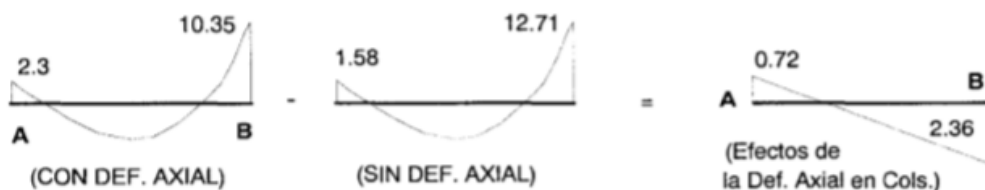


Figura 29: Solución matricial sin considerar el proceso constructivo.  
Fuente: análisis de edificios (San Bartolomé)

Se escogerá las vigas del último nivel correspondiente al pórtico 3 del primer edificio diseñado en esta investigación para presentarlo en la figura 30 y 31 mostrando los diagramas de fuerza cortante y momento flector para elemento del caso de carga muerta considerando el proceso constructivo. Es así que, la figura 30 muestra un comportamiento similar al no considerar el proceso constructivo que plantea San Bartolomé en la figura 29.

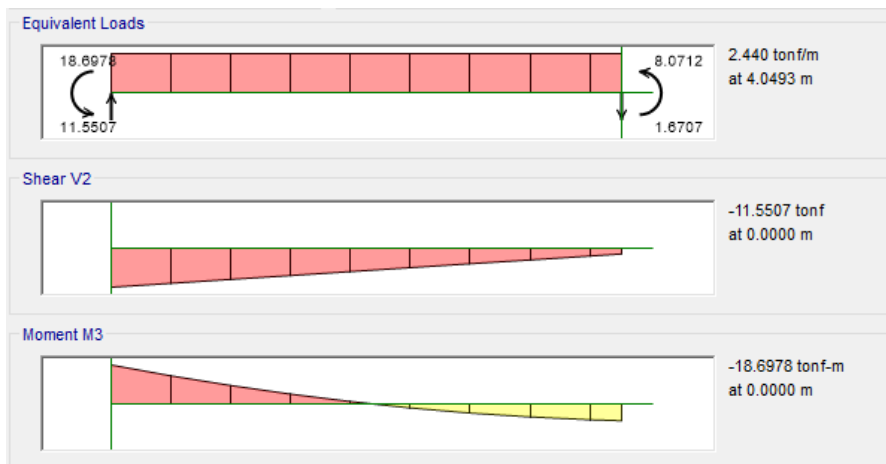


Figura 30: Diagrama de fuerza cortante y momento flector en una viga del último nivel del pórtico 3 generado por la carga muerta sin considerar el proceso constructivo

Al considerar el efecto del proceso constructivo en el análisis estructural, las columnas son construidas a plomo con lo cual se corrige la rotación del nudo inmediato interior y las vigas son encofradas de manera horizontal, por lo que se compensa la pérdida de altura en las columnas producidas por su deformación axial, obteniendo los valores corregidos en la figura 31 tanto en fuerza cortante y momento flector.

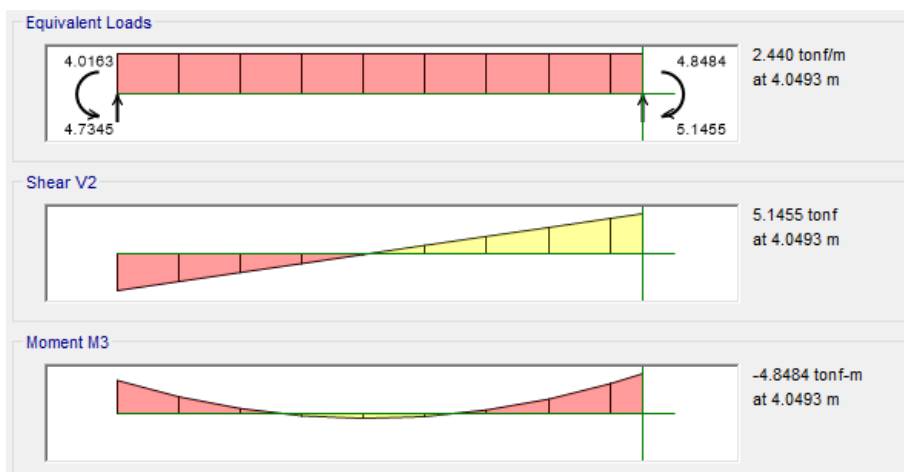


Figura 31: Diagrama de fuerza cortante y momento flector en una viga del último nivel del pórtico 3 generado por la carga muerta considerando el proceso constructivo

Posterior al análisis realizado, en la tabla 7 se presenta la variación de momentos flectores del pórtico ubicado en eje transversal 3 de los últimos 5 niveles del primer

edificio analizado. En la figura 32 se observa cómo se corrigen los momentos flectores gracias a la aplicación del proceso constructivo en el modelo estructural.

Tabla 7: Variación de los valores de momentos flectores en los últimos cinco niveles del edificio

	sin proceso constructivo		con proceso constructivo	reducción
<b>techo 20</b>	19.0582	100%	14.6532	26.96%
<b>techo 19</b>	19.4999	100%	14.3700	26.31%
<b>techo 18</b>	19.0481	100%	14.074	26.11%
<b>techo 17</b>	19.0661	100%	14.0477	26.32%
<b>techo 16</b>	18.9049	100%	14.1921	24.93%
<b>techo 15</b>	17.8702	100%	13.5445	24.21%

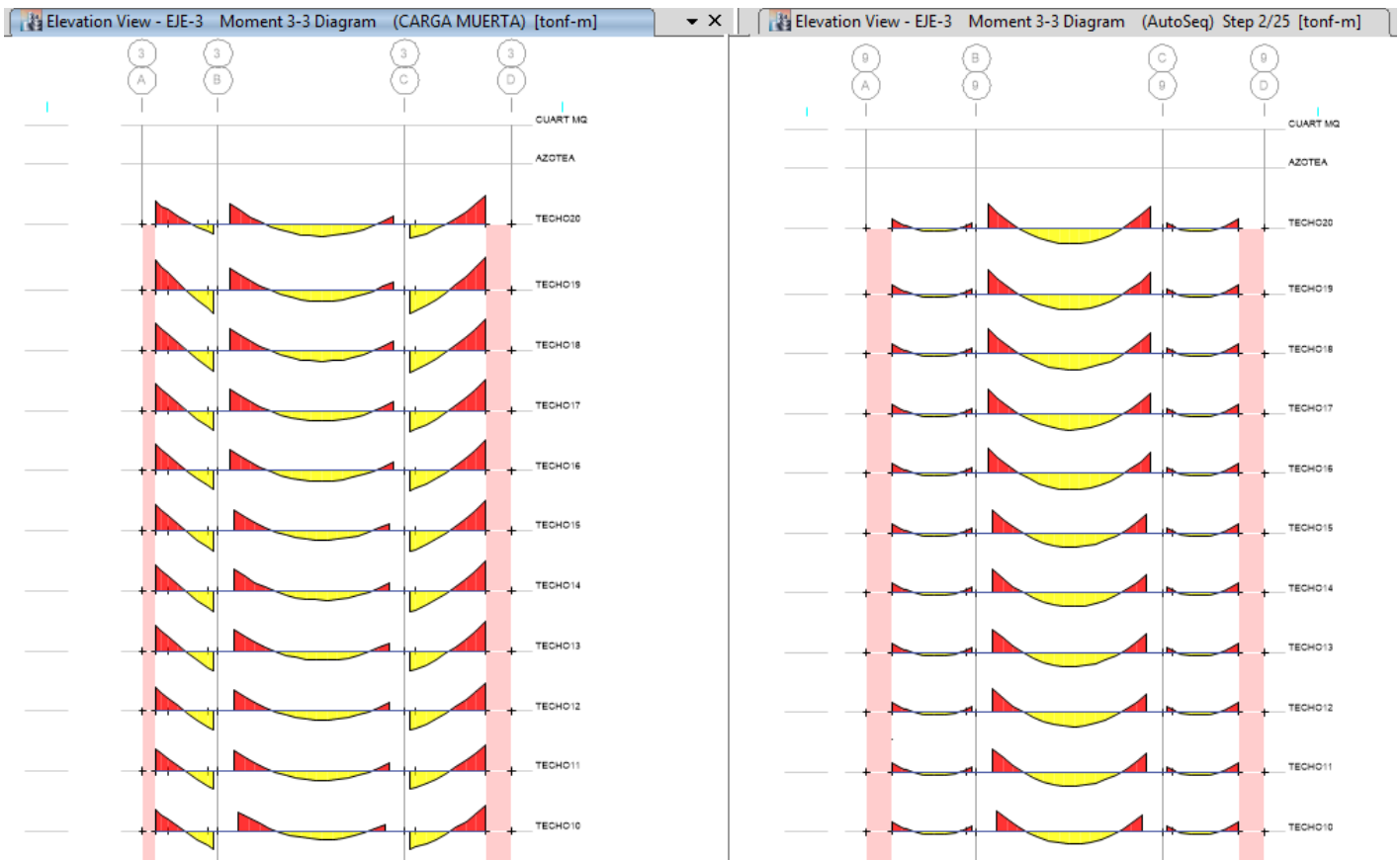


Figura 32: Diagrama de momento flector en el caso de carga muerta sin considerar el proceso constructivo y considerándolo

Con ello, se muestra una variación promedio del 25.81% en la reducción de los valores de momentos flectores de los últimos 5 niveles del edificio analizado en esta investigación, por la corrección de las rotaciones y deformaciones axiales al considerar los efectos del proceso constructivo.

## 4.2 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS

Es importante manejar preliminarmente el análisis estructural, diseño estructural y análisis de deflexiones en el sistema de losa que se pretenderá usar en las edificaciones. Con esto, se permite definir y validar los espesores de acuerdo a los espacios y usos que se tendrán en los ambientes, y de esta manera, continuar con el análisis y diseño de la estructura de forma integral.

### 4.2.1 Consideraciones generales para el diseño por flexión y cortante

Los sistemas de losas aligeradas son elementos estructurales que soportan solo cargas de gravedad, por lo tanto, el diseño se realiza con la combinación 1.4 CM + 1.7 CV.

El diseño del sistema de losas aligeradas se realiza bajo el criterio de vigas en T, con ancho de ala igual a 0.40m. Para el momento negativo, la sección trabaja como viga rectangular con ancho de alma 0.40m. Para el momento positivo, sección trabaja como viga rectangular con ancho de alma 0.10m.

La cuantía de acero mínimo para un  $f'c=210\text{kg/cm}^2$  será 0.0024 y para un  $f'c=350\text{kg/cm}^2$  será 0.0031.

- $A_s \text{ min } (f'c=210\text{kg/cm}^2) = 0.0024 * b * d$
- $A_s \text{ min } (f'c=350\text{kg/cm}^2) = 0.0031 * b * d$

Para el valor de la fuerza cortante que es capaz de soportar el concreto para secciones transversales en losas aligeradas, la Norma E060 indica que este valor resistente puede ser amplificado por 1.1, por lo tanto, el cortante resistente es:

- $\Phi V_n = \Phi 1.1 (0.53\sqrt{f'c}) * b_w * d$

Al tratarse de losa aligerada, es el concreto el único material que resiste las solicitaciones por fuerza cortante ya que en losas no se coloca refuerzo por corte (estribos). Por lo tanto,  $V_n = V_c$ , donde  $V_c$  es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto. Si llegase a ocurrir que el cortante resistente es menor que el cortante último crítico, se realiza ensanche de viguetas mediante el retiro de bloquetas en las zonas críticas. El retiro de bloquetas puede realizarse en forma alternada o total.

## 4.2.2 Consideraciones generales para el cálculo de deflexiones

Para realizar el chequeo de deflexiones es necesario utilizar el método por esfuerzos admisibles, mediante el cual se puede garantizar que la estructura tendrá un adecuado funcionamiento bajo cargas de servicio.

### 4.2.2.1 Deflexiones instantáneas

Las deflexiones instantáneas o inmediatas son aquellas generadas por el efecto instantáneo que tienen las cargas sobre los elementos. Su determinación se da directamente del análisis estructural elástico, teniendo en cuenta el agrietamiento de las secciones y el aporte del acero de refuerzo. (Ottazi, 2011)

$$\triangleright \Delta_i = [5 * L_n^2 / 48 * E_c * I_{ef}] * [M_{CL} - 0.10(M_L + M_D)]$$

Donde:

- $L_n$  = Luz libre del elemento en el tramo en estudio.
- $E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto.
- $I_{ef}$  = momento de Inercia efectiva de la sección en el punto en el cual se analiza la deflexión.
- $M_{CL}$ =Momento en el centro del tramo debido a cargas de servicio.
- $M_L, M_D$ = Momentos negativos en los extremos del tramo (sin signo).

Para el cálculo de estas deflexiones, se tienen en cuenta tres tipos de inercias: la inercia bruta, la inercia crítica en estado de agrietamiento y una inercia efectiva (Flores 2018).

1. La inercia bruta: Es la inercia de la sección de concreto sin considerar el efecto que tienen los refuerzos de acero.

$$\triangleright I_g = b * h^3 / 12$$

Donde:

- $I_g$  = Momento de inercia bruta
- $b$  = ancho de sección
- $h$  = peralte de sección

2. La inercia crítica en estado de agrietamiento: Es la inercia que se da cuando la totalidad del concreto en tracción se ha fisurado, por lo que no aporta al cálculo de la inercia.

Primero se calcula el valor de  $c$  de la siguiente ecuación:

$$\text{➤ } bc^2 / 2 + [(n - 1)A's + nAs] - [(n - 1)A'sd' + nAsd] = 0$$

Obtenido  $c$ , se calcula el momento de inercia crítica:

$$\text{➤ } I_{cr} = bc^3 / 3 + nAs(d - c)^2 + (n - 1)A's(c - d')^2$$

Donde:

- $I_{cr}$  = Momento de inercia crítica en estado de agrietamiento
- $b$  = Ancho de sección
- $d$  = Peralte efectivo
- $d'$  = Recubrimiento
- $h$  = Peralte de sección
- $A's$  = Área de acero inferior
- $As$  = Área de acero superior
- $c$  = Distancia al eje neutro
- $n$  = Relación del módulo de elasticidad del acero entre el módulo de elasticidad del concreto

3. La inercia efectiva: Esta depende de la naturaleza de la viga siendo simple, continuas o en voladizo. Así mismo se presentan dos consideraciones:

- Si:  $M_a < M_{cr}$  ; entonces  $l_e = l_g$
- Si:  $M_a > M_{cr}$  ; entonces  $l_e = I_{cr}$

Donde:

- $M_a$  = Momento actuante de servicio
- $M_{cr}$  = Momento crítico de agrietamiento
- $l_e$  = Momento de Inercia Efectiva (considerando acero)
- $I_{cr}$  = Momento de Inercia de la sección agrietada (considerando acero)
- $l_g$  = Inercia de la sección bruta (sin considerar acero)

El momento crítico de agrietamiento está definido por la siguiente expresión:

$$\text{➤ } M_{cr} = f_r * I_g / Y_t ; f_r = 2\sqrt{f'c}$$

Donde:

- $M_{cr}$  = Momento crítico de agrietamiento
- $f_r$  = Resistencia del concreto a tracción por flexión
- $Y_t$  = Distancia del eje neutro a la fibra más comprimida

Para el cálculo de los momentos de inercia efectivos promedios serán los siguientes:

$$\triangleright I_{ef} = I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3} / 4$$

Donde:

- $I_{e1}$  y  $I_{e2}$  = Momentos de inercia en las secciones extremas del tramo
- $I_{e3}$  = Momento de inercia en la sección central del tramo.

#### 4.2.2.2 Deflexiones diferidas

Las deflexiones diferidas son aquellas que se dan por el efecto que tienen las cargas sobre el elemento a lo largo del tiempo. Es decir, dependen del tiempo que la carga actúa sobre el elemento (Ottazi, 2011).

$$\triangleright \Delta d = \lambda \Delta * \Delta i$$

$$\triangleright \lambda \Delta = \xi / (1 + 50\rho')$$

Donde:

- $\Delta d$  = Deflexión diferida
- $\Delta i$  = Deflexión Instantánea
- $\xi$  = Factor dependiente del tiempo = 2.0 para 5 años o más.
- $\rho'$  = Cuantía del acero en compresión

#### 4.2.2.3 Deflexiones límites

La Norma de Concreto Armado (E060) limita los valores de las deflexiones calculadas para garantizar la funcionalidad de estos elementos en la tabla 8.

*Tabla 8: Límite de deflexiones*

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva.	L/180
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	L/360
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	L/480
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		L/240



### 4.2.3 Análisis estructural losa aligerada

Se realizará el análisis estructural en el eje transversal Y donde se encuentra armada la losa aligerada planteada en la estructuración. En la figura 33 se presenta la idealización del sistema de losa aligerada con las dimensiones de eje a eje.

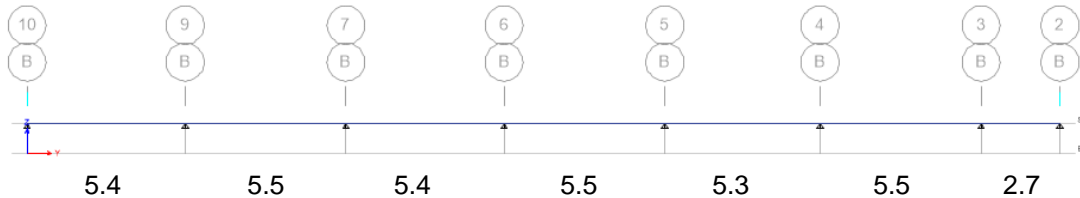


Figura 33: Idealización de losa aligerada armada en el eje transversal Y

De acuerdo al predimensionamiento el espesor de la losa aligerada es 0.25m, es así, que se realiza el metrado de cargas (tabla 9) para el techo más cargado considerando las sobre cargas que estipula en la Norma E020 de acuerdo al uso. En este caso se cuantificará las cargas muertas y cargas vivas presente en el techo 2.

Tabla 9: Metrado de cargas para el análisis estructural

CARGA MUERTA			
<b>PP losa</b>	350	0.4	= 0.140 tn/m
<b>P tab</b>	270	0.4	= 0.108 tn/m
<b>P piso terminado</b>	100	0.4	= 0.040 tn/m
TOTAL CM			= 0.288 tn/m
CARGA VIVA			
<b>S/C oficinas</b>	500	0.4	= 0.200 tn/m
TOTAL CV			= 0.200 tn/m
1.4 CM+1.7 CV			= 0.743 tn/m

Para la obtención de los esfuerzos máximos en el diseño estructural se considera la alternancia de cargas vivas en el modelo de análisis, después de cargar el modelo con los valores obtenidos de carga muerta y carga viva en la tabla 9.

### 4.2.3 Diseño estructural losa aligerada

Después de haber calculado los esfuerzos internos considerando la alternancia de cargas se procede a realizar el diseño estructural con los valores de los esfuerzos internos. Para el primer caso se diseñará la losa aligerada con un concreto de resistencia a la compresión  $210\text{kg/cm}^2$  y en el segundo caso se diseñará con  $350\text{kg/cm}^2$ .

### 4.2.3.1 Diseño por flexión

Diseño por flexión primer caso: ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )

Tabla 10: Diseño por flexión con un concreto de resistencia a la compresión  $210\text{kg/cm}^2$

	T-1		T-2		T-3		T-4		T-5		T-6		T-7		
	ext	inf	ext	inf	ext	inf	ext	inf	ext	inf	ext	inf	ext	inf	ext
<b>Mu-(tn*m)</b>	0.7742		2.1795		1.5783		1.8151		1.517		1.7564		1.409		0.1638
<b>Mu+(tn*m)</b>		1.6184		0.9143		1.11		1.2396		0.8168		1.2334		0.1293	
<b>b(cm)</b>	10	40	10	40	10	40	10	40	10	40	10	40	10	40	10
<b>d(cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
<b>p</b>	0.0045	0.0023	0.0143	0.0013	0.0098	0.0015	0.0115	0.0017	0.0093	0.0011	0.0110	0.0017	0.0086	0.1293	0.0009
<b>As sup req. (cm2)</b>	0.98		3.16		2.15		2.52		2.05		2.43		1.89		0.20
<b>As inf req. (cm2)</b>		2.00		1.12		1.36		1.52		1.00		1.52		0.16	
<b>As min (cm2)</b>	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41
<b># varillas sup</b>	1ø12mm		1ø5/8" +1ø1/2"		2ø1/2"		2ø1/2"		2ø1/2"		2ø1/2"		2ø1/2"		1ø12mm
<b># varillas inf</b>		2ø12mm		1ø12mm +1ø3/8"		1ø12mm +1ø3/8"		1ø12mm +1ø3/8"		1ø12mm +1ø3/8"		1ø12mm +1ø3/8"		1ø12mm	
<b>As sup col. (cm2)</b>	1.13		3.25		2.53		2.53		2.53		2.53		2.53		1.13
<b>As inf col. (cm2)</b>		2.26		1.84		1.84		1.84		1.84		1.84		1.13	

Diseño por flexión segundo caso: ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ )

Tabla 11: Diseño por flexión con un concreto de resistencia a la compresión  $350\text{kg/cm}^2$

	T-1		T-2		T-3		T-4		T-5		T-6		T-7		
	ext	inf	ext	inf	ext	inf	ext	inf	ext	inf	ext	inf	ext	inf	ext
<b>Mu-(tn*m)</b>	0.7742		2.2033		1.6098		1.8439		1.5479		1.7867		1.4138		0.1638
<b>Mu+(tn*m)</b>		1.6304		0.9304		1.1086		1.2528		0.8316		1.2488		0.1342	
<b>b(cm)</b>	10	40	10	40	10	40	10	40	10	40	10	40	10	40	10
<b>d(cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
<b>p</b>	0.0044	0.0023	0.0133	0.0013	0.0094	0.0015	0.0109	0.0017	0.0090	0.0011	0.0106	0.0017	0.0082	0.1342	0.0009
<b>As sup req. (cm2)</b>	0.96		2.93		2.07		2.40		1.99		2.32		1.81		0.20
<b>As inf req. (cm2)</b>		2.00		1.13		1.35		1.53		1.01		1.52		0.16	
<b>As min (cm2)</b>	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41
<b># varillas sup</b>	1ø12mm		1ø5/8" +1ø12mm		1ø1/2" +1ø12mm		1ø1/2" +1ø12mm		1ø1/2" +1ø12mm		1ø1/2" +1ø12mm		1ø1/2" +1ø12mm		1ø12mm
<b># varillas inf</b>		2ø12mm		1ø12mm +1ø3/8"		1ø12mm +1ø3/8"		1ø12mm +1ø3/8"		1ø12mm +1ø3/8"		1ø12mm +1ø3/8"		1ø12mm	
<b>As sup col. (cm2)</b>	1.13		3.11		2.40		2.40		2.40		2.40		2.40		1.13
<b>As inf col. (cm2)</b>		2.26		1.84		1.84		1.84		1.84		1.84		1.84	

### 4.2.3.1 Análisis de deflexiones

Análisis de deflexiones para el primer caso ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ ). Para realizar el análisis de deflexiones es necesario conocer los valores de esfuerzos actuantes bajo carga muerta y carga viva (figura 34 y 35).

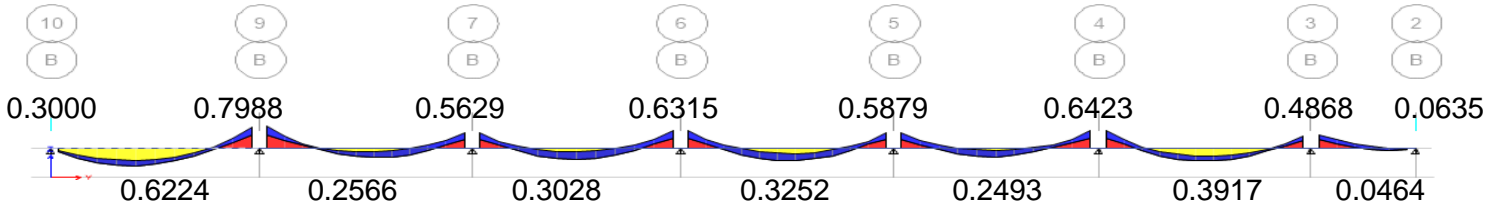


Figura 34: Esfuerzos bajo carga muerta para el análisis de deflexiones primer caso ( $\text{tn}\cdot\text{m}$ )

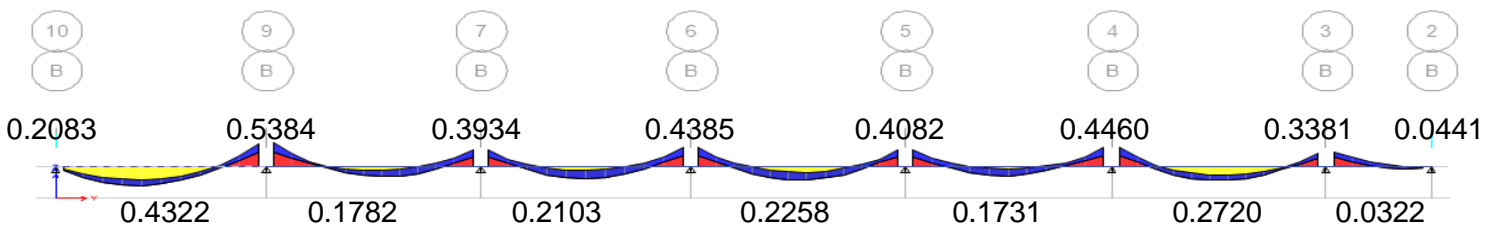


Figura 35: Esfuerzos bajo carga viva para el análisis de deflexiones primer caso ( $\text{tn}\cdot\text{m}$ )

En la tabla 12 se presenta el análisis de deflexiones del tramo 1 el cual tiene una luz libre de 5.00m para el primer caso.

Tabla 12: Análisis de deflexiones tramo 1 caso  $f'c=210\text{kg/cm}^2$

Sección	tramo 1		
	extr izquierdo	central	extremo derecho
As colocado	1 $\phi$ 12mm	2 $\phi$ 12mm	1 $\phi$ 5/8"+1 $\phi$ 1/2"
Ig (cm <sup>4</sup> )	22708.33	22708.33	22708.33
Ma cm (tn*m)	0.3000	0.6224	0.7752
Ma cv (tn*m)	0.2083	0.4322	0.5547
Ma (tn*m)	0.5083	1.0546	1.3299
Mcr (tn*m)	0.7522	0.4050	0.7522
Ma < Mcr	si: Ma<Mcr; le = Ig	si: Ma>Mcr; le = lcr	si: Ma>Mcr; le = lcr
lcr (cm <sup>4</sup> )	22708.33	7574.62	7770.00
le (cm <sup>4</sup> )	22708.33	7574.62	7770.00
lefprom (cm <sup>4</sup> )		11406.89	

Deflexiones (m)	
$\Delta$ Instantánea Cm	$\Delta$ Diferida Cm
<b>0.00381</b>	0.00762
$\Delta$ Instantánea Cv (100%)	$\Delta$ Diferida Cv (100%)
<b>0.00254</b>	0.00508
$\Delta$ Instantánea Cv (30%)	$\Delta$ Diferida Cv (30%)
<b>0.00008</b>	0.00015
Para el cálculo interviene	
$\Delta$ Diferida Cm	0.0076
$\Delta$ Diferida Cv (30%)	0.0002
$\Delta$ Instantánea Cv (100%)	0.0025
$\Delta$ Total (m)	<b>0.0103</b>
$\Delta$ Limite (L/480) m	<b>0.0104</b>
$\Delta$ Total < $\Delta$ Limite	

Posterior al proceso operativo del cálculo de deflexiones en el primer caso del tramo 1 presentado en la tabla 12, se observa que el valor de la deflexión total 0.0103 es menor a la deflexión límite 0.0104, cumpliendo la deflexión máxima.

Análisis de deflexiones para el segundo caso ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ ). Para realizar el análisis de deflexiones es necesario conocer los valores de esfuerzos actuantes bajo carga muerta y carga viva (figura 36 y 37).

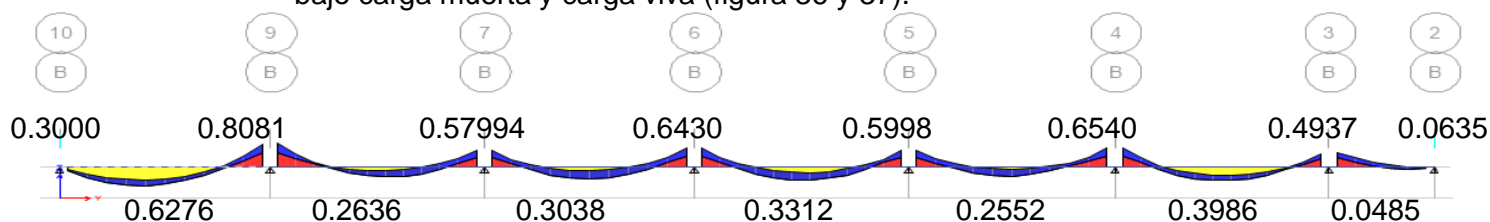


Figura 36: Esfuerzos bajo carga muerta para el análisis de deflexiones segundo caso ( $\text{tn}\cdot\text{m}$ )

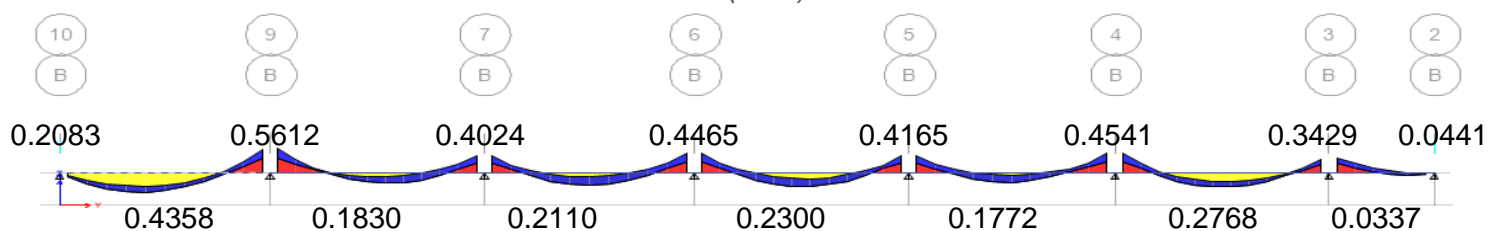


Figura 37: Esfuerzos bajo carga viva para el análisis de deflexiones segundo caso ( $\text{tn}\cdot\text{m}$ )

En la tabla 13 se presenta el análisis de deflexiones del tramo 1 el cual tiene una luz libre de 5.00m para el segundo caso.

Tabla 13: Análisis de deflexiones tramo 1- caso  $f'c=350\text{kg/cm}^2$

Sección	tramo 1		
	extr izquierdo	central	extremo derecho
As colocado	1 $\phi$ 12mm	2 $\phi$ 12mm	1 $\phi$ 5/8"+1 $\phi$ 12mm
Ig (cm4)	22708.33	22708.33	22708.33
Ma cm ( $\text{tn}\cdot\text{m}$ )	0.3000	0.6276	0.8081
Ma cv ( $\text{tn}\cdot\text{m}$ )	0.2083	0.4358	0.5612
Ma ( $\text{tn}\cdot\text{m}$ )	0.5083	1.0634	1.3693
Mcr ( $\text{tn}\cdot\text{m}$ )	0.9710	0.5229	0.9710
Ma < Mcr	si: Ma<Mcr; le = Ig	si: Ma>Mcr; le = lcr	si: Ma>Mcr; le = lcr
lcr (cm4)	22708.33	6066.78	6204.84
le (cm4)	22708.33	6066.78	6204.84
lefprom (cm4)		10261.68	

Deflexiones (m)	
$\Delta$ Instantánea Cm	$\Delta$ Diferida Cm
0.00307	0.00615
$\Delta$ Instantánea Cv (100%)	$\Delta$ Diferida Cv (100%)
0.00205	0.00409
$\Delta$ Instantánea Cv (30%)	$\Delta$ Diferida Cv (30%)
0.00006	0.00012
Para el cálculo interviene	
$\Delta$ Diferida Cm	0.0061
$\Delta$ Diferida Cv (30%)	0.0001
$\Delta$ Instantánea Cv (100%)	0.0020
$\Delta$ Total (m)	0.0083
$\Delta$ Limite (L/480) m	0.0104
$\Delta$ Total < $\Delta$ Limite	

Posterior al proceso operativo del cálculo de deflexiones en el primer caso del tramo 1 presentado en la tabla 13, se observa que el valor de la deflexión total 0.0083 es menor a la deflexión límite 0.0104, cumpliendo la deflexión máxima.

### 4.2.3 Discusión de resultados.

La consideración del uso de concretos más resistentes en el diseño estructural de los sistemas de losas aligeradas no presenta relevancia en el análisis comparativo de esta investigación puesto que se presenta una variación reducida en metrados y a su vez resulta ser costoso usar concretos de mayor resistencia en los aligerados. Indirectamente se tiene un aporte en el control de deflexiones representado en 19.32% de reducción de la deflexión máxima al usar un concreto de mayor resistencia.

La variación de metrados en concretos será nula puesto que, para el diseño, con un concreto de resistencia a la compresión  $210\text{kg/cm}^2$  y  $350\text{kg/cm}^2$ , se usa un mismo espesor de losa aligerada la cual en ambos casos cumple el control de deflexiones. Pero resulta que el uso de un concreto de mayor resistencia en aligerados encarece la estructura (ver tabla 14) por el mayor costo del concreto de resistencia a la compresión  $350\text{kg/cm}^2$ , con un incremento del 19.27% en el costo de la edificación significando un mayor costo del 56.61 soles por metro cúbico.

*Tabla 14: Costo del concreto premezclado para losas aligeradas*

CONCRETO PREMEZCLADO	ACU. REVISTA COSTOS AGOSTO 2018
$f'c=210\text{kg/cm}^2$	PU (SOLES)/m <sup>3</sup>
<b>LOSA ALIGERADA</b>	293.77
$f'c=350\text{kg/cm}^2$	PU (SOLES)/m <sup>3</sup>
<b>LOSA ALIGERADA</b>	350.38
<b>Incremento</b>	56.61
	19.27%

Por otro lado, se analiza la variación en peso de acero en una vigueta con el uso de un concreto de resistencia a la compresión  $210\text{kg/cm}^2$  y otra con  $350\text{kg/cm}^2$ . Esta evaluación se presenta en la tabla 15, y se observa una variación del 1.85% en kilogramos de acero, resultado poco representativo en comparación a las otras variables como acero en vigas o columnas descritas en la investigación.

*Tabla 15: Variación de metrado en peso de una vigueta del primero vs el segundo caso*

	DISEÑO 210KG/CM2	DISEÑO 350KG/CM2	VARIACION	
<b>Metrado de acero en una vigueta (kg)</b>	67.53	66.28	1.85%	REDUCCION

La variación en deflexiones se presenta en la tabla 16, en la que se observa que a pesar de no influir significativamente en el costo total de la edificación se presenta una ventaja al reducirse en 19.32% la deflexión total, cuando se usa concretos de mayor resistencia en de las losas aligeradas.

*Tabla 16: Variación de deflexiones del diseño del primero vs el segundo caso*

Para el cálculo interviene	DISEÑO 210KG/CM2	DISEÑO 350KG/CM2	VARIACION	
Δ Diferida Cm	0.0076	0.0061	19.28%	REDUCCION
Δ Diferida Cv (30%)	0.0002	0.0001	19.42%	REDUCCION
Δ Instantánea Cv (100%)	0.0025	0.0020	19.42%	REDUCCION
Δ Total (m)	0.0103	0.0083	19.32%	REDUCCION
Δ Limite (L/480) m	0.0104	0.0104		
	Δ Total < Δ Limite			

Se concluye en este ítem que el uso de concretos de mayor resistencia en losas aligeradas para esta investigación no representa una variación significativa en costo. Es así que con el análisis, diseño y variación de deflexiones en losas aligeradas se procede al análisis y diseño estructural de los tres edificios propuestos en esta investigación.

### 4.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS

#### 4.3.1 Análisis estructural del primer edificio ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )

Para el análisis estructural del primer edificio se usa la resistencia del concreto a la compresión  $210\text{kg/cm}^2$  en todos sus elementos estructurales de todos los niveles. Es necesario conocer las características del proyecto como la configuración estructural, dimensiones obtenidas de la estructuración y el pre dimensionamiento, propiedades de los elementos estructurales, cargas aplicables al modelo, parámetros sísmicos y espectro de diseño para el análisis sísmico.

Finalmente, son verificados los desplazamientos e irregularidades acorde a la Norma de Diseño Sismoresistente (E030), para su validación y posterior diseño.

##### 4.3.1.1 Dimensiones ( $f'c=210\text{ kg/cm}^2$ )

###### Vigas

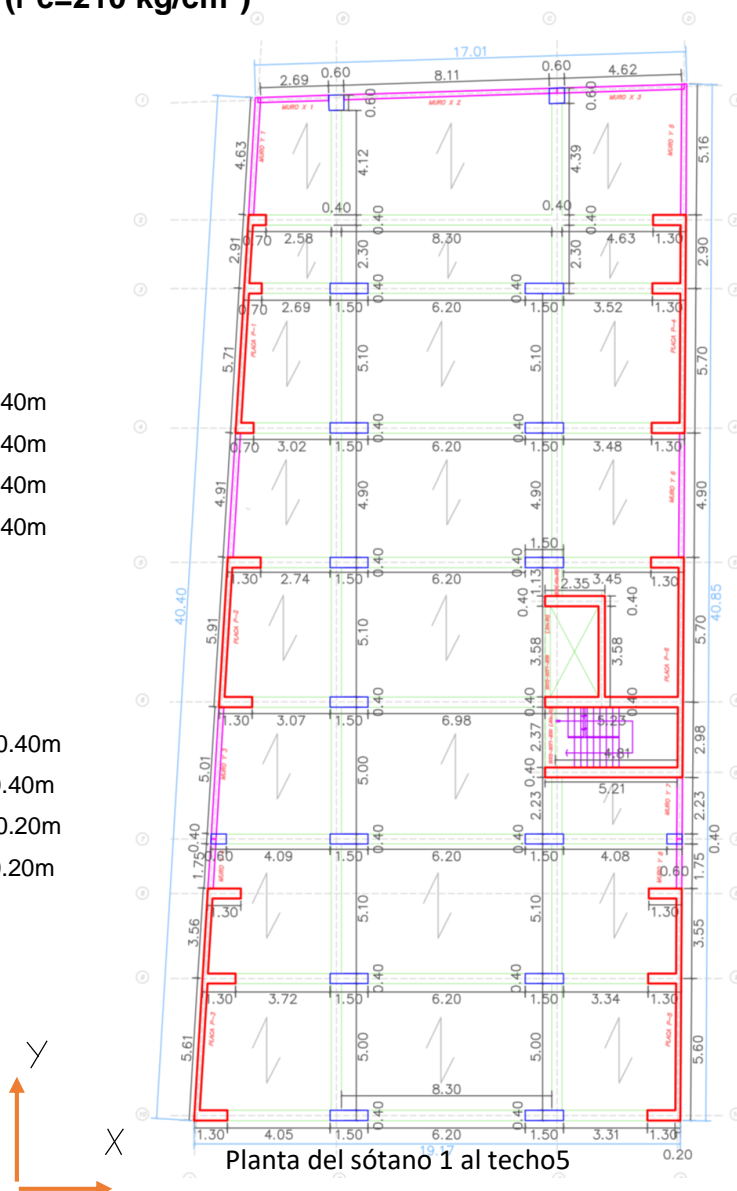
- Eje xx =  $0.40\text{m} \times 0.65\text{m}$
- Eje yy =  $0.40\text{m} \times 0.65\text{m}$

###### Columnas

- Sótano 1 – Techo 5 C =  $1.50\text{m} \times 0.40\text{m}$
- Techo 6 – Techo 10 C =  $1.20\text{m} \times 0.40\text{m}$
- Techo 11 – Techo 15 C =  $1.00\text{m} \times 0.40\text{m}$
- Techo 16 – Azotea C =  $0.80\text{m} \times 0.40\text{m}$

###### Placas

- Sótano 1 – Sótano 2 Eje xx e =  $0.40\text{m}$
- Techo 1 – Azotea Eje xx e =  $0.40\text{m}$
- Sótano 1 – Sótano 2 Eje yy e =  $0.20\text{m}$
- Techo 1 – Azotea Eje yy e =  $0.20\text{m}$



#### 4.3.1.2 Propiedades de los materiales ( $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ )

- Concreto  $f'c=210\text{kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson  $U=0.15$
- Módulo de Elasticidad  $E_c=2173706.51 \text{ tn/m}^2$
- Fluencia del acero  $f_y= 4200\text{kg/cm}^2$

#### 4.3.1.3 Cargas aplicables ( $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ )

Las cargas muertas impuestas serán los pesos propios, los cuales son tomados desde los elementos estructurales que el programa computa por la caracterización de materiales en vigas columnas y placas. Para el caso de la carga muerta de losas aligeradas y macizas estas son introducidas manualmente al modelo.

Las cargas vivas o sobrecargas serán introducidas de forma manual al modelo siendo estas cargas asignados a la losa de cada entrepiso de acuerdo a cada caso.

#### 4.3.1.4 Parámetros sísmicos ( $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ )

- Factor de Zona:  $Z_3 = 0.35$  (El edificio se ubica en la ciudad de Huancayo, correspondiente a la zona sísmica 3)
- Factor de Uso:  $U = 1$  (La categoría del edificio corresponde a una edificación común tipo C)
- Factor de Amplificación Sísmica: C (El factor de amplificación de la estructura respecto a la aceleración en el suelo depende del periodo fundamental de la estructura). El mayor valor que puede tomar C es 2.5
- Parámetro de Suelo:  $S = 1$  (Suelo rígido, tipo S1)
- Coeficiente de Reducción:  $R_{xx} = 5.25$  y  $R_{yy} = 4.5$  (Depende del tipo de sistema estructural usado, en el caso del primer edificio la dirección transversal "X" es DUAL TIPO 1 ( $R=7$ ) y la dirección longitudinal "Y" es de MUROS ESTRUCTURALES ( $R=6$ ), al tratarse de una estructura Irregular ( $I_p=0.75$ ,  $I_a=1$ ) el coeficiente de reducción sísmica es modificado
- Aceleración de la gravedad:  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$



#### 4.3.1.5 Espectro de diseño ( $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ )

Para realizar el análisis sísmico de la edificación, se realiza un análisis modal espectral, para lo cual se elabora un espectro inelástico de diseño el cual representa gráficamente las pseudo-aceleraciones en cada una de las direcciones versus los periodos de vibración de la estructura.

- Para la dirección transversal X

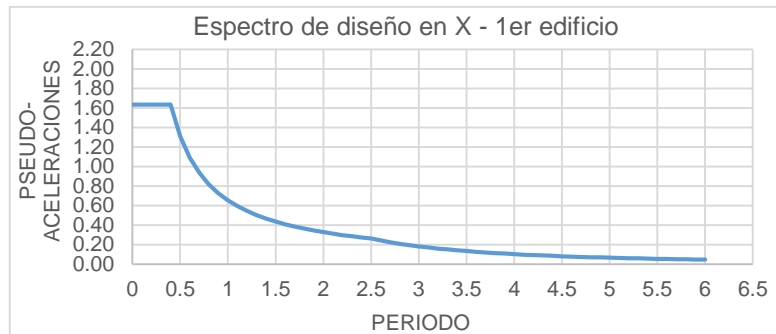


Figura 38: Espectro de diseño para la dirección transversal X - 1er edificio

- Para la dirección longitudinal Y

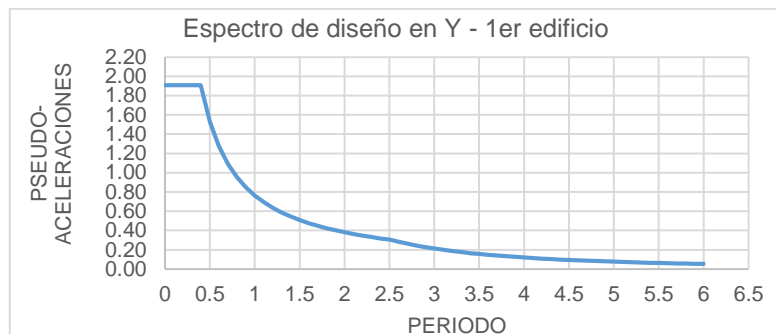


Figura 39: Espectro de diseño para la dirección longitudinal Y - 1er edificio

#### 4.3.1.6 Separación de edificios ( $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ )

Todo edificio debe estar separado de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, a una distancia mínima "s" para evitar el choque durante un evento sísmico.

Esta distancia no será menor que los  $2/3$  de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios colindantes.

- $2 / 3 * 0.2770 * 2 = 0.37\text{m}$

Tampoco será menor que  $0.006h$ , donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar "s".

- $s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m}$
- $s = 0.006 * 65.85 = 0.39 \text{ m}$

Según la Norma E0.60, el edificio será retirado de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables o con edificaciones, con distancias no menores a 0.40cm para este caso

#### 4.3.1.7 Verificación del sistema estructural R ( $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ )

Posterior al análisis sísmico es necesario realizar la verificación del sistema estructural de la edificación para realizar la corrección del factor de reducción (R). Esta verificación se realiza con el sismo estático en el primer techo de la edificación. En la tabla 17 se observa la fuerza cortante que actúa en la dirección transversal “X” y en la dirección longitudinal “Y” al producirse un sismo.

*Tabla 17: Fuerza cortante del sismo estático en el techo 1 – 1er edificio*

Sismo estático actuante en el techo 1				
TECHO1	Caso de carga	P	VX	VY
		ton	Ton	Ton
TECHO1	SEXX	0.00	539.01	0.00
TECHO1	SEYY	0.00	0.00	799.50

El análisis corresponde a identificar el porcentaje del sismo que absorben los elementos resistentes horizontales (columnas – placas). Al verificar el sistema estructural en la dirección trasversal X (tabla 18), se observa que el porcentaje de sismo absorbido por los muros resulta ser el 67% de manera que el porcentaje de sismo absorbido por las columnas es el 37% restante. Estos valores corresponden al sistema estructural DUAL TIPO 1 (MUROS Y PORTICOS) con un factor de reducción  $R=7$  según la Norma de Diseño Sismo-resistente (E030).

Tabla 18: Fuerzas sísmicas absorbidas por muros en la dirección transversal X – 1er edificio

Porcentaje del sismo que se llevan los muros del techo 1						
TECHO	ELEMENTO	CASO DE CARGA	P	VX	VY	
			ton	ton	ton	
TECHO1	PL1 XX1	SEXX	7.23	7.11	0.01	
TECHO1	PL1 XX2	SEXX	15.65	8.74	0.03	
TECHO1	PL1 XX3	SEXX	55.95	9.81	0.05	
TECHO1	PL2 XX1	SEXX	34.06	20.43	0.07	
TECHO1	PL2 XX2	SEXX	95.19	19.12	0.09	
TECHO1	PL3 XX2	SEXX	16.76	13.33	0.03	
TECHO1	PL3 XX1	SEXX	-10.03	11.21	0.02	
TECHO1	PL3 XX3	SEXX	71.29	10.99	0.04	
TECHO1	PL4 XX1	SEXX	-12.67	17.45	-0.03	
TECHO1	PL4 XX2	SEXX	-13.10	18.27	-0.05	
TECHO1	PL4 XX3	SEXX	-61.44	21.10	-0.09	
TECHO1	PL5 XX1	SEXX	-10.51	11.71	-0.03	
TECHO1	PL5 XX2	SEXX	-24.55	13.21	-0.04	
TECHO1	PL5 XX3	SEXX	-58.23	10.94	-0.05	
TECHO1	PL6 XX1	SEXX	-62.55	18.52	-0.03	
TECHO1	PL6 XX2	SEXX	185.83	27.70	-0.10	
TECHO1	PL6 XX3	SEXX	56.11	59.62	-0.46	
TECHO1	PL6 XX4	SEXX	-39.64	60.21	-0.76	
TOTAL Vx				359.48		
%DE SISMO EN MUROS XX				67%		
%DE SISMO EN COLUMNAS XX				33%	R=7	

En la verificación del sistema estructural en la dirección longitudinal Y (tabla 19), se observa que el porcentaje de sismo absorbido por los muros resulta ser el 94%, de manera que el porcentaje de sismo absorbido por las columnas es el 6% restante. Estos valores corresponden al sistema estructural de MUROS ESTRUCTURALES con un factor de reducción R=6 según la Norma de Diseño Sismo-resistente (E030).

Tabla 19: Fuerzas sísmicas absorbidas por muros en el eje longitudinal Y – 1er edificio

Porcentaje del sismo que se llevan los muros del techo 1						
TECHO	ELEMENTO	CASO DE CARGA	P	VY	VX	
			ton	Ton	ton	
TECHO1	PL1 YY2	SEYY	79.97	79.51	0.05	
TECHO1	PL1 YY1	SEYY	-221.11	45.87	0.03	
TECHO1	PL2 YY1	SEYY	36.09	82.97	0.03	
TECHO1	PL3 YY1	SEYY	-152.51	50.92	0.04	
TECHO1	PL3 YY2	SEYY	215.49	46.06	0.04	
TECHO1	PL4 YY1	SEYY	-189.43	46.77	-0.01	
TECHO1	PL4 YY2	SEYY	61.58	84.59	0.01	
TECHO1	PL5 YY1	SEYY	-96.88	54.11	-0.01	
TECHO1	PL5 YY2	SEYY	256.10	56.61	-0.03	
TECHO1	PL6 YY1	SEYY	-192.65	92.55	0.02	
TECHO1	PL6 YY2	SEYY	109.23	54.23	0.02	
TECHO1	PL6 YY3	SEYY	-66.40	39.65	0.03	
TOTAL Vy				733.83		
%DE SISMO EN MUROS YY				92%		
%DE SISMO EN COLUMNAS YY				8%	R=6	

### 4.3.1.8 Verificación de desplazamientos ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )

Según la Norma E030 para estructuras de concreto armado se permite una distorsión de entrepiso máxima (deriva) del 0.007. Es así que la estructura debe ser lo suficientemente rígida para cumplir con esta condición. En la tabla 20 se presentan las distorsiones de entrepisos máximos (derivas) y los desplazamientos acumulados por nivel en la dirección transversal X.

Tabla 20: Distorsión de entrepisos máximas y desplazamientos acumulados en la dirección transversal X – 1er edificio

VERIFICACION DE DESPLAZAMIENTOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL X						
TECHO	Distorsión entrepiso	Altura de entrepiso	Distorsión entrepiso	Distorsión max entrepiso	Pasa	Desplazamiento acumulado
		m	cm	cm		cm
CUART MQ	0.0035	1.8	0.63	1.26	OK	27.70
AZOTEA	0.0036	2.8	0.99	1.96	OK	27.07
TECHO20	0.0043	3.10	1.33	2.17	OK	26.08
TECHO19	0.0044	2.80	1.24	1.96	OK	24.75
TECHO18	0.0046	2.80	1.28	1.96	OK	23.51
TECHO17	0.0047	2.80	1.32	1.96	OK	22.23
TECHO16	0.0048	2.80	1.34	1.96	OK	20.91
TECHO15	0.0048	2.80	1.35	1.96	OK	19.57
TECHO14	0.0049	2.80	1.37	1.96	OK	18.21
TECHO13	0.0049	2.80	1.37	1.96	OK	16.85
TECHO12	0.0049	2.80	1.37	1.96	OK	15.47
TECHO11	0.0049	2.80	1.37	1.96	OK	14.10
TECHO10	0.0048	2.80	1.34	1.96	OK	12.74
TECHO9	0.0047	2.80	1.33	1.96	OK	11.39
TECHO8	0.0047	2.80	1.31	1.96	OK	10.06
TECHO7	0.0046	2.80	1.28	1.96	OK	8.75
TECHO6	0.0044	2.80	1.25	1.96	OK	7.47
TECHO5	0.0042	3.00	1.26	2.10	OK	6.22
TECHO4	0.0040	3.00	1.21	2.10	OK	4.96
TECHO3	0.0038	3.00	1.13	2.10	OK	3.75
TECHO2	0.0034	3.00	1.02	2.10	OK	2.61
MEZANINE	0.0029	3.40	0.97	2.38	OK	1.59
TECHO1	0.0017	3.55	0.62	2.49	OK	0.62

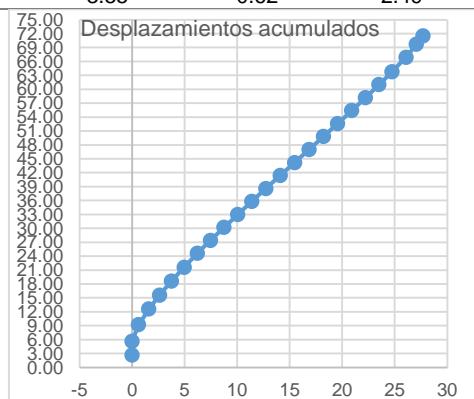


Figura 40: Desplazamiento acumulados en la dirección transversal X – 1er edificio

En la tabla 20 se observa que las distorsiones de entrepisos máximos en la dirección transversal “X” se encuentran dentro del rango permitido por la Norma E030 para estructuras de concreto armado con una distorsión de entrepiso máxima de 0.0049. Así mismo, se presenta un desplazamiento acumulado de 27.70cm en el último nivel (figura 40).

En la tabla 21 se presentan las distorsiones de entresijos máximas (derivadas) y los desplazamientos acumulados por nivel en la dirección longitudinal Y.

Tabla 21: Distorsión de entresijos máximas y desplazamientos acumulados en la dirección longitudinal Y – 1er edificio

VERIFICACION DE DESPLAZAMIENTOS EN LA DIRECCION LONGITUDINAL Y						
TECHO	Distorsión entresijo	Altura de entresijo	Distorsión entresijo	Distorsión max entresijo	Pasa	Desplazamiento acumulado
		m	cm	cm		Cm
CUART MQ	0.0021	1.80	0.38	1.26	OK	17.27
AZOTEA	0.0025	2.80	0.71	1.96	OK	16.89
TECHO20	0.0027	3.10	0.83	2.17	OK	16.19
TECHO19	0.0028	2.80	0.77	1.96	OK	15.35
TECHO18	0.0028	2.80	0.79	1.96	OK	14.58
TECHO17	0.0029	2.80	0.81	1.96	OK	13.79
TECHO16	0.0030	2.80	0.83	1.96	OK	12.98
TECHO15	0.0030	2.80	0.84	1.96	OK	12.15
TECHO14	0.0030	2.80	0.85	1.96	OK	11.31
TECHO13	0.0031	2.80	0.86	1.96	OK	10.46
TECHO12	0.0031	2.80	0.86	1.96	OK	9.60
TECHO11	0.0031	2.80	0.86	1.96	OK	8.74
TECHO10	0.0031	2.80	0.85	1.96	OK	7.88
TECHO9	0.0030	2.80	0.85	1.96	OK	7.03
TECHO8	0.0030	2.80	0.83	1.96	OK	6.18
TECHO7	0.0029	2.80	0.81	1.96	OK	5.35
TECHO6	0.0028	2.80	0.78	1.96	OK	4.54
TECHO5	0.0026	3.00	0.79	2.10	OK	3.75
TECHO4	0.0025	3.00	0.74	2.10	OK	2.96
TECHO3	0.0023	3.00	0.68	2.10	OK	2.22
TECHO2	0.0020	3.00	0.60	2.10	OK	1.54
MEZANINE	0.0016	3.40	0.56	2.38	OK	0.94
TECHO1	0.0011	3.55	0.38	2.49	OK	0.38

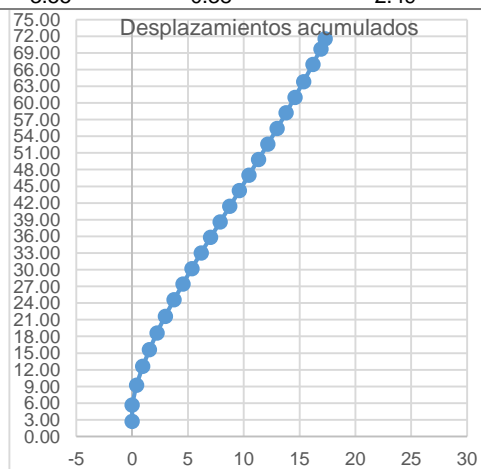


Figura 41: Desplazamientos acumulados en la dirección longitudinal Y – 1er edificio

En la tabla 21 se observa que las distorsiones de entresijos máximas en la dirección longitudinal Y se encuentran dentro del rango permitido por la Norma E030 para estructuras de concreto armado con una distorsión de entresijo máxima de 0.0031. Así mismo, se presenta un desplazamiento acumulado del 17.27cm en el último nivel (figura 41).

#### 4.3.1.9 Verificación de regularidad estructural ( $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ )

La Norma de Diseño Sismo-resistente (E030) establece criterios de irregularidad la cual busca darle una clasificación a las edificaciones de acuerdo a su configuración estructural. Esta clasificación modifica el coeficiente básico de reducción sísmica  $R_o$ , multiplicándolo por los coeficientes de irregularidad en altura y en planta.

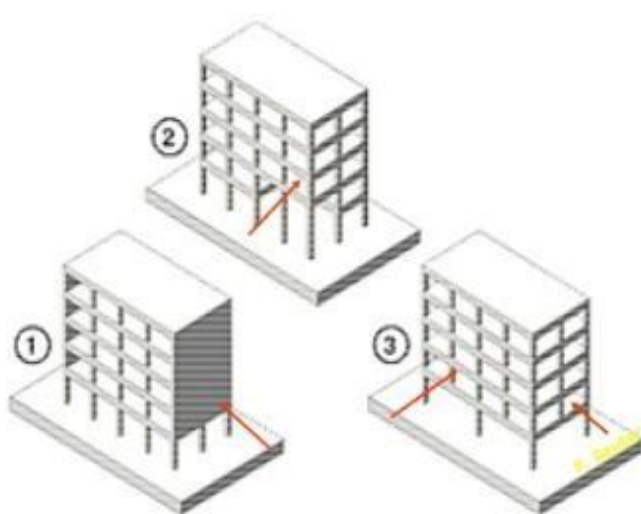
- $R = I_a * I_p * R_o$ 
  - $I_a$  = Irregularidad en altura
  - $I_p$  = Irregularidad en planta

#### 4.2.1.8.1 Irregularidad en altura

##### ➤ Irregularidad de rigidez – piso blando

Existe irregularidad de rigidez cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso, la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Existe irregularidad extrema de rigidez cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.



Si:

$$K_n < 0.70 K_{(n+1)}$$

$$K_n < 0.80 (K_{(n+1)} + K_{(n+2)} + K_{(n+3)})/3$$

Extrema:

$$K_n < 0.60 K_{(n+1)}$$

$$K_n < 0.70 (K_{(n+1)} + K_{(n+2)} + K_{(n+3)})/3$$

Figura 42: Irregularidad de rigidez - piso blando (E030)

➤ **Irregularidad de resistencia – piso débil**

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

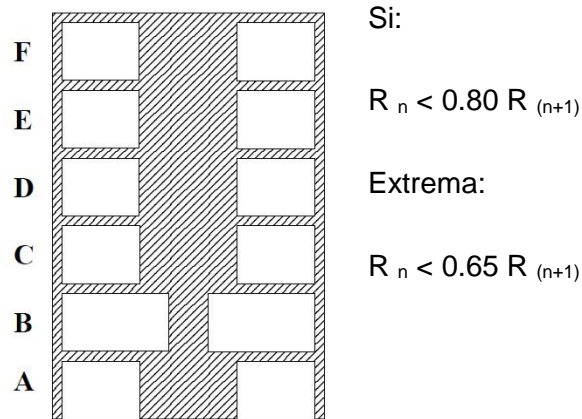


Figura 43: Irregularidad resistencia - piso débil (E030)

➤ **Irregularidad de masa o peso**

Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

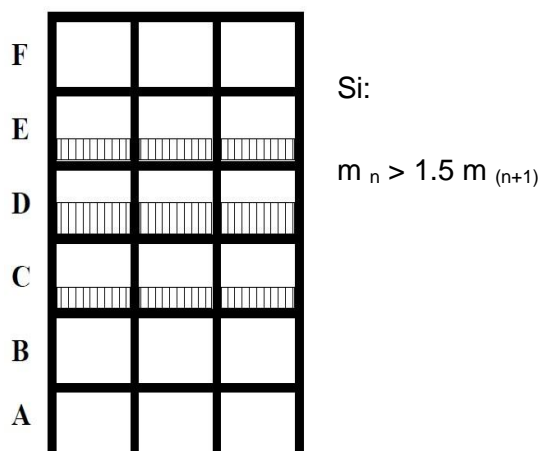


Figura 44: Irregularidad de masa o peso

➤ **Irregularidad geométrica vertical**

La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

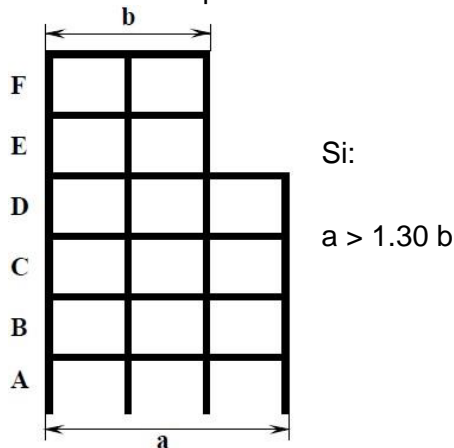


Figura 45: Irregularidad geométrica vertical (E030)

➤ **Discontinuidad de los sistemas resistentes**

Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.

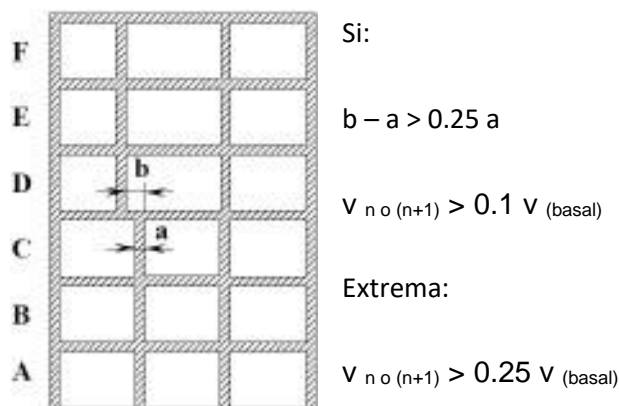


Figura 46: Discontinuidad de los sistemas resistentes (E030)



A continuación, en la tabla 22 se presenta el análisis de irregularidades en altura para el primer edificio analizado con una resistencia del concreto a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup> en todos los niveles.

Tabla 22: Verificación de irregularidad en altura – 1er edificio

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA – 1ER EDIFICIO		EVALUACION		Factor de la	VERIFICACION
		<b>RIGIDEZ X</b>			
		<b>tonf/m</b>	<b>&lt;0.7</b>		
<b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b> <b>Irregularidad Extrema de Rigidez</b>	CUART MQ				
	AZOTEA				
	TECHO20	38062.34			
	TECHO19	61434.35	1.61	NO PRESENTA IR.	
	TECHO18	75996.47	1.24	NO PRESENTA IR.	
	TECHO17	85530.73	1.13	NO PRESENTA IR.	
	TECHO16	91859.71	1.07	NO PRESENTA IR.	
	TECHO15	96580.07	1.05	NO PRESENTA IR.	
	TECHO14	99546.93	1.03	NO PRESENTA IR.	
	TECHO13	101730.53	1.02	NO PRESENTA IR.	
	TECHO12	103914.58	1.02	NO PRESENTA IR.	0,75
	TECHO11	106545.96	1.03	NO PRESENTA IR.	0,50
	TECHO10	110637.49	1.04	NO PRESENTA IR.	NO PRESENTA
	TECHO9	114993.89	1.04	NO PRESENTA IR.	
	TECHO8	120430.42	1.05	NO PRESENTA IR.	
	TECHO7	127596.93	1.06	NO PRESENTA IR.	
	TECHO6	136891.45	1.07	NO PRESENTA IR.	
	TECHO5	151222.94	1.10	NO PRESENTA IR.	
	TECHO4	165781.59	1.10	NO PRESENTA IR.	
	TECHO3	185663.16	1.12	NO PRESENTA IR.	
TECHO2	215720.51	1.16	NO PRESENTA IR.		
MEZANINE	266742.95	1.24	NO PRESENTA IR.		
TECHO1	452878.34	1.70	NO PRESENTA IR.		
SOTANO1					
SOTANO2					
		<b>V Resistente X</b>			
		<b>ton</b>	<b>&lt; 0.8</b>		
<b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b> <b>Irregularidad Extrema de Resistencia</b>	CUART MQ	3.7945			
	AZOTEA	20.3058			
	TECHO20	101.818			
	TECHO19	163.903	1.61	NO PRESENTA IR.	
	TECHO18	208.1523	1.27	NO PRESENTA IR.	
	TECHO17	239.9916	1.15	NO PRESENTA IR.	
	TECHO16	262.8951	1.10	NO PRESENTA IR.	
	TECHO15	279.4389	1.06	NO PRESENTA IR.	
	TECHO14	291.9667	1.04	NO PRESENTA IR.	
	TECHO13	302.2623	1.04	NO PRESENTA IR.	
	TECHO12	311.7326	1.03	NO PRESENTA IR.	0,75
	TECHO11	321.5186	1.03	NO PRESENTA IR.	0,50
	TECHO10	332.6563	1.03	NO PRESENTA IR.	NO PRESENTA
	TECHO9	345.9119	1.04	NO PRESENTA IR.	
	TECHO8	361.6074	1.05	NO PRESENTA IR.	
	TECHO7	379.8139	1.05	NO PRESENTA IR.	
	TECHO6	400.3745	1.05	NO PRESENTA IR.	
	TECHO5	423.4091	1.06	NO PRESENTA IR.	
	TECHO4	447.6849	1.06	NO PRESENTA IR.	
	TECHO3	471.5473	1.05	NO PRESENTA IR.	
TECHO2	493.4283	1.05	NO PRESENTA IR.		
MEZANINE	514.3471	1.04	NO PRESENTA IR.		
TECHO1	526.9973	1.02	NO PRESENTA IR.		
SOTANO1	991.4903				
SOTANO2	35.1806				

		<b>PESO POR PISO</b>			
		Ton	> 1.5		
<b>Irregularidad de Masa o Peso</b>	CUART MQ	18.91			
	AZOTEA	98.20			
	TECHO20	641.46			
	TECHO19	691.97	1.08	NO PRESENTA IR.	
	TECHO18	682.56	0.99	NO PRESENTA IR.	
	TECHO17	682.56	1.00	NO PRESENTA IR.	
	TECHO16	682.56	1.00	NO PRESENTA IR.	
	TECHO15	684.43	1.00	NO PRESENTA IR.	
	TECHO14	687.93	1.01	NO PRESENTA IR.	
	TECHO13	687.93	1.00	NO PRESENTA IR.	
	TECHO12	687.93	1.00	NO PRESENTA IR.	
	TECHO11	687.93	1.00	NO PRESENTA IR.	0.90
	TECHO10	689.80	1.00	NO PRESENTA IR.	
	TECHO9	693.30	1.01	NO PRESENTA IR.	
	TECHO8	693.30	1.00	NO PRESENTA IR.	
	TECHO7	693.30	1.00	NO PRESENTA IR.	
	TECHO6	693.30	1.00	NO PRESENTA IR.	
	TECHO5	710.87	1.03	NO PRESENTA IR.	
	TECHO4	723.25	1.02	NO PRESENTA IR.	
	TECHO3	723.25	1.00	NO PRESENTA IR.	
TECHO2	723.25	1.00	NO PRESENTA IR.		
MEZANINE	844.21	1.17	NO PRESENTA IR.		
TECHO1	901.64	1.07	NO PRESENTA IR.		
SOTANO1	906.09				
SOTANO2	909.82				
<b>Irregularidad Geométrica Vertical</b>	En la edificación las dimensiones de la estructura en planta no presentan variación.			0.90	NO PRESENTA
<b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b>	Los elementos resistentes en el caso de placas son continuos, en el caso de columnas se presenta una reducción de sección cada 4 bloques de techos, esta variación genera una excentricidad despreciable para el análisis.			0.80	NO PRESENTA
<b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes</b>				0.60	NO PRESENTA

#### 4.2.8.1.2 Irregularidad en planta

##### ➤ Irregularidad torsional

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ ), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible (0.007).

Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ ), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{Prom}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible (0.007).

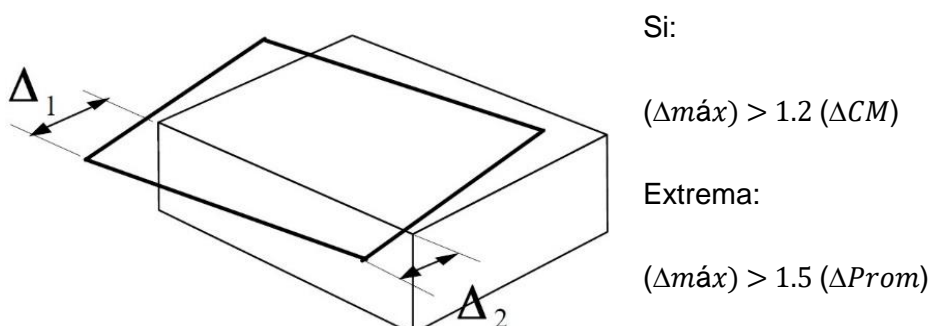


Figura 47: Irregularidad torsional (E030)

##### ➤ Esquinas entrantes

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes, cuando las dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

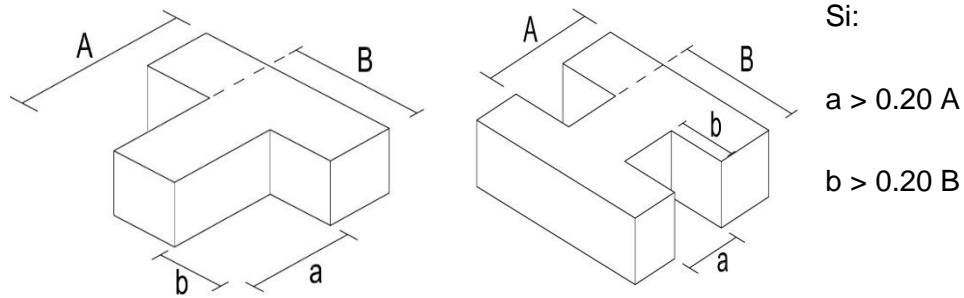


Figura 48: Esquinas entrantes (E030)

➤ **Discontinuidad del diafragma**

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores al 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor al 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

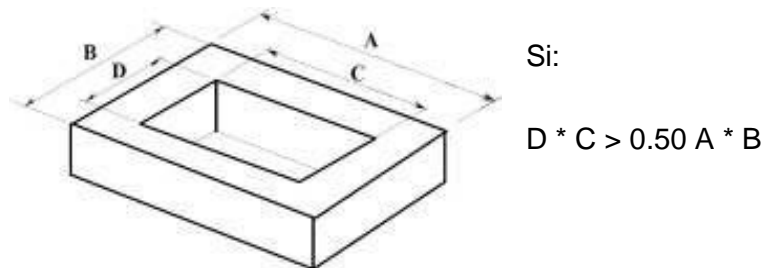


Figura 49: Discontinuidad del diafragma (E030)

➤ **Sistemas no paralelos**

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.

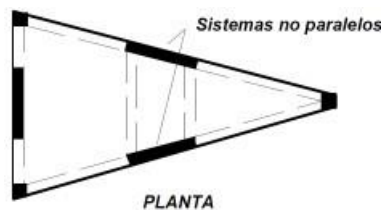


Figura 50: Sistemas no paralelos (E030)

A continuación, en la tabla 23 se presenta el análisis de irregularidades en planta para el primer edificio analizado con una resistencia del concreto a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup> en todos los niveles.

Tabla 23: Verificación de irregularidad en planta – 1er edificio

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA – 1ER EDIFICIO		EVALUACION				Factor de Ip	VERIFICACION
Irregularidad Torsional Irregularidad Torsional Extrema	desplazamiento X						
		m		$\Delta \max/\Delta \text{CM}$	>1.2		
	TECHO5	0.046	$\Delta \max$	0.009	0.94	NO PRESENTA IR.	
	TECHO5	0.046	$\Delta \max$	0.009	0.94	NO PRESENTA IR.	
	TECHO5	0.062	$\Delta \max$	0.012	1.27	PRESENTA IR.	
	TECHO5	0.062	$\Delta \max$	0.012	1.27	PRESENTA IR.	
	TECHO5	0.049	$\Delta \text{CM}$	0.010			
	TECHO4	0.037	$\Delta \max$	0.009	0.94	NO PRESENTA IR.	
	TECHO4	0.037	$\Delta \max$	0.009	0.94	NO PRESENTA IR.	
	TECHO4	0.049	$\Delta \max$	0.012	1.27	PRESENTA IR.	
	TECHO4	0.049	$\Delta \max$	0.012	1.27	PRESENTA IR.	
	TECHO4	0.039	$\Delta \text{CM}$	0.009			
	TECHO3	0.028	$\Delta \max$	0.008	0.94	NO PRESENTA IR.	
	TECHO3	0.028	$\Delta \max$	0.008	0.94	NO PRESENTA IR.	
	TECHO3	0.037	$\Delta \max$	0.011	1.27	PRESENTA IR.	
	TECHO3	0.037	$\Delta \max$	0.011	1.27	PRESENTA IR.	
	TECHO3	0.029	$\Delta \text{CM}$	0.009			0.75 PRESENTA
	TECHO2	0.019	$\Delta \max$	0.008	0.95	NO PRESENTA IR.	0.60 NO PRESENTA
	TECHO2	0.019	$\Delta \max$	0.008	0.95	NO PRESENTA IR.	
	TECHO2	0.026	$\Delta \max$	0.010	1.27	PRESENTA IR.	
	TECHO2	0.026	$\Delta \max$	0.010	1.27	PRESENTA IR.	
	TECHO2	0.020	$\Delta \text{CM}$	0.008			
	MEZANINE	0.012	$\Delta \max$	0.007	0.94	NO PRESENTA IR.	
	MEZANINE	0.012	$\Delta \max$	0.007	0.94	NO PRESENTA IR.	
	MEZANINE	0.016	$\Delta \max$	0.010	1.27	PRESENTA IR.	
	MEZANINE	0.016	$\Delta \max$	0.010	1.27	PRESENTA IR.	
	MEZANINE	0.012	$\Delta \text{CM}$	0.008			
	TECHO1	0.005	$\Delta \max$	0.005	0.95	NO PRESENTA IR.	
	TECHO1	0.005	$\Delta \max$	0.005	0.95	NO PRESENTA IR.	
	TECHO1	0.006	$\Delta \max$	0.006	1.29	PRESENTA IR.	
TECHO1	0.006	$\Delta \max$	0.006	1.29	PRESENTA IR.		
TECHO1	0.005	$\Delta \text{CM}$	0.005				
<b>Esquinas Entrantes</b>	Debido a la uniformidad en planta, la estructura no presenta esquinas entrantes				0.90	NO PRESENTA	
<b>Discontinuidad del Diafragma</b>	Se presenta aberturas en el diafragma. Área total = 648.6857 m <sup>2</sup> Área vacía = 84.4363 m <sup>2</sup> Relación = 0.13  La relación es menor a 0.50.				0.85	NO PRESENTA	
<b>Sistemas No Paralelos</b>	Los elementos resistentes en el edificio tienen configuraciones paralelas.				0.9	NO PRESENTA	

Posterior a la verificación de irregularidades, se aplica el coeficiente 0.75 en el análisis sísmico por presentar irregularidad torsional en planta, modificando el factor de reducción básico.

#### 4.3.1.10 Escalado de la fuerza cortante para diseño ( $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ )

La Norma de Diseño Sismoresistente, señala que para cada una de las direcciones consideradas en el análisis dinámico “X” y “Y”, la fuerza cortante en la base del edificio deberá ser mayor o igual al 90% (edificaciones irregulares) de la misma fuerza obtenida a través de un análisis estático (ver figura 51). En caso contrario se deberán incrementar los resultados del análisis dinámico por medio de un factor de escala para cumplir los mínimos señalados (Taboada, Izcue, 2009).

$$f_e = \frac{(0,8 \text{ ó } 0,9)V_{EST}}{V_{CM}} \geq 1$$

Figura 51: Escalado de fuerza dinámica para diseño

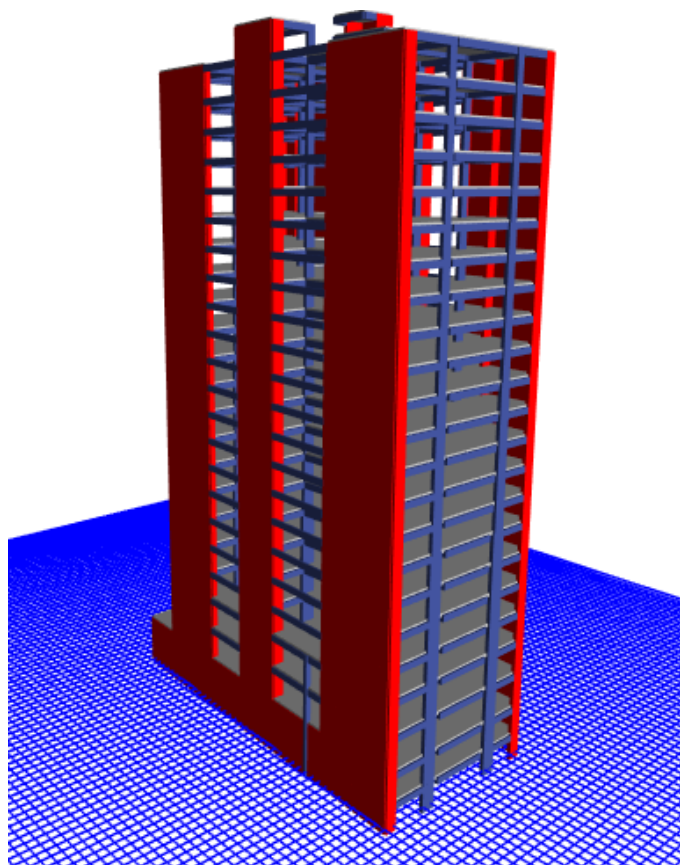
Para calcular los factores de escala se debe comparar la fuerza cortante del caso dinámico versus la fuerza cortante del caso estático y verificar que el cociente sea mayor o igual a 0.90, como se muestra en la tabla 24.

Tabla 24: Factor de escala para diseño – 1er edificio

FACTOR DE ESCALA PARA DISEÑO EN EL ANALISIS DINAMICO				
TECHO	CASO DE CARGA	P	VX	VY
		ton	ton	ton
TECHO1	Cortante dinámica XX	0	526.99	49.28
TECHO1	Cortante dinámica YY	0	57.50	695.58
TECHO1	Cortante estática XX	0	539.01	0
TECHO1	Cortante estática YY	0	0	799.49
	FACTOR DE ESCALA	SIS XX DISEÑO	0.9205	(mínimo 1)
	FACTOR DE ESCALA	SIS YY DISEÑO	1.0344	

#### 4.3.1.11 Modelo estructural ETABS ( $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ )

En la figura 52 se presenta el modelo estructural del primer edificio analizado con un concreto de resistencia la compresión  $210\text{kg/cm}^2$  en todos sus elementos estructurales de todos los niveles.



*Figura 52: Modelo estructural ETABS – 1er edificio*

### 4.3.2 Análisis estructural del segundo edificio ( $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$ )

Para el análisis estructural de la segunda edificación se usa la resistencia del concreto a la compresión  $350 \text{ kg/cm}^2$  en todos sus elementos estructurales del sótano 2 al último nivel, para evitar problemas en las uniones de columnas y vigas o losas de diferente resistencia. Es necesario conocer las características del proyecto como configuración estructural y las respectivas dimensiones (obtenida de la estructuración y pre dimensionamiento), propiedades de los elementos estructurales, cargas aplicables al modelo, parámetros sísmicos y espectro de diseño para el análisis sísmico

Finalmente, son verificados los desplazamientos e irregularidades acorde a la Norma de Diseño Sismoresistente (E030), para su validación y su posterior diseño.

#### 4.3.2.1 Dimensiones ( $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$ )

##### Vigas

- Eje xx =  $0.35 \text{ m} \times 0.50 \text{ m}$
- Eje yy =  $0.35 \text{ m} \times 0.50 \text{ m}$

##### Columnas

- Sótano 1 – Mezanine C =  $1.30 \text{ m} \times 0.35 \text{ m}$
- Techo 2 – Techo 5 C =  $1.00 \text{ m} \times 0.35 \text{ m}$
- Techo 6 – Techo 10 C =  $0.80 \text{ m} \times 0.35 \text{ m}$
- Techo 11 – Azotea C =  $0.50 \text{ m} \times 0.35 \text{ m}$

##### Placas

- Sótano 1 – Sótano 2 Eje xx e =  $0.35 \text{ m}$
- Techo 1 – Azotea Eje xx e =  $0.35 \text{ m}$
- Sótano 1 – Sótano 2 Eje yy e =  $0.20 \text{ m}$
- Techo 1 – Azotea Eje yy e =  $0.15 \text{ m}$





#### 4.3.2.2 Propiedades de los materiales ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ )

- Concreto  $f'c=350\text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson  $U=0.15$
- Módulo de Elasticidad  $E_c= 2806243.04\text{tn/m}^2$
- Fluencia del acero  $f_y= 4200\text{kg/cm}^2$

#### 4.3.2.3 Cargas aplicables ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ )

Las cargas muertas impuestas serán los pesos propios, los cuales son tomados desde los elementos estructurales que el programa computa por la caracterización de materiales en vigas columnas y placas. Para el caso de la carga muerta de losas aligeradas y macizas estas son introducidas manualmente al modelo.

Las cargas vivas o sobrecargas serán introducidas de forma manual al modelo siendo estas cargas asignadas a la losa de cada entrepiso de acuerdo a cada caso.

#### 4.3.2.4 Parámetros sísmicos ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ )

- Factor de Zona:  $Z_3 = 0.35$  (El edificio se ubica en la ciudad de Huancayo, correspondiente a la zona sísmica 3)
- Factor de Uso:  $U = 1$  (La categoría del edificio corresponde a una edificación común tipo C)
- Factor de Amplificación Sísmica: C (El factor de amplificación de la estructura respecto a la aceleración en el suelo depende del periodo fundamental de la estructura). El mayor valor que puede tomar C es 2.5
- Parámetro de Suelo:  $S = 1$  (Suelo rígido, tipo S1)
- Coeficiente de Reducción:  $R_{xx} = 5.25$  y  $R_{yy} = 4.5$  (Depende del tipo de sistema estructural usado, en el caso del segundo edificio la dirección transversal "X" es DUAL TIPO 1 ( $R=7$ ) y la dirección longitudinal "Y" es de MUROS ESTRUCTURALES ( $R=6$ ), al tratarse de una estructura Irregular ( $I_p=0.75$ ,  $I_a=1$ ) el coeficiente de reducción sísmica es modificado
- Aceleración de la gravedad:  $g = 9.81\text{ m/s}^2$

#### 4.3.2.5 Espectro de diseño ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ )

Para realizar el análisis sísmico de la edificación se realiza un análisis modal espectral, para lo cual se elabora un espectro inelástico de diseño el mismo que representa gráficamente las pseudo-aceleraciones en cada una de las direcciones versus los periodos de vibración de la estructura.

- Para la dirección transversal X

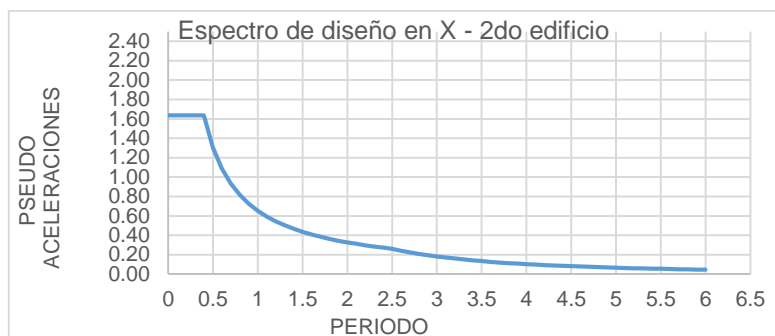


Figura 53: Espectro de diseño para la dirección transversal X – 2do edificio

- Para la dirección longitudinal Y

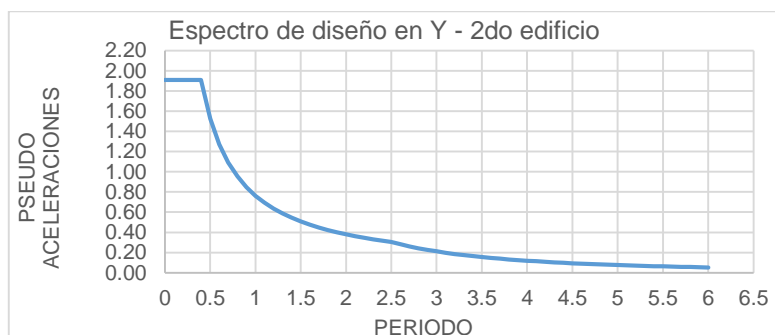


Figura 54: Espectro de diseño para la dirección longitudinal Y – 2do edificio

#### 4.3.2.6 Separación de edificios ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ )

Todo edificio debe estar separado de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, a una distancia mínima “s” para evitar el choque durante un evento sísmico.

Esta distancia no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios colindantes.

- $2 / 3 * 0.3416 * 2 = 0.46\text{m}$

Tampoco será menor que  $0.006h$ , donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar “s”.

- $s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m}$
- $s = 0.006 * 65.85 = 0.39 \text{ m}$

Según la Norma E0.60, el edificio será retirado de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables o con edificaciones, a distancias no menores a 0.475cm para este caso.

#### 4.3.2.7 Verificación del sistema estructural R ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ )

Posterior al análisis sísmico es necesario realizar la verificación del sistema estructural de la edificación para ejecutar la corrección del factor de reducción (R). Esta verificación se realiza con el sismo estático en el primer techo de la edificación. En la tabla 25 se observa la fuerza cortante que actúa en la dirección transversal “X” y en la dirección longitudinal “Y” al producirse un sismo.

*Tabla 25: Fuerza cortante del sismo estático en el techo 1 – 2do edificio*

SISMO ACTUANTE EN EL TECHO 1				
TECHO1	CASO DE CARGA	P	VX	VY
		ton	ton	ton
TECHO1	SEXX	0.00	-476.79	0.00
TECHO1	SEYY	0.00	0.00	-760.23

El análisis corresponde a identificar el porcentaje del sismo que absorben los elementos resistentes horizontales (columnas – placas). Al verificar el sistema estructural en la dirección trasversal X (tabla 26), se observa que el porcentaje de sismo absorbido por los muros resulta ser el 79%, de manera que el porcentaje de sismo absorbido por las columnas es el 21% restante. Estos valores corresponden al sistema estructural DUAL TIPO 1 (MUROS Y PORTICOS) con un factor de reducción  $R=7$  según la Norma de Diseño Sismo-resistente (E030).

Tabla 26: Fuerzas sísmicas absorbidas por muros en la dirección transversal X – 2do edificio

Porcentaje del sismo que se lleva los muros en el eje X del techo 1						
TECHO1	ELEMENTO	CASO DE CARGA	P	VX	VY	
			ton	ton	ton	
TECHO1	PL1 XX1	SEXX	-13.82	7.98	0.02	
TECHO1	PL1 XX2	SEXX	2.81	10.03	0.02	
TECHO1	PL1 XX3	SEXX	57.34	11.46	0.04	
TECHO1	PL2 XX1	SEXX	0.20	23.01	0.05	
TECHO1	PL2 XX2	SEXX	92.46	24.19	0.07	
TECHO1	PL3 XX2	SEXX	-6.35	16.56	0.02	
TECHO1	PL3 XX1	SEXX	-49.40	13.58	0.03	
TECHO1	PL3 XX3	SEXX	74.38	15.52	0.02	
TECHO1	PL4 XX1	SEXX	22.04	20.30	-0.04	
TECHO1	PL4 XX2	SEXX	13.68	21.51	-0.05	
TECHO1	PL4 XX3	SEXX	-52.77	25.67	-0.07	
TECHO1	PL5 XX1	SEXX	17.55	14.86	-0.05	
TECHO1	PL5 XX2	SEXX	-6.85	16.77	-0.04	
TECHO1	PL5 XX3	SEXX	-57.79	15.16	-0.04	
TECHO1	PL6 XX1	SEXX	-94.23	24.82	-0.02	
TECHO1	PL6 XX2	SEXX	346.08	26.71	-0.05	
TECHO1	PL6 XX3	SEXX	154.73	38.06	-0.18	
TECHO1	PL6 XX4	SEXX	4.85	51.51	-0.78	
TOTAL Vx				377.70		
%DE SISMO EN MUROS XX				79%		
%DE SISMO EN COLUMNAS XX				21%	R=7	

En la verificación del sistema estructural en la dirección longitudinal Y (tabla 27), se observa que el porcentaje de sismo absorbido por los muros resulta ser el 94%, de manera que el porcentaje de sismo absorbido por las columnas es el 6% restante. Estos valores corresponden al sistema estructural de MUROS ESTRUCTURALES con un factor de reducción R=6 según la Norma de Diseño Sismo-resistente (E030).

Tabla 27: Fuerzas sísmicas absorbidas por muros en el eje longitudinal Y – 2do edificio

Porcentaje del sismo que se lleva los muros en el eje Y del techo 1						
TECHO	ELEMENTO	CASO DE CARGA	P	VY	VX	
			ton	ton	ton	
TECHO1	PL1 YY2	SEYY	136.46	80.96	0.02	
TECHO1	PL1 YY1	SEYY	-228.93	44.80	0.03	
TECHO1	PL2 YY1	SEYY	31.81	79.31	0.02	
TECHO1	PL3 YY1	SEYY	-186.68	50.67	0.03	
TECHO1	PL3 YY2	SEYY	231.28	41.00	0.00	
TECHO1	PL4 YY1	SEYY	-185.29	45.83	-0.01	
TECHO1	PL4 YY2	SEYY	112.81	86.06	0.02	
TECHO1	PL5 YY1	SEYY	-123.75	55.98	-0.01	
TECHO1	PL5 YY2	SEYY	260.46	56.05	0.00	
TECHO1	PL6 YY1	SEYY	-213.64	91.70	-0.01	
TECHO1	PL6 YY2	SEYY	120.42	51.32	0.01	
TECHO1	PL6 YY3	SEYY	-83.72	34.67	0.01	
TOTAL Vy				718.35		
%DE SISMO EN MUROS YY				94%		
%DE SISMO EN COLUMNAS YY				6%	R=6	

#### 4.3.2.8 Verificación de desplazamientos ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ )

Según la Norma E030 para estructuras de concreto armado se permite una distorsión de entrepiso máxima (deriva) del 0.007. Es así que la estructura debe ser lo suficientemente rígida para cumplir con esta condición. En la tabla 28 se presentan las distorsiones de entrepisos máximos (derivas) y los desplazamientos acumulados por nivel en la dirección transversal X.

Tabla 28: Distorsión de entrepisos máximas y desplazamientos acumulados en la dirección transversal X – 2do edificio

VERIFICACION DE DESPLAZAMIENTOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL X						
TECHO	Distorsión entrepiso	Altura de entrepiso	Distorsión entrepiso	Distorsión max entrepiso	Pasa	Desplazamiento acumulado
		m	cm	cm		cm
CUART MQ	0.0048	1.80	0.87	1.26	OK	34.16
AZOTEA	0.0049	2.80	1.38	1.96	OK	33.29
TECHO20	0.0058	3.10	1.81	2.17	OK	31.91
TECHO19	0.0059	2.80	1.66	1.96	OK	30.10
TECHO18	0.0060	2.80	1.69	1.96	OK	28.44
TECHO17	0.0061	2.80	1.72	1.96	OK	26.75
TECHO16	0.0062	2.80	1.73	1.96	OK	25.04
TECHO15	0.0062	2.80	1.74	1.96	OK	23.30
TECHO14	0.0062	2.80	1.74	1.96	OK	21.56
TECHO13	0.0062	2.80	1.73	1.96	OK	19.82
TECHO12	0.0061	2.80	1.71	1.96	OK	18.08
TECHO11	0.0060	2.80	1.69	1.96	OK	16.37
TECHO10	0.0058	2.80	1.64	1.96	OK	14.69
TECHO9	0.0057	2.80	1.60	1.96	OK	13.05
TECHO8	0.0056	2.80	1.56	1.96	OK	11.45
TECHO7	0.0054	2.80	1.52	1.96	OK	9.89
TECHO6	0.0052	2.80	1.46	1.96	OK	8.37
TECHO5	0.0050	3.00	1.49	2.10	OK	6.91
TECHO4	0.0047	3.00	1.40	2.10	OK	5.42
TECHO3	0.0043	3.00	1.28	2.10	OK	4.02
TECHO2	0.0037	3.00	1.11	2.10	OK	2.75
MEZANINE	0.0030	3.40	1.02	2.38	OK	1.63
TECHO1	0.0017	3.55	0.61	2.49	OK	0.61



Figura 55: Desplazamiento acumulados en la dirección transversal X – 2do edificio

En la tabla 28 se observa que las distorsiones de entrepisos máximos en la dirección transversal “X” se encuentran dentro del rango permitido por la Norma E030 para estructuras de concreto armado con una distorsión de entrepiso máxima de 0.0062. Así mismo, se presenta un desplazamiento acumulado de 34.16cm en el último nivel (figura 55).

En la tabla 29 se presentan las distorsiones de entrepisos máximos (derivadas) y los desplazamientos acumulados por nivel en la dirección longitudinal Y.

Tabla 29: Distorsión de entrepiso máximas y desplazamientos acumulados en la dirección longitudinal Y – 2do edificio

VERIFICACION DE DESPLAZAMIENTOS EN LA DIRECCION LONGITUDINAL Y						
TECHO	Distorsión entrepiso	Altura de entrepiso m	Distorsión entrepiso cm	Distorsión max entrepiso cm	Pasa	Desplazamiento acumulado cm
CUART MQ	0.0026	1.80	0.47	1.26	OK	16.45
AZOTEA	0.0028	2.80	0.78	1.96	OK	15.98
TECHO20	0.0028	3.10	0.88	2.17	OK	15.20
TECHO19	0.0029	2.80	0.80	1.96	OK	14.33
TECHO18	0.0029	2.80	0.81	1.96	OK	13.52
TECHO17	0.0029	2.80	0.82	1.96	OK	12.71
TECHO16	0.0030	2.80	0.83	1.96	OK	11.88
TECHO15	0.0030	2.80	0.83	1.96	OK	11.05
TECHO14	0.0030	2.80	0.83	1.96	OK	10.22
TECHO13	0.0030	2.80	0.83	1.96	OK	9.39
TECHO12	0.0029	2.80	0.82	1.96	OK	8.56
TECHO11	0.0029	2.80	0.81	1.96	OK	7.74
TECHO10	0.0028	2.80	0.79	1.96	OK	6.94
TECHO9	0.0027	2.80	0.77	1.96	OK	6.15
TECHO8	0.0027	2.80	0.75	1.96	OK	5.38
TECHO7	0.0026	2.80	0.72	1.96	OK	4.63
TECHO6	0.0025	2.80	0.69	1.96	OK	3.91
TECHO5	0.0023	3.00	0.70	2.10	OK	3.22
TECHO4	0.0021	3.00	0.64	2.10	OK	2.53
TECHO3	0.0019	3.00	0.58	2.10	OK	1.88
TECHO2	0.0017	3.00	0.51	2.10	OK	1.30
MEZANINE	0.0014	3.40	0.47	2.38	OK	0.80
TECHO1	0.0009	3.55	0.33	2.49	OK	0.33



Figura 56: Desplazamientos acumulados en la dirección longitudinal Y – 2do edificio

En la tabla 29 se observa que las distorsiones de entrepisos máximas en la dirección longitudinal Y se encuentran dentro del rango permitido por la Norma E030 para estructuras de concreto armado con una distorsión de entrepiso máxima de 0.0030. Así mismo se presenta un desplazamiento acumulado del 16.45cm en el último nivel (figura 56).

#### 4.3.2.9 Verificación de regularidad estructural ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ )

La Norma de Diseño Sismo-resistente (E030) establece criterios de irregularidad, lo cual busca darle una clasificación a las edificaciones de acuerdo a su configuración estructural. Esta clasificación modifica el coeficiente básico de reducción sísmica  $R_o$ , multiplicándolo por los coeficientes de irregularidad en altura y en planta.

- $R = I_a * I_p * R_o$ 
  - $I_a$  = Irregularidad en altura
  - $I_p$  = Irregularidad en planta

##### 4.3.2.9.1 Irregularidad en altura

A continuación, en la tabla 30 se presenta el análisis de irregularidades en altura para el primer edificio analizado con una resistencia del concreto a la compresión  $350\text{kg/cm}^2$  del sótano 2 al último nivel.

Tabla 30: Verificación de irregularidad en altura – 2do edificio

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA 2DO EDIFICIO	EVALUACION		Factor de la	VERIFICACION
	<b>RIGIDEZ X</b>	<b>&lt;0.7</b>		
	<b>ton/m</b>			
	CUART MQ			
	AZOTEA			
	TECHO20	22921.01		
	TECHO19	36117.34	1.58	NO PRESENTA IR.
	TECHO18	44205.41	1.22	NO PRESENTA IR.
	TECHO17	49188.90	1.11	NO PRESENTA IR.
	TECHO16	52241.73	1.06	NO PRESENTA IR.
	TECHO15	54196.86	1.04	NO PRESENTA IR.
	TECHO14	55598.19	1.03	NO PRESENTA IR.
	TECHO13	56946.65	1.02	NO PRESENTA IR.
	TECHO12	58567.73	1.03	NO PRESENTA IR.
	TECHO11	60742.76	1.04	NO PRESENTA IR.
	TECHO10	64015.38	1.05	NO PRESENTA IR.
	TECHO9	67500.66	1.05	NO PRESENTA IR.
	TECHO8	71812.63	1.06	NO PRESENTA IR.
	TECHO7	77235.64	1.08	NO PRESENTA IR.
	TECHO6	84000.99	1.09	NO PRESENTA IR.
	TECHO5	93417.38	1.11	NO PRESENTA IR.
	TECHO4	105510.84	1.13	NO PRESENTA IR.
	TECHO3	122172.50	1.16	NO PRESENTA IR.
	TECHO2	148008.25	1.21	NO PRESENTA IR.
	MEZANINE	194128.80	1.31	NO PRESENTA IR.
	TECHO1	349942.81	1.80	NO PRESENTA IR.
	SOTANO1			
	SOTANO2			
<b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b>			0,75	NO PRESENTA
<b>Irregularidad Extrema de Rigidez</b>			0.50	NO PRESENTA

<b>V Resistente X &lt; 0.8</b>				
<b>Ton</b>				
<b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b> <b>Irregularidad Extrema de Resistencia</b>	CUART MQ	3.2732		
	AZOTEA	17.0548		
	TECHO20	86.3719		
	TECHO19	135.3365	1.57	NO PRESENTA IR.
	TECHO18	167.576	1.24	NO PRESENTA IR.
	TECHO17	188.5507	1.13	NO PRESENTA IR.
	TECHO16	202.1797	1.07	NO PRESENTA IR.
	TECHO15	211.1529	1.04	NO PRESENTA IR.
	TECHO14	217.448	1.03	NO PRESENTA IR.
	TECHO13	222.7997	1.02	NO PRESENTA IR.
	TECHO12	228.422	1.03	NO PRESENTA IR.
	TECHO11	234.9134	1.03	NO PRESENTA IR.
	TECHO10	242.8475	1.03	NO PRESENTA IR.
	TECHO9	252.8418	1.04	NO PRESENTA IR.
	TECHO8	265.0694	1.05	NO PRESENTA IR.
	TECHO7	279.5999	1.05	NO PRESENTA IR.
	TECHO6	296.5175	1.06	NO PRESENTA IR.
	TECHO5	316.1104	1.07	NO PRESENTA IR.
	TECHO4	337.2575	1.07	NO PRESENTA IR.
	TECHO3	358.5824	1.06	NO PRESENTA IR.
TECHO2	378.5533	1.06	NO PRESENTA IR.	
MEZANINE	398.3523	1.05	NO PRESENTA IR.	
TECHO1	410.6086	1.03	NO PRESENTA IR.	
SOTANO1	982.5331			
SOTANO2	25.523			
<b>PESO POR PISO</b>				
<b>ton &gt; 1.5</b>				
<b>Irregularidad de Masa o Peso</b>	CUART MQ	16.58		
	AZOTEA	83.99		
	TECHO20	574.94		
	TECHO19	612.75	1.07	NO PRESENTA IR.
	TECHO18	605.47	0.99	NO PRESENTA IR.
	TECHO17	605.47	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO16	605.47	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO15	605.47	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO14	605.47	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO13	605.47	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO12	605.47	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO11	605.47	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO10	608.42	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO9	613.01	1.01	NO PRESENTA IR.
	TECHO8	613.01	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO7	613.01	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO6	613.01	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO5	627.99	1.02	NO PRESENTA IR.
	TECHO4	636.44	1.01	NO PRESENTA IR.
	TECHO3	636.44	1.00	NO PRESENTA IR.
TECHO2	636.44	1.00	NO PRESENTA IR.	
MEZANINE	759.05	1.19	NO PRESENTA IR.	
TECHO1	817.49	1.08	NO PRESENTA IR.	
SOTANO1	834.46			
SOTANO2	852.61			
<b>Irregularidad Geométrica Vertical</b>	En la edificación las dimensiones de la estructura en planta no presentan variación.		0.90	NO PRESENTA
<b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b>	Los elementos resistentes en el caso de placas son continuos,		0.80	NO PRESENTA
<b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes</b>	en el caso de columnas se presenta una reducción de sección cada 4 bloques de techos, esta variación genera una excentricidad despreciable para el análisis.		0.60	NO PRESENTA



#### 4.3.8.1.2 Irregularidad en planta

A continuación, en la tabla 31 se presenta el análisis de irregularidades en planta para el segundo edificio analizado con una resistencia del concreto a la compresión 350kg/cm<sup>2</sup> del sótano 2 al último nivel.

Tabla 31: Verificación de irregularidad en planta – 2do edificio

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA 2DO EDIFICIO		EVALUACION				Factor de Ip	VERIFICACION
		desplazamiento X					
		m		$\Delta \max/\Delta \text{CM}$	>1.2		
		TECHO5	0.053	$\Delta \max$ esquna1	0.011	0.96	NO PRESENTA IR.
		TECHO5	0.053	$\Delta \max$ esquna2	0.011	0.96	NO PRESENTA IR.
		TECHO5	0.068	$\Delta \max$ esquna3	0.015	1.24	PRESENTA IR.
		TECHO5	0.068	$\Delta \max$ esquna4	0.015	1.24	PRESENTA IR.
		TECHO5	0.055	$\Delta \text{CM}$	0.012		
		TECHO4	0.042	$\Delta \max$ esquna1	0.011	0.96	NO PRESENTA IR.
		TECHO4	0.042	$\Delta \max$ esquna2	0.011	0.96	NO PRESENTA IR.
		TECHO4	0.054	$\Delta \max$ esquna3	0.014	1.23	PRESENTA IR.
		TECHO4	0.054	$\Delta \max$ esquna4	0.014	1.23	PRESENTA IR.
		TECHO4	0.043	$\Delta \text{CM}$	0.011		
		TECHO3	0.031	$\Delta \max$ esquna1	0.010	0.96	NO PRESENTA IR.
		TECHO3	0.031	$\Delta \max$ esquna2	0.010	0.96	NO PRESENTA IR.
		TECHO3	0.040	$\Delta \max$ esquna3	0.013	1.23	PRESENTA IR.
		TECHO3	0.040	$\Delta \max$ esquna4	0.013	1.23	PRESENTA IR.
		TECHO3	0.032	$\Delta \text{CM}$	0.010		
		TECHO2	0.021	$\Delta \max$ esquna1	0.009	0.97	NO PRESENTA IR.
		TECHO2	0.021	$\Delta \max$ esquna2	0.009	0.97	NO PRESENTA IR.
		TECHO2	0.027	$\Delta \max$ esquna3	0.011	1.23	PRESENTA IR.
		TECHO2	0.027	$\Delta \max$ esquna4	0.011	1.23	PRESENTA IR.
		TECHO2	0.022	$\Delta \text{CM}$	0.009		
		MEZANINE	0.013	$\Delta \max$ esquna1	0.008	0.96	NO PRESENTA IR.
		MEZANINE	0.013	$\Delta \max$ esquna2	0.008	0.96	NO PRESENTA IR.
		MEZANINE	0.016	$\Delta \max$ esquna3	0.010	1.24	PRESENTA IR.
		MEZANINE	0.016	$\Delta \max$ esquna4	0.010	1.24	PRESENTA IR.
		MEZANINE	0.013	$\Delta \text{CM}$	0.008		
		TECHO1	0.005	$\Delta \max$ esquna1	0.005	0.97	NO PRESENTA IR.
		TECHO1	0.005	$\Delta \max$ esquna2	0.005	0.97	NO PRESENTA IR.
		TECHO1	0.006	$\Delta \max$ esquna3	0.006	1.25	PRESENTA IR.
		TECHO1	0.006	$\Delta \max$ esquna4	0.006	1.25	PRESENTA IR.
		TECHO1	0.005	$\Delta \text{CM}$	0.005		
<b>Irregularidad Torsional</b>						0.75	PRESENTA
<b>Irregularidad Torsional Extrema</b>						0.60	NO PRESENTA
<b>Esquinas Entrantes</b>	Debido a la uniformidad en planta, la estructura no presenta esquinas entrantes					0.90	NO PRESENTA
<b>Discontinuidad del Diafragma</b>	Se presenta aberturas en el diafragma. Área total = 648.6857 m2 Área vacía = 84.4363 m2 Relación = 0.13					0.85	NO PRESENTA
	La relación es menor a 0.50.						
<b>Sistemas No Paralelos</b>	Los elementos resistentes en el edificio tienen configuraciones paralelas.					0.9	NO PRESENTA

Posterior a la verificación de irregularidades, se aplica el coeficiente 0.75 en el análisis sísmico por presentar irregularidad torsional en planta, modificando el factor de reducción básico.

#### 4.3.2.10 Escalado de la fuerza cortante para diseño ( $f'c=350\text{kg/cm}^2$ )

La evaluación de las cortantes se realiza de forma similar al ítem 4.3.1.10. Para calcular los factores de escala, se debe comparar la fuerza cortante del caso dinámico versus la fuerza cortante del caso estático, y verificar que el cociente sea mayor o igual a 0.90, como se muestra en la tabla 32.

Tabla 32: Factor de escala para diseño – 2do edificio

ANÁLISIS DE FACTOR PARA DISEÑO EN EL ANÁLISIS DINAMICO				
TECHO	CASO DE CARGA	P	VX	VY
		ton	ton	ton
TECHO1	Cortante dinámica XX	0	410.60	35.73
TECHO1	Cortante dinámica YY	0	41.69	627.78
TECHO1	Cortante estática XX	0	-476.78	0
TECHO1	Cortante estática YY	0	0	-760.22
	FACTOR DE ESCALA	SIS XX DISEÑO	1.0451	
	FACTOR DE ESCALA	SIS YY DISEÑO	1.0899	

#### 4.3.2.11 Modelo estructural final ETABS ( $f'c=350\text{ kg/cm}^2$ )

En la figura 57 se presenta el modelo estructural del segundo edificio analizado con un concreto de resistencia la compresión  $350\text{kg/cm}^2$  en todos sus elementos estructurales del sótano 2 al último nivel.

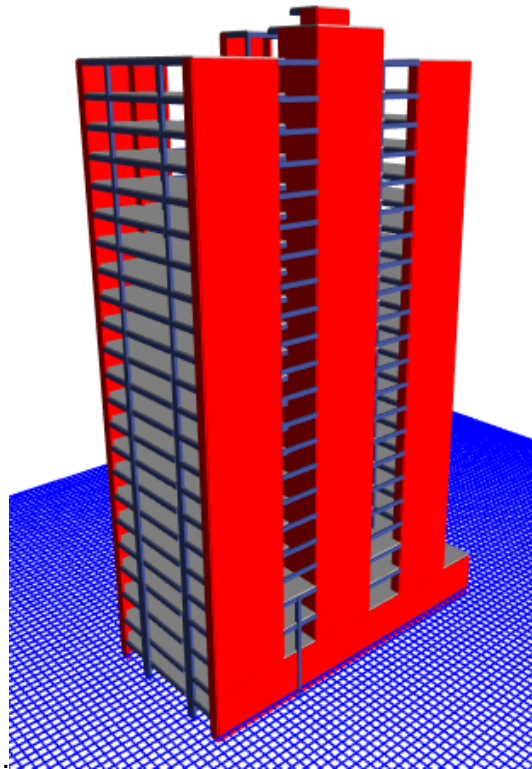


Figura 57: Modelo estructural ETABS – 2do edificio

### 4.3.3 Análisis estructural del tercer edificio ( $f'c=350-210 \text{ kg/cm}^2$ )

El análisis estructural para la tercera edificación tiene como característica principal integrar dos resistencias a la compresión del concreto, usando  $f'c=350\text{kg/cm}^2$  del sótano 2 al décimo nivel, y  $f'c=210\text{kg/cm}^2$  del onceavo al último nivel en todos sus elementos estructurales. Es necesario conocer las características del proyecto como la configuración estructural, dimensiones obtenidas de la estructuración y el pre dimensionamiento, propiedades de los elementos estructurales, cargas aplicables al modelo, parámetros sísmicos y espectro de diseño para el análisis sísmico.

Finalmente, serán verificados los desplazamientos e irregularidades acorde a la Norma de Diseño Sismoresistente (E030), para su validación y posterior diseño.

#### 4.3.3.1 Dimensiones ( $f'c=350-210 \text{ kg/cm}^2$ )

##### Vigas

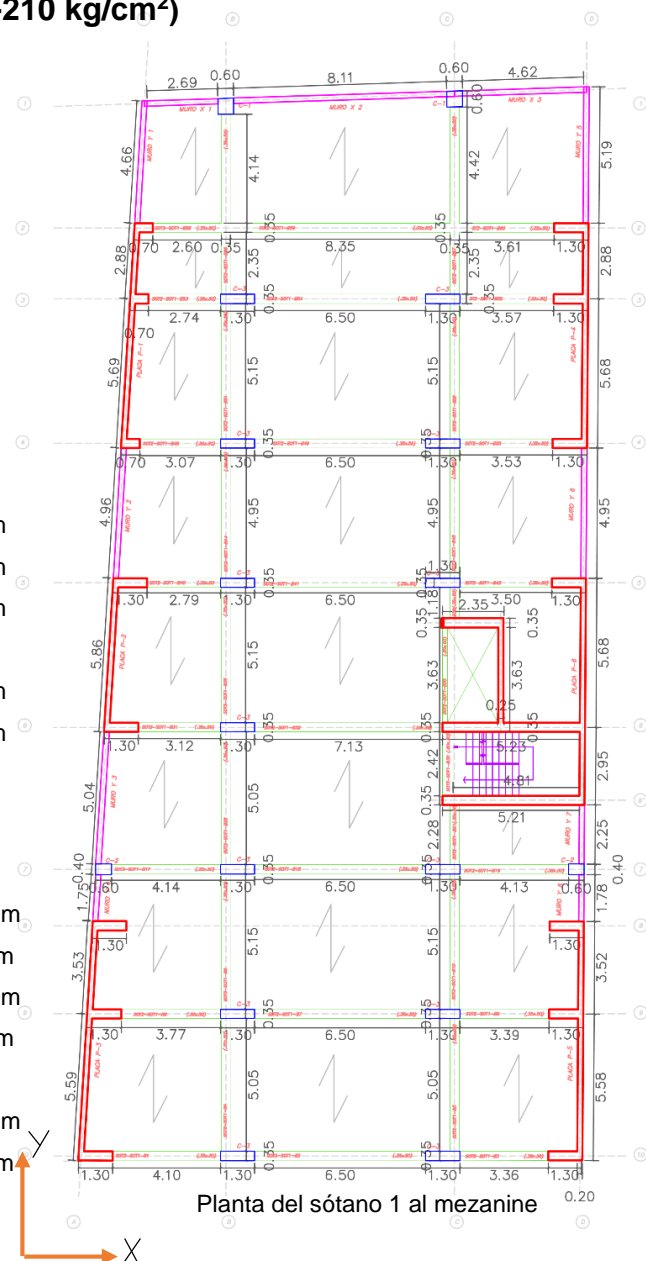
- $f'c=350\text{kg/cm}^2$  (sótano 2 – techo 10)
  - Eje xx =  $0.35\text{m} \times 0.55\text{m}$
  - Eje yy =  $0.35\text{m} \times 0.55\text{m}$
- $f'c=210\text{kg/cm}^2$  (techo 11 – azotea)
  - Eje xx =  $0.35\text{m} \times 0.55\text{m}$
  - Eje yy =  $0.35\text{m} \times 0.55\text{m}$

##### Columnas

- $f'c=350\text{kg/cm}^2$  (sótano 2 – techo 10)
  - Sótano 1 – Mezanine  $C = 1.30\text{m} \times 0.35\text{m}$
  - Techo 2 – Techo 5  $C = 1.00\text{m} \times 0.35\text{m}$
  - Techo 6 – Techo 10  $C = 0.80\text{m} \times 0.35\text{m}$
- $f'c=210\text{kg/cm}^2$  (techo 11 – azotea)
  - Techo 11 – Techo 15  $C = 0.80\text{m} \times 0.35\text{m}$
  - Techo 15 – Azotea  $C = 0.50\text{m} \times 0.35\text{m}$

##### Placas

- $f'c=350\text{kg/cm}^2$  (sótano 2 – techo 10)
  - Sótano 1 – Sótano 2 Eje xx  $e = 0.35\text{m}$
  - Techo 1 – Techo 10 Eje xx  $e = 0.35\text{m}$
  - Sótano 1 – Sótano 2 Eje yy  $e = 0.20\text{m}$
  - Techo 1 – Techo 10 Eje yy  $e = 0.15\text{m}$
- $f'c=210\text{kg/cm}^2$  (techo 11 – azotea)
  - Techo 11 – Azotea Eje xx  $e = 0.35\text{m}$
  - Techo 11 – Azotea Eje yy  $e = 0.15\text{m}$



#### 4.3.3.2 Propiedades de los materiales ( $f'c=350-210 \text{ kg/cm}^2$ )

- Concreto  $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad  $E_c= 2806243.04 \text{ tn/m}^2$
- Concreto  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad  $E_c=2173706.51 \text{ tn/m}^2$
- Módulo de Poisson  $U=0.15$
- Fluencia del acero  $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$

#### 4.3.3.3 Cargas aplicables ( $f'c=350-210 \text{ kg/cm}^2$ )

Las cargas muertas impuestas serán los pesos propios, los cuales son tomados desde los elementos estructurales que el programa computa por la caracterización de materiales en vigas columnas y placas. Para el caso de la carga muerta de losas aligeradas y macizas, estas son introducidas manualmente al modelo.

Las cargas vivas o sobrecargas serán introducidas de forma manual al modelo siendo estas cargas asignados a la losa de cada entrepiso de acuerdo a cada caso.

#### 4.2.3.4 Parámetros sísmicos ( $f'c=350-210 \text{ kg/cm}^2$ )

- Factor de Zona:  $Z_3 = 0.35$  (El edificio se ubica en la ciudad de Huancayo, correspondiente a la zona sísmica 3)
- Factor de Uso:  $U = 1$  (La categoría del edificio corresponde a una edificación común tipo C)
- Factor de Amplificación Sísmica:  $C$  (El factor de amplificación de la estructura respecto a la aceleración en el suelo depende del periodo fundamental de la estructura). El mayor valor que puede tomar  $C$  es 2.5
- Parámetro de Suelo:  $S = 1$  (Suelo rígido, tipo S1)
- Coeficiente de Reducción:  $R_{xx} = 5.25$  y  $R_{yy} = 4.5$  (Depende del tipo de sistema estructural usado, en el caso del tercer edificio la dirección transversal "X" es DUAL TIPO 1 ( $R=7$ ) y la dirección longitudinal "Y" es de MUROS ESTRUCTURALES ( $R=6$ ), al tratarse de una estructura Irregular ( $I_p=0.75$ ,  $I_a=1$ ) el coeficiente de reducción sísmica es modificado
- Aceleración de la gravedad:  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

#### 4.3.3.5 Espectro de diseño ( $f'c=350-210 \text{ kg/cm}^2$ )

Para realizar el análisis sísmico de la edificación, se realiza un análisis modal espectral, para lo cual se elabora un espectro inelástico de diseño el mismo que representa gráficamente las pseudo-aceleraciones en cada una de las direcciones versus los periodos de vibración de la estructura.

- Para la dirección transversal X

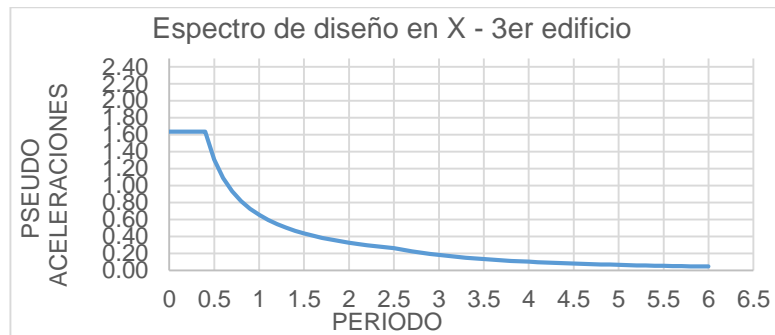


Figura 58: Espectro de diseño para la dirección transversal X - 3er edificio

- Para la dirección longitudinal Y

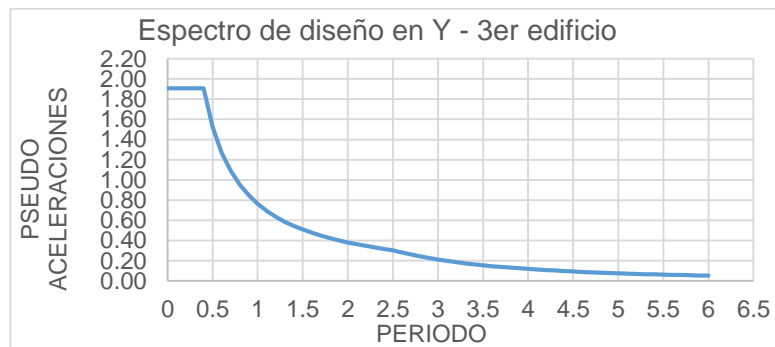


Figura 59: Espectro de diseño para la dirección longitudinal Y - 3er edificio

Para efectos de comparación, estos valores resultan ser los mismos espectros de diseño en los modelos estructurales.

#### 4.3.3.6 Separación de edificios

Todo edificio debe estar separado de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, a una distancia mínima "s" para evitar el choque durante un evento sísmico.

Esta distancia no será menor que los  $\frac{2}{3}$  de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios colindantes.

➤  $2 / 3 * 0.3329 * 2 = 0.44\text{m}$

Tampoco será menor que  $0.006h$ , donde  $h$  es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar “s”.

➤  $s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m}$

➤  $s = 0.006 * 65.85 = 0.39 \text{ m}$

Según la Norma E0.60, el edificio será retirado de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, a distancias no menores a  $0.45\text{m}$  para este caso.

#### 4.3.3.7 Verificación del sistema estructural R ( $f'c=350-210 \text{ kg/cm}^2$ )

Posterior al análisis sísmico es necesario realizar la verificación del sistema estructural de la edificación para realizar la corrección del factor de reducción (R). Esta verificación se realiza con el sismo estático en el primer techo de la edificación. En la tabla 33 se observa la fuerza cortante que actúa en la dirección transversal “X” y en la dirección longitudinal “Y” al producirse un sismo.

*Tabla 33: Fuerza cortante del sismo estático en el techo 1 – 3er edificio*

SISMO ACTUANTE EN EL TECHO 1				
TECHO1	CASO DE CARGA	P	VX	VY
		ton	ton	ton
TECHO1	SEXX	0.00	-483.80	0.00
TECHO1	SEYY	0.00	0.00	-771.41

El análisis corresponde a identificar el porcentaje del sismo que absorben los elementos resistentes horizontales (columnas – placas). Al verificar el sistema estructural en la dirección trasversal X (tabla 34), se observa que el porcentaje de sismo absorbido por los muros resulta ser el 78% de manera que el porcentaje de sismo absorbido por las columnas es el 22% restante. Estos valores corresponden al sistema estructural DUAL TIPO 1 (MUROS Y PORTICOS) con un factor de reducción  $R=7$  según la Norma de Diseño Sismo-resistente (E030).

Tabla 34: Fuerzas sísmicas absorbidas por muros en la dirección transversal X – 3er edificio

Porcentaje del sismo que se llevan los muros del techo 1					
TECHO	ELEMENTO	CASO DE CARGA	P	VX	VY
			tonf	tonf	tonf
TECHO1	PL1 XX1	SEXX	-13.82	7.98	0.02
TECHO1	PL1 XX2	SEXX	2.81	10.03	0.02
TECHO1	PL1 XX3	SEXX	57.34	11.46	0.04
TECHO1	PL2 XX1	SEXX	0.20	23.01	0.05
TECHO1	PL2 XX2	SEXX	92.46	24.19	0.07
TECHO1	PL3 XX2	SEXX	-6.35	16.56	0.02
TECHO1	PL3 XX1	SEXX	-49.40	13.58	0.03
TECHO1	PL3 XX3	SEXX	74.38	15.52	0.02
TECHO1	PL4 XX1	SEXX	22.04	20.30	-0.04
TECHO1	PL4 XX2	SEXX	13.68	21.51	-0.05
TECHO1	PL4 XX3	SEXX	-52.77	25.67	-0.07
TECHO1	PL5 XX1	SEXX	17.55	14.86	-0.05
TECHO1	PL5 XX2	SEXX	-6.85	16.77	-0.04
TECHO1	PL5 XX3	SEXX	-57.79	15.16	-0.04
TECHO1	PL6 XX1	SEXX	-94.23	24.82	-0.02
TECHO1	PL6 XX2	SEXX	346.08	26.71	-0.05
TECHO1	PL6 XX3	SEXX	154.73	38.06	-0.18
TECHO1	PL6 XX4	SEXX	4.85	51.51	-0.78
				TOTAL Vx	377.70
<b>%DE SISMO EN MUROS XX</b>					78%
<b>%DE SISMO EN COLUMNAS XX</b>					22% R=7

En la verificación del sistema estructural en la dirección longitudinal Y (tabla 35), se observa que el porcentaje de sismo absorbido por los muros resulta ser el 93%, de manera que el porcentaje de sismo absorbido por las columnas es el 7% restante. Estos valores corresponden al sistema estructural de MUROS ESTRUCTURALES con un factor de reducción R=6, según la Norma de Diseño Sismo-resistente (E030).

Tabla 35: Fuerzas sísmicas absorbidas por muros en el eje longitudinal Y – 3er edificio

Porcentaje del sismo que se llevan los muros del techo 1					
TECHO	ELEMENTO	CASO DE CARGA	P	VY	VX
			tonf	tonf	tonf
TECHO1	PL1 YY2	SEYY	136.46	80.96	0.02
TECHO1	PL1 YY1	SEYY	-228.93	44.80	0.03
TECHO1	PL2 YY1	SEYY	31.81	79.31	0.02
TECHO1	PL3 YY1	SEYY	-186.68	50.67	0.03
TECHO1	PL3 YY2	SEYY	231.28	41.00	0.00
TECHO1	PL4 YY1	SEYY	-185.29	45.83	-0.01
TECHO1	PL4 YY2	SEYY	112.81	86.06	0.02
TECHO1	PL5 YY1	SEYY	-123.75	55.98	-0.01
TECHO1	PL5 YY2	SEYY	260.46	56.05	0.00
TECHO1	PL6 YY1	SEYY	-213.64	91.70	-0.01
TECHO1	PL6 YY2	SEYY	120.42	51.32	0.01
TECHO1	PL6 YY3	SEYY	-83.72	34.67	0.01
				TOTAL Vy	718.35
<b>%DE SISMO EN MUROS YY</b>					93%
<b>%DE SISMO EN COLUMNAS YY</b>					7% R=6

#### 4.3.3.8 Verificación de desplazamientos ( $f'c=350-210 \text{ kg/cm}^2$ )

Según la Norma E030 para estructuras de concreto armado se permite una distorsión de entrepiso máxima (deriva) del 0.007. Es así que la estructura debe ser lo suficientemente rígida para cumplir con esta condición. En la tabla 36 se presentan las distorsiones de entrepisos máximos (derivas) y los desplazamientos acumulados por nivel en la dirección transversal X.

Tabla 36: Distorsión de entrepisos máximas y desplazamientos acumulados en la dirección transversal X – 3er edificio

VERIFICACION DE DESPLAZAMIENTOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL X						
TECHO	Distorsión entrepiso	Altura de entrepiso	Distorsión entrepiso	Distorsión max entrepiso	Pasa	Desplazamiento acumulado
		m	cm	cm		
CUART MQ	0.0048	1.80	0.86	1.80	OK	33.29
AZOTEA	0.0049	2.80	1.37	2.80	OK	32.43
TECHO20	0.0059	3.10	1.82	3.10	OK	31.06
TECHO19	0.0060	2.80	1.68	2.80	OK	29.24
TECHO18	0.0061	2.80	1.71	2.80	OK	27.56
TECHO17	0.0062	2.80	1.73	2.80	OK	25.85
TECHO16	0.0062	2.80	1.73	2.80	OK	24.12
TECHO15	0.0061	2.80	1.71	2.80	OK	22.39
TECHO14	0.0061	2.80	1.70	2.80	OK	20.68
TECHO13	0.0060	2.80	1.68	2.80	OK	18.98
TECHO12	0.0059	2.80	1.65	2.80	OK	17.30
TECHO11	0.0058	2.80	1.61	2.80	OK	15.65
TECHO10	0.0056	2.80	1.56	2.80	OK	14.03
TECHO9	0.0055	2.80	1.53	2.80	OK	12.47
TECHO8	0.0053	2.80	1.49	2.80	OK	10.95
TECHO7	0.0052	2.80	1.45	2.80	OK	9.46
TECHO6	0.0050	2.80	1.40	2.80	OK	8.01
TECHO5	0.0047	3.00	1.42	3.00	OK	6.61
TECHO4	0.0044	3.00	1.33	3.00	OK	5.19
TECHO3	0.0041	3.00	1.22	3.00	OK	3.85
TECHO2	0.0036	3.00	1.07	3.00	OK	2.63
MEZANINE	0.0029	3.40	0.97	3.40	OK	1.56
TECHO1	0.0017	3.55	0.59	3.55	OK	0.59



Figura 60: Desplazamiento acumulados en la dirección transversal X – 3er edificio

En la tabla 36 se observa que las distorsiones de entrepisos máximos en la dirección transversal “X” se encuentran dentro del rango permitido por la Norma E030 para estructuras de concreto armado con una distorsión de entrepiso máxima de 0.0062. Así mismo, se presenta un desplazamiento acumulado de 33.29cm en el último nivel (figura 60).



En la tabla 37 se presentan las distorsiones de entresijos máximas (derivadas) y los desplazamientos acumulados por nivel en la dirección longitudinal Y.

Tabla 37: Distorsión de entresijos máximas y desplazamientos acumulados en la dirección longitudinal Y – 3er edificio

VERIFICACION DE DESPLAZAMIENTOS EN LA DIRECCION LONGITUDINAL Y						
TECHO	Distorsión entresijo	Altura de entresijo	Distorsión entresijo	Distorsión max entresijo	Pasa	Desplazamiento acumulado
		m	cm	cm		
CUART MQ	0.0026	1.80	0.47	1.80	OK	17.29
AZOTEA	0.0029	2.80	0.81	2.80	OK	16.82
TECHO20	0.0030	3.10	0.94	3.10	OK	16.01
TECHO19	0.0031	2.80	0.87	2.80	OK	15.06
TECHO18	0.0031	2.80	0.88	2.80	OK	14.19
TECHO17	0.0032	2.80	0.89	2.80	OK	13.31
TECHO16	0.0032	2.80	0.90	2.80	OK	12.42
TECHO15	0.0032	2.80	0.89	2.80	OK	11.52
TECHO14	0.0032	2.80	0.89	2.80	OK	10.63
TECHO13	0.0032	2.80	0.88	2.80	OK	9.74
TECHO12	0.0031	2.80	0.87	2.80	OK	8.86
TECHO11	0.0030	2.80	0.85	2.80	OK	7.98
TECHO10	0.0029	2.80	0.82	2.80	OK	7.13
TECHO9	0.0029	2.80	0.80	2.80	OK	6.31
TECHO8	0.0028	2.80	0.78	2.80	OK	5.51
TECHO7	0.0027	2.80	0.75	2.80	OK	4.74
TECHO6	0.0026	2.80	0.71	2.80	OK	3.99
TECHO5	0.0024	3.00	0.72	3.00	OK	3.27
TECHO4	0.0022	3.00	0.66	3.00	OK	2.56
TECHO3	0.0020	3.00	0.60	3.00	OK	1.89
TECHO2	0.0017	3.00	0.51	3.00	OK	1.29
MEZANINE	0.0014	3.40	0.47	3.40	OK	0.78
TECHO1	0.0009	3.55	0.31	3.55	OK	0.31



Figura 61: Desplazamientos acumulados en la dirección longitudinal Y – 3er edificio

En la tabla 37 se observa que las distorsiones de entresijos máximas en la dirección longitudinal Y se encuentran dentro del rango permitido por la Norma E030 para estructuras de concreto armado con una distorsión de entresijo máxima de 0.0032. Así mismo se presenta un desplazamiento acumulado del 17.29cm en el último nivel (figura 61).

#### 4.3.3.9 Verificación de regularidad ( $f'c=350-210 \text{ kg/cm}^2$ )

La Norma de Diseño Sismo-resistente (E030) establece criterios de irregularidad, lo cual busca darle una clasificación a las edificaciones de acuerdo a su configuración estructural. Esta clasificación modifica el coeficiente básico de reducción sísmica  $R_0$ , multiplicándolo por los coeficientes de irregularidad en altura y en planta.

- $R = I_a * I_p * R_0$ 
  - $I_a$  = Irregularidad en altura
  - $I_p$  = Irregularidad en planta

##### 4.3.3.9.1 Irregularidad en altura

A continuación, en la tabla 38 se presenta el análisis de irregularidades en altura para el tercer edificio analizado con una resistencia del concreto a la compresión  $350\text{kg/cm}^2$  del sótano 2 al décimo nivel, y  $210\text{kg/cm}^2$  del onceavo al último nivel.

Tabla 38: Verificación de irregularidad en altura – 3er edificio

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA – 3ER EDIFICIO	EVALUACION		Factor de la	VERIFICACION
	<b>RIGIDEZ X</b>	<b>&lt;0.7</b>		
	<b>ton/m</b>			
	CUART MQ			
	AZOTEA			
	TECHO20	24287.39		
	TECHO19	38038.73	1.57	NO PRESENTA IR.
	TECHO18	46434.21	1.22	NO PRESENTA IR.
	TECHO17	51784.50	1.12	NO PRESENTA IR.
	TECHO16	55478.90	1.07	NO PRESENTA IR.
	TECHO15	58718.62	1.06	NO PRESENTA IR.
	TECHO14	61007.69	1.04	NO PRESENTA IR.
	TECHO13	63134.70	1.03	NO PRESENTA IR.
	TECHO12	65542.03	1.04	NO PRESENTA IR.
	TECHO11	68632.41	1.05	NO PRESENTA IR.
	TECHO10	72537.74	1.06	NO PRESENTA IR.
	TECHO9	76493.86	1.05	NO PRESENTA IR.
	TECHO8	81077.99	1.06	NO PRESENTA IR.
	TECHO7	86809.92	1.07	NO PRESENTA IR.
	TECHO6	94008.63	1.08	NO PRESENTA IR.
	TECHO5	104009.53	1.11	NO PRESENTA IR.
	TECHO4	116752.97	1.12	NO PRESENTA IR.
	TECHO3	134304.83	1.15	NO PRESENTA IR.
	TECHO2	161555.42	1.20	NO PRESENTA IR.
	MEZANINE	210360.52	1.30	NO PRESENTA IR.
	TECHO1	375127.18	1.78	NO PRESENTA IR.
	SOTANO1			
	SOTANO2			
<b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b>			0,75	NO PRESENTA
<b>Irregularidad Extrema de Rigidez</b>			0.50	NO PRESENTA

<b>V Resistente X &lt; 0.8</b>				
<b>ton</b>				
<b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b> <b>Irregularidad Extrema de Resistencia</b>	CUART MQ	3.2732		
	AZOTEA	17.0548		
	TECHO20	86.3719		
	TECHO19	135.3365	1.56	NO PRESENTA IR.
	TECHO18	167.576	1.23	NO PRESENTA IR.
	TECHO17	188.5507	1.12	NO PRESENTA IR.
	TECHO16	202.1797	1.07	NO PRESENTA IR.
	TECHO15	211.1529	1.05	NO PRESENTA IR.
	TECHO14	217.448	1.04	NO PRESENTA IR.
	TECHO13	222.7997	1.03	NO PRESENTA IR.
	TECHO12	228.422	1.03	NO PRESENTA IR.
	TECHO11	234.9134	1.03	NO PRESENTA IR.
	TECHO10	242.8475	1.04	NO PRESENTA IR.
	TECHO9	252.8418	1.04	NO PRESENTA IR.
	TECHO8	265.0694	1.05	NO PRESENTA IR.
	TECHO7	279.5999	1.05	NO PRESENTA IR.
	TECHO6	296.5175	1.06	NO PRESENTA IR.
	TECHO5	316.1104	1.06	NO PRESENTA IR.
	TECHO4	337.2575	1.06	NO PRESENTA IR.
	TECHO3	358.5824	1.06	NO PRESENTA IR.
TECHO2	378.5533	1.05	NO PRESENTA IR.	
MEZANINE	398.3523	1.05	NO PRESENTA IR.	
TECHO1	410.6086	1.03	NO PRESENTA IR.	
SOTANO1	982.5331			
SOTANO2	25.523			
<b>PESO POR PISO</b>				
<b>ton &gt; 1.5</b>				
<b>Irregularidad de Masa o Peso</b>	CUART MQ	16.58		
	AZOTEA	83.99		
	TECHO20	574.94		
	TECHO19	612.75	1.06	NO PRESENTA IR.
	TECHO18	605.47	0.99	NO PRESENTA IR.
	TECHO17	605.47	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO16	605.47	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO15	605.47	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO14	605.47	1.01	NO PRESENTA IR.
	TECHO13	605.47	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO12	605.47	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO11	605.47	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO10	608.42	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO9	613.01	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO8	613.01	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO7	613.01	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO6	613.01	1.00	NO PRESENTA IR.
	TECHO5	627.99	1.02	NO PRESENTA IR.
	TECHO4	636.44	1.01	NO PRESENTA IR.
	TECHO3	636.44	1.00	NO PRESENTA IR.
TECHO2	636.44	1.00	NO PRESENTA IR.	
MEZANINE	759.05	1.19	NO PRESENTA IR.	
TECHO1	817.49	1.08	NO PRESENTA IR.	
SOTANO1	834.46			
SOTANO2	852.61			
<b>Irregularidad Geométrica Vertical</b>	En la edificación las dimensiones de la estructura en planta no presentan variación.		0.90	NO PRESENTA
<b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b>	Los elementos resistentes en el caso de placas son continuos, en el caso de columnas se presenta una reducción de sección cada 4 bloques de techos, esta variación genera una excentricidad despreciable para el análisis.		0.80	NO PRESENTA
<b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes</b>			0.60	NO PRESENTA

#### 4.3.3.9.2 Irregularidad en planta

A continuación, en la tabla 39 se presenta el análisis de irregularidades en planta para el tercer edificio analizado con una resistencia del concreto a la compresión 350kg/cm<sup>2</sup> del sótano 2 al décimo nivel, y 210kg/cm<sup>2</sup> del onceavo al último nivel.

Tabla 39: Verificación de irregularidad en planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA 3ER EDIFICIO	EVALUACION					Factor de Ip	VERIFICACION
	desplazamiento X						
		m		$\Delta \max/\Delta \text{CM}$	>1.2		
Irregularidad Torsional Irregularidad Torsional Extrema	TECHO5	0.053	$\Delta \max$	0.011	0.96	NO PRESENTA IR.	0,75 0.60
	TECHO5	0.053	$\Delta \max$	0.011	0.96	NO PRESENTA IR.	
	TECHO5	0.068	$\Delta \max$	0.015	1.24	PRESENTA IR.	
	TECHO5	0.068	$\Delta \max$	0.015	1.24	PRESENTA IR.	
	TECHO5	0.055	$\Delta \text{CM}$	0.012			
	TECHO4	0.042	$\Delta \max$	0.011	0.96	NO PRESENTA IR.	
	TECHO4	0.042	$\Delta \max$	0.011	0.96	NO PRESENTA IR.	
	TECHO4	0.054	$\Delta \max$	0.014	1.23	PRESENTA IR.	
	TECHO4	0.054	$\Delta \max$	0.014	1.23	PRESENTA IR.	
	TECHO4	0.043	$\Delta \text{CM}$	0.011			
	TECHO3	0.031	$\Delta \max$	0.010	0.96	NO PRESENTA IR.	
	TECHO3	0.031	$\Delta \max$	0.010	0.96	NO PRESENTA IR.	
	TECHO3	0.040	$\Delta \max$	0.013	1.23	PRESENTA IR.	
	TECHO3	0.040	$\Delta \max$	0.013	1.23	PRESENTA IR.	
	TECHO3	0.032	$\Delta \text{CM}$	0.010			
	TECHO2	0.021	$\Delta \max$	0.009	0.97	NO PRESENTA IR.	
	TECHO2	0.021	$\Delta \max$	0.009	0.97	NO PRESENTA IR.	
	TECHO2	0.027	$\Delta \max$	0.011	1.23	PRESENTA IR.	
	TECHO2	0.027	$\Delta \max$	0.011	1.23	PRESENTA IR.	
	TECHO2	0.022	$\Delta \text{CM}$	0.009			
	MEZANINE	0.013	$\Delta \max$	0.008	0.96	NO PRESENTA IR.	
	MEZANINE	0.013	$\Delta \max$	0.008	0.96	NO PRESENTA IR.	
	MEZANINE	0.016	$\Delta \max$	0.010	1.24	PRESENTA IR.	
	MEZANINE	0.016	$\Delta \max$	0.010	1.24	PRESENTA IR.	
	MEZANINE	0.013	$\Delta \text{CM}$	0.008			
	TECHO1	0.005	$\Delta \max$	0.005	0.97	NO PRESENTA IR.	
	TECHO1	0.005	$\Delta \max$	0.005	0.97	NO PRESENTA IR.	
	TECHO1	0.006	$\Delta \max$	0.006	1.25	PRESENTA IR.	
	TECHO1	0.006	$\Delta \max$	0.006	1.25	PRESENTA IR.	
	TECHO1	0.005	$\Delta \text{CM}$	0.005			
<b>Esquinas Entrantes</b>	Debido a la uniformidad en planta, la estructura no presenta esquinas entrantes					0.90	NO PRESENTA
<b>Discontinuidad del Diafragma</b>	Se presenta aberturas en el diafragma. Área total = 648.6857 m <sup>2</sup> Área vacía = 84.4363 m <sup>2</sup> Relación = 0.13  La relación es menor a 0.50.					0.85	NO PRESENTA
<b>Sistemas No Paralelos</b>	Los elementos resistentes en el edificio tienen configuraciones paralelas.					0.9	NO PRESENTA

Posterior a la verificación de irregularidades, se aplica el coeficiente 0.75 en el análisis sísmico por presentar irregularidad torsional en planta, modificando el factor de reducción básico.

#### 4.3.3.10 Escalado de la fuerza cortante para diseño ( $f'c=350-210\text{kg/cm}^2$ )

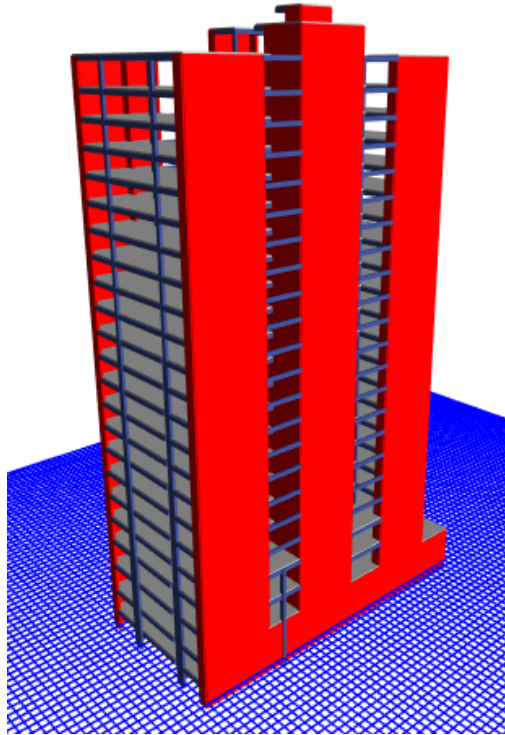
La evaluación de las cortantes se realiza de forma similar al ítem 4.3.1.10. Para calcular los factores de escala, se debe comparar la fuerza cortante del caso dinámico versus la fuerza cortante del caso estático y verificar que el cociente sea mayor o igual a 0.90, como se muestra en la tabla 40.

Tabla 40: Factor de escala para diseño – 3er edificio

ANALISIS DE FACTOR PARA DISEÑO EN EL ANALISIS DINAMICO				
TECHO	CASO DE CARGA	P	VX	VY
		ton	ton	ton
TECHO1	Cortante dinámica XX	0	422.78	39.82
TECHO1	Cortante dinámica YY	0	46.46	619.10
TECHO1	Cortante estática XX	0	-483.80	0
TECHO1	Cortante estática YY	0	0	-771.41
FACTOR DE ESCALA		SIS XX DISEÑO	1.0299	
FACTOR DE ESCALA		SIS YY DISEÑO	1.1214	

#### 4.3.3.11 Modelo estructural final ETABS ( $f'c=350-210\text{kg/cm}^2$ )

En la figura 62 se presenta el modelo estructural del tercer edificio analizado con un concreto de resistencia la compresión  $350\text{kg/cm}^2$  del sótano 2 al décimo nivel, y  $210\text{kg/cm}^2$  del onceavo al último nivel.



*Figura 62: Modelo estructural ETABS – 3er edificio*

## **4.4 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

Ceñidos a la normativa peruana, el diseño en concreto armado se realizó bajo los lineamientos de la Norma de Concreto Armado (E060) del Reglamento Nacional de Edificaciones.

### **4.4.1 Método de diseño**

#### **4.4.1.1 Método por Resistencia**

El método de diseño que señala la Norma (E060) es el Método por Resistencia, en el que se indica que las estructuras y elementos estructurales tendrán que diseñarse para alcanzar en todas sus secciones, resistencias de diseño por lo menos iguales o mayores a las resistencias requeridas, calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en la norma.

- $R_n \geq R_u$
- $\Phi R_n \geq R_u$

Dónde:

- $R_n$  = Resistencia nominal, es la resistencia que aporta en concreto y el acero en condiciones ideales.

- $R_u$  = Resistencia requerida (actuantes del modelo)
- $\Phi R_n$  = Resistencia de diseño
- $\Phi$  = Factor de reducción de resistencia

### **Resistencia requerida (factor de amplificación de cargas)**

Este factor de amplificación pretende mostrar la probabilidad que existe de que la carga estimada sea superada en la realidad. Tal como se indica en la Norma E060, donde señala que la resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) debe ser como mínimo:

- $U = 1.4CM + 1.7CV$

En el caso de considerarse cargas de sismo (CS), adicionalmente la resistencia requerida será como mínimo:

- $U = 1.25 (CM + CV) + CS$
- $U = 1.25 (CM + CV) - CS$
- $U = 0.9CM + CS$
- $U = 0.9CM - CS$

### **Resistencia de diseño (factores de reducción de resistencia $\phi$ )**

Los factores de reducción de resistencia afectan a las resistencias nominales de las secciones y toman en cuenta:

- La Variabilidad en la Resistencia: Considera la variabilidad en la resistencia de los materiales colocado en obra, así como las diferencias en las dimensiones indicadas en los planos con respecto a la construcción real. También las inexactitudes, suposiciones y simplificaciones en las ecuaciones que se utilizan para predecir la resistencia.
- Las consecuencias de la falla del elemento: Considera la importancia del elemento dentro de la estructura y las consecuencias de su falla.
- El tipo de falla del elemento: Asociada al comportamiento del elemento bajo una sollicitación. (Ottazzi, 2011)

Los factores de reducción de resistencia que indica la Norma E060 son los siguientes:

- Para flexión sin carga axial: 0.90
- Para carga axial y carga axial con flexión:

- Carga axial de tracción con o sin flexión: 0.90
- Carga axial de compresión con o sin flexión:
  - Elementos con refuerzo en espiral: 0.75
  - Otros elementos: 0.70
- Para cortante y torsión: 0.85

#### **4.4.1.2 Método por capacidad**

La Norma de Concreto Armado E060 en su capítulo 21 toma en consideración este tipo de diseño para elementos estructurales sometidos a cargas sísmicas. Este diseño es usado en elementos estructurales específicos con el fin de prevenir fallas indeseables.

El objetivo de cualquier estructura es que su sistema estructural sea dúctil y es por eso que los factores de seguridad contra las fallas por cortantes son mayores que las producidas por flexión. El comportamiento ideal es que primero fallen por flexión y luego por cortante, produciéndose así un elemento que fallará dúctilmente, de modo que se agrietará y se deflectará enormemente, pero no colapsará.

Para el diseño por capacidad se debería seguir la siguiente secuencia:

- Seleccionar el mecanismo de falla deseado, inducir al elemento a que tenga una falla dúctil.
- Del paso anterior se obtienen unas cargas amplificadas, que luego serán consideradas cargas de demanda y se diseña el refuerzo por resistencia.
- Con el refuerzo asignado se calcula el valor de resistencia probable en las secciones críticas. Es normal que los valores de resistencia probable sean mayores a los de resistencia nominal.
- Luego se determina una carga externa que generaría la resistencia probable.
- Finalmente se hace el diseño que induce a la carga frágil por cortante, con el valor de carga externa que genera la resistencia probable. Así se garantiza que el elemento tendrá una falla dúctil.



## 4.4.2 Diseño de vigas

El diseño de vigas en concreto armado se realiza por el método de resistencia para requerimientos de flexión y el método de capacidad para requerimientos por cortante. El diseño debe cumplir con la Norma de Concreto Armado (E.060), teniendo especial cuidado en los requerimientos del Capítulo 21, Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico.

### 4.4.2.1 Diseño por flexión

La condición principal para el diseño es que el momento resistente  $\phi M_n$  debe ser mayor o igual al momento último  $M_u$ .

➤  $\phi M_n \geq M_u$

#### Hipótesis de diseño (E060)

Para iniciar el diseño de las vigas es necesario definir las hipótesis de diseño y los requisitos que debe cumplir un óptimo diseño para vigas sometidas a flexión.

- La máxima deformación unitaria del concreto ( $\epsilon_{cu}$ ) en la fibra extrema sometida a compresión es 0.003.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben considerarse directamente proporcional a la distancia del eje neutro.
- El esfuerzo en el refuerzo debe considerarse como la deformación unitaria por el módulo de elasticidad del acero. Pero dicho esfuerzo debe ser mayor o igual a  $f_y$ .
  - $f_s = E_s \times \epsilon_s$
- Se desprecia la resistencia a tracción del concreto ya que este es un valor pequeño.
- Se conoce la relación de esfuerzo y deformación unitaria del concreto.
- Se conoce la relación de esfuerzo y deformación unitaria del acero.
- Se conoce la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del elemento, la cual puede tomarse como un bloque rectangular equivalente.
  - En el bloque equivalente se considera:
  - Un esfuerzo uniforme de 0.85 la resistencia a compresión del concreto  $f'_c$ .
  - Una profundidad de "a" que es igual a 0.85 la distancia al eje neutro "c".

El diseño de las secciones transversales sometidas a flexión, carga axial o a la combinación de ambas (flexo-compresión) debe basarse en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones, utilizando las hipótesis ya mencionadas en párrafos anteriores. (Ottazzi, 2004)

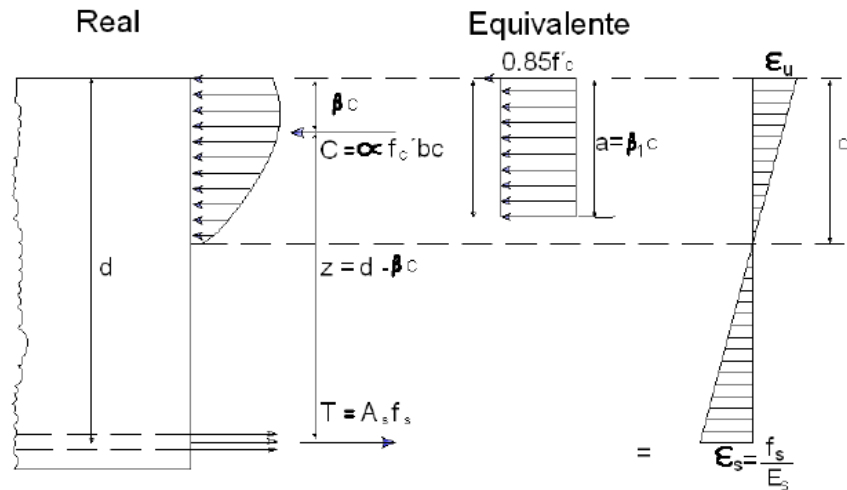


Figura 63: Bloque equivalente de la zona comprimida  
Fuente: Ottazzi, 2004

De la figura 63 se hace las equivalencias respectivas:

- 1.- Por equilibrio de fuerzas, la compresión C es igual que la tracción T (C=T)
  - $C = T$
  - $0.85f'c * b * a = A_s * f_y$
  - Despejando a se obtiene
  - $a = A_s * f_y / 0.85f'c * b$
- 2.- El momento nominal Mn va a ser igual que la fuerza de tracción T multiplicada por su brazo de palanca d-a/2, por lo tanto:
  - $M_n = A_s * f_y * (d - a/2)$

Donde:

- ρ: cuantía de acero =  $A_s/bd$
- $A_s$ : área de acero
- b: ancho de la sección
- d: peralte efectivo

## Acero mínimo

Según la Norma E0.60 el área mínima por tracción de secciones rectangulares es:

$$\text{Asmin} = 0.7 * \sqrt{f'c} * b * d / f_y$$

Dónde:

- b= base de la viga (cm)
- d= peralte efectivo de la viga (cm)
- Para diseños a una capa, d=(h-6)cm
- Para diseños a dos capas, d=(h-9)cm

## Acero máximo

En elementos sometidos a flexión se pueden dar tres tipos de fallas: falla de tracción, falla de compresión y falla balanceada. La primera falla ocurre en vigas sub-reforzadas y asegura que la viga tendrá comportamiento dúctil al momento de fallar. Por el contrario, las dos últimas fallas mencionadas ocurren de manera intempestiva (falla frágil).

La falla balanceada sirve como un parámetro para delimitar el área de acero necesario para asegurar que la viga tendrá una falla dúctil; por lo tanto, la cuantía no debe de pasar del 0.75 de la cuantía balanceada para asegurar un comportamiento dúctil.

- $P \text{ máx} = 0.75\rho_b$
- $\text{As máx} = 0.75\rho_b * b * d$

Donde:

- $\rho_b$  = cuantía balanceada
- b= base de la viga (cm)
- d= peralte efectivo de la viga (cm)

## Anclaje

### Longitud de desarrollo

Según lo indicado en la Norma E060, los aceros de las vigas longitudinales deben ingresar a cierta distancia en los apoyos para asegurar una adecuada adherencia entre el acero y el concreto. De no cumplirse con esa longitud mínima el acero se saldrá del apoyo.

Estas longitudes de desarrollo mínimas, dependiendo del diámetro de barra, son las que se muestran en la tabla 41 cuando se realiza el diseño con un concreto a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup> y en la tabla 42 cuando se realiza el diseño con un concreto a la compresión 350kg/cm<sup>2</sup>.

Tabla 41: Tabla de longitudes de desarrollo mínimas para un  $f'c=210$  kg/cm<sup>2</sup>

pulgada Ø	área de acero (cm <sup>2</sup> )	Ø cm	Superiores (cm)	otras barras (cm)	REDONDEADO (m)	
3/8"	0.71	0.95	43.65	33.58	0.50	0.40
1/2"	1.27	1.27	58.20	44.77	0.60	0.50
5/8"	1.98	1.59	72.75	55.96	0.80	0.60
3/4"	2.85	1.91	87.30	67.15	0.90	0.70
1"	5.07	2.54	144.11	110.85	1.50	1.20

Tabla 42: Tabla de longitudes de desarrollo mínimas para un  $f'c=350$  kg/cm<sup>2</sup>

pulgada Ø	área de acero (cm <sup>2</sup> )	Ø cm	Superiores (cm)	otras barras (cm)	REDONDEADO (m)	
3/8"	0.71	0.95	33.81	26.01	0.40	0.30
1/2"	1.27	1.27	45.08	34.68	0.50	0.40
5/8"	1.98	1.59	56.35	43.35	0.60	0.50
3/4"	2.85	1.91	67.62	52.02	0.70	0.60
1"	5.07	2.54	111.63	85.87	1.20	0.90

### Gancho estándar

El gancho estándar se usa en caso que la longitud desarrollo no pueda cumplirse. Este gancho consta de una longitud horizontal y otra vertical. Es así que la longitud de gancho estándar (Ldg) es equivalente a  $318 \cdot db / \sqrt{f'c}$  y la longitud vertical siempre se considera 16 veces el diámetro de la barra (16db). En la tabla 43 se indican las longitudes mínimas de gancho estándar cuando se realiza el diseño con un concreto a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup> y en la tabla 44 cuando se realiza el diseño con un concreto a la compresión 350kg/cm<sup>2</sup>.

Tabla 43: Tabla de gancho estándar para un  $f'c=210$ kg/cm<sup>2</sup>

pulgada Ø	área de acero (cm <sup>2</sup> )	Ø cm	Ldg (cm)	L (cm)	REDONDEADO (m)	
3/8"	0.71	0.95	20.90	15.24	0.25	0.20
1/2"	1.27	1.27	27.87	20.32	0.30	0.30
5/8"	1.98	1.59	34.84	25.40	0.40/0.35	0.30
3/4"	2.85	1.91	41.80	30.48	0.50	0.40
1"	5.07	2.54	55.74	40.64	0.60	0.50

Tabla 44: Tabla de gancho estándar para un  $f'c=350$  kg/cm<sup>2</sup>

pulgada Ø	área de acero (cm <sup>2</sup> )	Ø cm	Ldg (cm)	L (cm)	REDONDEADO (m)	
3/8"	0.71	0.95	16.19	15.24	0.20	0.20
1/2"	1.27	1.27	21.59	20.32	0.25	0.30
5/8"	1.98	1.59	26.98	25.40	0.30	0.30
3/4"	2.85	1.91	32.38	30.48	0.35/0.33	0.40
1"	5.07	2.54	43.17	40.64	0.45	0.50

### **Exigencias indicadas para vigas sometidas a flexión en la Norma E.060 (capítulo 21)**

- Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor al mínimo.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

#### **4.4.2.2 Diseño por cortante**

La condición principal es que la cortante resistente  $\phi V_n$  debe ser mayor o igual al cortante último  $V_u$ .

- $\phi V_n \geq V_u$

El diseño por capacidad de la viga se realiza para evitar que se genere una falla frágil. Este diseño se realizó de acuerdo a las especificaciones del capítulo 21 de la Norma de Concreto Armado (E060).

#### **Cortante Último ( $V_u$ )**

El cortante último es el cortante crítico obtenido del análisis estructural, este cortante se calcula a una distancia “d” de la cara del apoyo siempre y cuando:

- No existan cargas concentradas dentro de la distancia “d” hacia la cara del apoyo.
- Las cargas de gravedad induzcan compresión en el apoyo.

En caso no se cumplan estas condiciones, el cortante crítico se ubicará en la cara del apoyo de la viga.

### **Cortante nominal ( $\phi V_n$ )**

El cortante nominal  $V_n$  es la suma del cortante que aporta el concreto  $V_c$  más la suma del cortante que aporta el acero  $V_s$ .

$$\text{➤ } \phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

El cortante resistente del concreto:

$$\text{➤ } V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

El cortante resistente que aporta el acero transversal es:

$$\text{➤ } V_s = A_v * f_y * d / s$$

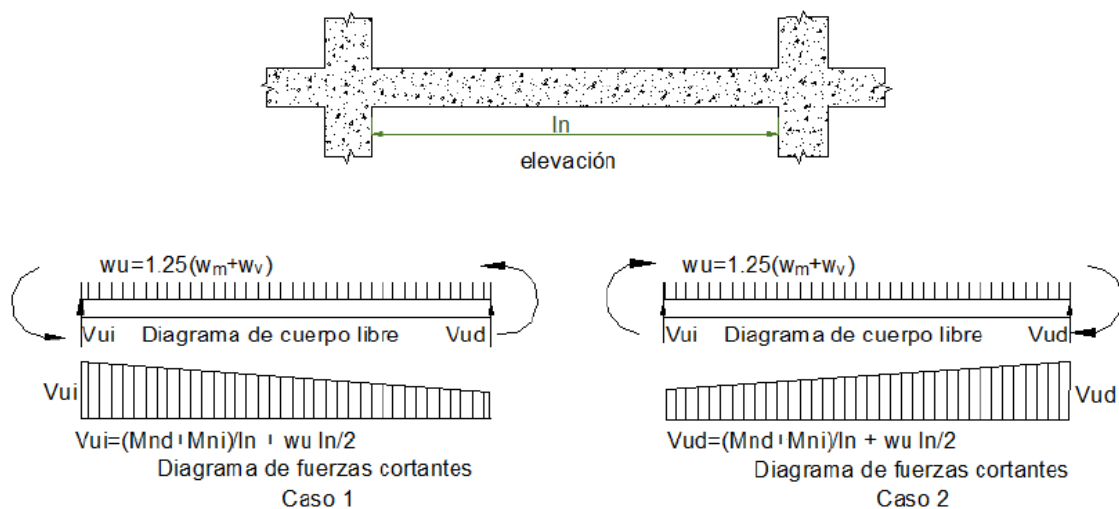
Donde:

- $A_v$ = área de acero transversal,
- $s$ = espaciamiento del acero transversal.
- $b_w$ = ancho de viga (cm)
- $d$ = peralte efectivo de la viga (cm)

### **Exigencias indicadas para vigas sometidas a corte en la Norma E.060 (capítulo 21)**

La cortante última  $V_u$  no debe ser menor que el mayor de los siguientes valores:

- El cortante último obtenido de las combinaciones de carga.
- El cortante último obtenido por el Método de Capacidad: El cortante obtenido con el Método de Capacidad para los sistemas de muros estructurales o duales tipo I, se calcula en base al refuerzo colocado por flexión tal como se muestra en la siguiente figura.



*Figura 64: Diseño por capacidad para vigas*  
 Fuente: Disposiciones especiales para el diseño sísmico (E060)

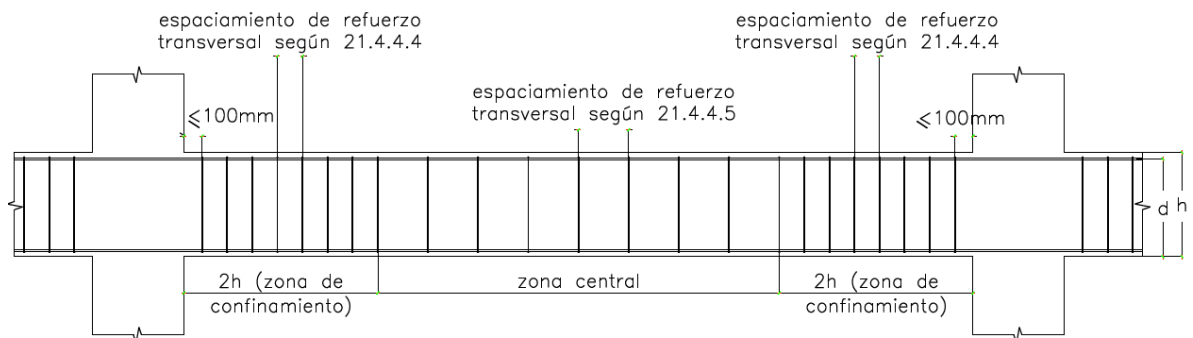
Según la Norma E060, la fuerza cortante calculada por el Método de la Capacidad no debe sobrepasar del cortante obtenido con las combinaciones de carga, amplificando los valores de sismo por un factor de 2.5.

### **Estribos mínimos a colocar en las vigas**

Zona de confinamiento: longitud considerada 2 veces el peralte de la viga, medida desde la cara del apoyo.

En esta zona los estribos deben estar espaciados como máximo en un rango menor de los siguientes valores:

- $s \leq d/4$ ; donde  $d$  es el peralte efectivo
- $s \leq 10 \text{ dbI}$ ; donde  $\text{dbI}$  es el menor diámetro de la barra longitudinal.
- $s \leq 24 \text{ dbe}$ ; donde  $\text{dbe}$  es el diámetro del estribo.
- $s \leq 30 \text{ cm}$
- Para el resto de la viga, el espaciamiento máximo que se debe colocar es  $d/2$ .



*Figura 65: Distribución de estribos por zona en vigas*  
*Fuente: Disposiciones especiales para el diseño sísmico (E060)*



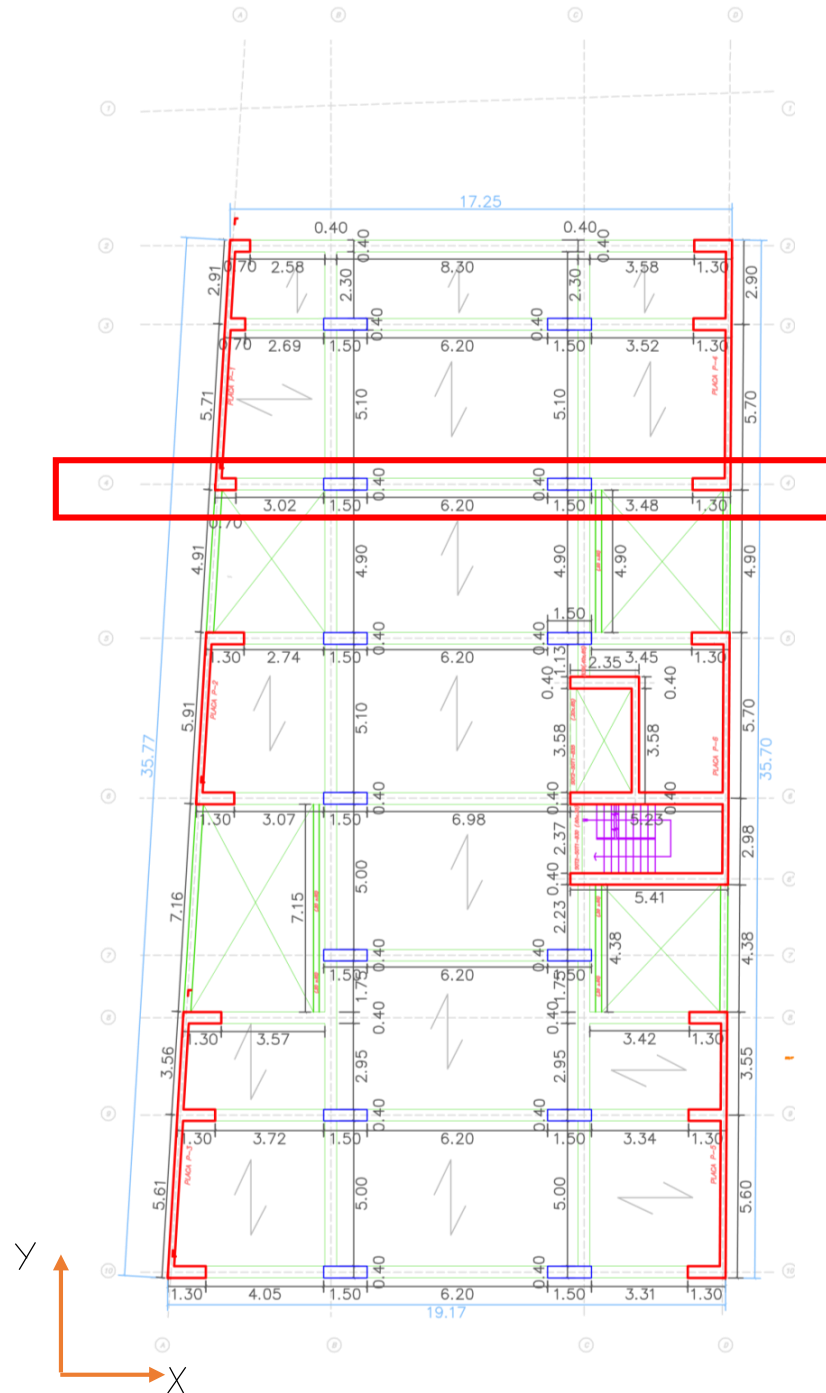
### 4.4.2.3 Ejemplo: Diseño de viga con $f'c=210\text{kg/cm}^2$

Eje de diseño 4-4 de la PLANTA TECHO 2 – TECHO 5

Dimensiones		
<b>b</b>	40	cm
<b>h</b>	65	cm
<b>d</b>	56	cm
<b>fc</b>	210	kg/cm <sup>2</sup>
<b>fy</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>

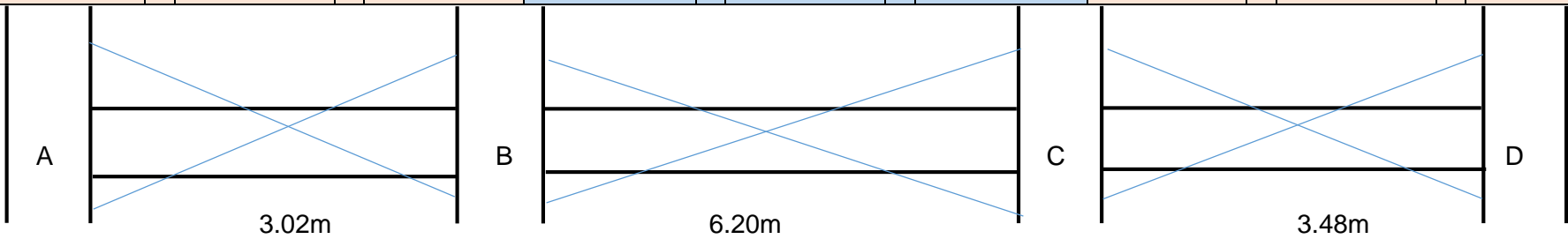
Cantidad de acero mínimo y máximo			
<b>2capas</b>	as min	5.41	cm <sup>2</sup>
	as max	35.70	cm <sup>2</sup>

#	pulgada Ø	area de acero (cm <sup>2</sup> )	Ø cm	n barras max
3	3/8"	0.71	0.95	9
4	1/2"	1.27	1.27	8
5	5/8"	1.98	1.59	7
6	3/4"	2.85	1.91	7
8	1"	5.07	2.54	6



### Diseño por flexión

Mu- (ton*m)	-46.39	-3.51	-14.27	-52.09	-3.37	-43.20	-19.44	-5.59	-50.50
w	0.2258	0.0150	0.0625	0.2595	0.0144	0.2077	0.0865	0.0240	0.2499
ρ (cuantía)	0.0113	0.0007	0.0031	0.0130	0.0007	0.0104	0.0043	0.0012	0.0125
As req. (cm <sup>2</sup> )	25.28	1.67	7.00	29.06	0.08	23.26	9.68	2.68	27.99
As col. (varillas)	2ø3/4+1ø5/8	2ø3/4+1ø5/8	2ø3/4+1ø5/8	2ø3/4+12ø5/8	2ø3/4+1ø5/8	2ø3/4+12ø5/8	2ø3/4+3ø5/8	2ø3/4+1ø5/8	2ø3/4+12ø5/8
As. col (cm <sup>2</sup> )	25.49	7.68	7.68	29.45	7.68	29.45	11.64	7.68	29.45

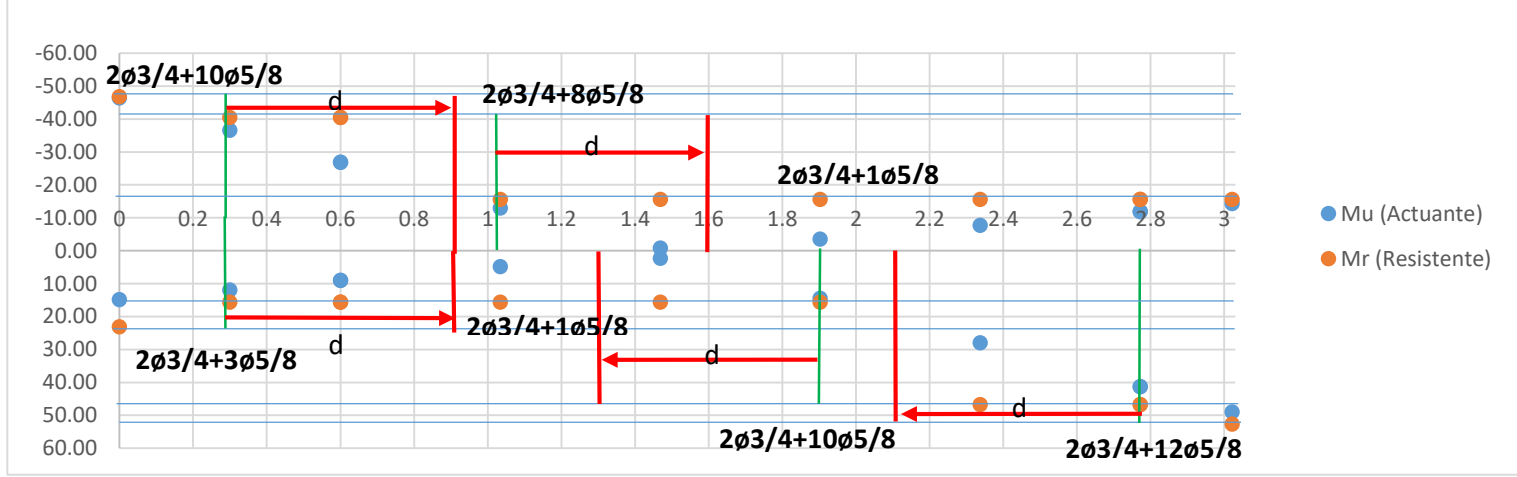


Mu+ (ton*m)	14.83	14.49	48.95	22.40	13.93	22.29	45.76	6.91	18.68
w	0.0651	0.0635	0.2407	0.1005	0.0610	0.1000	0.2222	0.0297	0.0829
ρ (cuantía)	0.0033	0.0032	0.0120	0.0050	0.0030	0.0050	0.0111	0.0015	0.0041
As req. (cm <sup>2</sup> )	7.29	7.12	26.95	11.26	6.83	11.20	24.88	3.33	9.28
As col. (varillas)	2ø3/4+3ø5/8	2ø3/4+1ø5/8	2ø3/4+12ø5/8	2ø3/4+3ø5/8	2ø3/4+1ø5/8	2ø3/4+3ø5/8	2ø3/4+10ø5/8	2ø3/4+1ø5/8	2ø3/4+3ø5/8
As. col (cm <sup>2</sup> )	11.64	7.68	29.45	11.64	7.68	11.64	25.49	7.68	11.64

**Corte de acero longitudinal tramo A – B (L=3.02m)**

Distribución	Mr-	Pto. teórico +d (m)	Corte real (de la cara del apoyo) (m)	Distribución	Mr-	Pto. teórico +d (m)	Corte real (de la cara del apoyo) (m)
2ø3/4+10ø5/8	46.74						
Corto 2ø5/8							
R: 2ø3/4+8ø5/8	40.43	0.86	0.90				
Corto 7ø5/8							
R: 2ø3/4+1ø5/8	15.60	1.59	1.60				

La línea verde es el corte teórico  
La línea roja es el corte real

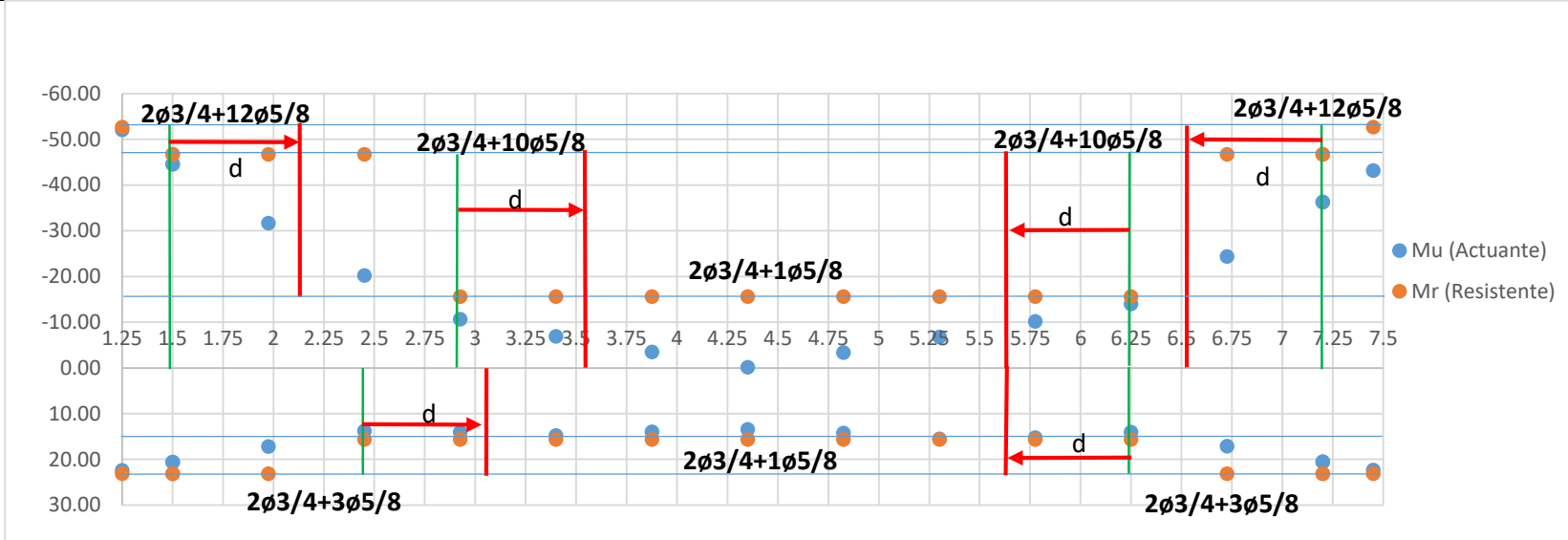


Distribución	Mr+	Pto. teórico +d (m)	Corte real (de la cara del apoyo) (m)	Distribución	Mr+	Pto. teórico +d (m)	Corte real (de la cara del apoyo) (m)
2ø3/4+3ø5/8	23.13			2ø3/4+12ø5/8	52.70		
Corto 2ø5/8				Corto 2ø5/8			
R: 2ø3/4+1ø5/8	15.60	0.86	0.90	R: 2ø3/4+10ø5/8	46.74	0.81	0.90
				Corto 9ø5/8			
				R: 2ø3/4+1ø5/8	15.60	1.68	1.70

**Corte de acero longitudinal tramo B – C (L=6.20m)**

Distribución	Mr-	Pto. teórico +d (m)	Corte real (de la cara del apoyo) (m)	Distribución	Mr-	Pto. teórico +d (m)	Corte real (de la cara del apoyo) (m)
2ø3/4+12ø5/8	52.70			2ø3/4+12ø5/8	52.70		
Corto 2ø5/8				Corto 2ø5/8			
R: 2ø3/4+10ø5/8	46.74	0.81	0.90	R: 2ø3/4+10ø5/8	46.74	0.81	0.90
Corto 9ø5/8				Corto 9ø5/8			
R: 2ø3/4+1ø5/8	15.60	2.24	2.30	R: 2ø3/4+1ø5/8	15.60	1.76	1.80

La línea verde es el corte teórico  
La línea roja es el corte real

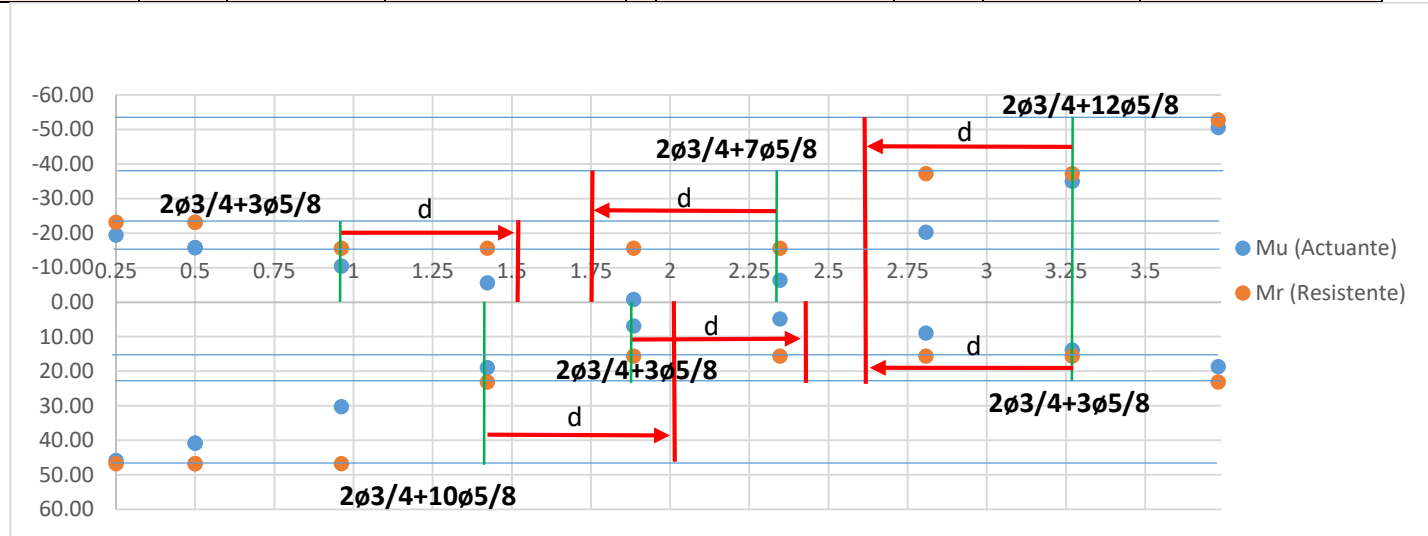


Distribución	Mr+	Pto. teórico +d (m)	Corte real (de la cara del apoyo) (m)	Distribución	Mr+	Pto. teórico +d (m)	Corte real (de la cara del apoyo) (m)
2ø3/4+3ø5/8	23.13			2ø3/4+3ø5/8	23.13		
Corto 2ø5/8				Corto 2ø5/8			
R: 2ø3/4+1ø5/8	15.60	1.76	1.80	R: 2ø3/4+1ø5/8	15.60	1.76	1.80

**Corte de acero longitudinal tramo C – D (L=3.48m)**

Distribución	Mr-	Pto. teórico +d (m)	Corte real (de la cara del apoyo) (m)	Distribución	Mr-	Pto. teórico +d (m)	Corte real (de la cara del apoyo) (m)
2ø3/4+3ø5/8	23.13			2ø3/4+12ø5/8	52.70		
Corto 2ø5/8				Corto 5ø5/8			
R: 2ø3/4+1ø5/8	15.60	1.27	1.30	R: 2ø3/4+7ø5/8	37.14	1.02	1.10
				Corto 6ø5/8			
				R: 2ø3/4+1ø5/8	15.60	1.94	2.00

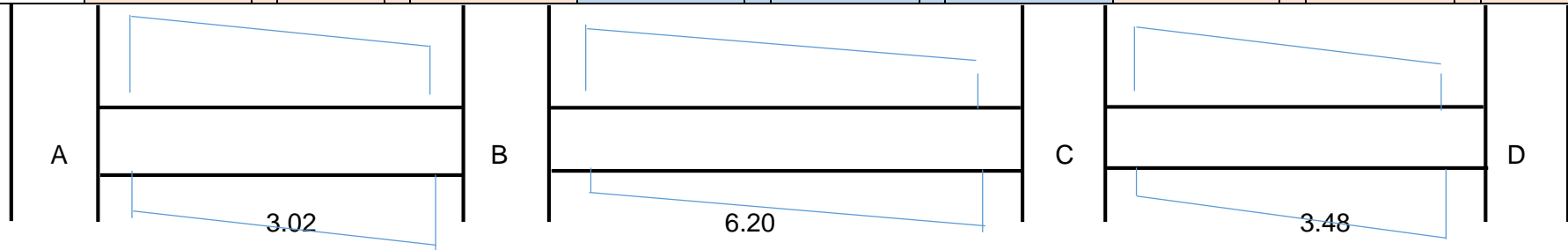
La línea verde es el corte teórico  
La línea roja es el corte real



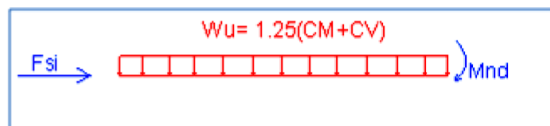
Distribución	Mr+	Pto. teórico +d (m)	Corte real (de la cara del apoyo) (m)	Distribución	Mr+	Pto. teórico +d (m)	Corte real (de la cara del apoyo) (m)
2ø3/4+10ø5/8	46.74			2ø3/4+3ø5/8	23.13		
Corto 7ø5/8				Corto 2ø5/8			
R: 2ø3/4+3ø5/8	23.13	1.73	1.80	R: 2ø3/4+1ø5/8	15.60	1.02	1.10
Corto 2ø5/8							
R: 2ø3/4+1ø5/8	15.60	2.19	2.20				

## Diseño por corte

Vu1- (ton)	-32.72			-30.37	-30.73			-7.21	-15.45			-10.51
Vu2-sismo2.5 (ton)	-47.17			-44.81	-41.55			-18.02	-31.22			-26.29
As col. Long (varillas)	2ø3/4+10ø5/8			2ø3/4+1ø5/8	2ø3/4+12ø5/8			2ø3/4+12ø5/8	2ø3/4+3ø5/8			2ø3/4+12ø5/8
	25.49			7.68	29.45			29.45	11.64			29.45
a (cm)	15			4.52	17.32			17.32	6.85			17.32
Mr (tn*m)	46.74			15.60	52.70			52.70	23.13			52.70
Mn (tn*m)	51.93			17.33	58.56			58.56	25.70			58.56



Vu1+	9.63			9.63	7.21			28.50	19.08			34.63
Vu2+(sismo2.5)	24.07			24.07	18.02			39.32	34.85			50.40
As col. Long (varillas)	2ø3/4+3ø5/8			2ø3/4+12ø5/8	2ø3/4+3ø5/8			2ø3/4+3ø5/8	2ø3/4+10ø5/8			2ø3/4+3ø5/8
	11.64			29.45	11.64			11.64	25.49			11.64
a (cm)	6.85			17.32	6.85			6.85	15			6.85
Mr (tn*m)	23.13			52.70	23.13			23.13	46.74			23.13
Mn (tn*m)	25.70			58.56	25.70			25.70	51.93			25.70



1.25(CM+CV)	6.82			6.82	6.82			6.82	6.82			6.82
Vcap. Izq-Der(Vu3-ton)	24.55				34.73				43.61			
Vcap. Der-Izq(Vu3-ton)				46.87				34.73				26.64

- Vu1: Cortante obtenido de las cinco combinaciones de carga.
- Vu2: Cortante obtenido de las cinco combinaciones de carga, amplificando la carga de sismo por 2.5
- Vu3: Cortante obtenido utilizando el refuerzo longitudinal colocado (Método de la Capacidad)

Cortantes actuantes			
	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3
V1	32.72	30.73	34.63
V2	47.17	41.55	50.40
V3	46.87	34.73	43.61
Vu	46.87	34.73	43.61

Los cortantes críticos Vu1 y Vu2 son calculados a una distancia “d” de la cara del apoyo, siendo d= 65-6=59cm. El cortante Vu3 se calcula a la cara del apoyo ya que se pretende generar la rótula plástica en la viga.

Se escoge el menor de Vu3 y Vu2, el mayor de este con el Vu1 para cuestiones de diseño.

#### Aporte del concreto

- $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 40 \times 56 = 14.62 \text{ Ton}$

#### Aporte del estribo

- $\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$ ,  $V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi$
- $V_s \leq V_{m\acute{a}x}$ ,  $V_s \leq \phi 2.1 \sqrt{f'c} b_w \cdot d$
- $s = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$

Aporte del estribo			
	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3
Vs (Ton)	37.94	23.66	34.11
Vmax (Ton)	57.94	57.94	57.94
S (cm)	8.80	14.12	9.79
S usado (cm)	7.50	12.5	7.50

S (Resto)	cm	min
d/2	28	25

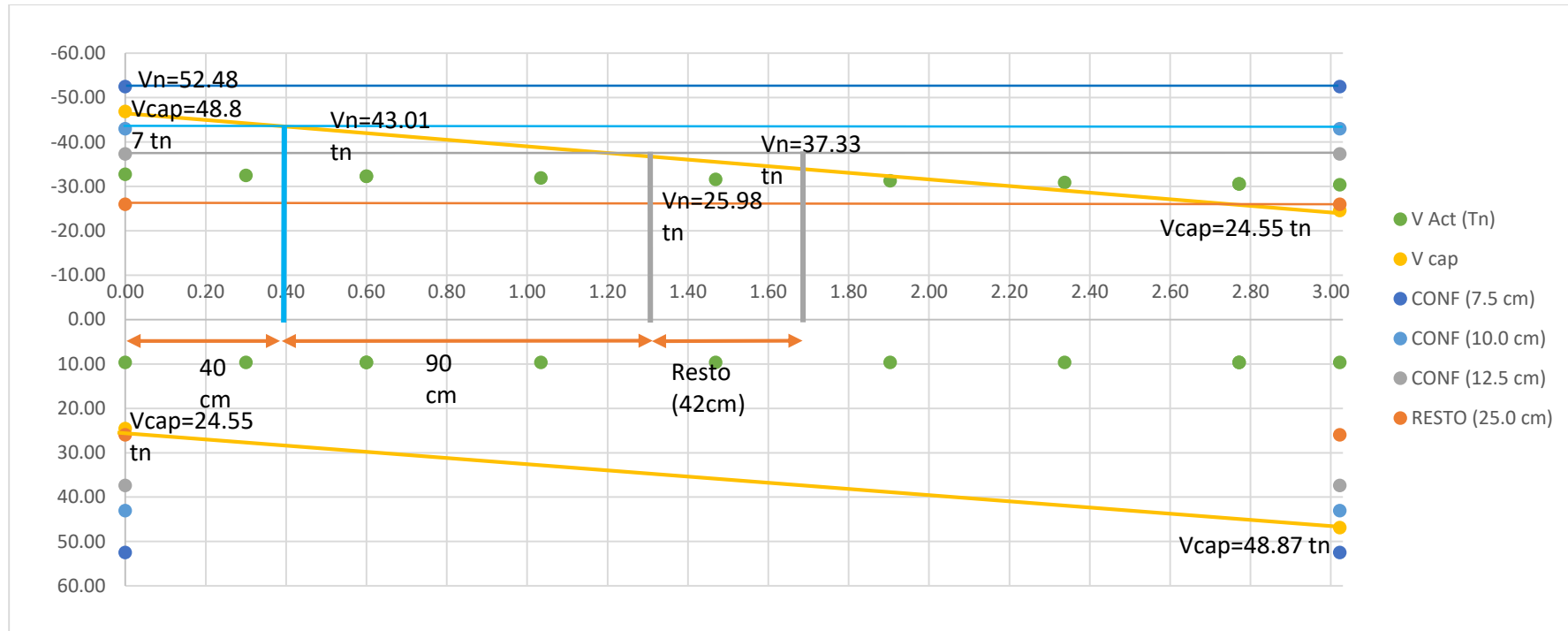
Espaciamiento mínimo de estribos:

Este espaciamiento se utiliza en la zona de confinamiento igual a  $2h = 2(0.65m) = 1.30m$ , desde la cara de los apoyos en ambos extremos como mínimo.

Cabe mencionar que esta distribución puede ser optimizada de la siguiente manera:

S (Zona de confinamiento)	cm	min
d/4	14.00	
10db	12.70	12.5
24dbs	22.80	
300mm	30.00	

TRAMO 1 (L=3.02)

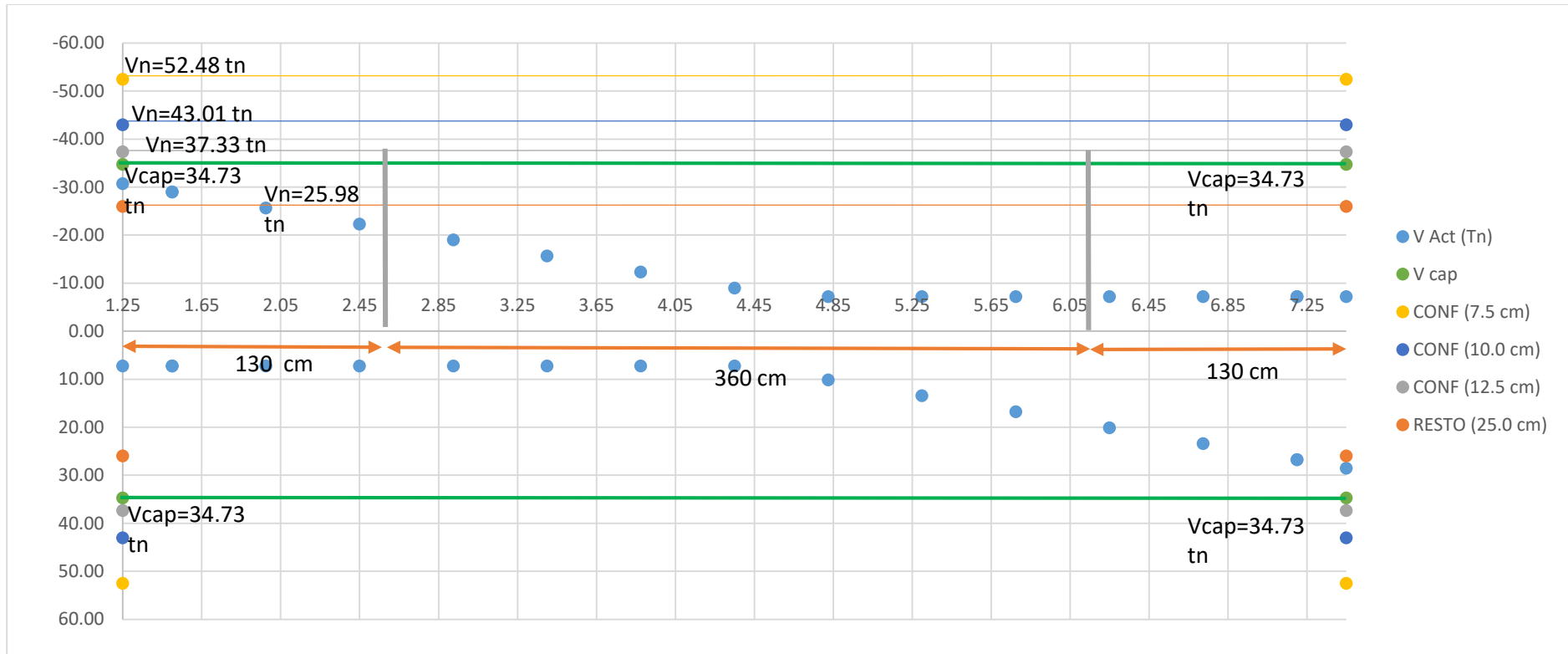


Long.(cm)	Esp.(cm)	Long.(cm)	Esp.(cm)	Long.(cm)	Esp.(cm)	Long.(cm)	Esp.(cm)
40	@7.50	90	@10.00	0	@12.50	Resto(42)	@12.50
#estribos		#estribos		#estribos		#estribos	
6	@7.50	9	@10.00	0	@12.50	Resto(4)	@12.50

ESPACIAMIENTO	Ø Vn
7.5	52.48
10.0	43.01
12.5	37.33
20.0	25.98



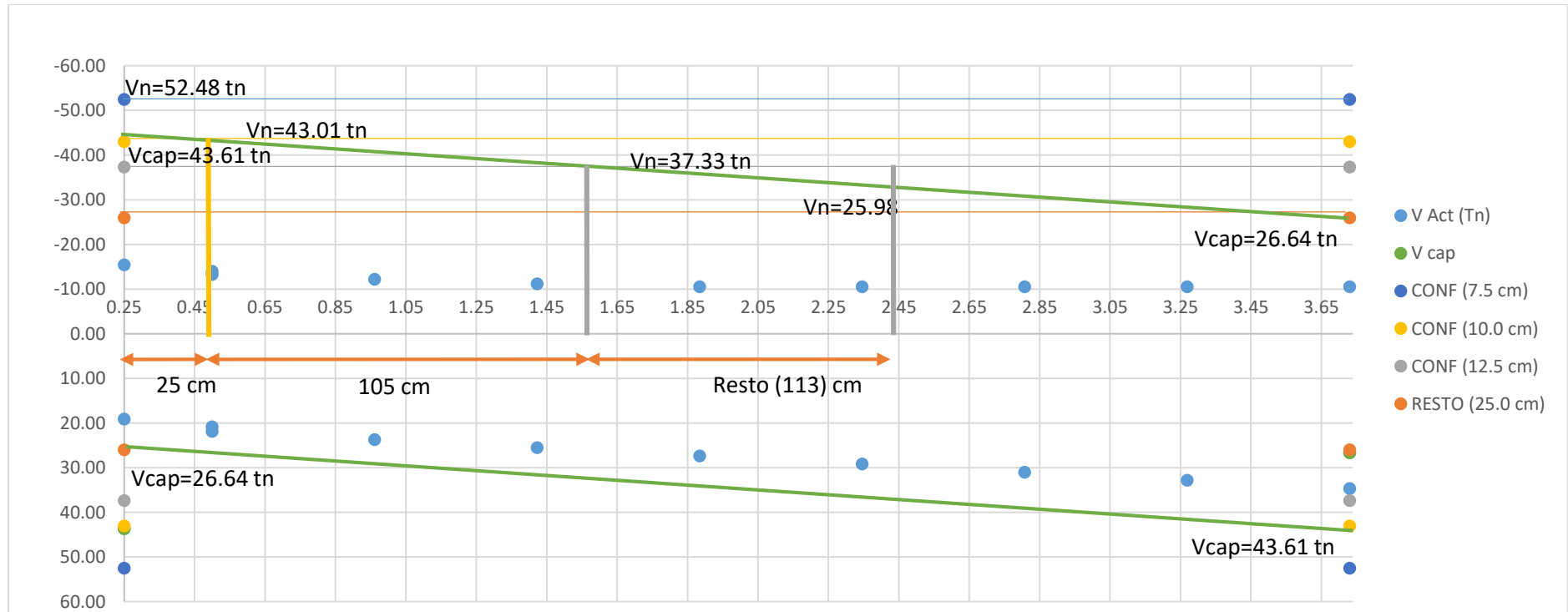
TRAMO2 (L=6.20)



Long.(cm)	Esp.(cm)	Long.(cm)	Esp.(cm)	Long.(cm)	Esp.(cm)	Long.(cm)	Esp.(cm)
0	@7.50	10	@10.00	120	@12.50	Resto(360)	@12.50
#estribos		#estribos		#estribos		#estribos	
0	@7.50	1	@10.00	10	@12.50	Resto(29)	@12.50

ESPACIAMIENTO	Ø Vn
7.5	52.48
10.0	43.01
12.5	37.33
20.0	25.98

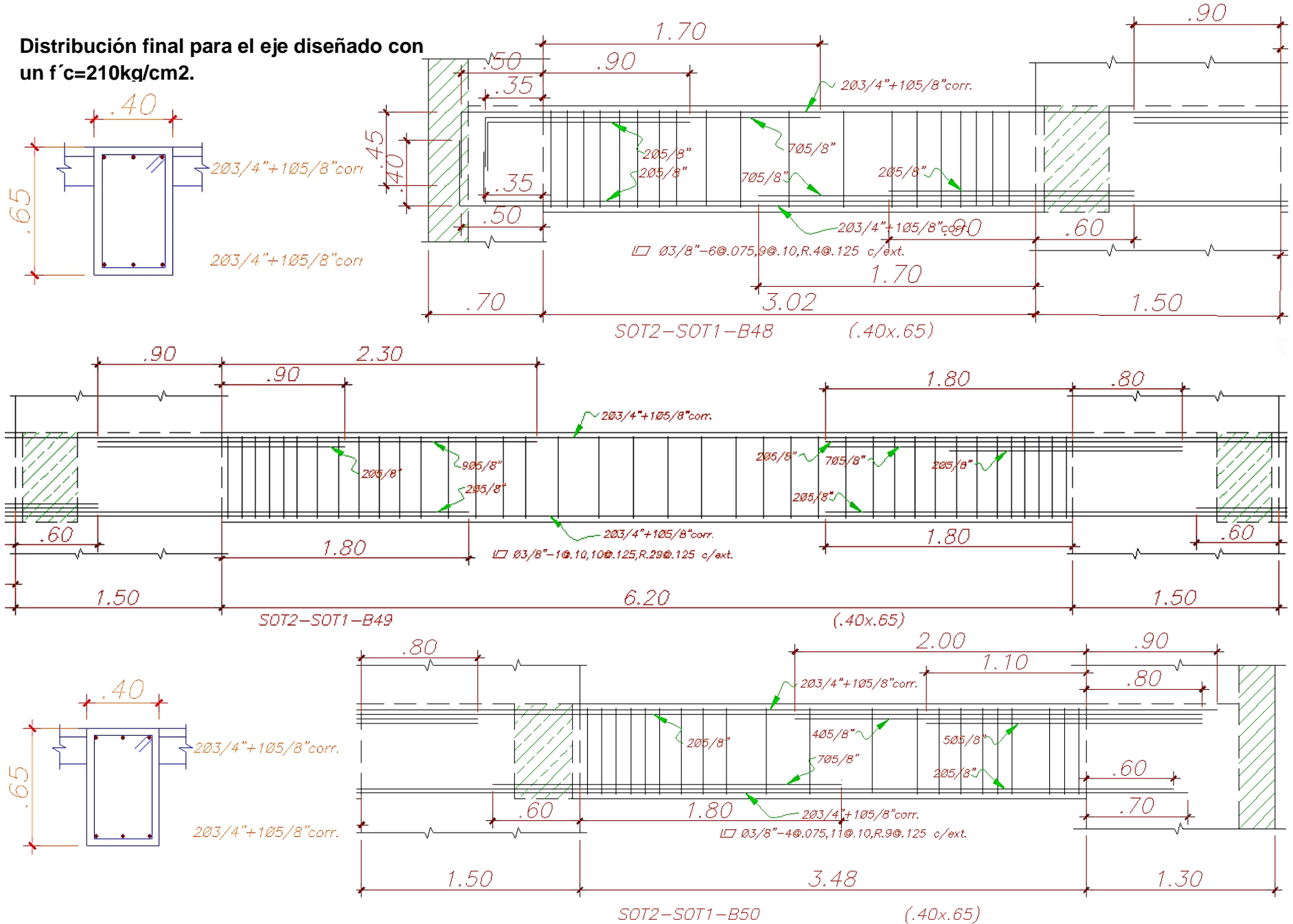
TRAMO3 (L=3.48)



Long.(cm)	Esp.(cm)	Long.(cm)	Esp.(cm)	Long.(cm)	Esp.(cm)	Long.(cm)	Esp.(cm)
25	@7.50	105	@10.00	0	@12.50	Resto(113)	@12.50
#estribos		#estribos		#estribos		#estribos	
4	@7.50	11	@10.00	0	@12.50	Resto(9)	@12.50

ESPACIAMIENTO	Ø Vn
7.5	52.48
10.0	43.01
12.5	37.33
20.0	25.98

Distribución final para el eje diseñado con un  $f'c=210\text{kg/cm}^2$ .



#### 4.4.2.3 ejemplo: diseño de viga con $f'c=350\text{kg/cm}^2$

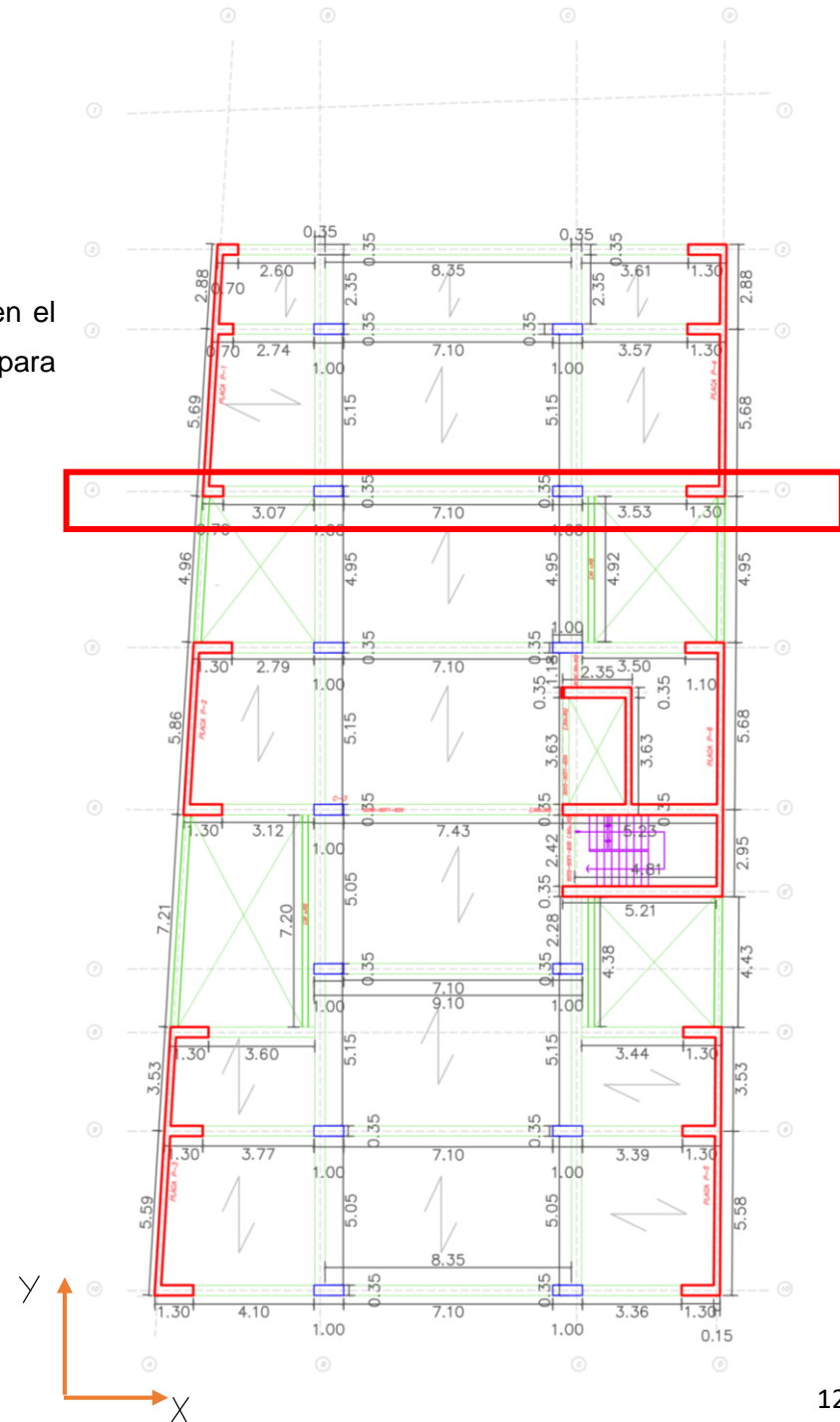
Eje de diseño 4-4 de la PLANTA TECHO 2 – TECHO 5

El ejemplo fue desarrollado bajo el mismo procedimiento empleado en el ítem 4.3.2.2 por lo cual solo se presenta el plano de la distribución final para este eje diseñado.

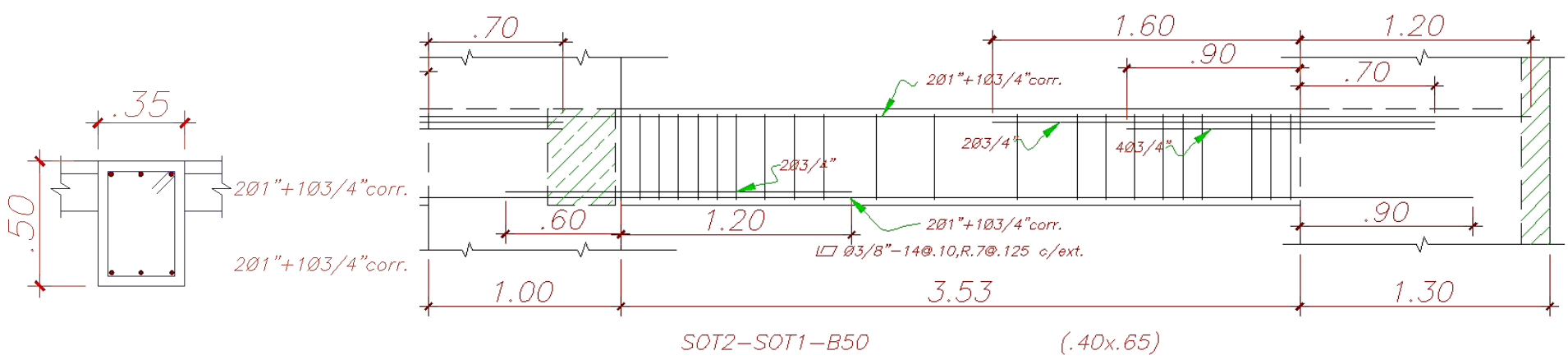
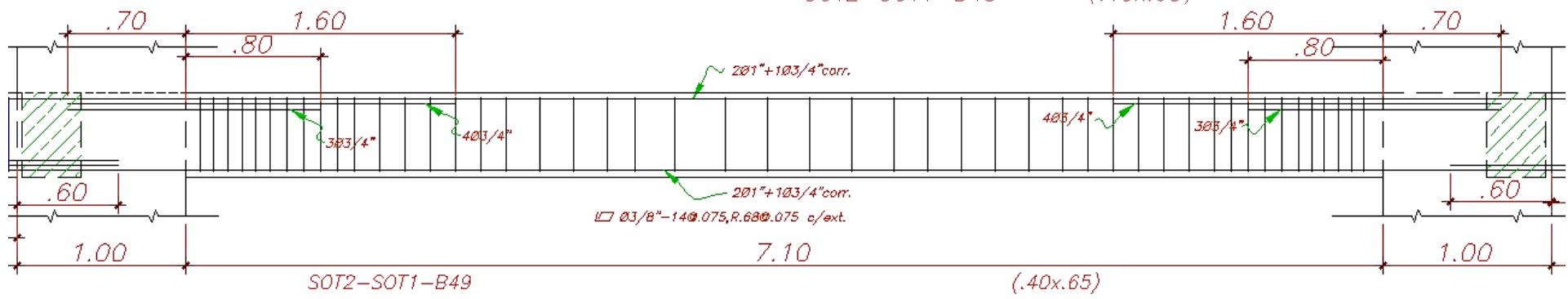
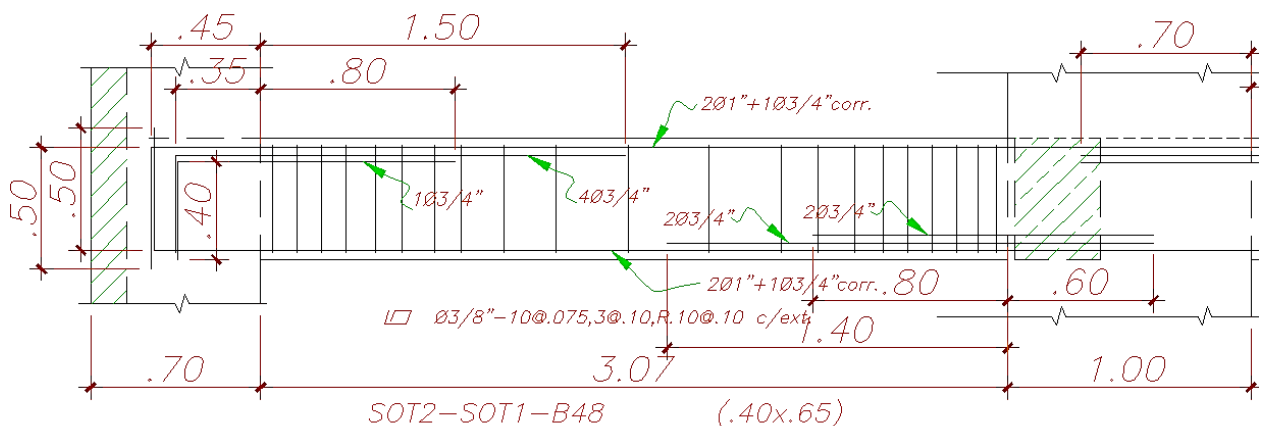
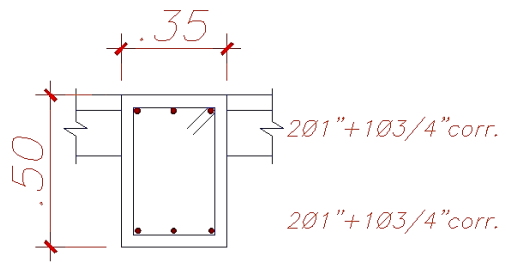
Dimensiones	
	35 cm
<b>h</b>	50 cm
<b>d</b>	41 cm
<b>fc</b>	350 kg/cm <sup>2</sup>
<b>fy</b>	4200 kg/cm <sup>2</sup>

Cantidad de acero mínimo y máximo			
<b>2capas</b>	as min	4.47	cm <sup>2</sup>
	as max	35.88	cm <sup>2</sup>

#	pulgada Ø	area de acero (cm <sup>2</sup> )	Ø cm	n barras max
3	3/8"	0.71	0.95	9
4	1/2"	1.27	1.27	8
5	5/8"	1.98	1.59	7
6	3/4"	2.85	1.91	7
8	1"	5.07	2.54	6



Distribución final para el eje diseñado con un  $f'c=350\text{kg/cm}^2$ .



### **4.4.3 Diseño de columnas**

Las columnas son elementos estructurales que están sometidas principalmente a esfuerzos de flexocompresión y cortante. Estos elementos son importantes al igual que las placas, ya que de fallar toda la estructura también fallaría, debido a que son el soporte principal de la edificación. Las columnas se diseñan en función de la carga axial y los momentos por sismo. Se utilizan las mismas combinaciones realizadas para la viga y se garantizan que los pares  $P_u$  y  $M_u$  obtenidos de las combinaciones de diseño se encuentren dentro del diagrama de interacción del diseño propuesto. Además, se aseguró la resistencia a la cortante última proveniente de la combinación de cargas mediante el empleo de estribos.

Ottazzi (2011), menciona que en edificios altos es posible cambiar la sección de la columna cada 3 o 4 pisos, puesto que en pisos superiores el requerimiento ante las cargas axiales es menor. En base a este criterio se están uniformizando las dimensiones de cada una de las columnas cada 4 o 5 plantas. El criterio de diseño para el dimensionamiento y armadura en cada una de las columnas está relacionado con mantener las mismas secciones en cada nivel con el fin de seguir el patrón de los encofrados. Por otro lado, la cantidad de acero requerida corresponde a la cuantía requerida partiendo de la mínima de 1%.

El diseño de columnas en concreto armado se realiza por el método de resistencia para requerimientos de flexo-compresión y el método de capacidad para cortante. El diseño debe cumplir con la Norma de Concreto Armado E060, teniendo especial cuidado en los requerimientos del capítulo 21 de disposiciones especiales para el diseño sísmico.

#### **4.4.3.1 Diseño por flexo-compresión**

El diseño por flexocompresión se basa en la creación de una curva de capacidad estructural, denominada diagrama de interacción, que resulta del análisis de la sección a fuerza axial y momento flector con su distribución de fierros longitudinales. Esta curva se obtiene variando el eje neutro obteniendo combinaciones de momento flector y fuerza axial.

Para el diseño por flexocompresión de las columnas, la Norma E060 indica que la cuantía mínima es el 1 % y la máxima es 6 %. Es así que para la sección que se obtuvo en el pre-dimensionamiento se calcula el refuerzo mínimo, con el cual se da la primera tentativa de distribución de refuerzo en la sección de la columna. Con esta distribución de acero se realiza el diagrama de interacción, el cual representa las combinaciones de momento flector  $\Phi M_n$  y carga axial  $\Phi P_n$  resistentes ( $\Phi M_n$ ,  $\Phi P_n$ ). Con el diagrama de interacción se puede saber si la columna logrará resistir las cargas últimas ( $M_u, P_u$ ) obtenidas de las cinco combinaciones de carga.

### **Rótula plástica**

La rótula plástica es la región de un elemento de pórtico (columnas, vigas) o muro estructural en la que se espera que ocurra fluencia por flexión durante la respuesta sísmica inelástica de la estructura.

Se debe garantizar que de producirse la rótula plástica, ésta se dará en las vigas y no en las columnas, ya que al producirse en las columnas toda la estructura fallará debido a que estos elementos son el soporte. Para garantizar que la rótula plástica se da en las vigas debe cumplir lo siguiente:

$$\text{➤ } \Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nv}$$

Donde:

- $\Sigma M_{nc}$  = suma de momentos nominales de flexión de las columnas que llegan a un nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial amplificada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.
- $\Sigma M_{nv}$  = suma de momentos nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

## Exigencias indicadas para columnas sometidas a flexo-compresión en la Norma E.060 (capítulo 21)

La cortante última  $V_u$  no debe ser menor que el mayor de los siguientes valores:

- El cortante último obtenido de las combinaciones de carga.
- El cortante último obtenido por el método de Capacidad: El cortante obtenido con el Método de Capacidad para los sistemas de muros estructurales o duales tipo I, se calcula en base al refuerzo colocado por flexión tal como se muestra en la siguiente figura.

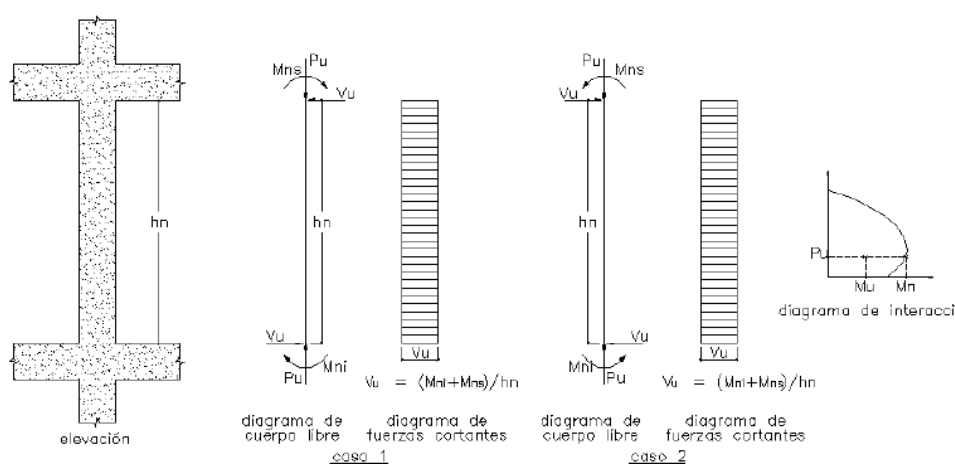


Figura 66: Diseño por capacidad para columnas  
Fuente: Disposiciones especiales para el diseño sísmico (E060)

### 4.4.3.2 Diseño por corte

El diseño por corte de las columnas que debe cumplir con los requerimientos establecidos en el capítulo 21 de la Norma de Concreto Armado (E060).

Este diseño debe asegurar una falla por flexión, por lo tanto, se calcula el cortante último en base al refuerzo colocado en la columna por flexión. Al asegurar una falla por flexión se está asegurando que, de ocurrir una falla, esta tendrá un comportamiento dúctil y por lo tanto la falla no será intempestiva.

#### Cortante Último ( $V_u$ )

El cortante último,  $V_u$ , no debe ser menor que el mayor de los siguientes valores:

- El cortante último más crítico obtenido de las 5 combinaciones de carga.
- El cortante último obtenido por el método de Capacidad.



El cortante obtenido con el Método de Capacidad se calcula con el refuerzo por longitudinal colocado. Para el cálculo de la fuerza cortante última se necesita conocer los momentos nominales que aporta el acero longitudinal de la columna. Sin embargo, el cortante calculado con el Método de la Capacidad no debe de sobrepasar del cortante último más crítico obtenido de las 5 combinaciones de carga, amplificando los valores de sismo por un factor de 2.5.

### **Cortante Nominal ( $\Phi V_n$ )**

El cortante nominal  $\Phi V_n$  total está conformado por el aporte del concreto  $V_c$  y del acero  $V_s$ , por lo tanto:

$$\text{➤ } \Phi V_n = \Phi(V_c + V_s)$$

Para el cálculo de la fuerza cortante resistente del concreto ( $\Phi V_c$ ) se considera un valor no mayor que lo obtenido con la siguiente expresión de la Norma E060:

$$\text{➤ } \Phi V_c = \Phi 0.53 \sqrt{f'}. bw . d (1 + Pu/140 Ag)$$

Donde:

- $bw$ =ancho de la columna
- $d$ =peralte efectivo de la columna
- $P_u$ =carga axial última de la columna
- $A_g$ =área de la sección de la columna

El cortante resistente que aporta el acero transversal es:

$$\text{➤ } V_s = A_v . f_y d/s$$

Donde

- $A_v$ =área del refuerzo transversal
- $d$ =peralte efectivo
- $s$ =espaciamiento del refuerzo transversal
- Espaciamiento mínimo:

Según la Norma E0.60 el primer estribo se coloca a 5cm y los siguientes de la siguiente manera:

## Exigencias indicadas para columnas sometidas a corte en la Norma E.060 (capítulo 21)

El espaciamiento en la zona de confinamiento no debe exceder al menor, entre:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
- 100 mm.

La longitud en la zona de confinamiento no debe ser menor que el mayor, entre:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento;
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
- 500 mm.

Fuera de la longitud  $L_o$ , el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir el espaciamiento del refuerzo de cortante y colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de  $d/2$ . En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300 mm.



Figura 67: Distribución de estribos por zona para columnas  
Fuente: Disposiciones especiales para el diseño sísmico (E060)

### 4.4.3.3 Ejemplo: diseño de columna con $f'c=210\text{kg/cm}^2$

La columna a diseñar será la C15 del SOTANO2

DIMENSIONES		
<b>b</b>	150	cm
<b>h</b>	40	cm

MATERIALES		
<b>F'c</b>	210	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fy</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Es</b>	2173706.512	kg/cm <sup>2</sup>

CUANTIAS		
<b>qmin</b>	1	%
<b>Asmin</b>	60	cm <sup>2</sup>
<b>As colocado</b>	172.28	cm <sup>2</sup>
<b>36 <math>\phi 1"</math></b>	2.87	%

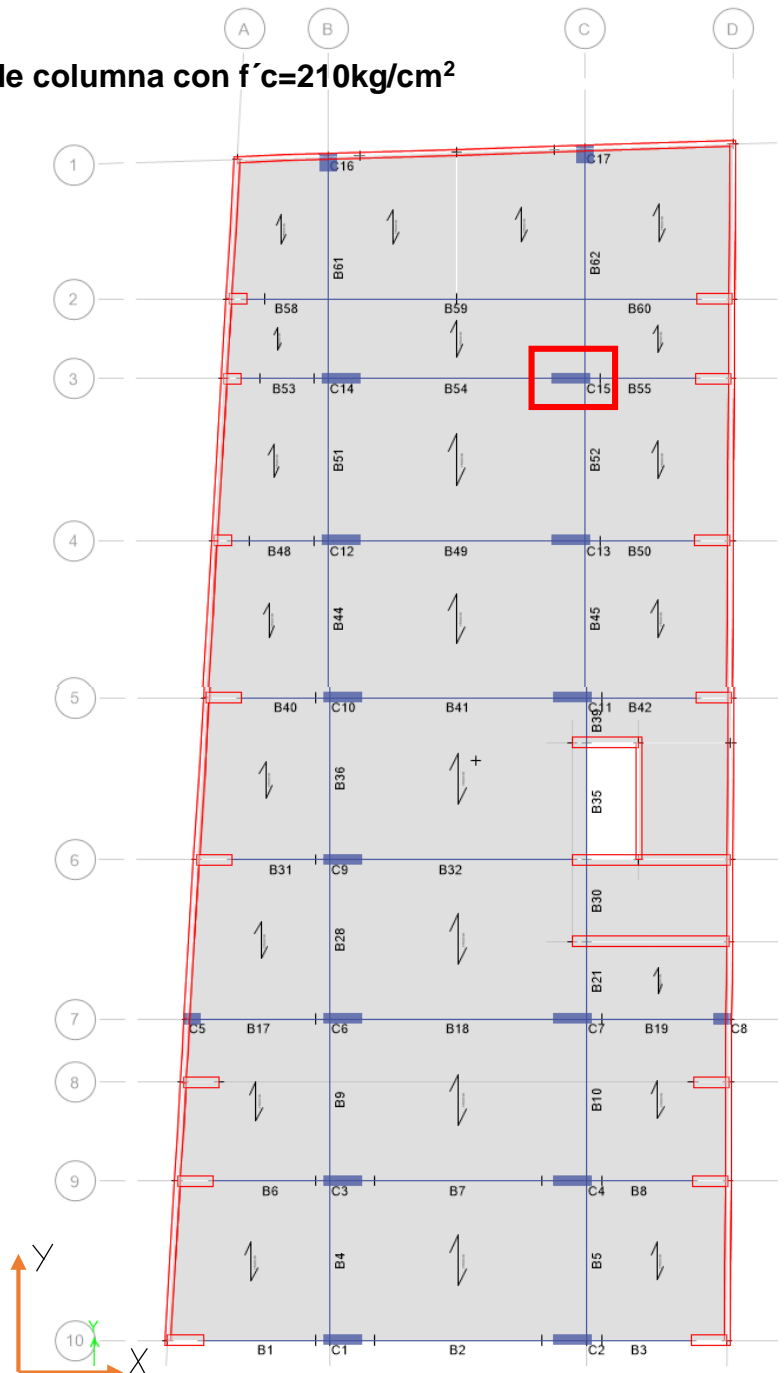


Figura 68: Distribución en planta de columnas

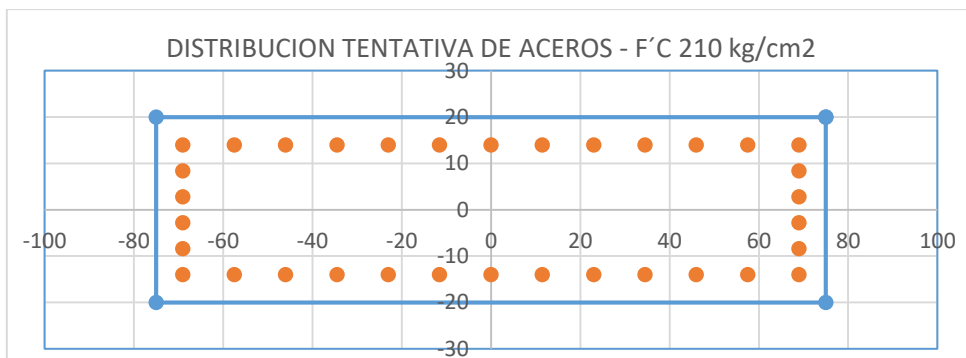


Figura 69: Distribución tentativa de acero con  $f'c=210\text{kg/cm}^2$

La tabla 45 muestra los pares de momento flector (M2/M3) y carga axial (P) resultantes del análisis estructural aplicando las 5 combinaciones de carga para la columna C15.

Tabla 45: Pares de carga axial y momento flector de las combinaciones de carga

TECHO	COLUMNA	CASO DE CARGA	ESTACION	P	V2	V3	T	M2	M3
			m	ton	ton	ton	ton-m	ton-m	ton-m
SOTANO2	C15	1.4CM+1.7CV Max	0	-242.10	4.18	-11.02	0.00	-8.74	2.06
SOTANO2	C15	1.4CM+1.7CV Max	1.025	-240.04	4.18	-11.02	0.00	3.29	-1.37
SOTANO2	C15	1.4CM+1.7CV Max	2.05	-237.97	4.18	-11.02	0.00	17.83	-4.02
SOTANO2	C15	1.4CM+1.7CV Min	0	-965.92	2.58	-14.19	0.00	-11.25	1.27
SOTANO2	C15	1.4CM+1.7CV Min	1.025	-963.85	2.58	-14.19	0.00	2.56	-2.22
SOTANO2	C15	1.4CM+1.7CV Min	2.05	-961.78	2.58	-14.19	0.00	13.85	-6.51
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)+SISXX Max	0	-113.14	6.11	-9.33	0.00	-7.40	3.01
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)+SISXX Max	1.025	-111.29	6.11	-9.33	0.00	2.88	0.21
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)+SISXX Max	2.05	-109.45	6.11	-9.33	0.00	15.60	0.62
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)+SISXX Min	0	-907.30	-0.40	-12.41	0.00	-9.84	-0.20
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)+SISXX Min	1.025	-905.46	-0.40	-12.41	0.00	2.17	-3.25
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)+SISXX Min	2.05	-903.61	-0.40	-12.41	0.00	11.73	-9.51
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)-SISXX Max	0	-113.14	6.11	-9.33	0.00	-7.40	3.01
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)-SISXX Max	1.025	-111.29	6.11	-9.33	0.00	2.88	0.21
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)-SISXX Max	2.05	-109.45	6.11	-9.33	0.00	15.60	0.62
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)-SISXX Min	0	-907.30	-0.40	-12.41	0.00	-9.84	-0.20
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)-SISXX Min	1.025	-905.46	-0.40	-12.41	0.00	2.17	-3.25
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)-SISXX Min	2.05	-903.61	-0.40	-12.41	0.00	11.73	-9.51
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)+SISYY Max	0	-116.32	5.22	-9.23	0.00	-7.32	2.58
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)+SISYY Max	1.025	-114.48	5.22	-9.23	0.00	2.90	-0.26
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)+SISYY Max	2.05	-112.63	5.22	-9.23	0.00	15.73	-0.76
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)+SISYY Min	0	-904.12	0.49	-12.52	0.00	-9.92	0.24
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)+SISYY Min	1.025	-902.28	0.49	-12.52	0.00	2.14	-2.78
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)+SISYY Min	2.05	-900.43	0.49	-12.52	0.00	11.60	-8.13
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)-SISYY Max	0	-116.32	5.22	-9.23	0.00	-7.32	2.58
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)-SISYY Max	1.025	-114.48	5.22	-9.23	0.00	2.90	-0.26
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)-SISYY Max	2.05	-112.63	5.22	-9.23	0.00	15.73	-0.76
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)-SISYY Min	0	-904.12	0.49	-12.52	0.00	-9.92	0.24
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)-SISYY Min	1.025	-902.28	0.49	-12.52	0.00	2.14	-2.78
SOTANO2	C15	1.25(CM+CV)-SISYY Min	2.05	-900.43	0.49	-12.52	0.00	11.60	-8.13
SOTANO2	C15	0.9CM+SISXX Max	0	36.93	4.56	-5.40	0.00	-4.28	2.25
SOTANO2	C15	0.9CM+SISXX Max	1.025	38.26	4.56	-5.40	0.00	1.78	0.82
SOTANO2	C15	0.9CM+SISXX Max	2.05	39.59	4.56	-5.40	0.00	9.67	2.40
SOTANO2	C15	0.9CM+SISXX Min	0	-576.28	-1.54	-7.69	0.00	-6.10	-0.76
SOTANO2	C15	0.9CM+SISXX Min	1.025	-574.95	-1.54	-7.69	0.00	1.25	-2.42
SOTANO2	C15	0.9CM+SISXX Min	2.05	-573.62	-1.54	-7.69	0.00	6.79	-7.10
SOTANO2	C15	0.9CM-SISXX Max	0	36.93	4.56	-5.40	0.00	-4.28	2.25
SOTANO2	C15	0.9CM-SISXX Max	1.025	38.26	4.56	-5.40	0.00	1.78	0.82
SOTANO2	C15	0.9CM-SISXX Max	2.05	39.59	4.56	-5.40	0.00	9.67	2.40
SOTANO2	C15	0.9CM-SISXX Min	0	-576.28	-1.54	-7.69	0.00	-6.10	-0.76
SOTANO2	C15	0.9CM-SISXX Min	1.025	-574.95	-1.54	-7.69	0.00	1.25	-2.42
SOTANO2	C15	0.9CM-SISXX Min	2.05	-573.62	-1.54	-7.69	0.00	6.79	-7.10
SOTANO2	C15	0.9CM+SISYY Max	0	33.75	3.67	-5.30	0.00	-4.20	1.81
SOTANO2	C15	0.9CM+SISYY Max	1.025	35.08	3.67	-5.30	0.00	1.81	0.35
SOTANO2	C15	0.9CM+SISYY Max	2.05	36.41	3.67	-5.30	0.00	9.80	1.02
SOTANO2	C15	0.9CM+SISYY Min	0	-573.10	-0.66	-7.79	0.00	-6.18	-0.32
SOTANO2	C15	0.9CM+SISYY Min	1.025	-571.77	-0.66	-7.79	0.00	1.23	-1.95
SOTANO2	C15	0.9CM+SISYY Min	2.05	-570.44	-0.66	-7.79	0.00	6.66	-5.72
SOTANO2	C15	0.9CM-SISYY Max	0	33.75	3.67	-5.30	0.00	-4.20	1.81
SOTANO2	C15	0.9CM-SISYY Max	1.025	35.08	3.67	-5.30	0.00	1.81	0.35
SOTANO2	C15	0.9CM-SISYY Max	2.05	36.41	3.67	-5.30	0.00	9.80	1.02
SOTANO2	C15	0.9CM-SISYY Min	0	-573.10	-0.66	-7.79	0.00	-6.18	-0.32
SOTANO2	C15	0.9CM-SISYY Min	1.025	-571.77	-0.66	-7.79	0.00	1.23	-1.95
SOTANO2	C15	0.9CM-SISYY Min	2.05	-570.44	-0.66	-7.79	0.00	6.66	-5.72

## Diseño por flexo-compresión

Una vez planteada la distribución tentativa de acero en la sección de la columna (figura 69), se elabora el diagrama de interacción que es la representación gráfica de la combinación de los momentos flectores y cargas axiales resistentes en la dirección transversal X y en la dirección longitudinal Y. Posteriormente introduce dentro del cada diagrama de interacción los pares de momentos flectores y cargas axiales actuantes (tabla 45) del análisis estructural.

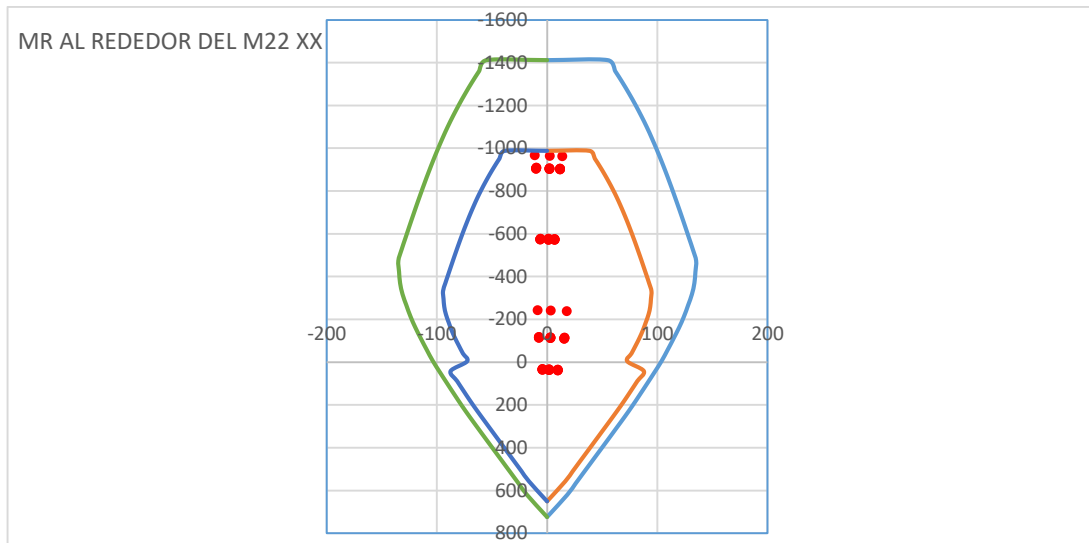


Figura 70: Diagrama de interacción en el eje X

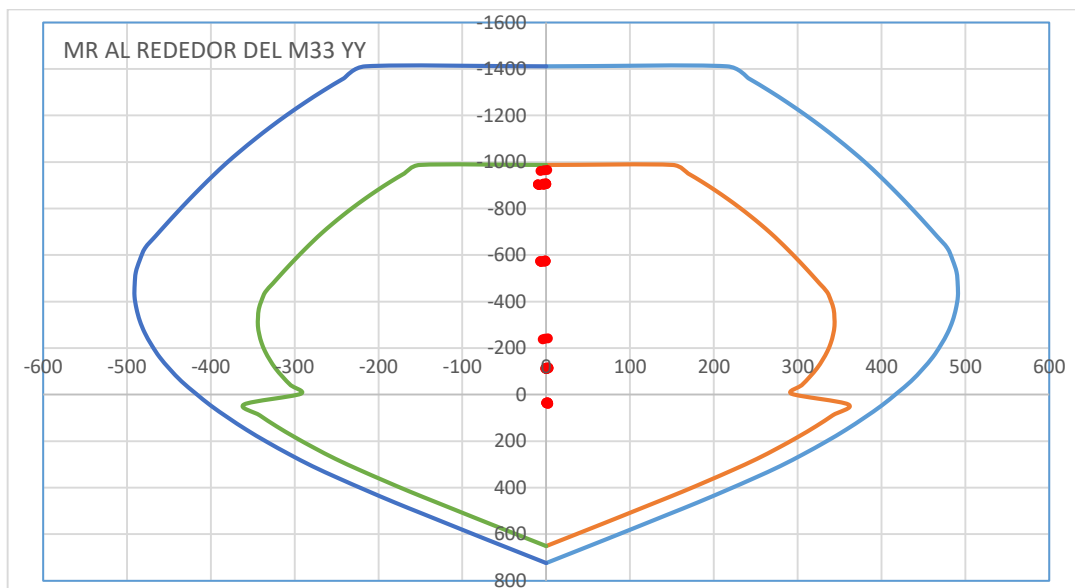


Figura 71: Diagrama de interacción en el eje Y

Es así que se obtiene la figura 70 y 71, donde se observa que los pares actuantes del análisis estructural se encuentran dentro diagramas de interacción resistente.

## Diseño por cortante

Cortante último Vu:

- Vu-1: Cortante obtenido de las cinco combinaciones de carga.

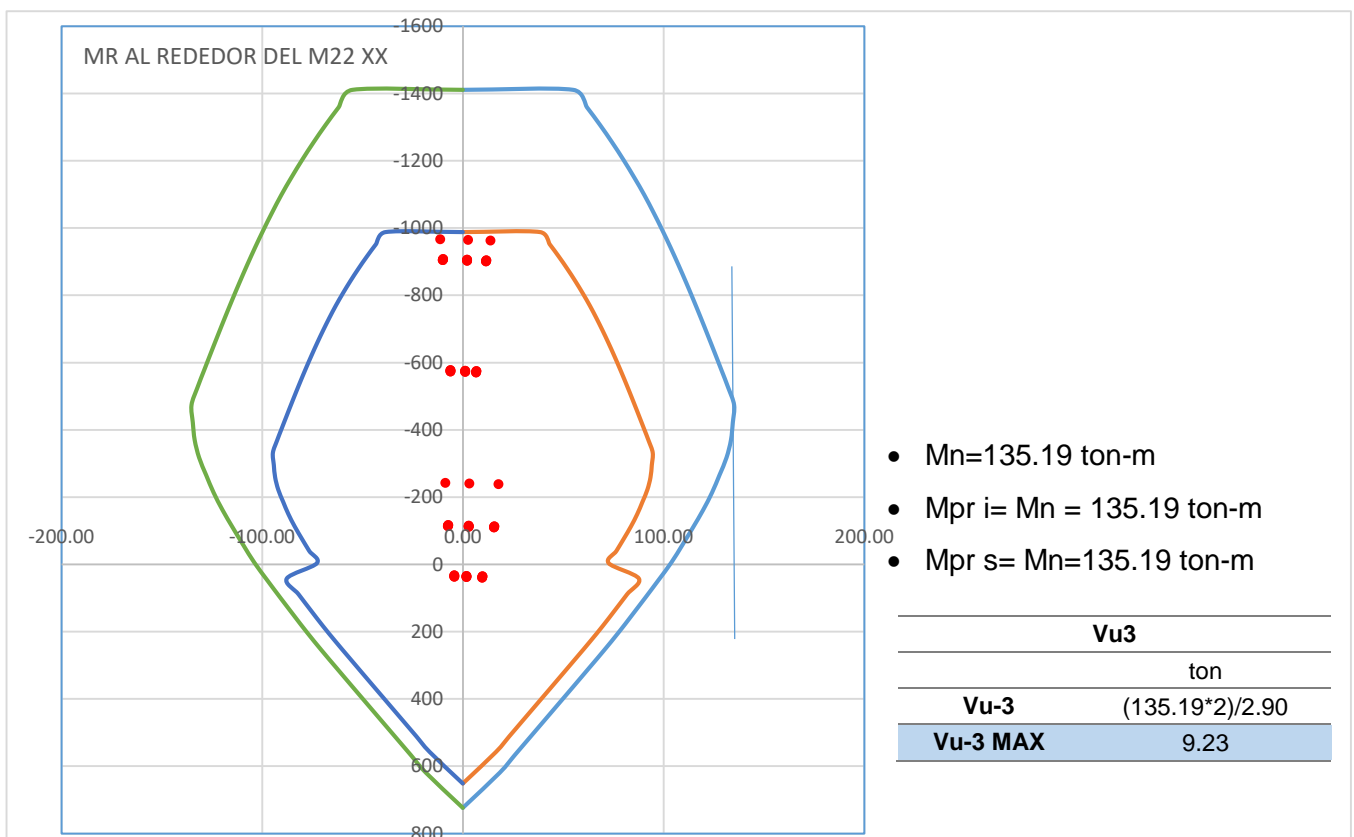
Vu1	
	ton
<b>MAX</b>	6.11
<b>MIN</b>	-1.54
<b>Vu-1 MAX</b>	6.11

- Vu-2: Cortante obtenido de las cinco combinaciones de carga, amplificando la carga de sismo por 2.5

Vu2	
	ton
<b>MAX</b>	10.19
<b>MIN</b>	-5.61
<b>Vu-2 MAX</b>	10.19

- Vu-3: Cortante obtenido utilizando el refuerzo longitudinal colocado.

Para esto es necesario utilizar el diagrama de interacción de la columna, ubicando la fuerza axial ( $P_u$ ) que dé el mayor momento nominal posible.



Finalmente se escogió el más desfavorable según la Norma: el menor de Vu-2 y Vu-3, y el mayor del resultante con Vu-1. En consecuencia, se tiene Vu-2=10.19ton para diseño.

Datos		
F <sup>c</sup>	210	kg/cm <sup>2</sup>
F <sup>y</sup>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Pu	965.92	ton
d	34.00	cm

### Cortante resistente

➤  $\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$ :

### Cortante que aporta el concreto

➤  $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 34 \times 150 (1 + 965.92 / 140 \times 40 \times 150)$

➤  $\phi V_c = 33.33 \text{ ton}$

### Cortante que aporta los estribos

➤  $\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$ ,  $V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi$

➤  $V_s \leq V_{m\acute{a}x}$ ,  $V_s \leq \phi 2.1 \sqrt{f'c} b_w \cdot d$

➤  $s = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$

Columna C14 – techo 1		
Vs (ton)	-18.81	
S (cm)	Usar Min	
S (cm)	Usar Min	
S min(cm)	10.0	Ø3/8

### Longitud de confinamiento

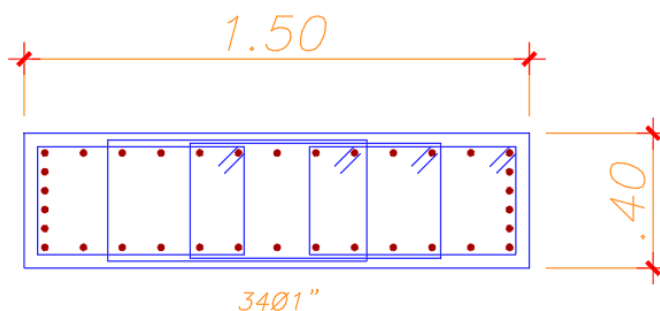
➤ Lo=150 cm      S=10.00 cm

### Zona central

➤ L= RESTO      S=30 cm

En conclusión, la distribución del estribo resulta: Ø3/8" 1@5.00, 14@10.00, resto @30.00 en ambos extremos.

**Distribución final para la columna diseñando con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>**



Ø3/8" 1@5.00, 14@10.00, resto @30.00 en ambos extremos

#### 4.4.3.4 Ejemplo: diseño de columna con $f'c=350\text{kg/cm}^2$

La columna a diseñar será la C15 del SOTANO2

DIMENSIONES		
<b>b</b>	120	cm
<b>h</b>	35	cm

MATERIALES		
<b><math>F'c</math></b>	350	kg/cm <sup>2</sup>
<b>y</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Es</b>	2173706.512	kg/cm <sup>2</sup>

CUANTIAS		
<b>qmin</b>	1	%
<b>Asmin</b>	42	cm <sup>2</sup>
<b>As colocado</b>	120.98	cm <sup>2</sup>
<b>16<math>\phi</math>1" + 14<math>\phi</math>3/4"</b>	2.88	%

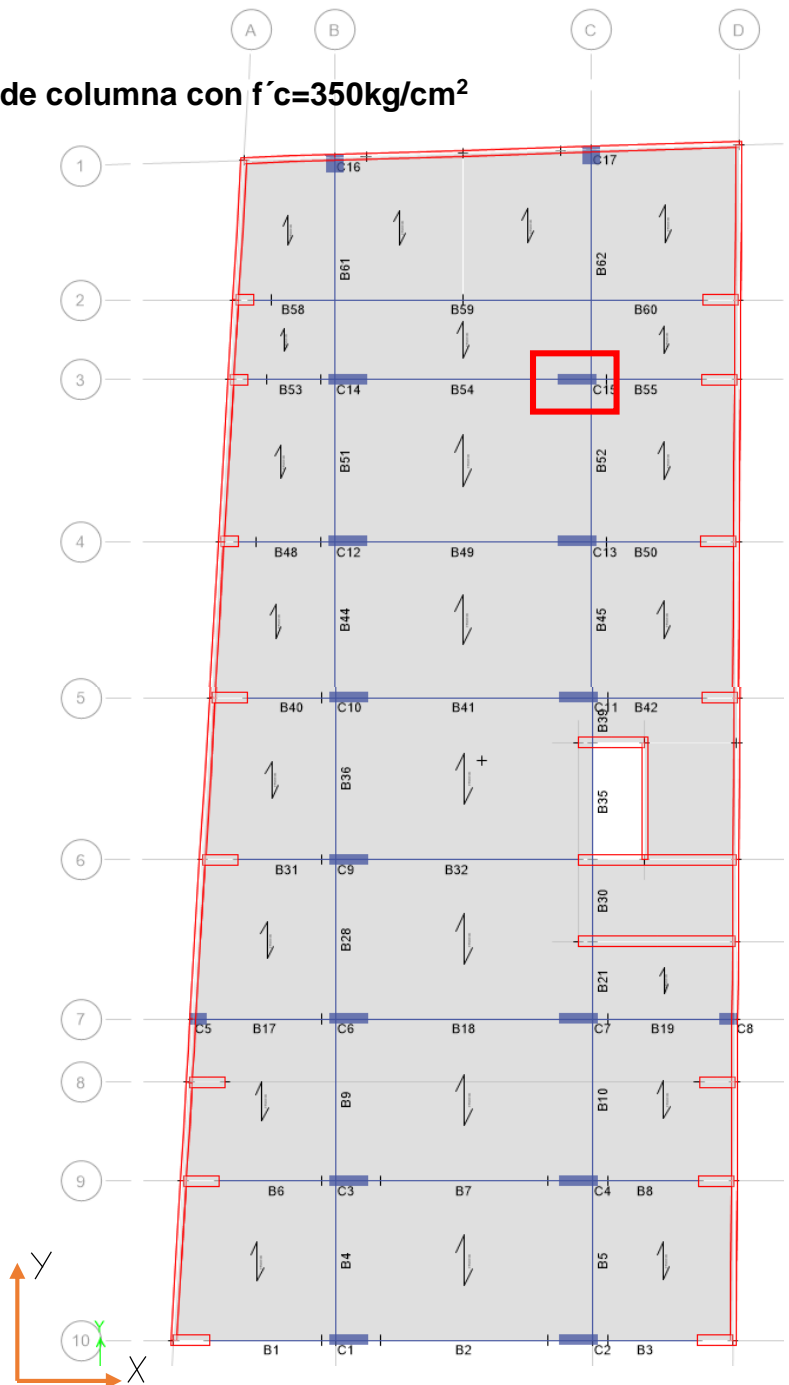


Figura 72: Distribución en planta de columnas



Figura 73: Distribución tentativa de acero con  $f'c=350\text{kg/cm}^2$



El procedimiento empleado para el diseño estructural de la columna C14 con un concreto de resistencia a la compresión  $350\text{kg/cm}^2$  será el mismo al empleado en el ítem 4.4.3.3. Por tal motivo solo se presenta la distribución final para esta columna diseñada.

### Longitud de confinamiento

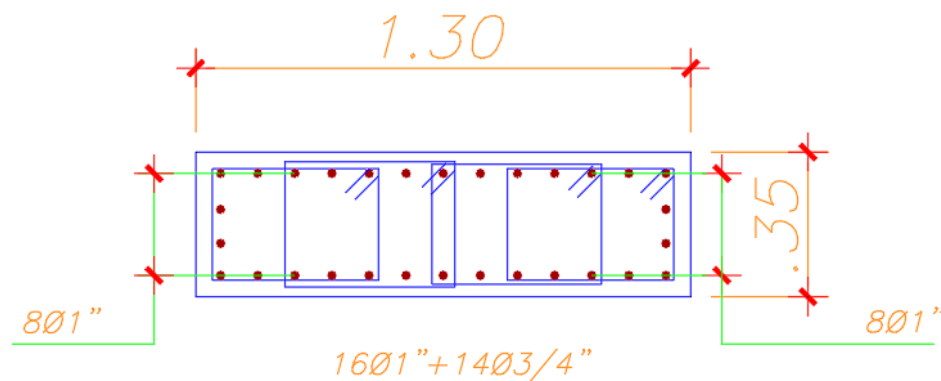
- $L_o=120\text{ cm}$                        $S=10\text{ cm}$

### Zona central

- $L= \text{RESTO}$                        $S=30\text{ cm}$

En conclusión, la distribución del estribo resulta:  $\emptyset 3/8''$  1@5.00, 12@10.00, resto @30.00 en ambos extremos.

### Distribución final para la columna diseñando con concreto de resistencia a la compresión $350\text{kg/cm}^2$



$\emptyset 3/8''$  1@5.00, 12@10.00, resto @30.00 en ambos extremos

#### **4.4.4 Diseño de placas**

Las placas o muros estructurales de concreto armado son elementos verticales que tienen una longitud mucho mayor que su espesor. La función principal de estos elementos es el de aportar rigidez lateral a la estructura y así lograr que soporte las fuerzas horizontales producidas por los sismos. Las placas deben ser diseñadas para resistir cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores simultáneamente.

El diseño consistió en realizar un armado tentativo del acero vertical que resista las fuerzas axiales y momentos que se producen en el elemento producto de las solicitaciones. Debido al espesor del elemento, el acero debe distribuirse en dos mallas y se debe considerar que la mayor concentración de cuantía debe estar en los extremos.

##### **4.4.4.1 Diseño por flexo-compresión**

El diseño por flexocompresión se realiza principalmente en los elementos estructurales verticales como las columnas y los muros de corte. El diseño para estos elementos se realiza siguiendo las hipótesis de diseño a flexión previamente mencionadas en el ítem 4.4.2.1 y considerando también los efectos de esbeltez. Así mismo, algunos elementos verticales pueden estar sometidos a flexión biaxial, lo cual se presenta cuando la columna o placa son solicitadas por cargas de sismo en una dirección y por cargas de gravedad en la otra.

El diseño del refuerzo vertical por flexión varía de acuerdo a la esbeltez de la placa. Se tienen dos casos que señala Blanco Blasco, 1996:

##### **A. Muros esbeltos ( $H/L \geq 1$ )**

- H= altura total del muro
- L= longitud del muro

Estos elementos son lo suficientemente esbeltos para que se asemejan al comportamiento de las columnas, y por lo tanto se diseña por flexo-compresión. En este caso se colocan elementos de borde (cabeza) y el acero repartido a lo largo de la longitud restante del muro.

Después de haber repartido el acero vertical, se construye el diagrama de interacción de la placa para cada dirección y sentido (en caso no exista simetría), y se comprueba que los puntos ( $M_u$ ,  $P_u$ ) queden dentro del diagrama de diseño.

### **B. Muros poco esbeltos ( $H/L < 1$ )**

En estos casos la falla más probable es del tipo frágil, por tracción diagonal del elemento; por ello la fuerza cortante gobierna el diseño. El comportamiento se asemeja más al de una viga de gran peralte y no al de un elemento sometido a flexo-compresión.

En este tipo de muros la carga axial es muy baja, y la distribución de esfuerzos no cumple con los lineamientos establecidos para flexión y/o flexo-compresión.

#### **4.4.4.2 Diseño por cortante**

##### **Cortante Nominal ( $\Phi V_n$ )**

En cualquier sección horizontal para cortante en el plano del muro no debe tomarse mayor que:

$$\text{➤ } V_n \leq 2.6 \sqrt{f'c'} A_{cw}$$

El cortante resistente  $\Phi V_n$  total está conformado por el aporte del concreto  $V_c$  y del acero  $V_s$ , por lo tanto:

$$\text{➤ } \Phi V_n = \Phi (V_c + V_s)$$

##### **Cortante resistente por el concreto ( $\Phi V_c$ )**

Para el cálculo de la fuerza cortante resistente del concreto ( $\Phi V_c$ ) se considera un valor no mayor que lo obtenido con la siguiente expresión:

$$\text{➤ } \phi V_c = 0.85 \cdot (\alpha_c \sqrt{f'c'})$$

Dónde:

- $\alpha_c = 0.80$  para  $h_m/l_m < 1.5$
- $\alpha_c = 0.53$  para  $h_m/l_m > 2.0$
- $\alpha_c$  varía linealmente entre 0.53 y 0.80 para  $h_m/l_m \in ]1.5; 2.0[$
- $A_{cw} = b \cdot d$

### **Cortante resistente por el estribo ( $V_s$ )**

➤  $V_s = A_{cw} \rho_h f_y$

Donde

- $A_{cw}$  = área total de la sección transversal
- $\rho_h$  = cuantía de refuerzo horizontal

La cuantía de refuerzo vertical para cortante,  $\rho_v$ , no debe ser menor que la siguiente expresión.

➤  $\rho_v = 0.0025 + 0.5(2.5 - (h_m/l_m))(\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$

### **Exigencias indicadas para placas sometidas a corte en la Norma E.060 (capítulo 21)**

#### **Cortante último $V_u$**

- El cortante último obtenido del análisis sísmico  $V_{ua}$ .
- El cortante último obtenido por el método de Capacidad  $V_u$ : Este cortante se calcula en base al acero vertical colocado. En el diseño de estos elementos se debe garantizar que primero se produzca la falla dúctil por flexión, antes que una frágil por cortante. Entonces el cortante último debe ser amplificado.
  - $V_u \geq V_{ua} (M_n/M_{ua})$
  - $M_n/M_{ua} \leq R$

Donde:

- $M_{ua}$  = momento amplificado proveniente del análisis sísmico.
- $V_{ua}$  = cortante amplificado proveniente del análisis sísmico.
- $M_n$  = momento nominal resistente del muro.
- $R$  = coeficiente de reducción sísmica.

Este cortante último  $V_u$  se utilizará en el diseño de la zona donde se espera fluencia por flexión del refuerzo vertical debido a la respuesta sísmica inelástica de la estructura. Esta zona crítica se extiende verticalmente al mayor valor entre  $l_m$  y  $0.25M_u/V_u$  desde la base.

## Elementos de borde

Los elementos de borde son secciones ubicadas en el borde de la placa donde se concentra una mayor área de acero longitudinal. Este refuerzo vertical puede o no estar confinado con estribos. Esto depende de los requerimientos indicados en el capítulo 21 de la Norma E060.

### A) Cuando requiere confinamiento:

Los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro “c” es:

$$\triangleright c \geq l_m / 600(\delta u/h_m)$$

Donde:

- $l_m$  = longitud del muro en el plano horizontal
- $\delta u$  = desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo en el nivel más alto del muro.
- $h_m$  = altura total del muro

El espesor mínimo de los elementos de borde confinados es 15cm y en las secciones con ala, los elementos de borde se deben extender por lo menos 30cm dentro del alma. El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra más comprimida hasta una distancia no menor que el mayor valor entre  $c - 0.1l_m$  y  $c/2$ . Esto se ilustra en la figura 74.

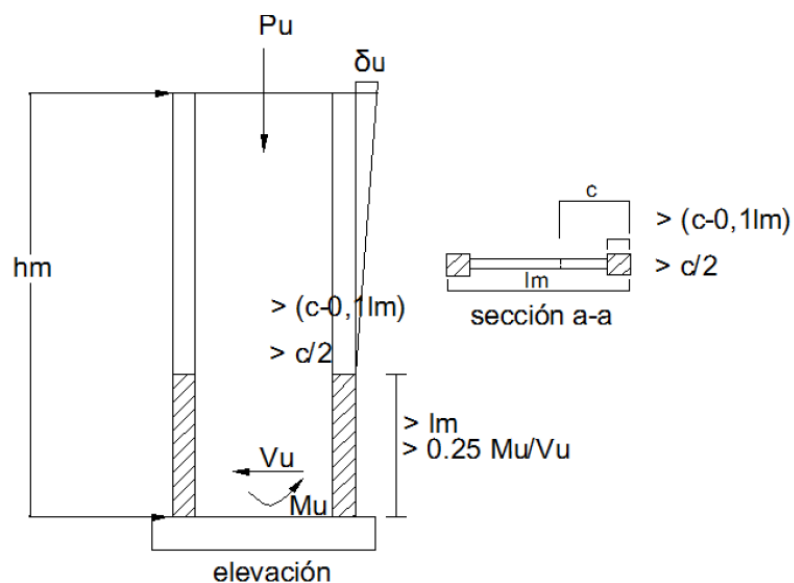


Figura 74: Elementos confinados de borde en muros  
Fuente: Disposiciones especiales para el diseño sísmico (E060)

El espaciamiento de varillas de acero no debe exceder el menor de los siguientes valores:

- 10dbl; dbl es el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
- 25cm

El refuerzo transversal de los elementos de borde debe extenderse dentro del apoyo una distancia igual a la longitud de desarrollo en tracción del acero longitudinal de mayor diámetro.

Si el muro acaba en zapata o cimiento, el refuerzo transversal sólo debe extenderse dentro del apoyo 30cm.

El refuerzo horizontal debe estar anclado en el elemento de borde confinado con un gancho estándar.

#### **B) Cuando no requiere confinamiento**

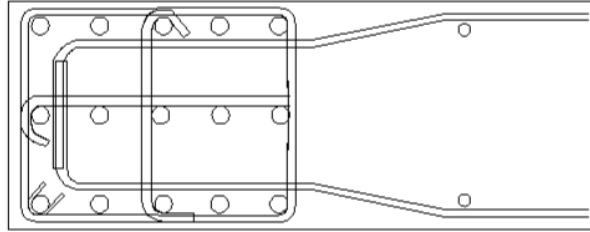
- El refuerzo transversal no debe exceder del menor de los siguientes valores:
  - 16dbl; dbl es el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
  - 48dbe; dbe es el diámetro del estribo.
  - La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
  - 25cm
- Los estribos deben formar un ángulo interno de 135°
- Ninguna barra longitudinal debe estar libre de confinamiento si está separada más de 15cm de una barra confinada.

#### **Acero mínimo en placas**

- Si:  $V_u \leq 0.5\phi V_c$ 
  - $\rho_h \geq 0.0020$
  - $\rho_v \geq 0.0015$
- Si:  $V_u \geq 0.5\phi V_c$ 
  - $\rho_h \geq 0.0025$
  - $\rho_v \geq [0.0025 + 0.5(2.5 - h_m/l_m)(\rho_h - 0.0025)] \geq 0.0025$

### Anclaje en elementos de borde

El refuerzo horizontal debe estar anclado en el elemento de borde con la longitud del gancho estándar como se muestra en la figura 75.



*Figura 75: Anclaje en elementos de borde*  
*Fuente: Disposiciones especiales para el diseño sísmico (E060)*

#### 4.4.4.3 Ejemplo: diseño de placa con $f'c=210\text{kg/cm}^2$

Se diseñará la PLACA 2 del TECHO 1

MATERIALES		
$F'c$	210	kg/cm <sup>2</sup>
$Fy$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$Es$	2173706.512	kg/cm <sup>2</sup>
Esp X	0.40	m
Esp Y	0.20	m

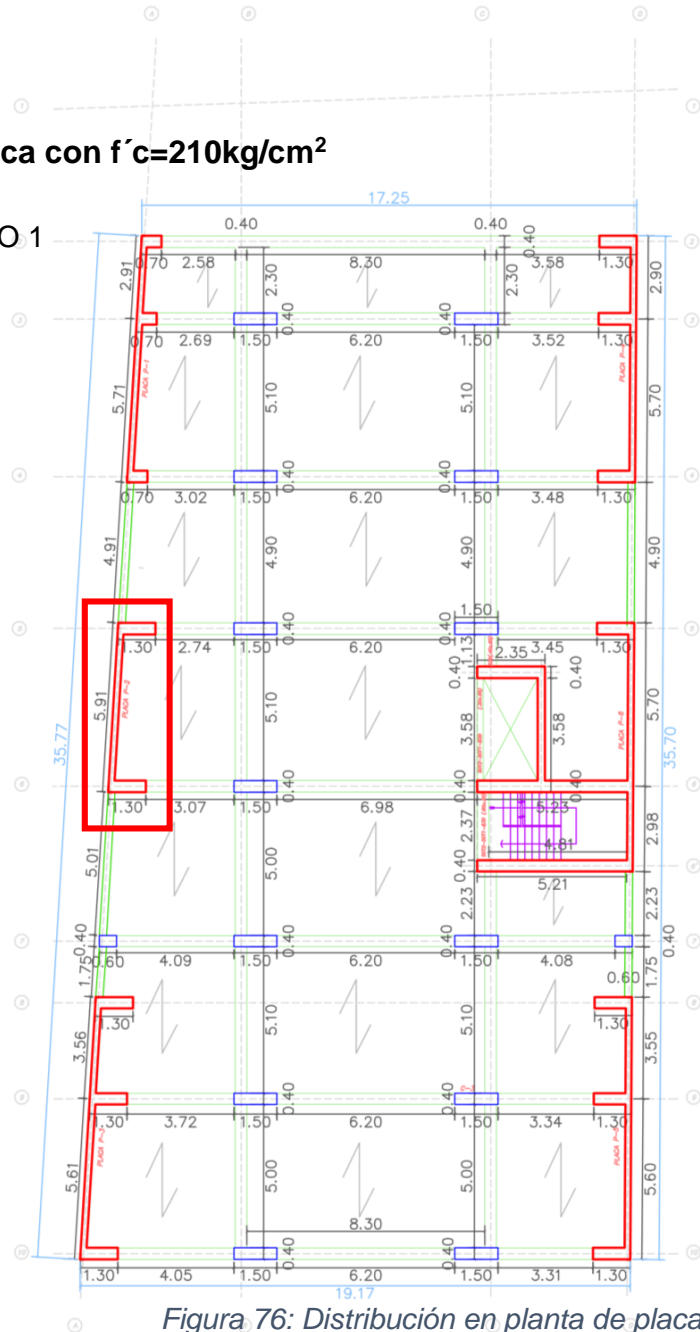


Figura 76: Distribución en planta de placas

DISTRIBUCIÓN TENTATIVA			
CANTIDAD		DIAMETRO	ESPACIAMIENTO
70	Bordes	ø3/4	@0.15
34	Alma	ø1/2	@0.25

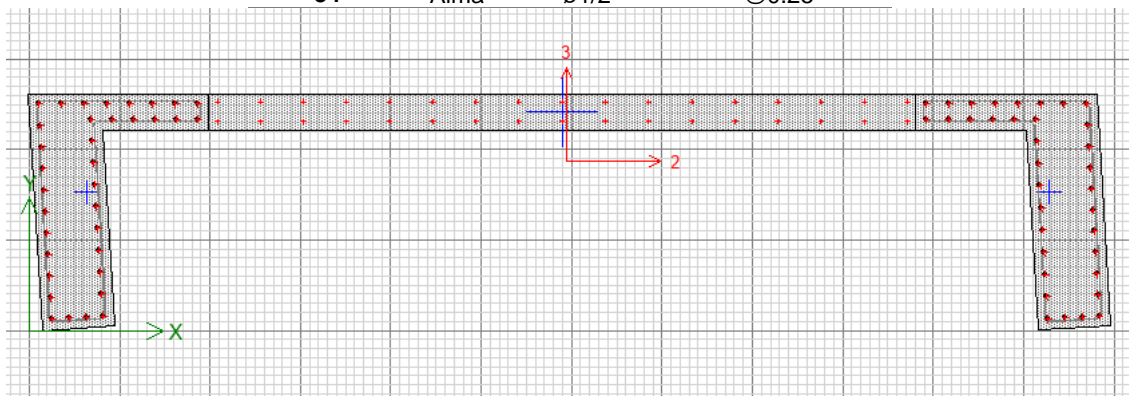


Figura 77: Distribución tentativa de acero con  $f'c=210\text{kg/cm}^2$



La tabla 46 muestra los pares de momento flector (M2/M3) y carga axial (P) resultantes del análisis estructural aplicando las 5 combinaciones de carga para la placa 2.

*Tabla 46: Pares de carga axial y momento flector de las combinaciones de carga*

TECHO	PLACA2	CASO DE CARGA	P	V2	V3	T	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
TECHO1	PLACA2	1.4CM+1.7CV Max	-383.23	-3.74	64.18	14.16	-22.61	30.83
TECHO1	PLACA2	1.4CM+1.7CV Max	-383.23	-3.74	64.18	14.16	142.59	-7.56
TECHO1	PLACA2	1.4CM+1.7CV Min	-1737.16	-18.75	16.71	0.58	-85.25	-3.29
TECHO1	PLACA2	1.4CM+1.7CV Min	-1761.75	-18.75	16.71	0.58	36.70	-37.13
TECHO1	PLACA2	1.25(CM+CV)+SISXX Max	37.09	20.03	89.92	24.61	-7.03	253.63
TECHO1	PLACA2	1.25(CM+CV)+SISXX Max	37.09	20.03	89.92	24.61	247.57	299.63
TECHO1	PLACA2	1.25(CM+CV)+SISXX Min	-1809.52	-38.94	-22.96	-12.19	-82.15	-228.55
TECHO1	PLACA2	1.25(CM+CV)+SISXX Min	-1831.48	-38.94	-22.96	-12.19	-99.05	-334.85
TECHO1	PLACA2	1.25(CM+CV)-SISXX Max	37.09	20.03	89.92	24.61	-7.03	253.63
TECHO1	PLACA2	1.25(CM+CV)-SISXX Max	37.09	20.03	89.92	24.61	247.57	299.63
TECHO1	PLACA2	1.25(CM+CV)-SISXX Min	-1809.52	-38.94	-22.96	-12.19	-82.15	-228.55
TECHO1	PLACA2	1.25(CM+CV)-SISXX Min	-1831.48	-38.94	-22.96	-12.19	-99.05	-334.85
TECHO1	PLACA2	1.25(CM+CV)+SISYY Max	-212.62	86.63	56.95	49.67	-14.61	911.24
TECHO1	PLACA2	1.25(CM+CV)+SISYY Max	-212.62	86.63	56.95	49.67	127.67	1181.70
TECHO1	PLACA2	1.25(CM+CV)+SISYY Min	-1559.82	-105.54	10.00	-37.25	-74.57	-886.16
TECHO1	PLACA2	1.25(CM+CV)+SISYY Min	-1581.78	-105.54	10.00	-37.25	20.85	-1216.92
TECHO1	PLACA2	1.25(CM+CV)-SISYY Max	-212.62	86.63	56.95	49.67	-14.61	911.24
TECHO1	PLACA2	1.25(CM+CV)-SISYY Max	-212.62	86.63	56.95	49.67	127.67	1181.70
TECHO1	PLACA2	1.25(CM+CV)-SISYY Min	-1559.82	-105.54	10.00	-37.25	-74.57	-886.16
TECHO1	PLACA2	1.25(CM+CV)-SISYY Min	-1581.78	-105.54	10.00	-37.25	20.85	-1216.92
TECHO1	PLACA2	0.9CM+SISXX Max	318.87	22.78	65.76	19.92	9.59	246.69
TECHO1	PLACA2	0.9CM+SISXX Max	318.87	22.78	65.76	19.92	194.11	308.73
TECHO1	PLACA2	0.9CM+SISXX Min	-1189.25	-32.43	-35.24	-13.48	-49.86	-226.97
TECHO1	PLACA2	0.9CM+SISXX Min	-1205.07	-32.43	-35.24	-13.48	-126.04	-318.36
TECHO1	PLACA2	0.9CM-SISXX Max	318.87	22.78	65.76	19.92	9.59	246.69
TECHO1	PLACA2	0.9CM-SISXX Max	318.87	22.78	65.76	19.92	194.11	308.73
TECHO1	PLACA2	0.9CM-SISXX Min	-1189.25	-32.43	-35.24	-13.48	-49.86	-226.97
TECHO1	PLACA2	0.9CM-SISXX Min	-1205.07	-32.43	-35.24	-13.48	-126.04	-318.36
TECHO1	PLACA2	0.9CM+SISYY Max	69.17	89.38	32.80	44.99	2.01	904.30
TECHO1	PLACA2	0.9CM+SISYY Max	69.17	89.38	32.80	44.99	74.21	1190.80
TECHO1	PLACA2	0.9CM+SISYY Min	-939.55	-99.03	-2.28	-38.54	-42.28	-884.57
TECHO1	PLACA2	0.9CM+SISYY Min	-955.36	-99.03	-2.28	-38.54	-6.14	-1200.43
TECHO1	PLACA2	0.9CM-SISYY Max	69.17	89.38	32.80	44.99	2.01	904.30
TECHO1	PLACA2	0.9CM-SISYY Max	69.17	89.38	32.80	44.99	74.21	1190.80
TECHO1	PLACA2	0.9CM-SISYY Min	-939.55	-99.03	-2.28	-38.54	-42.28	-884.57
TECHO1	PLACA2	0.9CM-SISYY Min	-955.36	-99.03	-2.28	-38.54	-6.14	-1200.43

## Diseño por flexo-compresión en placas

Una vez planteada la distribución tentativa de acero en la sección de la columna (figura 77), se elabora el diagrama de interacción que es la representación gráfica de la combinación de los momentos flectores y cargas axiales resistentes en la dirección transversal X y en la dirección longitudinal Y. Posteriormente introduce dentro de cada diagrama de interacción los pares de momentos flectores y cargas axiales actuantes (tabla 46) del análisis estructural.

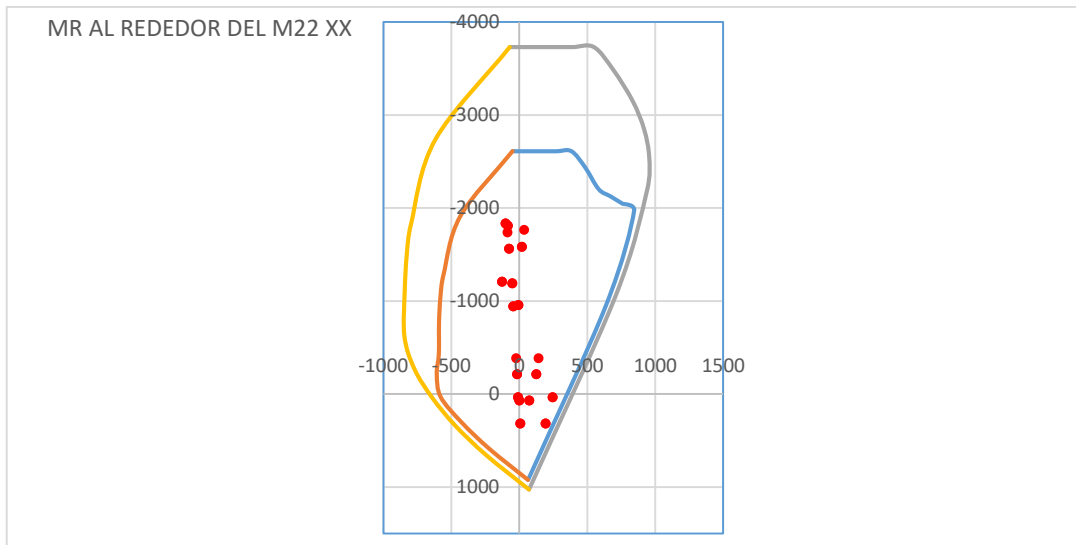


Figura 78: Diagrama de interacción en X

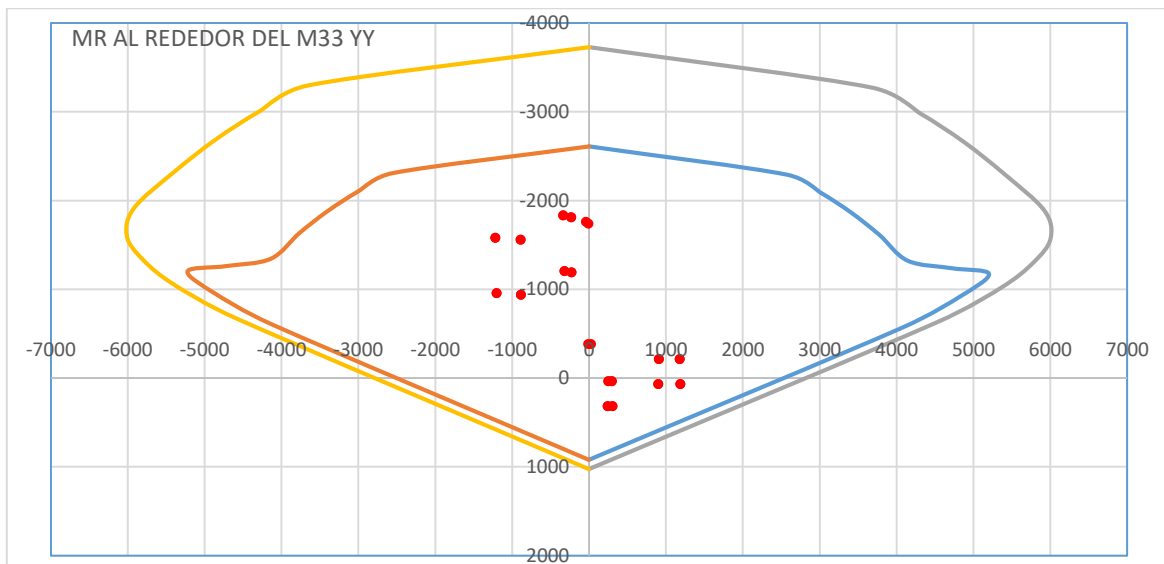


Figura 79: Diagrama de interacción en Y

Es así que se presenta la figura 78 y 79, en las que se observa que los pares actuantes del análisis estructural se encuentran dentro del diagrama de interacción resistente.

## Verificación de elementos de borde

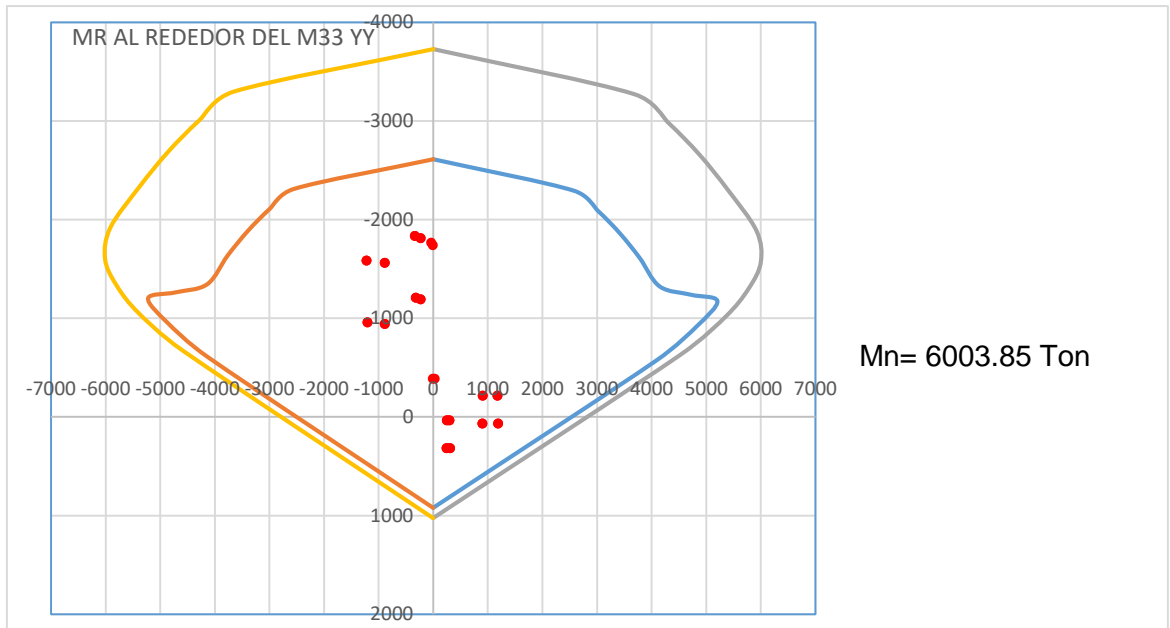
Relación de esbeltez	hm/lm	<b>12.10</b>	<b>esbelto</b>
Fluencia del acero	fy	4200.00	kg/cm2
Resistencia del concreto	fc	210.00	kg/cm2
Longitud del muro	lm	591.00	cm
Espesor de placa	b	20.00	cm
Desplazamiento inelástico	du	27.70	cm
Altura total del muro	hm	7150.00	cm
	du/hm	0.0039	
<b>c=lm/(600*(du/hm))</b>	<b>c limite</b>	197.00	cm
Área total de la sección	At	19020.00	cm2
Cortante resistente del concreto	øVc	124.17	ton
Calculo del eje neutro	Pu	-1831.48	ton
	As	117.18	cm2
	T	492139.64	kg
	a	138.37	cm
		0.90	
	b1	0.85	
Distancia al eje neutro	c	162.79	cm
<b>VERIFICACION</b>	<b>c &lt; c limite</b>	No necesita elementos de borde	

## Diseño por corte

Datos máximos para el diseño por capacidad

P	V2	V3	T	M2	M3
ton	ton	ton	ton-m	ton-m	ton-m
<b>318.8712</b>	89.3837	89.9152	99.9817	247.5694	1190.7994
<b>-1831.4836</b>	-105.5358	-43.3384	-104.3106	-179.5404	-1216.9204

Obtenemos el mayor momento nominal del diagrama de interacción.



### Cortante que debería aportar el estribo

<b>Cortante nominal máxima</b>	$V_n < 2.6\sqrt{210} \cdot A_t$	<b>716.63</b>	<b>ton</b>
	$V_u \geq V_{ua}(M_n/M_{ua})$		
<b>Momento nominal máximo</b>	Mn	6003.85	ton
<b>Momento ultimo del análisis</b>	Mua	1216.92	Ton-m
<b>Cortante ultima del análisis</b>	Vua	105.54	ton
<b>Coefficiente de reducción sísmica</b>	R	4.5	
<b>Relación Mn/Mua</b>	Mn/Mua	4.93	
		4.5	
<b>Cortante ultima</b>	Vu	474.91	ton
<b>Cortante resistente del estribo</b>	Vs	412.64	ton

### Acero horizontal / Acero horizontal minino

<b>Vs=Acw*ph*fy</b>			
<b>ph=Vs/fy*Acw</b>	ph	0.0052	
<b>As=p*b*h</b>	As	10.33	cm2/m
<b>s=Ab/As</b>	s	13.79	cm $\varnothing 3/8$
	s	12.50	cm
<b>p min (h)</b>	0.0025		
	As min	5.00	
		2.50	cm2/m/cara $\varnothing 3/8$
	s	0.29	m
<b>S min</b>	<b>25.00</b>	<b>cm/m/cara</b>	

- Se distribuirá el acero horizontal de  $\varnothing 3/8$  @ 12.50 cm en cada cara de la placa

### Acero vertical minino

<b>p min (v)</b>	<b>0.0025</b>		
As min	5		
	2.5	cm <sup>2</sup> /m/cara	ø3/8
s	0.29	m	
<b>S min</b>	<b>25.00</b>	<b>cm/m/cara</b>	

- Se distribuirá el acero vertical en el alma de ø3/8 @ 25.00 cm en cada cara de la placa.

### Longitud de confinamiento

La longitud de confinamiento será el mayor de los siguientes términos y esta longitud de confinamiento será considerada desde la base de la estructura.

<b>l<sub>m</sub></b>	<b>5.91 m</b>
<b>0.25M<sub>u</sub>/V<sub>u</sub></b>	0.64 m

- Zona de confinamiento = 5.91 m (5.91 primeros metros de la longitud total de la placa, desde la base).
- Zona de no confinamiento = Resto de la longitud total de la placa que no requiere confinamiento

### Zona donde requiere elementos de confinamiento

Tabla 47: Espaciamiento máximo donde requiere elementos de confinamiento

<b>Espaciamiento max (el menor de estas)</b>		
Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro	25.40	cm
La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.	20.00	cm
25c m	25.00	cm
<b>El menor</b>	<b>20.00</b>	<b>cm</b>

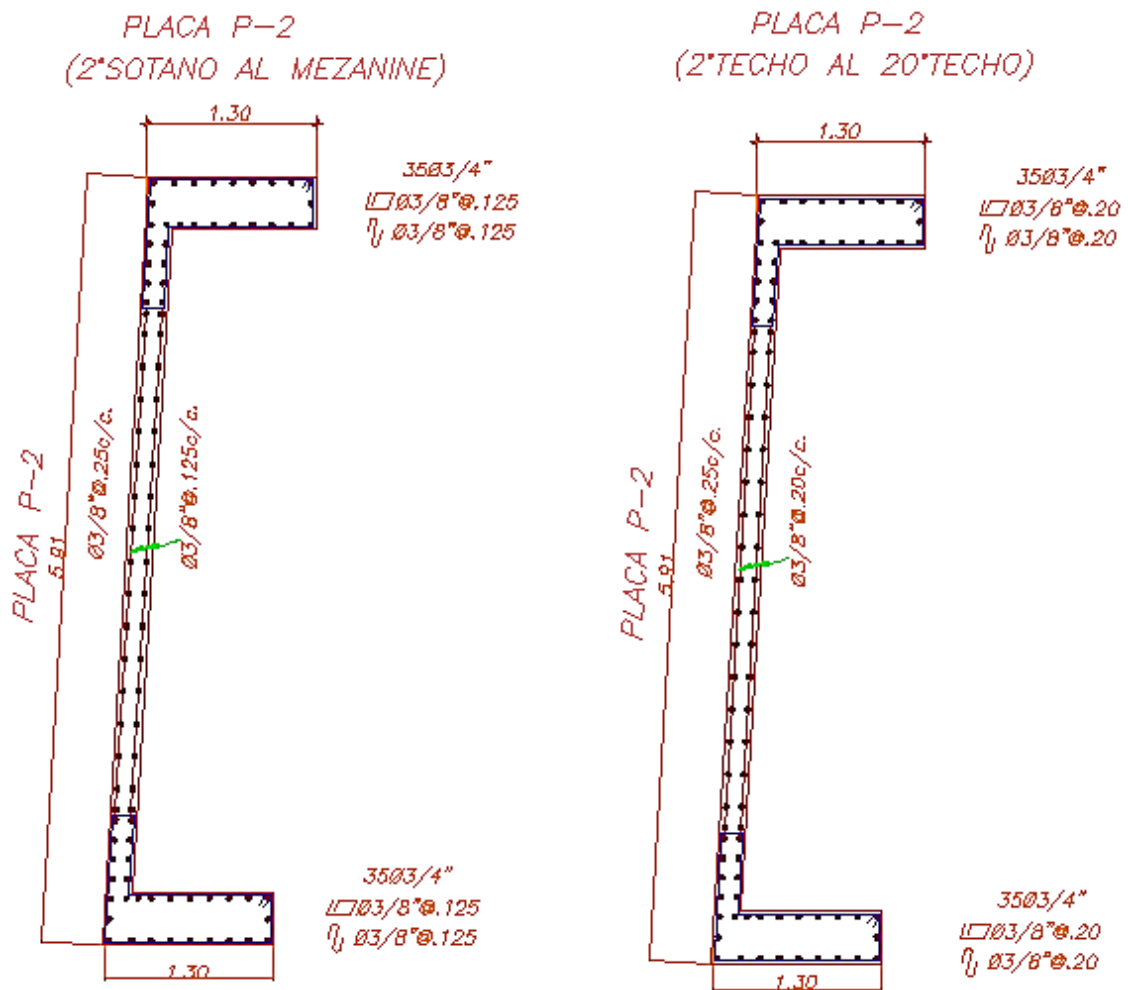
### Zona donde no requiere elementos de confinamiento

Tabla 48: Espaciamiento máximo donde no requiere elementos de confinamiento

<b>Espaciamiento max (el menor de estas)</b>		
16 veces el diámetro de la menor barra longitudinal.	40.64	cm
48 veces el diámetro del estribo	45.72	cm
La menor dimensión de la sección transversal del elemento sometido a compresión.	20.00	cm
25 cm	25.00	cm
<b>El menor</b>	<b>20.00</b>	<b>cm</b>

Por ello, la distribución de acero correspondiente al diseño por cortante fue de 2 mallas horizontales de 3/8" desde la base de la zapata hasta la base del techo 2 con un espaciamiento de 12.50cm, y los siguientes pisos serán confinados con 2 mallas horizontales de 3/8" desde la base del techo 2 hasta el último piso con un espaciamiento de 20.00 cm.

**Distribución final para la placa diseñando con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.**



#### 4.4.4.4 Ejemplo: diseño de placa con $f'c=350\text{kg/cm}^2$

Se diseñará la placa 2 del TECHO 1

MATERIALES		
$F'c$	350	$\text{kg/cm}^2$
$Fy$	4200	$\text{kg/cm}^2$
$Es$	2173706.512	$\text{kg/cm}^2$
Esp X	0.35	m
Esp Y	0.15	m

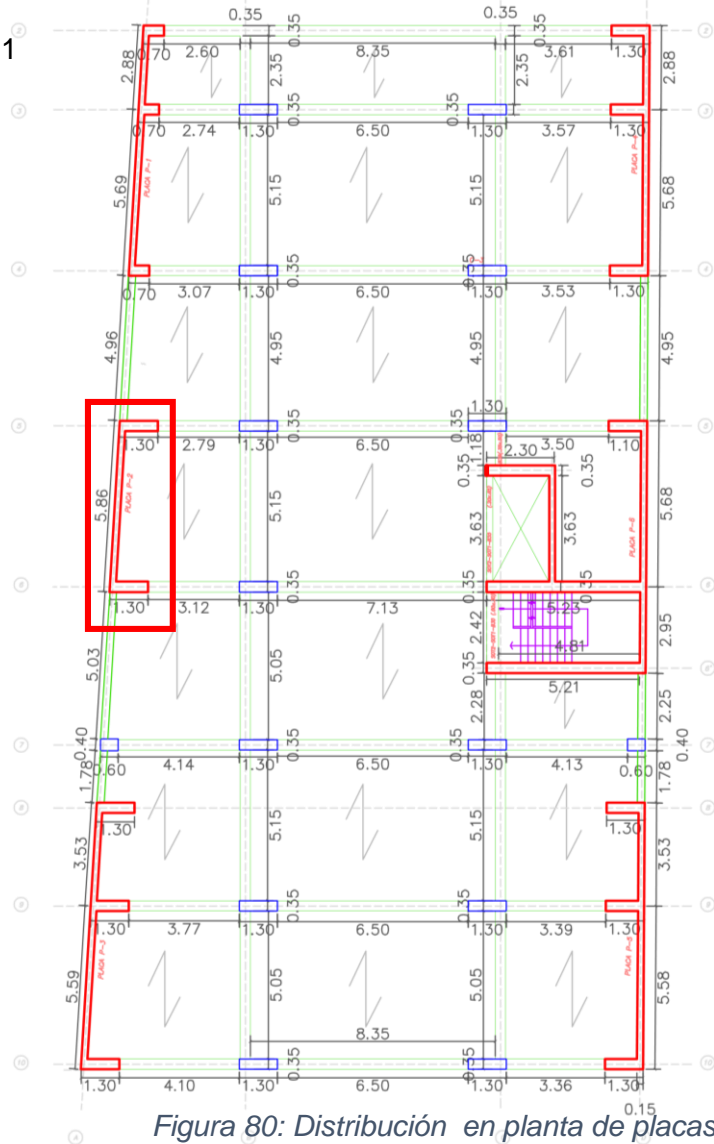


Figura 80: Distribución en planta de placas

DISTRIBUCION TENTATIVA			
CANTIDAD		DIAMETRO	ESPACIAMIENTO
8	Bordes	$\varnothing 1$	Esquinas
52	Bordes	$\varnothing 3/4$	@0.15
38	Alma	$\varnothing 1/2$	@0.30

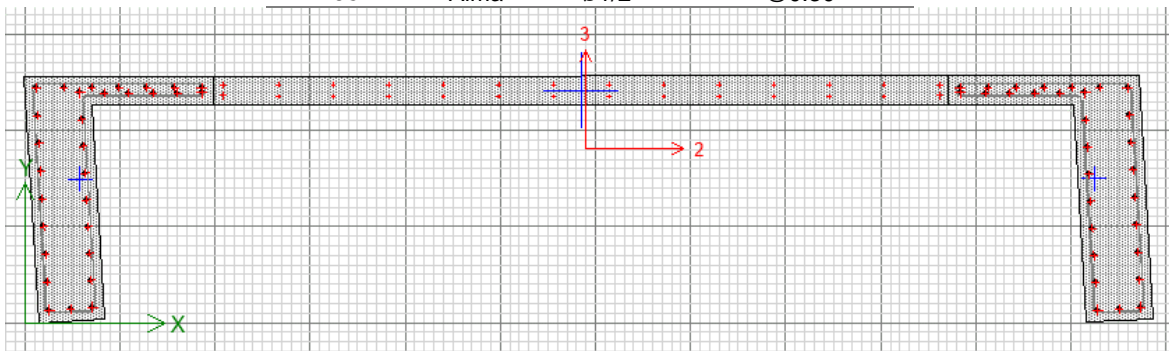
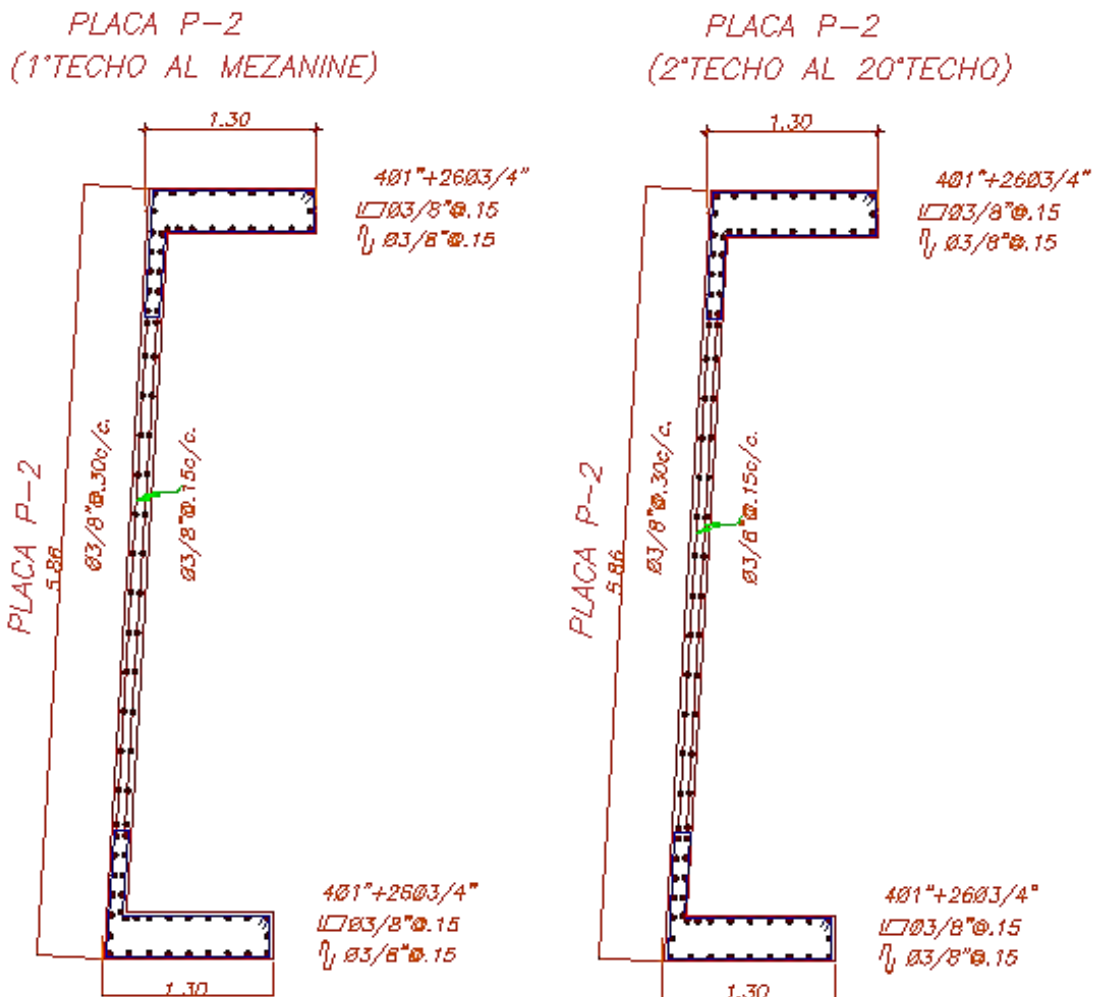


Figura 81: Distribución tentativa de acero con  $f'c=350\text{kg/cm}^2$

El procedimiento empleado para el diseño estructural de la placa 2 del techo 1 con un concreto de resistencia a la compresión 350kg/cm<sup>2</sup> será el mismo al empleado en el ítem 4.4.4.3. Por tal motivo solo se presenta la distribución final para esta placa diseñada.

Por ello, la distribución de acero correspondiente al diseño por cortante fue de 2 mallas horizontales de 3/8" desde la base de la zapata hasta la base del techo 2 con un espaciamiento de 15.00cm y los siguientes pisos serán confinados con 2 mallas horizontales de 3/8" desde la base del techo 2 hasta el último piso con el mismo espaciamiento (15.00cm)

**Distribución final para la placa diseñando con un concreto de resistencia a la compresión 350kg/cm<sup>2</sup>.**





## CAPITULO V

### ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### 5.1 RESULTADOS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

##### 5.1.1 Modos de vibración

En la tabla 49, se presentan los resultados del análisis sísmico espectral asociado a los tres primeros casos modales más importantes del análisis sísmico. Así mismo, al tener el periodo de vibración en cada caso modal se tabula y obtienen los valores de pseudo-aceleraciones para cada edificio diseñado.

*Tabla 49: Tabla comparativa de modos de vibración del 1er vs el 2do y 3er edificio*

Caso	Modo	1er Edificio (f'c=210kg/cm <sup>2</sup> )			2do Edificio (f'c=350kg/cm <sup>2</sup> )			3er Edificio (f'c=350-210kg/cm <sup>2</sup> )		
		Periodo seg	Sa m/seg <sup>2</sup>	%	Periodo seg	Sa m/seg <sup>2</sup>	Variación Sa %	Periodo seg	Sa m/seg <sup>2</sup>	Variación Sa %
Modal	1	1.785	0.427	100%	2.218	0.344	80.48%	2.103	0.363	84.88%
Modal	2	1.362	0.560	100%	1.542	0.495	88.33%	1.521	0.502	89.55%
Modal	3	1.169	0.653	100%	1.267	0.602	92.27%	1.276	0.598	91.61%

REDUCCION CASO 1	19.52%	15.12%
REDUCCION CASO 2	11.67%	10.45%
REDUCCION CASO 3	7.73%	8.39%

En la tabla 49 se observa la reducción de los valores de pseudo-aceleraciones para cada edificio, y en la misma se muestra una reducción del 19.52% en el segundo edificio, y del 15.12% en el tercer edificio, en comparación al primero.

Estos efectos son influenciados principalmente por el cambio de las rigideces originado por la variación del módulo de elasticidad y secciones, dado que, por un lado, la reducción de secciones disminuye la rigidez lateral de la edificación; y por el otro, el incremento de la resistencia del concreto aumenta la rigidez de los elementos resistentes.

### 5.1.2 Distorsiones de entre pisos (DRIFT)

En la tabla 50, se presentan los resultados del análisis sísmico espectral en la dirección transversal X de las distorsiones de entrepisos de los tres edificios diseñados. Es así que, la distorsión de entrepiso máxima en el primer edificio diseñado es 0.0049, del segundo edificio es 0.0062 y del tercer edificio es 0.0062, las mismas que se encuentran dentro del parámetro normado por la E030.

*Tabla 50: Tabla comparativa de distorsiones de entrepisos (drift) en la dirección transversal X del 1er vs el 2do y 3er edificio*

TECHO	CASO DE CARGA	1er Edificio (f'c=210kg/cm <sup>2</sup> )		2do Edificio (f'c=350kg/cm <sup>2</sup> )		3er Edificio (f'c=350- 210kg/cm <sup>2</sup> )	
		Drift		Drift	variación	Drift	variación
CUART MQ	DERIVA XX Max	0.0035	100%	0.0048	138.58%	0.0048	137.20%
AZOTEA	DERIVA XX Max	0.0036	100%	0.0049	138.73%	0.0049	137.63%
TECHO20	DERIVA XX Max	0.0043	100%	0.0058	135.82%	0.0059	136.89%
TECHO19	DERIVA XX Max	0.0044	100%	0.0059	133.92%	0.0060	135.30%
TECHO18	DERIVA XX Max	0.0046	100%	0.0060	131.94%	0.0061	133.38%
TECHO17	DERIVA XX Max	0.0047	100%	0.0061	130.18%	0.0062	131.33%
TECHO16	DERIVA XX Max	0.0048	100%	0.0062	128.93%	0.0062	128.99%
TECHO15	DERIVA XX Max	0.0048	100%	0.0062	128.74%	0.0061	126.36%
TECHO14	DERIVA XX Max	0.0049	100%	0.0062	127.50%	0.0061	124.28%
TECHO13	DERIVA XX Max	0.0049	100%	0.0062	126.20%	0.0060	122.37%
TECHO12	DERIVA XX Max	0.0049	100%	0.0061	124.88%	0.0059	120.43%
TECHO11	DERIVA XX Max	0.0049	100%	0.0060	123.42%	0.0058	118.11%
TECHO10	DERIVA XX Max	0.0048	100%	0.0058	121.75%	0.0056	116.15%
TECHO9	DERIVA XX Max	0.0047	100%	0.0057	120.41%	0.0055	114.89%
TECHO8	DERIVA XX Max	0.0047	100%	0.0056	119.17%	0.0053	113.76%
TECHO7	DERIVA XX Max	0.0046	100%	0.0054	118.03%	0.0052	112.75%
TECHO6	DERIVA XX Max	0.0044	100%	0.0052	117.37%	0.0050	112.16%
TECHO5	DERIVA XX Max	0.0042	100%	0.0050	117.85%	0.0047	112.53%
TECHO4	DERIVA XX Max	0.0040	100%	0.0047	115.22%	0.0044	110.10%
TECHO3	DERIVA XX Max	0.0038	100%	0.0043	112.68%	0.0041	107.78%
TECHO2	DERIVA XX Max	0.0034	100%	0.0037	109.30%	0.0036	104.62%
MEZANINE	DERIVA XX Max	0.0029	100%	0.0030	104.58%	0.0029	100.03%
TECHO1	DERIVA XX Max	0.0017	100%	0.0017	99.03%	0.0017	95.47%

MAX	138.73%	MAX	137.63%
INCREMENTO	38.73%		37.63%

MIN	99.03%	MIN	95.47%
REDUCCION	0.97%		4.53%

En Tabla 50, se observa el incremento máximo y reducción mínima de las distorsiones de entrepiso; es así que se muestra en el segundo edificio un incremento máximo del 38.73% y una reducción mínima del 0.97% en la dirección transversal X. De igual forma, las distorsiones de entrepiso del tercer edificio muestran un incremento máximo del 37.36% y una reducción mínima 4.53%, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

Al igual que en los periodos de vibración de cada edificio diseñado, estos efectos son influenciados principalmente por la variación de rigideces entre los tres edificios.

Es posible representar las distorsiones de entrepiso de la tabla 50 gráficamente en la figura 82, y calcular los desplazamientos relativos acumulados en cada nivel para poder evaluarlos.

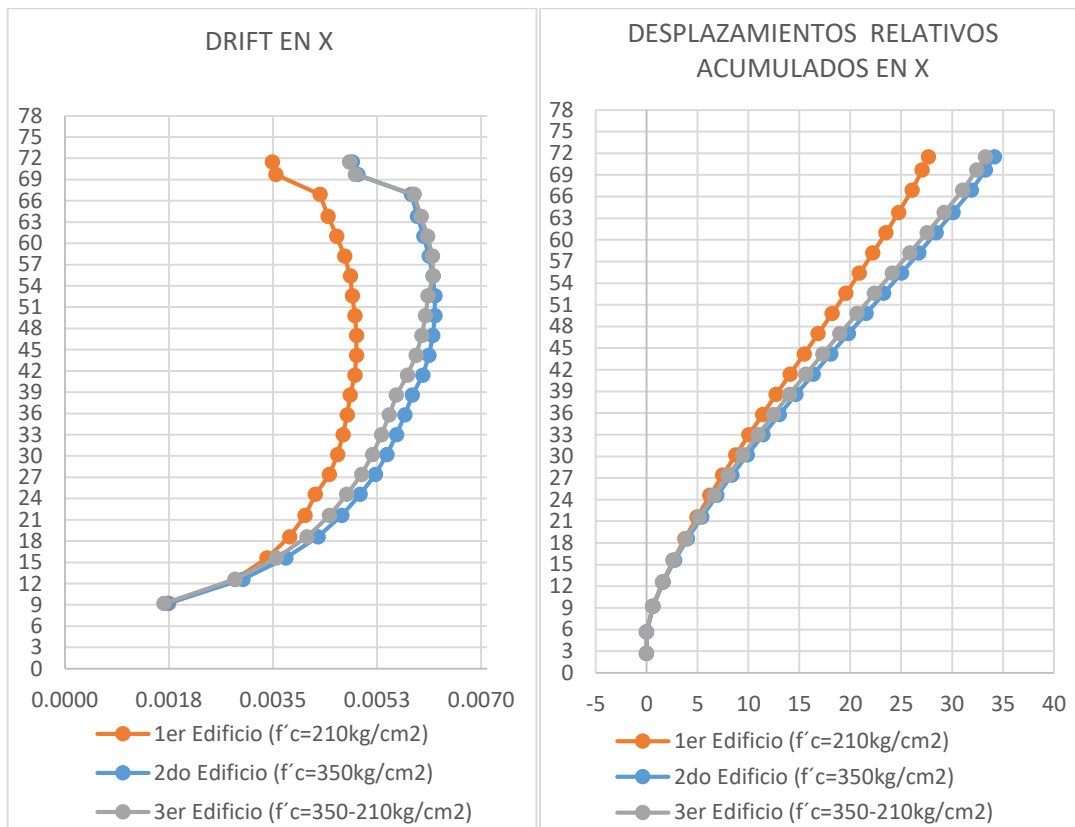


Figura 82: Comparación de DRIFT y desplazamientos acumulados en X

En la figura 82, se observa que el primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión  $210\text{kg/cm}^2$  presenta menores distorsiones de entrepisos y menores desplazamientos relativos de entrepiso en comparación a los presentados el segundo y tercer edificio.

En la tabla 51, se presentan los resultados del análisis sísmico espectral en la dirección longitudinal Y de las distorsiones de entresijos de los tres modelos (edificio1, edificio2 y edificio3) diseñados. Es así que, la distorsión de entresijo máxima en el primer edificio diseñado es 0.0030, del segundo edificio es 0.0030 y del tercer edificio es 0.0032, encontrándose dentro del parámetro normado por la E030.

*Tabla 51: Tabla comparativa de distorsiones de entresijos (drift) en la dirección longitudinal Y del 1er vs el 2do y 3er edificio*

TECHO	CASO DE CARGA	1er Edificio (f'c=210kg/cm <sup>2</sup> )		2do Edificio (f'c=350kg/cm <sup>2</sup> )		3er Edificio (f'c=350- 210kg/cm <sup>2</sup> )	
		Drift		Drift	variación	Drift	variación
CUART MQ	DERIVA YY Max	0.0021	100%	0.0026	123.21%	0.0026	125.07%
AZOTEA	DERIVA YY Max	0.0025	100%	0.0028	110.04%	0.0029	114.55%
TECHO20	DERIVA YY Max	0.0027	100%	0.0028	105.06%	0.0030	113.16%
TECHO19	DERIVA YY Max	0.0028	100%	0.0029	104.10%	0.0031	112.33%
TECHO18	DERIVA YY Max	0.0028	100%	0.0029	102.97%	0.0031	111.32%
TECHO17	DERIVA YY Max	0.0029	100%	0.0029	101.66%	0.0032	109.98%
TECHO16	DERIVA YY Max	0.0030	100%	0.0030	100.30%	0.0032	108.42%
TECHO15	DERIVA YY Max	0.0030	100%	0.0030	99.30%	0.0032	106.61%
TECHO14	DERIVA YY Max	0.0030	100%	0.0030	97.83%	0.0032	104.84%
TECHO13	DERIVA YY Max	0.0031	100%	0.0030	96.38%	0.0032	102.97%
TECHO12	DERIVA YY Max	0.0031	100%	0.0029	94.93%	0.0031	101.04%
TECHO11	DERIVA YY Max	0.0031	100%	0.0029	93.57%	0.0030	98.83%
TECHO10	DERIVA YY Max	0.0031	100%	0.0028	92.20%	0.0029	96.00%
TECHO9	DERIVA YY Max	0.0030	100%	0.0027	91.03%	0.0029	94.57%
TECHO8	DERIVA YY Max	0.0030	100%	0.0027	89.93%	0.0028	93.36%
TECHO7	DERIVA YY Max	0.0029	100%	0.0026	88.85%	0.0027	92.17%
TECHO6	DERIVA YY Max	0.0028	100%	0.0025	87.93%	0.0026	91.11%
TECHO5	DERIVA YY Max	0.0026	100%	0.0023	87.70%	0.0024	90.76%
TECHO4	DERIVA YY Max	0.0025	100%	0.0021	86.18%	0.0022	89.20%
TECHO3	DERIVA YY Max	0.0023	100%	0.0019	85.23%	0.0020	87.79%
TECHO2	DERIVA YY Max	0.0020	100%	0.0017	84.64%	0.0017	86.14%
MEZANINE	DERIVA YY Max	0.0016	100%	0.0014	84.36%	0.0014	83.63%
TECHO1	DERIVA YY Max	0.0011	100%	0.0009	86.39%	0.0009	82.29%

MAX	123.21%	MAX	125.07%
INCREMENTO	23.21%		25.07%
MIN	84.36%	MIN	82.29%
REDUCCION	15.64%		17.71%

En Tabla 51, se observa el incremento máximo y reducción mínima de las distorsiones de entresijo. Con ello se muestra, en el segundo edificio un incremento máximo del 23.21% y una reducción mínima del 15.64% en la dirección longitudinal Y; de igual forma, las distorsiones de entresijo del tercer edificio muestran un incremento máximo del 25.07% y una reducción mínima 17.71%, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

Es posible representar las distorsiones de entrepiso de la tabla 51 gráficamente en la figura 83. Y calcular los desplazamientos relativos obtenidos en cada nivel para poder evaluarlos.

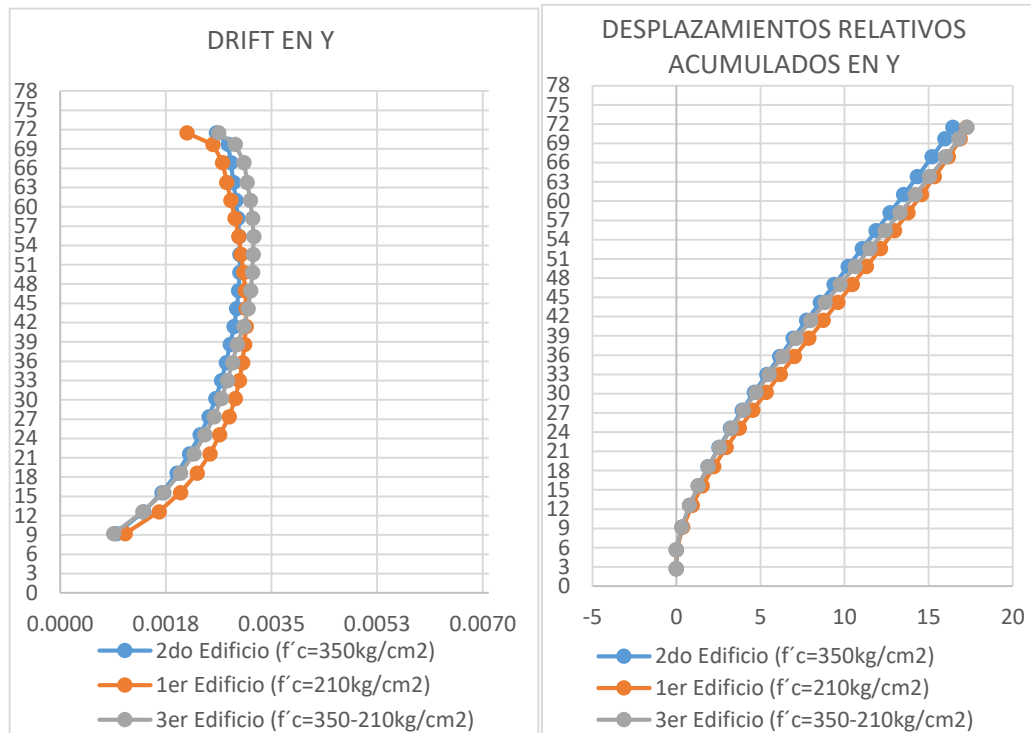


Figura 83: Comparación de DRIFT y desplazamientos acumulados en Y

En la figura 83, se observa que el primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión  $210\text{kg/cm}^2$  presenta distorsiones de entrepisos y desplazamientos relativos de entrepiso similares en comparación a los presentados el segundo y tercer edificio. Ello es así, debido a que en esta dirección se presenta mayor cantidad de muros estructurales con una variación de sección en cada edificio poco representativa.

### 5.1.3 Cortante basal

Se presentan los resultados de las fuerzas cortantes del análisis sísmico estático para cada edificio diseñado. En la tabla 52 se muestran las fuerzas cortantes en la dirección transversal X, y en la tabla 53 las fuerzas cortantes en la dirección longitudinal Y.

Tabla 52: Tabla comparativa de fuerzas cortantes en la dirección transversal X del 1er vs el 2do y 3er edificio

TECHO	CASO DE CARGA	1er Edificio (f'c=210kg/cm <sup>2</sup> )		2do Edificio (f'c=350kg/cm <sup>2</sup> )		3er Edificio (f'c=350-210kg/cm <sup>2</sup> )	
		VX ton	%	VX ton	variación %	VX ton	variación %
TECHO20	SEXX	61.87	100%	59.70	96.50%	60.42	97.65%
TECHO19	SEXX	122.83	100%	117.13	95.36%	118.49	96.47%
TECHO18	SEXX	177.97	100%	168.58	94.72%	170.52	95.81%
TECHO17	SEXX	228.30	100%	214.98	94.16%	217.45	95.25%
TECHO16	SEXX	274.00	100%	256.57	93.64%	259.51	94.71%
TECHO15	SEXX	315.34	100%	293.60	93.11%	297.13	94.23%
TECHO14	SEXX	352.59	100%	326.31	92.55%	330.62	93.77%
TECHO13	SEXX	385.70	100%	354.96	92.03%	359.93	93.32%
TECHO12	SEXX	414.89	100%	379.78	91.54%	385.34	92.88%
TECHO11	SEXX	440.34	100%	401.04	91.08%	407.10	92.45%
TECHO10	SEXX	462.31	100%	419.08	90.65%	425.47	92.03%
TECHO9	SEXX	481.05	100%	434.17	90.25%	440.73	91.62%
TECHO8	SEXX	496.66	100%	446.44	89.89%	453.13	91.24%
TECHO7	SEXX	509.36	100%	456.17	89.56%	462.96	90.89%
TECHO6	SEXX	519.41	100%	463.62	89.26%	470.50	90.58%
TECHO5	SEXX	527.24	100%	469.21	89.00%	476.15	90.31%
TECHO4	SEXX	532.81	100%	473.01	88.77%	479.98	90.08%
TECHO3	SEXX	536.35	100%	475.27	88.61%	482.27	89.92%
TECHO2	SEXX	538.23	100%	476.38	88.51%	483.39	89.81%
MEZANINE	SEXX	539.01	100%	476.79	88.46%	483.80	89.76%
TECHO1	SEXX	539.01	100%	476.79	88.46%	483.80	89.76%

	VX	VY
MIN REDUCCION	96.50%	97.65%
MAX REDUCCION	3.50%	2.35%

	VX	VY
MAX REDUCCION	88.46%	89.76%
MIN REDUCCION	11.54%	10.24%

En la Tabla 52, se observa la reducción máxima y mínima de las fuerzas cortantes del análisis sísmico estático. En el segundo edificio se muestra una reducción máxima del 11.54% y una reducción mínima del 3.50% en la dirección transversal X. De igual forma, las fuerzas cortantes del análisis sísmico estático del tercer edificio muestra una reducción máxima del 10.24% y una reducción mínima del 2.35%, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

Tabla 53: Tabla comparativa de fuerzas cortantes en la dirección longitudinal Y del 1er vs el 2do y 3er edificio

TECHO	CASO DE CARGA	1er Edificio (f'c=210kg/cm <sup>2</sup> )		2do Edificio (f'c=350kg/cm <sup>2</sup> )		3er Edificio (f'c=350-210kg/cm <sup>2</sup> )	
		VY ton	%	VY ton	variación %	VY ton	variación %
TECHO20	SEYY	84.70	100%	80.01	94.47%	80.97	95.59%
TECHO19	SEYY	169.13	100%	159.02	94.02%	160.85	95.10%
TECHO18	SEYY	246.36	100%	231.60	94.01%	234.25	95.08%
TECHO17	SEYY	317.69	100%	298.81	94.06%	302.21	95.13%
TECHO16	SEYY	383.26	100%	360.77	94.13%	364.87	95.20%
TECHO15	SEYY	443.39	100%	417.59	94.18%	422.59	95.31%
TECHO14	SEYY	498.32	100%	469.41	94.20%	475.62	95.44%
TECHO13	SEYY	547.91	100%	516.34	94.24%	523.65	95.57%
TECHO12	SEYY	592.33	100%	558.54	94.30%	566.84	95.70%
TECHO11	SEYY	631.75	100%	596.14	94.36%	605.32	95.82%
TECHO10	SEYY	666.46	100%	629.45	94.45%	639.25	95.92%
TECHO9	SEYY	696.69	100%	658.68	94.54%	668.79	96.00%
TECHO8	SEYY	722.46	100%	683.73	94.64%	694.12	96.08%
TECHO7	SEYY	744.02	100%	704.80	94.73%	715.42	96.16%
TECHO6	SEYY	761.58	100%	722.09	94.82%	732.89	96.23%
TECHO5	SEYY	775.75	100%	736.15	94.89%	747.09	96.31%
TECHO4	SEYY	786.33	100%	746.70	94.96%	757.76	96.37%
TECHO3	SEYY	793.45	100%	753.90	95.02%	765.02	96.42%
TECHO2	SEYY	797.56	100%	758.13	95.06%	769.29	96.46%
MEZANINE	SEYY	799.50	100%	760.23	95.09%	771.41	96.49%
TECHO1	SEYY	799.50	100%	760.23	95.09%	771.41	96.49%

	VX		VY
MIN REDUCCION	95.09%	MAX REDUCCION	96.49%
	4.91%		3.51%
MAX REDUCCION	94.01%	MIN REDUCCION	95.08%
	5.99%		4.92%

En la Tabla 53, se observa la reducción máxima y mínima de las fuerzas cortantes del análisis sísmico estático. En el segundo edificio se muestra una reducción máxima del 5.99% y una reducción mínima del 4.91% en la dirección longitudinal Y. De igual forma, las fuerzas cortantes del análisis sísmico estático del tercer edificio muestran una reducción máxima del 4.92% y una reducción mínima del 3.51%, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

En ambos casos (dirección X y Y) del segundo y tercer edificio, presentan reducciones en las fuerzas cortantes del análisis sísmico estático. Estos efectos son influenciados principalmente, por la reducción de secciones en vigas y columnas de cada edificio, puesto que, el peso total de cada estructura es reducida en proporción a la reducción de secciones de los elementos resistente. En consecuencia, las fuerzas sísmicas actuantes se ven reducidas al tener menor masa.

## 5.2 RESULTADOS DEL ASPECTO ECONÓMICO

Los presupuestos serán elaborados para el mes de agosto del 2018, por lo que para la calcular el presupuesto se tendrá en consideración los análisis de costos unitarios de la revista “Costos” para las partidas de concretos y encofrados; y lo de la revista “Constructivo” para las partidas de aceros.

Tabla 54: Costo de concreto  $f'c=210\text{kg/cm}^2$  por metro cubico de la revista Costos

CONCRETO PREMEZCLADO	ACU. REVISTA COSTOS AGOSTO 2018
$f'c=210\text{kg/cm}^2$	PU (SOLES) x m3
VIGAS	293.77
COLUMNAS	314.36
PLACAS	322.58

Tabla 55: Costo de concreto  $f'c=350\text{kg/cm}^2$  por metro cubico de la revista Costos

CONCRETO PREMEZCLADO	ACU. REVISTA COSTOS AGOSTO 2018
$f'c=350\text{kg/cm}^2$	PU (SOLES) x m3
VIGAS	350.38
COLUMNAS	370.97
PLACAS	379.19

Tabla 56: Costo del acero por kilogramo de la revista Constructivo

HABILITADO Y COLOCADO	ACU. REVISTA CONSTRUCTIVO AGOSTO 2018
ACERO	PU (SOLES) x kg
VIGAS	4.18
COLUMNAS	4.01
PLACAS	3.98

Tabla 57: Costo de encofrado y desencofrado por metro cuadrado de la revista Costos

ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	ACU. REVISTA COSTOS AGOSTO 2018
ACERO	PU (SOLES) x m2
VIGAS	70.70
COLUMNAS	62.04
PLACAS	60.91



## 5.2.1 Resultados de las partidas de concreto (vigas, columnas y placas)

### 5.2.1.1 Partidas de concretos en vigas

Se realizó el metrado de las partidas de concreto en vigas de los tres modelos (edificio1, edificio2 y edificio3) diseñados. Para obtener los costos totales en vigas, que se presentan en la tabla 58, se tendrá que multiplicar el metrado respectivo con los costos unitarios en vigas de la tabla 54 y 55.

Tabla 58: Variación de metrados y costos de las partidas de concretos en vigas del 1er vs el 2do y 3er edificio

	1er Edificio (f'c=210kg/cm2)				2do Edificio (f'c=350kg/cm2)				3er Edificio (f'c=350-210kg/cm2)			
	vigas		costo/techo		viga	variación metrado	costo/tech o soles	variación costo	viga	variación metrado	costo/techo soles	variación costo
	m3	%	soles	%								
TECHO 20	50.58	100%	14,858.42	100%	35.53	70.25%	12,449.09	83.78%	39.06	77.22%	11,474.38	77.22%
TECHO 19	50.58	100%	14,858.42	100%	35.53	70.25%	12,449.09	83.78%	39.06	77.22%	11,474.38	77.22%
TECHO 18	50.58	100%	14,858.42	100%	35.53	70.25%	12,449.09	83.78%	39.06	77.22%	11,474.38	77.22%
TECHO 17	50.58	100%	14,858.42	100%	35.53	70.25%	12,449.09	83.78%	39.06	77.22%	11,474.38	77.22%
TECHO 16	50.58	100%	14,858.42	100%	35.53	70.25%	12,449.09	83.78%	39.06	77.22%	11,474.38	77.22%
TECHO 15	49.90	100%	14,659.84	100%	35.53	71.20%	12,449.09	84.92%	38.31	76.76%	11,253.27	76.76%
TECHO 14	49.90	100%	14,659.84	100%	35.53	71.20%	12,449.09	84.92%	38.31	76.76%	11,253.27	76.76%
TECHO 13	49.90	100%	14,659.84	100%	35.53	71.20%	12,449.09	84.92%	38.31	76.76%	11,253.27	76.76%
TECHO 12	49.90	100%	14,659.84	100%	35.53	71.20%	12,449.09	84.92%	38.31	76.76%	11,253.27	76.76%
TECHO 11	49.90	100%	14,659.84	100%	35.53	71.20%	12,449.09	84.92%	38.31	76.76%	11,253.27	76.76%
TECHO 10	49.22	100%	14,460.48	100%	34.97	71.05%	12,254.29	84.74%	38.31	77.82%	13,421.80	92.82%
TECHO 9	49.22	100%	14,460.48	100%	34.97	71.05%	12,254.29	84.74%	38.31	77.82%	13,421.80	92.82%
TECHO 8	49.22	100%	14,460.48	100%	34.97	71.05%	12,254.29	84.74%	38.31	77.82%	13,421.80	92.82%
TECHO 7	49.22	100%	14,460.48	100%	34.97	71.05%	12,254.29	84.74%	38.31	77.82%	13,421.80	92.82%
TECHO 6	49.22	100%	14,460.48	100%	34.97	71.05%	12,254.29	84.74%	38.31	77.82%	13,421.80	92.82%
TECHO 5	48.28	100%	14,184.52	100%	34.39	71.23%	12,050.97	84.96%	37.81	78.31%	13,247.59	93.39%
TECHO 4	48.28	100%	14,184.52	100%	34.39	71.23%	12,050.97	84.96%	37.81	78.31%	13,247.59	93.39%
TECHO 3	48.28	100%	14,184.52	100%	34.39	71.23%	12,050.97	84.96%	37.81	78.31%	13,247.59	93.39%
TECHO 2	48.28	100%	14,184.52	100%	34.39	71.23%	12,050.97	84.96%	37.81	78.31%	13,247.59	93.39%
MEZANINE	46.42	100%	13,637.70	100%	32.17	69.31%	11,273.13	82.66%	35.37	76.18%	12,391.96	90.87%
TECHO 1	46.42	100%	13,637.70	100%	32.17	69.31%	11,273.13	82.66%	35.37	76.18%	12,391.96	90.87%
SOTANO 1	45.30	100%	13,306.40	100%	31.08	68.62%	10,889.64	81.84%	34.16	75.42%	11,970.12	89.96%
SOTANO 2	45.30	100%	13,306.40	100%	31.08	68.62%	10,889.64	81.84%	34.16	75.42%	11,970.12	89.96%
Totales	1,125.10	100%	330,519.97	100%	794.26	70.59%	278,291.72	84.20%	868.66	77.21%	282,461.77	85.46%

	variación metrado		variación costo		variación metrado		variación costo
Reducción	29.41%		15.80%	Reducción	22.79%		14.54%
	330.84	m3	S/.		256.44	m3	S/.
			52,228.25				48,058.21

En la tabla 58, se observa la reducción en el metrado, y por ende la del presupuesto en las partidas de concreto en vigas. Es así que se muestra en el segundo edificio una reducción del 29.41% en volumen de concreto; así mismo, el tercer edificio muestra una reducción del 22.79%, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

La causa principal de esta reducción en volumen de concreto es la reducción de secciones de vigas en el segundo y tercer edificio, gracias al uso de concretos de

mayor resistencia a la compresión del concreto en el diseño estructural de vigas. Así mismo, se observó que un material de mayor resistencia genera una reducción de variación baja ante esfuerzos de flexión.

Considerando el aspecto económico, esta variación se reduce por el costo que representa cada calidad del concreto, siendo de mayor costo el de mayor resistencia. Es así que, el segundo edificio diseñado presenta una reducción del 15.80% en el presupuesto, lo que significa un ahorro económico de S/ 52,228.25. Así mismo, el tercer edificio diseñado presenta una reducción del 14.54% en el presupuesto, que significa un ahorro económico de S/ 48,058.21, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>. Esta variación económica en vigas de los tres edificios se observa en la figura 84.

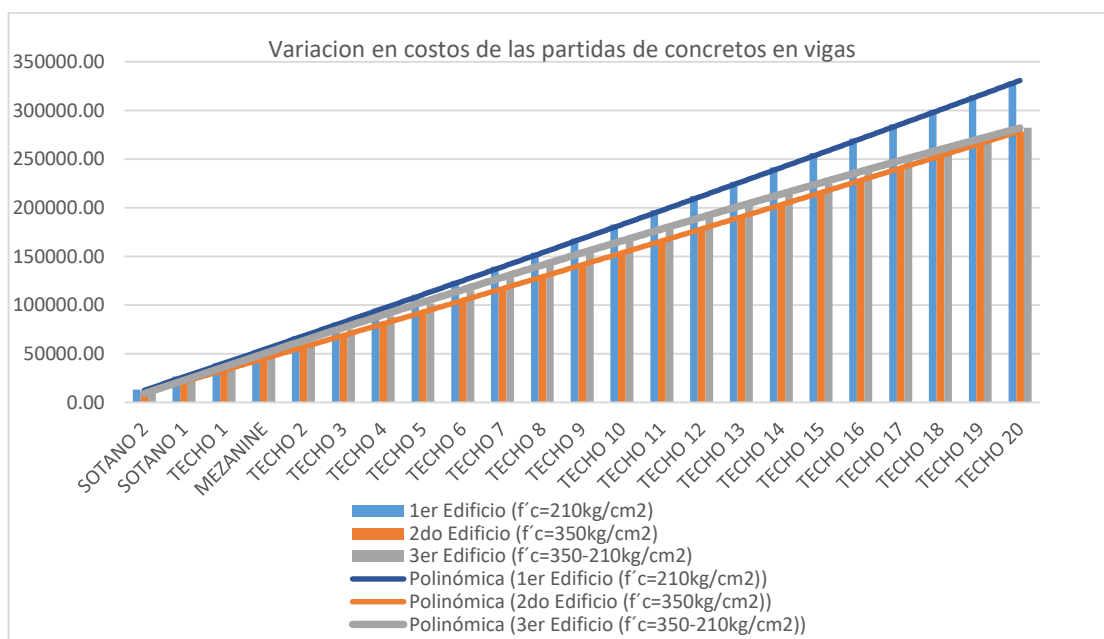


Figura 84: Variación en costos de las partidas de concretos en vigas de los tres edificios diseñados

Así mismo, existe una ventaja presente en la tercera edificación puesto que la resistencia del concreto a la compresión a partir del onceavo nivel disminuye 210kg/cm<sup>2</sup>, y esta resistencia tiene un costo mucho menor al de 350kg/cm<sup>2</sup>.

### 5.2.1.2 Partidas de concretos en columnas

Se realizó el metrado de las partidas de concreto en columnas de los tres modelos (edificio1, edificio2 y edificio3) diseñados. Para obtener los costos totales en columnas, que se presentan en la tabla 59, se tendrá que multiplicar el metrado respectivo con los costos unitarios en columnas de la tabla 54 y 55.

*Tabla 59: Variación de metrados y costos de las partidas de concretos en columnas del 1er vs el 2do y 3er edificio*

	1er Edificio (f' c=210kg/cm2)				2do Edificio (f' c=350kg/cm2)				3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)			
	columna	costo/techo			columna	variación metrado	costo/techo	variación costo	columna	variación metrado	costo/techo	variación costo
	m3	%	soles		%	m3	%	soles	%	m3	%	soles
TECHO 20	12.90	100%	4,053.99	100%	7.05	54.69%	2,616.27	64.54%	7.05	54.69%	2,217.02	54.69%
TECHO 19	11.65	100%	3,661.67	100%	6.37	54.69%	2,363.08	64.54%	6.37	54.69%	2,002.47	54.69%
TECHO 18	11.65	100%	3,661.67	100%	6.37	54.69%	2,363.08	64.54%	6.37	54.69%	2,002.47	54.69%
TECHO 17	11.65	100%	3,661.67	100%	6.37	54.69%	2,363.08	64.54%	6.37	54.69%	2,002.47	54.69%
TECHO 16	11.65	100%	3,661.67	100%	6.37	54.69%	2,363.08	64.54%	6.37	54.69%	2,002.47	54.69%
TECHO 15	14.56	100%	4,577.08	100%	6.37	43.75%	2,363.08	51.63%	10.19	70.00%	3,203.96	70.00%
TECHO 14	14.56	100%	4,577.08	100%	6.37	43.75%	2,363.08	51.63%	10.19	70.00%	3,203.96	70.00%
TECHO 13	14.56	100%	4,577.08	100%	6.37	43.75%	2,363.08	51.63%	10.19	70.00%	3,203.96	70.00%
TECHO 12	14.56	100%	4,577.08	100%	6.37	43.75%	2,363.08	51.63%	10.19	70.00%	3,203.96	70.00%
TECHO 11	14.56	100%	4,577.08	100%	6.37	43.75%	2,363.08	51.63%	10.19	70.00%	3,203.96	70.00%
TECHO 10	17.47	100%	5,492.50	100%	10.19	58.33%	3,780.93	68.84%	10.19	58.33%	3,780.93	68.84%
TECHO 9	17.47	100%	5,492.50	100%	10.19	58.33%	3,780.93	68.84%	10.19	58.33%	3,780.93	68.84%
TECHO 8	17.47	100%	5,492.50	100%	10.19	58.33%	3,780.93	68.84%	10.19	58.33%	3,780.93	68.84%
TECHO 7	17.47	100%	5,492.50	100%	10.19	58.33%	3,780.93	68.84%	10.19	58.33%	3,780.93	68.84%
TECHO 6	17.47	100%	5,492.50	100%	10.19	58.33%	3,780.93	68.84%	10.19	58.33%	3,780.93	68.84%
TECHO 5	23.40	100%	7,356.02	100%	13.65	58.33%	5,063.74	68.84%	13.65	58.33%	5,063.74	68.84%
TECHO 4	23.40	100%	7,356.02	100%	13.65	58.33%	5,063.74	68.84%	13.65	58.33%	5,063.74	68.84%
TECHO 3	23.40	100%	7,356.02	100%	13.65	58.33%	5,063.74	68.84%	13.65	58.33%	5,063.74	68.84%
TECHO 2	23.40	100%	7,356.02	100%	13.65	58.33%	5,063.74	68.84%	13.65	58.33%	5,063.74	68.84%
MEZANINE	28.15	100%	8,849.86	100%	21.74	77.23%	8,066.00	91.14%	21.74	77.23%	8,066.00	91.14%
TECHO 1	29.39	100%	9,240.30	100%	22.70	77.23%	8,421.85	91.14%	22.70	77.23%	8,421.85	91.14%
SOTANO 1	26.55	100%	8,346.26	100%	20.99	79.06%	7,786.38	93.29%	20.99	79.06%	7,786.38	93.29%
SOTANO 2	24.30	100%	7,638.95	100%	19.21	79.06%	7,126.52	93.29%	19.21	79.06%	7,126.52	93.29%
Totales	421.64	100%	132,548.01	100%	254.59	60.38%	94,444.32	71.25%	273.70	64.91%	96,807.05	73.04%

	variación metrado	variación costo		variación metrado	variación costo
<b>Reducción</b>	<b>39.62%</b>	<b>28.75%</b>	<b>Reducción</b>	<b>35.09%</b>	<b>26.96%</b>
	<b>167.06</b>	<b>S/.</b>		<b>147.95</b>	<b>S/.</b>
	m3	<b>38,103.68</b>		m3	<b>35,740.96</b>

En la tabla 59, se observa la reducción en el metrado y por ende la del presupuesto en las partidas de concreto en columnas. Es así que se muestra en el segundo edificio una reducción del 39.62% en volumen de concreto. Así mismo, el tercer edificio muestra una reducción del 35.09%, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

La causa principal de esta reducción en volumen de concreto es la reducción de secciones en columnas en el segundo y tercer edificio, gracias al uso de concretos de mayor resistencia a la compresión del concreto en el diseño estructural de

columnas. Así mismo, se observó que un material de mayor resistencia genera una reducción de variación alta ante esfuerzos de flexocompresion y esfuerzo por corte en columnas.

Considerando el aspecto económico, esta variación se reduce por el costo que representa cada calidad del concreto, siendo de mayor costo el de mayor resistencia. Es así que el segundo edificio diseñado presenta una reducción del 28.75% en el presupuesto que significa un ahorro económico de S/ 38,103.68. Así mismo, el tercer edificio diseñado presenta una reducción del 26.96% en el presupuesto que significa un ahorro económico de S/ 35,740.96, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>. Esta variación económica en columnas de los tres edificios se observa en la figura 85.

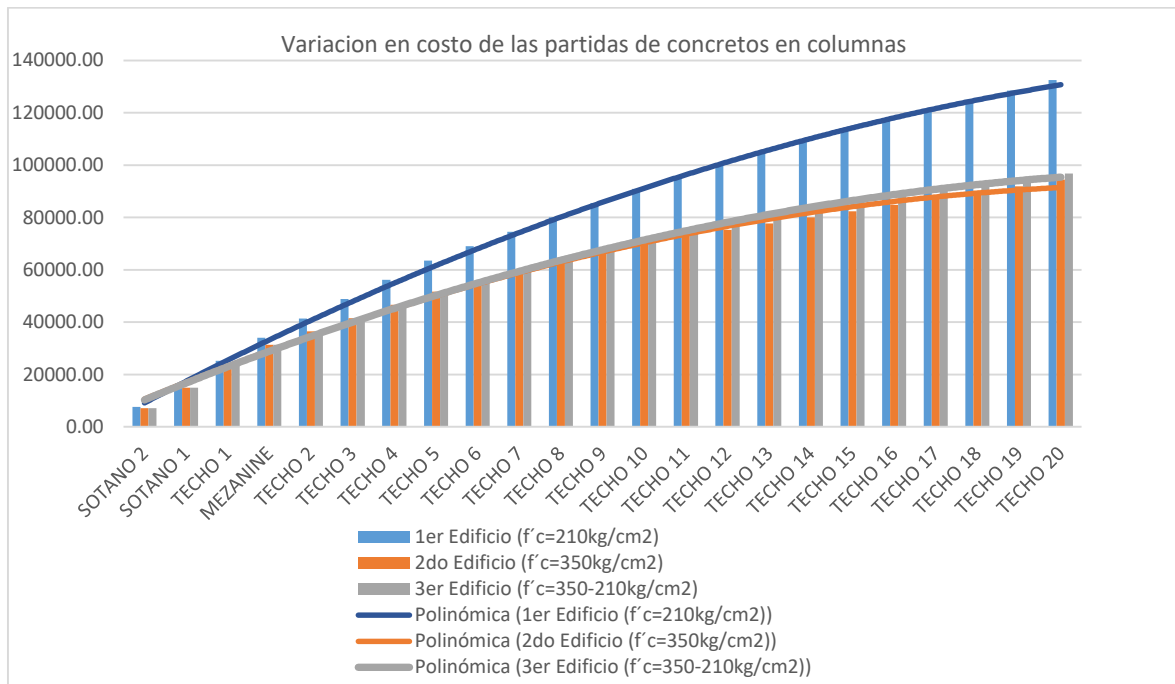


Figura 85: Variación en costos de las partidas de concretos en columnas de los tres edificios diseñados

Así mismo, existe una ventaja presente en la tercera edificación puesto que la resistencia del concreto a la compresión a partir del onceavo nivel disminuye a 210kg/cm<sup>2</sup>, y esta resistencia tiene un costo mucho menor al de 350kg/cm<sup>2</sup>.

### 5.2.1.3 Partidas de concretos en placas

Se realizó el metrado de las partidas de concreto en placas de los tres modelos (edificio1, edificio2 y edificio3) diseñados. Para obtener los costos totales en placas, que se presentan en la tabla 60, se tendrá que multiplicar el metrado con los costos unitarios en placas de la tabla 54 y 55.

Tabla 60: Variación de metrado y costos de las partidas de concretos en placas del 1er vs el 2do y 3er edificio

	1er Edificio (f'c=210kg/cm2)				2do Edificio (f'c=350kg/cm2)				3er Edificio (f'c=350-210kg/cm2)			
	placa		costo/techo		placa		variación		placa		variación	
	m3	%	soles	%	m3	%	soles	costo	m3	%	soles	costo
TECHO 20	67.54	100%	21,787.96	100%	54.83	81.17%	20,789.70	95.42%	54.83	81.17%	17,685.96	81.17%
TECHO 19	61.01	100%	19,679.44	100%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%	49.52	81.17%	15,974.42	81.17%
TECHO 18	61.01	100%	19,679.44	100%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%	49.52	81.17%	15,974.42	81.17%
TECHO 17	61.01	100%	19,679.44	100%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%	49.52	81.17%	15,974.42	81.17%
TECHO 16	61.01	100%	19,679.44	100%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%	49.52	81.17%	15,974.42	81.17%
TECHO 15	61.01	100%	19,679.44	100%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%	49.52	81.17%	15,974.42	81.17%
TECHO 14	61.01	100%	19,679.44	100%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%	49.52	81.17%	15,974.42	81.17%
TECHO 13	61.01	100%	19,679.44	100%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%	49.52	81.17%	15,974.42	81.17%
TECHO 12	61.01	100%	19,679.44	100%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%	49.52	81.17%	15,974.42	81.17%
TECHO 11	61.01	100%	19,679.44	100%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%	49.52	81.17%	15,974.42	81.17%
TECHO 10	61.01	100%	19,679.44	100%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%
TECHO 9	61.01	100%	19,679.44	100%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%
TECHO 8	61.01	100%	19,679.44	100%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%
TECHO 7	61.01	100%	19,679.44	100%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%
TECHO 6	61.01	100%	19,679.44	100%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%	49.52	81.17%	18,777.79	95.42%
TECHO 5	65.36	100%	21,085.12	100%	53.06	81.17%	20,119.06	95.42%	53.06	81.17%	20,119.06	95.42%
TECHO 4	65.36	100%	21,085.12	100%	53.06	81.17%	20,119.06	95.42%	53.06	81.17%	20,119.06	95.42%
TECHO 3	65.36	100%	21,085.12	100%	53.06	81.17%	20,119.06	95.42%	53.06	81.17%	20,119.06	95.42%
TECHO 2	65.36	100%	21,085.12	100%	53.06	81.17%	20,119.06	95.42%	53.06	81.17%	20,119.06	95.42%
MEZANINE	74.08	100%	23,896.47	100%	60.13	81.17%	22,801.60	95.42%	60.13	81.17%	22,801.60	95.42%
TECHO 1	77.35	100%	24,950.72	100%	62.79	81.17%	23,807.56	95.42%	62.79	81.17%	23,807.56	95.42%
SOTANO 1	91.28	100%	29,444.75	100%	87.19	95.52%	33,062.77	112.29%	87.19	95.52%	33,062.77	112.29%
SOTANO 2	83.54	100%	26,949.43	100%	79.80	95.52%	30,260.84	112.29%	79.80	95.52%	30,260.84	112.29%
Totales	1,509.34	100%	486,882.03	100%	1,250.26	82.84%	474,087.81	97.37%	1,250.26	82.84%	445,753.73	91.55%

	variación metrado	variación costo		variación metrado	variación costo
<b>Reducción</b>	<b>17.16%</b>	<b>2.63%</b>	<b>Reducción</b>	<b>17.16%</b>	<b>8.45%</b>
	<b>259.07</b>	<b>S/.</b>		<b>259.07</b>	<b>S/.</b>
	<b>m3</b>	<b>12,794.21</b>		<b>m3</b>	<b>41,128.30</b>

En la tabla 60, se observa la reducción en el metrado y por ende la del presupuesto en las partidas de concreto en placas. Es así que se muestra en el segundo y tercer edificio una reducción del 17.16% en volumen de concreto, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

La causa principal de esta reducción en volumen de concreto es la reducción del espesor en placas del segundo y tercer edificio, gracias al uso de concretos de mayor resistencia a la compresión del concreto en el diseño estructural de placas.

Así mismo, se observó que un material de mayor resistencia genera una reducción de variación alta ante esfuerzos de compresión, flexocompresion y una variación media a esfuerzo por corte en placas.

Considerando el aspecto económico esta variación se reduce por la variación en costos que representa cada calidad del concreto siendo de mayor costo el de mayor resistencia, es así que, el segundo edificio diseñado presenta una reducción del 2.63% en el presupuesto que significa un ahorro económico de S/.12,794.21, así mismo, el tercer edificio diseñado presenta una reducción del 8.45% en el presupuesto que significa un ahorro económico de S/.41,128.30, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>. Esta variación económica en placas de los tres edificios se observa en la figura 86.

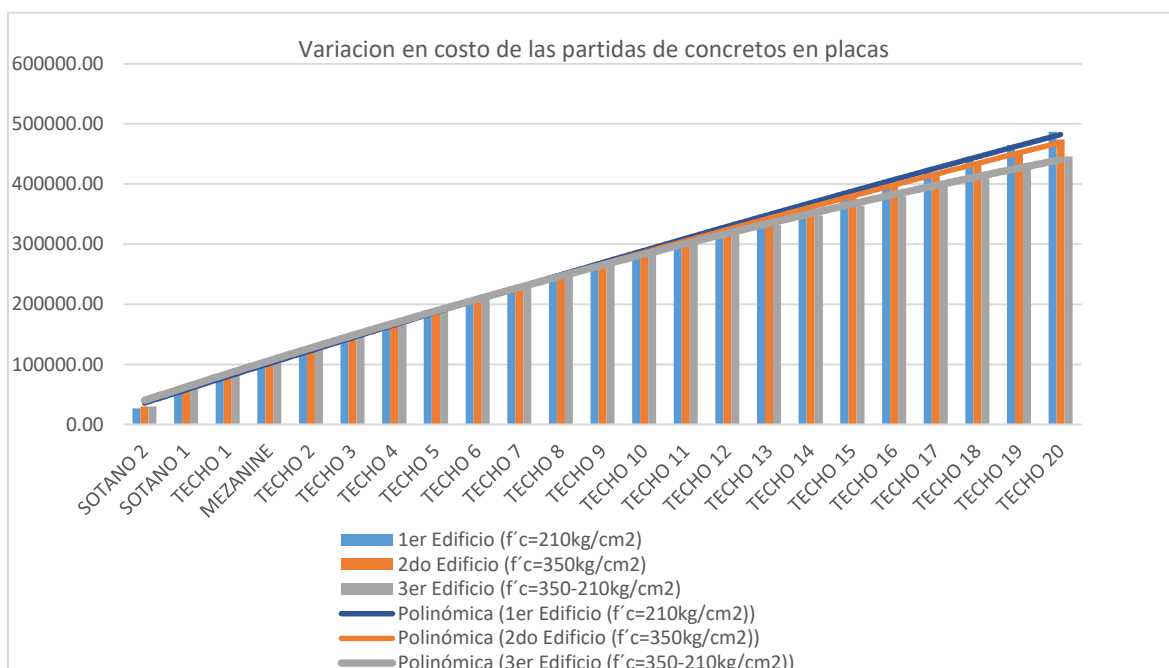


Figura 86: Variación en costos de las partidas de concretos en placas de los tres edificios diseñados

Así mismo, existe una ventaja presente en la tercera edificación puesto que la resistencia del concreto a la compresión a partir del onceavo nivel disminuye 210kg/cm<sup>2</sup>, y esta resistencia tiene un costo mucho menor al de 350kg/cm<sup>2</sup>.

### 5.2.1.4 Partidas de concretos resumen

El resumen de la variación en metrado y costo total de las partidas de concreto en vigas, columnas y placas se presenta en la tabla 61 de los tres modelos (edificio1, edificio2 y edificio3) diseñados.

Tabla 61: Variación del costo total en partidas de concreto del 1er vs el 2do y 3er edificio

	1er Edificio (f'c=210kg/cm2)				2do Edificio (f'c=350kg/cm2)				3er Edificio (f'c=350-210kg/cm2)			
	total		costo		total	variación metrado	costo	variación costo	total	variación metrado	costo	variación costo
	m3	%	soles	%								
viga	1,125.10	100%	330,519.97	100%	794.26	70.59%	278,291.72	84.20%	868.66	77.21%	282,461.77	85.46%
columna	421.64	100%	132,548.01	100%	254.59	60.38%	94,444.32	71.25%	273.70	64.91%	96,807.05	73.04%
placa	1,509.34	100%	486,882.03	100%	1,250.26	82.84%	474,087.81	97.37%	1,250.26	82.84%	445,753.73	91.55%
<b>total</b>	<b>3,056.08</b>	<b>100%</b>	<b>949,950.01</b>	<b>100%</b>	<b>2,299.11</b>	<b>75.23%</b>	<b>846,823.86</b>	<b>89.14%</b>	<b>2,392.62</b>	<b>78.29%</b>	<b>825,022.55</b>	<b>86.85%</b>

	variación metrado	variación costo		variación metrado	variación costo
<b>Reducción</b>	<b>24.77%</b>	<b>10.86%</b>	<b>Reducción</b>	<b>21.71%</b>	<b>13.15%</b>
	<b>756.97</b> m3	<b>S/ 103,126.14</b>		<b>663.46</b> m3	<b>S/ 124,927.46</b>

En la tabla 61, se observa la reducción en metrado y costo total en las partidas de concretos. Es así que se muestra al primer edificio con una reducción del 24.77% en volumen total de concreto y un 10.86% en el presupuesto total que significa un ahorro económico de S/ 103,126.14. Así mismo, el tercer edificio presenta una reducción del 21.71% en volumen total de concreto y un 13.15% en el presupuesto total que significa un ahorro económico de S/ 124,927.46, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

Esta variación económica total en partidas de concreto de los tres edificios se observa en la figura 87.

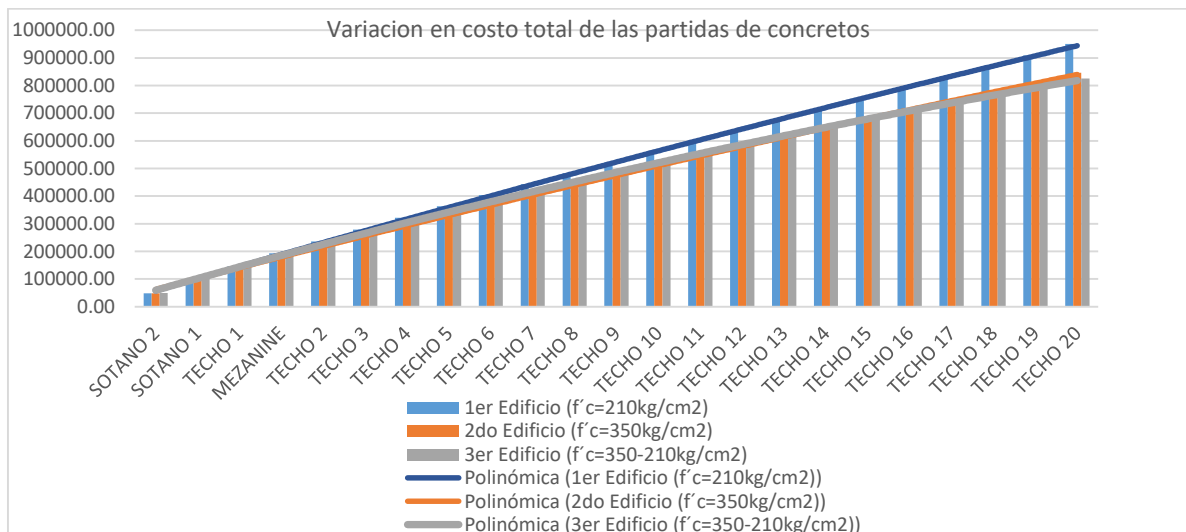


Figura 87: Variación en costos totales de las partidas de concretos de los tres edificios diseñados

Indirectamente es posible obtener ratios en volumen de concreto por cada de metro cuadrado construido para un área total de 15,102.79 m<sup>2</sup>.

Tabla 62: Ratio de volumen de concreto por metro cuadrado construido

	VIGAS	COLUMNAS	PLACAS	TOTAL
	m3	m3	m3	m3
<b>1er Edificio (f' c=210kg/cm2)</b>	1,125.10	421.64	1,509.34	3,056.08
<b>2do Edificio (f' c=350kg/cm2)</b>	794.26	254.59	1,250.26	2,299.11
<b>3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)</b>	868.66	273.70	1,250.26	2,392.62
<b>Área total construida</b>	15,102.79	15,102.79	15,102.79	15,102.79
<b>RATIOS</b>	VIGAS	COLUMNAS	PLACAS	TOTAL
	m3/m2	m3/m2	m3/m2	m3/m2
<b>1er Edificio (f' c=210kg/cm2)</b>	0.07	0.03	0.10	0.20
<b>2do Edificio (f' c=350kg/cm2)</b>	0.05	0.02	0.08	0.15
<b>3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)</b>	0.06	0.02	0.08	0.16

Así, se tiene que en la tabla 62, para el primer edificio se requiere un total de 0.20 metros cúbicos de concreto por cada metro cuadrado construido en la superestructura, para el segundo 0.15 y para el tercero 0.16, aquí se resalta el aporte que origina el uso de concretos de mayor resistencia en el diseño estructural por su menor metraje.

Así mismo, se obtienen ratios en costos de partidas de concreto por cada metro cuadrado construido para un área total de 15,102.79 m<sup>2</sup>.

Tabla 63: Ratio en costo de la partida de concreto por cada metro cuadrado construido

	VIGAS	COLUMNAS	PLACAS	TOTAL
	soles	soles	soles	soles
<b>1er Edificio (f' c=210kg/cm2)</b>	330,519.97	132,548.01	486,882.03	949,950.01
<b>2do Edificio (f' c=350kg/cm2)</b>	278,291.72	94,444.32	474,087.81	846,823.86
<b>3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)</b>	282,461.77	96,807.05	445,753.73	825,022.55
<b>Área total construida</b>	15,102.79	15,102.79	15,102.79	15,102.79
<b>RATIOS</b>	VIGAS	COLUMNAS	PLACAS	TOTAL
	m3/m2	m3/m2	m3/m2	m3/m2
<b>1er Edificio (f' c=210kg/cm2)</b>	21.88	8.78	32.24	62.90
<b>2do Edificio (f' c=350kg/cm2)</b>	18.43	6.25	31.39	56.07
<b>3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)</b>	18.70	6.41	29.51	54.63

Es así que, en la tabla 63, para el primer edificio se requiere un total de S/ 62.90 por cada metro cuadrado construido en la superestructura, para el segundo S/ 56.07 y para el tercero S/ 54.63, resaltando el aporte que origina el uso de concretos de mayor resistencia en el diseño estructural por su menor costo.



## 5.2.2 Resultados de las partidas de acero (vigas, columnas y placas)

### 5.2.2.1 Partidas de acero en vigas

Se realizó el metrado de las partidas de acero en vigas de los tres modelos (edificio1, edificio2 y edificio3) diseñados. Para obtener los costos totales en vigas, que se presentan en la tabla 64, se tendrá que multiplicar el metrado respectivo con los costos unitarios en vigas de la tabla 56.

Tabla 64: Variación de metrado y costos de las partidas de aceros en vigas del 1er vs el 2do y 3er edificio

	1er Edificio (f' c=210kg/cm2)				2do Edificio (f' c=350kg/cm2)				3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)				
	vigas		costo/techo		viga	variación metrado	costo/techo		viga	variación metrado	costo/techo		variación costo
	kg	%	soles	%			soles	%			soles	%	
TECHO 20	5,879.60	100%	24,576.71	100%	6,522.35	110.93%	27,263.41	110.93%	6,858.55	116.65%	28,668.74	116.65%	
TECHO 19	5,879.60	100%	24,576.71	100%	6,522.35	110.93%	27,263.41	110.93%	6,858.55	116.65%	28,668.74	116.65%	
TECHO 18	5,879.60	100%	24,576.71	100%	6,522.35	110.93%	27,263.41	110.93%	6,858.55	116.65%	28,668.74	116.65%	
TECHO 17	5,879.60	100%	24,576.71	100%	6,522.35	110.93%	27,263.41	110.93%	6,858.55	116.65%	28,668.74	116.65%	
TECHO 16	5,879.60	100%	24,576.71	100%	6,522.35	110.93%	27,263.41	110.93%	6,858.55	116.65%	28,668.74	116.65%	
TECHO 15	6,469.29	100%	27,041.61	100%	6,868.13	106.17%	28,708.78	106.17%	7,130.54	110.22%	29,805.64	110.22%	
TECHO 14	6,469.29	100%	27,041.61	100%	6,868.13	106.17%	28,708.78	106.17%	7,130.54	110.22%	29,805.64	110.22%	
TECHO 13	6,469.29	100%	27,041.61	100%	6,868.13	106.17%	28,708.78	106.17%	7,130.54	110.22%	29,805.64	110.22%	
TECHO 12	6,469.29	100%	27,041.61	100%	6,868.13	106.17%	28,708.78	106.17%	7,130.54	110.22%	29,805.64	110.22%	
TECHO 11	6,469.29	100%	27,041.61	100%	6,868.13	106.17%	28,708.78	106.17%	7,130.54	110.22%	29,805.64	110.22%	
TECHO 10	6,574.93	100%	27,483.22	100%	6,984.71	106.23%	29,196.08	106.23%	7,097.83	107.95%	29,668.94	107.95%	
TECHO 9	6,574.93	100%	27,483.22	100%	6,984.71	106.23%	29,196.08	106.23%	7,097.83	107.95%	29,668.94	107.95%	
TECHO 8	6,574.93	100%	27,483.22	100%	6,984.71	106.23%	29,196.08	106.23%	7,097.83	107.95%	29,668.94	107.95%	
TECHO 7	6,574.93	100%	27,483.22	100%	6,984.71	106.23%	29,196.08	106.23%	7,097.83	107.95%	29,668.94	107.95%	
TECHO 6	6,574.93	100%	27,483.22	100%	6,984.71	106.23%	29,196.08	106.23%	7,097.83	107.95%	29,668.94	107.95%	
TECHO 5	7,868.52	100%	32,890.41	100%	6,597.29	83.84%	27,576.66	83.84%	6,748.93	85.77%	28,210.52	85.77%	
TECHO 4	7,868.52	100%	32,890.41	100%	6,597.29	83.84%	27,576.66	83.84%	6,748.93	85.77%	28,210.52	85.77%	
TECHO 3	7,868.52	100%	32,890.41	100%	6,597.29	83.84%	27,576.66	83.84%	6,748.93	85.77%	28,210.52	85.77%	
TECHO 2	7,868.52	100%	32,890.41	100%	6,597.29	83.84%	27,576.66	83.84%	6,748.93	85.77%	28,210.52	85.77%	
MEZANINE	6,359.20	100%	26,581.45	100%	6,284.23	98.82%	26,268.10	98.82%	6,446.21	101.37%	26,945.16	101.37%	
TECHO 1	6,359.20	100%	26,581.45	100%	6,284.23	98.82%	26,268.10	98.82%	6,446.21	101.37%	26,945.16	101.37%	
SOTANO 1	4,209.34	100%	17,595.03	100%	4,337.10	103.04%	18,129.07	103.04%	4,399.30	104.51%	18,389.09	104.51%	
SOTANO 2	4,209.34	100%	17,595.03	100%	4,337.10	103.04%	18,129.07	103.04%	4,399.30	104.51%	18,389.09	104.51%	
Totales	147,230.23	100%	615,422.35	100%	149,507.74	101.55%	624,942.34	101.55%	154,121.34	104.68%	644,227.20	104.68%	

	variación metrado	variación costo		variación metrado	variación costo
<b>Incremento</b>	1.55%	1.55%	<b>Incremento</b>	4.68%	4.68%
	<b>2,277.51</b>	kg		<b>6,891.11</b>	kg
					<b>S/. 28,804.86</b>

En la tabla 64, se observa el incremento en el metrado y por ende la del presupuesto en las partidas de acero en vigas. Es así que se muestra en el segundo edificio un incremento del 1.55% en peso de acero. Así mismo, el tercer edificio muestra un incremento del 4.68%, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

La causa del incremento generado en las cuantías de acero en estos elementos se da principalmente porque el diseño de vigas se encuentra alineado a requisitos mínimos, puesto que la Norma E060 señala los parámetros de cuantías de acero, longitudes de anclaje y espaciamientos mínimos para barras longitudinales y estribos.

Considerando el aspecto económico, esta variación es similar puesto que el costo por peso de las partidas de acero no difieren cuando se usa concretos de mayor resistencia. Es así que en el segundo edificio diseñado se presenta un incremento del 1.55% en el presupuesto, lo que significa un incremento económico de S/ 9,519.99. Así mismo, el tercer edificio diseñado presenta un incremento del 4.68% en el presupuesto que significa un incremento económico de S/ 28,804.86, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>. Esta variación económica en vigas de los tres edificios se observa en la figura 88.

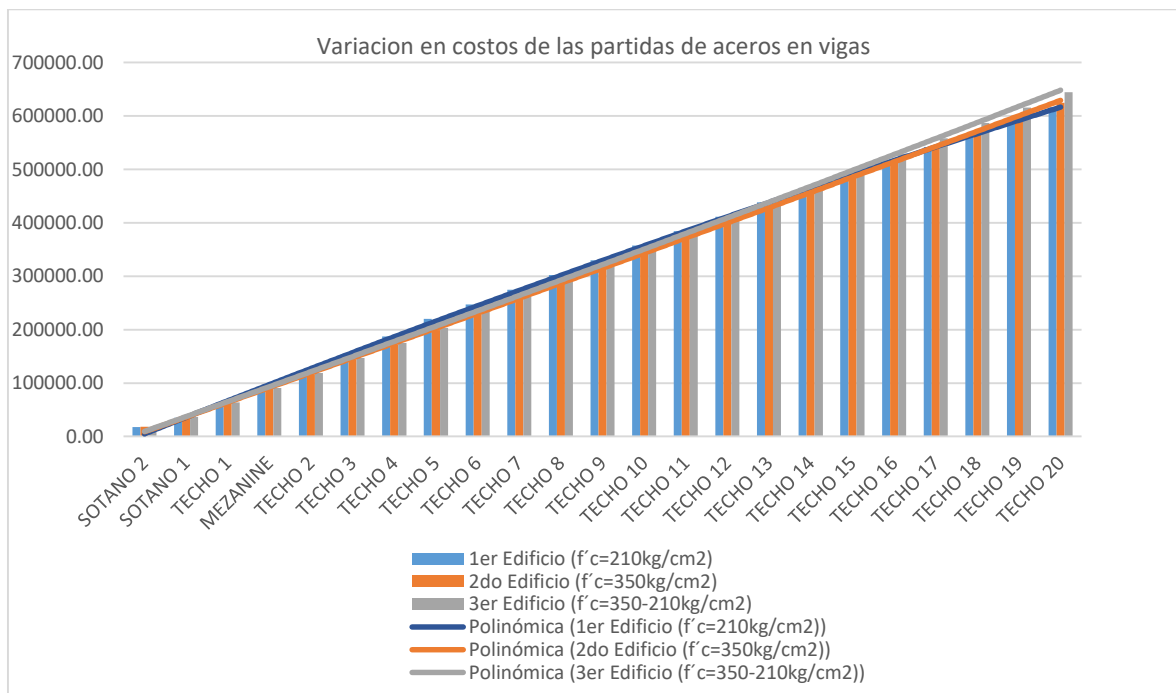


Figura 88: Variación en costos de las partidas de aceros en vigas de los tres edificios diseñados

### 5.2.2.2 Partidas de aceros en columnas

Se realizó el metrado de las partidas de acero en columnas de los tres modelos (edificio1, edificio2 y edificio3) diseñados. Para obtener los costos totales en columnas, que se presentan en la tabla 65, se tendrá que multiplicar el metrado respectivo con los costos unitarios en columnas de la tabla 56.

Tabla 65: Variación de metrado y costos de las partidas de aceros en columnas del 1er vs el 2do y 3er edificio

	1er Edificio (f'c=210kg/cm2)				2do Edificio (f'c=350kg/cm2)				3er Edificio (f'c=350-210kg/cm2)			
	columna	costo/techo			columna	variación metrado	costo/techo	variación costo	columna	variación metrado	costo/techo	variación costo
	kg	%	soles	%	kg	%	soles	%	kg	%	soles	%
TECHO 20	2,940.68	100%	11,792.11	100%	3,086.23	104.95%	12,375.77	104.95%	2,844.72	96.74%	11,407.34	96.74%
TECHO 19	2,385.41	100%	9,565.48	100%	2,279.41	95.56%	9,140.45	95.56%	2,114.89	88.66%	8,480.69	88.66%
TECHO 18	2,385.41	100%	9,565.48	100%	2,279.41	95.56%	9,140.45	95.56%	2,114.89	88.66%	8,480.69	88.66%
TECHO 17	2,755.59	100%	11,049.93	100%	3,093.46	112.26%	12,404.76	112.26%	2,869.58	104.14%	11,507.02	104.14%
TECHO 16	2,385.41	100%	9,565.48	100%	2,505.27	105.02%	10,046.13	105.02%	2,340.74	98.13%	9,386.37	98.13%
TECHO 15	3,330.39	100%	13,354.86	100%	2,505.27	75.22%	10,046.13	75.22%	2,428.15	72.91%	9,736.88	72.91%
TECHO 14	3,806.35	100%	15,263.45	100%	3,093.46	81.27%	12,404.76	81.27%	2,956.99	77.69%	11,857.53	77.69%
TECHO 13	3,330.39	100%	13,354.86	100%	2,505.27	75.22%	10,046.13	75.22%	2,428.15	72.91%	9,736.88	72.91%
TECHO 12	3,330.39	100%	13,354.86	100%	2,505.27	75.22%	10,046.13	75.22%	2,428.15	72.91%	9,736.88	72.91%
TECHO 11	3,806.35	100%	15,263.45	100%	3,093.46	81.27%	12,404.76	81.27%	2,956.99	77.69%	11,857.53	77.69%
TECHO 10	5,115.58	100%	20,513.47	100%	3,523.73	68.88%	14,130.15	68.88%	3,359.20	65.67%	13,470.40	65.67%
TECHO 9	5,115.58	100%	20,513.47	100%	3,523.73	68.88%	14,130.15	68.88%	3,359.20	65.67%	13,470.40	65.67%
TECHO 8	5,697.30	100%	22,846.19	100%	4,111.92	72.17%	16,488.79	72.17%	3,770.52	66.18%	15,119.79	66.18%
TECHO 7	5,115.58	100%	20,513.47	100%	3,523.73	68.88%	14,130.15	68.88%	3,359.20	65.67%	13,470.40	65.67%
TECHO 6	5,115.58	100%	20,513.47	100%	3,523.73	68.88%	14,130.15	68.88%	3,359.20	65.67%	13,470.40	65.67%
TECHO 5	8,913.80	100%	35,744.32	100%	4,435.91	49.76%	17,788.01	49.76%	4,300.18	48.24%	17,243.71	48.24%
TECHO 4	8,016.95	100%	32,147.98	100%	3,847.72	47.99%	15,429.37	47.99%	3,847.72	47.99%	15,429.37	47.99%
TECHO 3	8,016.95	100%	32,147.98	100%	3,847.72	47.99%	15,429.37	47.99%	3,847.72	47.99%	15,429.37	47.99%
TECHO 2	8,913.80	100%	35,744.32	100%	4,435.91	49.76%	17,788.01	49.76%	4,300.18	48.24%	17,243.71	48.24%
MEZANINE	6,600.25	100%	26,467.02	100%	6,146.79	93.13%	24,648.63	93.13%	6,146.79	93.13%	24,648.63	93.13%
TECHO 1	12,812.70	100%	51,378.92	100%	7,557.26	58.98%	30,304.63	58.98%	7,114.60	55.53%	28,529.56	55.53%
SOTANO 1	8,533.78	100%	34,220.45	100%	4,871.40	57.08%	19,534.30	57.08%	4,871.40	57.08%	19,534.30	57.08%
SOTANO 2	7,828.05	100%	31,390.50	100%	4,544.93	58.06%	18,225.18	58.06%	4,475.56	57.17%	17,946.98	57.17%
<b>Totales</b>	<b>126,252.25</b>	<b>100%</b>	<b>506,271.52</b>	<b>100%</b>	<b>84,840.99</b>	<b>67.20%</b>	<b>340,212.37</b>	<b>67.20%</b>	<b>81,594.72</b>	<b>64.63%</b>	<b>327,194.84</b>	<b>64.63%</b>
					<b>Reducción</b>	variación metrado		variación costo	<b>Reducción</b>	variación metrado		variación costo
						32.80%		32.80%		35.37%		35.37%
						41,411.26	kg	S/.		44,657.52	kg	S/.
								166,059.15				179,076.67

En la tabla 65, se observa la reducción en el metrado y por ende la del presupuesto en las partidas de acero en columnas. Es así que se muestra en el segundo edificio una reducción del 32.80% en peso de acero. Así mismo, el tercer edificio muestra una reducción del 35.37%, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

La causa principal de esta reducción en peso de acero es la reducción generada en cuantías en acero, gracias al uso de concretos de mayor resistencia a la

compresión del concreto en columnas. Así mismo, se observó que un material de mayor resistencia genera una reducción de variación alta ante esfuerzos de compresión, flexocompresion y cortante.

Considerando el aspecto económico, esta variación es similar puesto que el costo por peso de las partidas de acero no difieren cuando se usa concretos de mayor resistencia. Es así que en el segundo edificio diseñado se presenta una reducción del 32.80% en el presupuesto que significa un ahorro económico de S/ 166,059.15. Así mismo, el tercer edificio diseñado presenta una reducción del 35.37% en el presupuesto que significa un ahorro económico de S/ 179,076.67, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>. Esta variación económica en columnas de los tres edificios se observa en la figura 89.

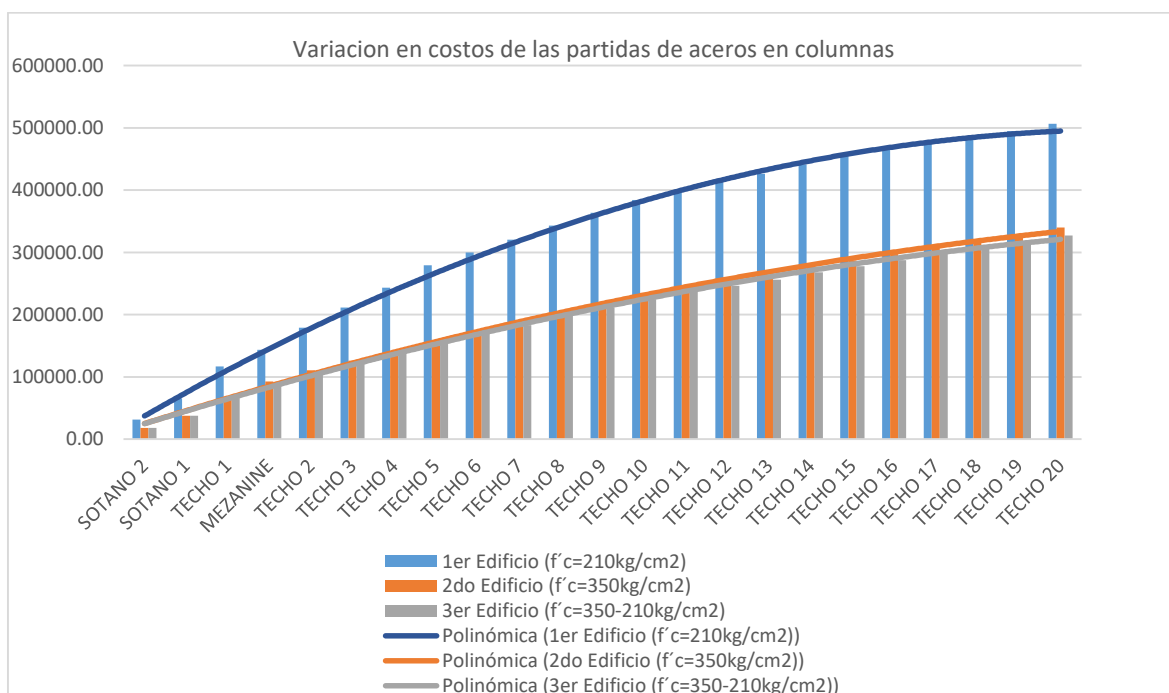


Figura 89: Variación en costos de las partidas de aceros en columnas de los tres edificios diseñados

### 5.2.1.3 Partidas de aceros en placas

Se realizó el metrado de las partidas de acero en placas de los tres modelos (edificio1, edificio2 y edificio3) diseñados. Para obtener los costos totales en placas, que se presentan en la tabla 66, se tendrá que multiplicar el metrado con los costos unitarios en placas de la tabla 56.

Tabla 66: Variación de metrado y costos de las partidas de aceros en placas del 1er vs el 2do y 3er edificio

	1er Edificio (f'c=210kg/cm2)				2do Edificio (f'c=350kg/cm2)				3er Edificio (f'c=350-210kg/cm2)							
	placa		costo/techo		placa		variación metrado		placa		variación metrado		costo/techo		variación costo	
	kg	%	soles	%	kg	%	soles	%	kg	%	soles	%	soles	%		
TECHO 20	8,131.30	100%	32,362.57	100%	7,827.35	96.26%	31,152.85	96.26%	8,214.48	101.02%	32,693.62	101.02%				
TECHO 19	6,085.51	100%	24,220.32	100%	6,245.71	102.63%	24,857.94	102.63%	6,219.77	102.21%	24,754.69	102.21%				
TECHO 18	6,085.51	100%	24,220.32	100%	6,245.71	102.63%	24,857.94	102.63%	6,219.77	102.21%	24,754.69	102.21%				
TECHO 17	7,419.32	100%	29,528.88	100%	7,164.71	96.57%	28,515.53	96.57%	7,551.83	101.79%	30,056.30	101.79%				
TECHO 16	6,085.51	100%	24,220.32	100%	6,245.71	102.63%	24,857.94	102.63%	6,219.77	102.21%	24,754.69	102.21%				
TECHO 15	6,085.51	100%	24,220.32	100%	6,245.71	102.63%	24,857.94	102.63%	6,219.77	102.21%	24,754.69	102.21%				
TECHO 14	7,419.32	100%	29,528.88	100%	7,164.71	96.57%	28,515.53	96.57%	7,551.83	101.79%	30,056.30	101.79%				
TECHO 13	6,085.51	100%	24,220.32	100%	6,245.71	102.63%	24,857.94	102.63%	6,219.77	102.21%	24,754.69	102.21%				
TECHO 12	6,085.51	100%	24,220.32	100%	6,245.71	102.63%	24,857.94	102.63%	6,219.77	102.21%	24,754.69	102.21%				
TECHO 11	7,419.32	100%	29,528.88	100%	7,164.71	96.57%	28,515.53	96.57%	7,551.83	101.79%	30,056.30	101.79%				
TECHO 10	6,085.51	100%	24,220.32	100%	6,245.71	102.63%	24,857.94	102.63%	6,219.77	102.21%	24,754.69	102.21%				
TECHO 9	6,085.51	100%	24,220.32	100%	6,245.71	102.63%	24,857.94	102.63%	6,219.77	102.21%	24,754.69	102.21%				
TECHO 8	7,419.32	100%	29,528.88	100%	7,164.71	96.57%	28,515.53	96.57%	7,258.17	97.83%	28,887.50	97.83%				
TECHO 7	6,085.51	100%	24,220.32	100%	6,245.71	102.63%	24,857.94	102.63%	6,219.77	102.21%	24,754.69	102.21%				
TECHO 6	6,085.51	100%	24,220.32	100%	6,245.71	102.63%	24,857.94	102.63%	6,219.77	102.21%	24,754.69	102.21%				
TECHO 5	7,854.00	100%	31,258.91	100%	7,545.44	96.07%	30,030.84	96.07%	7,647.55	97.37%	30,437.23	97.37%				
TECHO 4	6,520.19	100%	25,950.34	100%	6,626.45	101.63%	26,373.26	101.63%	6,609.15	101.36%	26,304.42	101.36%				
TECHO 3	6,520.19	100%	25,950.34	100%	6,626.45	101.63%	26,373.26	101.63%	6,609.15	101.36%	26,304.42	101.36%				
TECHO 2	7,854.00	100%	31,258.91	100%	7,545.44	96.07%	30,030.84	96.07%	7,647.55	97.37%	30,437.23	97.37%				
MEZANINE	8,067.57	100%	32,108.91	100%	8,945.56	110.88%	35,603.32	110.88%	8,895.25	110.26%	35,403.11	110.26%				
TECHO 1	11,060.94	100%	44,022.52	100%	10,262.90	92.79%	40,846.34	92.79%	10,332.00	93.41%	41,121.36	93.41%				
SOTANO 1	6,995.35	100%	27,841.49	100%	7,728.00	110.47%	30,757.45	110.47%	7,677.45	109.75%	30,556.26	109.75%				
SOTANO 2	6,386.44	100%	25,418.04	100%	7,040.10	110.24%	28,019.58	110.24%	7,175.92	112.36%	28,560.17	112.36%				
Totales	159,922.31	100%	636,490.78	100%	161,263.65	100.84%	641,829.31	100.84%	162,919.88	101.87%	648,421.11	101.87%				

	variación metrado	variación costo		variación metrado	variación costo
Incremento	0.84%	0.84%	Incremento	1.87%	1.87%
	1,341.34 kg	S/. 5,338.54		2,997.57 kg	S/. 11,930.33

En la tabla 66, se observa el incremento en el metrado y por ende la del presupuesto en las partidas de acero en placas. Es así que se muestra en el segundo edificio un incremento del 0.84% en peso de acero. Así mismo, el tercer edificio muestra un incremento del 1.87%, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

La causa del incremento generado en las cuantías de acero en estos elementos se da principalmente porque el diseño de placas se encuentra alineado a

requisitos mínimos, puesto que, la Norma E060 señala los parámetros de cuantías de acero, longitudes de anclaje y espaciamientos mínimos para barras longitudinales y transversales.

Considerando el aspecto económico, esta variación es similar puesto que el costo por peso de las partidas de acero no difieren cuando se usa concretos de mayor resistencia. Es así que en el segundo edificio se presenta un incremento del 0.84% en el presupuesto que significa un incremento económico de S/ 5,338.54. Así mismo, el tercer edificio diseñado presenta incremento del 1.87% en el presupuesto que significa un incremento económico de S/ 11,930.33, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>. Esta variación económica en placas de los tres edificios se observa en la figura 90.

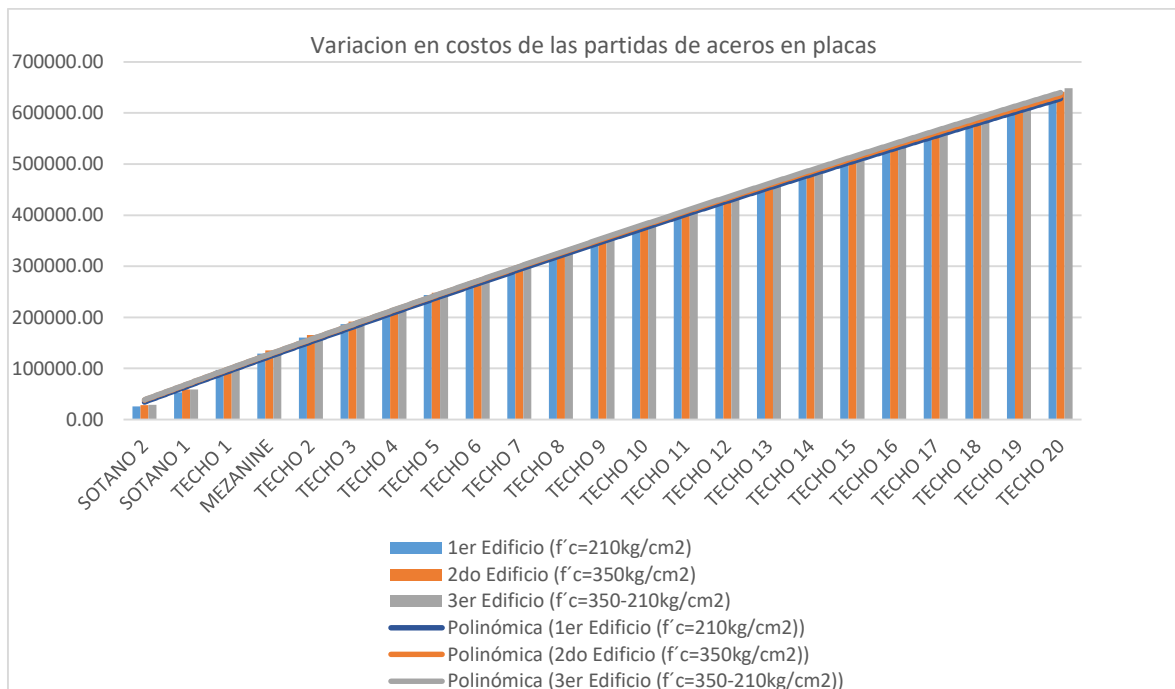


Figura 90: Variación en costos de las partidas de aceros en placas de los tres edificios diseñados

### 5.2.1.4 Partidas de aceros resumen

El resumen de la variación en metrado y costo total de las partidas de concreto en vigas, columnas y placas se presenta en la tabla 67 de los de los tres modelos (edificio1, edificio2 y edificio3) diseñados.

Tabla 67: Variación del costo total en partidas de acero del 1er vs el 2do y 3er edificio

	1er Edificio (f'c=210kg/cm2)				2do Edificio (f'c=350kg/cm2)				3er Edificio (f'c=350-210kg/cm2)												
	total		costo		total		variación metrado		costo		variación costo		total		variación metrado		costo		variación costo		
	kg	%	soles	%	kg	%	soles	%	soles	%	kg	%	soles	%	kg	%	soles	%	soles	%	
viga	147,230.23	100%	615,422.35	100%	149,507.74	101.55%	624,942.34	101.55%	154,121.34	104.68%	644,227.20	104.68%									
columna	126,252.25	100%	506,271.52	100%	84,840.99	67.20%	340,212.37	67.20%	81,594.72	64.63%	327,194.84	64.63%									
placa	159,922.31	100%	636,490.78	100%	161,263.65	100.84%	641,829.31	100.84%	162,919.88	101.87%	648,421.11	101.87%									
<b>total</b>	<b>433,404.78</b>	<b>100%</b>	<b>1,758,184.64</b>	<b>100%</b>	<b>395,612.37</b>	<b>91.28%</b>	<b>1,606,984.02</b>	<b>91.40%</b>	<b>398,635.94</b>	<b>91.98%</b>	<b>1,619,843.16</b>	<b>92.13%</b>									

	variación metrado	variación costo		variación metrado	variación costo
<b>Reducción</b>	<b>8.72%</b>	<b>8.60%</b>	<b>Reducción</b>	<b>8.02%</b>	<b>7.87%</b>
	<b>37,792.41</b> kg	<b>S/. 151,200.62</b>		<b>34,768.84</b> kg	<b>S/. 138,341.48</b>

En la tabla 67, se observa la reducción en metrado y costo total en las partidas de aceros. Es así que se muestra al primer edificio con una reducción del 8.72% en peso total de acero y un 8.60% en el presupuesto total que significa un ahorro económico de S/ 151,200.62. Así mismo, el tercer edificio presenta una reducción del 8.02% en peso total de acero y un 7.87% en el presupuesto total que significa un ahorro económico de S/ 138,341.48, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

Esta variación económica total en partidas de acero de los tres edificios se observa en la figura 91.

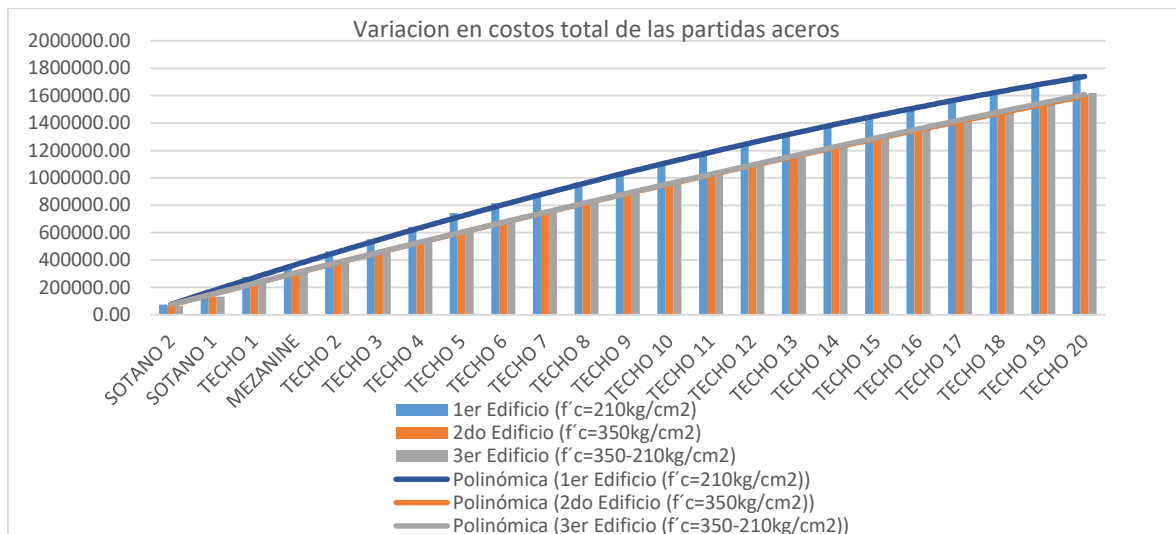


Figura 91: Variación en costos totales de las partidas de aceros de los tres edificios diseñados

Indirectamente se obtienen ratios en peso de acero por cada de metro cuadrado construido para un área total de 15,102.79 m<sup>2</sup>.

Tabla 68: Ratios en peso de acero por cada metro cuadrado construido

	VIGAS	COLUMNAS	PLACAS	TOTAL
	kg	kg	kg	kg
1er Edificio (f' c=210kg/cm2)	147,230.23	126,252.25	159,922.31	433,404.78
2do Edificio (f' c=350kg/cm2)	149,507.74	84,840.99	161,263.65	395,612.37
3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)	154,121.34	81,594.72	162,919.88	398,635.94
Área total construida	15,102.79	15,102.79	15,102.79	15,102.79
<b>RATIOS</b>	VIGAS	COLUMNAS	PLACAS	TOTAL
	kg/m2	kg/m2	kg/m2	kg/m2
1er Edificio (f' c=210kg/cm2)	9.75	8.36	10.59	28.70
2do Edificio (f' c=350kg/cm2)	9.90	5.62	10.68	26.19
3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)	10.20	5.40	10.79	26.39

Así, se tiene que en la tabla 68, para el primer edificio se requiere un total de 28.70 kilogramos de acero por cada metro cuadrado construido en la superestructura, para el segundo 26.19 y para el tercero 26.39. Aquí se resalta el aporte que origina el uso de concretos de mayor resistencia en el diseño estructural por su menor metraje.

Así mismo se obtienen ratios en costos de partidas de acero por cada metro cuadrado construido para un área total de 15,102.79 m<sup>2</sup>.

Tabla 69: Ratio en costo de la partida de acero por cada metro cuadrado construido

	VIGAS	COLUMNAS	PLACAS	TOTAL
	soles	soles	soles	soles
1er Edificio (f' c=210kg/cm2)	615,422.35	506,271.52	636,490.78	1,758,184.64
2do Edificio (f' c=350kg/cm2)	624,942.34	340,212.37	641,829.31	1,606,984.02
3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)	644,227.20	327,194.84	648,421.11	1,619,843.16
Área total construida	15,102.79	15,102.79	15,102.79	15,102.79
<b>RATIOS</b>	VIGAS	COLUMNAS	PLACAS	TOTAL
	soles/m2	soles/m2	soles/m2	soles/m2
1er Edificio (f' c=210kg/cm2)	40.75	33.52	42.14	116.41
2do Edificio (f' c=350kg/cm2)	41.38	22.53	42.50	106.40
3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)	42.66	21.66	42.93	107.25

Así, se tiene que en la tabla 69, para el primer edificio se requiere un total de S/.116.41 por cada metro cuadrado construido para la superestructura, para el segundo S/.106.40 y para el tercero S/.107.25, resaltando el aporte que origina el uso de concretos de mayor resistencia en el diseño estructural por su menor costo.



## 5.2.2 Resultados de las partidas de encofrados y desencofrados (vigas, columnas y placas)

### 5.2.2.1 Partidas de encofrados y desencofrados en vigas

Se realizó el metrado de las partidas de encofrado y desencofrado en vigas de los tres modelos (edificio1, edificio2 y edificio3) diseñados. Para obtener los costos totales en vigas, que se presentan en la tabla 70, se tendrá que multiplicar el metrado respectivo con los costos unitarios en vigas de la tabla 57.

Tabla 70: Variación de metrado y costos de las partidas de encofrado y desencofrado en vigas del 1er vs el 2do y 3er edificio

	1er Edificio (f' c=210kg/cm2)				2do Edificio (f' c=350kg/cm2)				3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)			
	vigas		costo/techo		viga	variación metrado	costo/techo	variación costo	viga	variación metrado	costo/techo	variación costo
	m2	%	soles	%								
TECHO 20	268.74	100%	19,000.02	100%	201.65	75.04%	14,256.69	75.04%	223.29	83.09%	15,786.92	83.09%
TECHO 19	268.74	100%	19,000.02	100%	201.65	75.04%	14,256.69	75.04%	223.29	83.09%	15,786.92	83.09%
TECHO 18	268.74	100%	19,000.02	100%	201.65	75.04%	14,256.69	75.04%	223.29	83.09%	15,786.92	83.09%
TECHO 17	268.74	100%	19,000.02	100%	201.65	75.04%	14,256.69	75.04%	223.29	83.09%	15,786.92	83.09%
TECHO 16	268.74	100%	19,000.02	100%	201.65	75.04%	14,256.69	75.04%	223.29	83.09%	15,786.92	83.09%
TECHO 15	265.36	100%	18,761.06	100%	201.65	75.99%	14,256.69	75.99%	219.19	82.60%	15,496.66	82.60%
TECHO 14	265.36	100%	18,761.06	100%	201.65	75.99%	14,256.69	75.99%	219.19	82.60%	15,496.66	82.60%
TECHO 13	265.36	100%	18,761.06	100%	201.65	75.99%	14,256.69	75.99%	219.19	82.60%	15,496.66	82.60%
TECHO 12	265.36	100%	18,761.06	100%	201.65	75.99%	14,256.69	75.99%	219.19	82.60%	15,496.66	82.60%
TECHO 11	265.36	100%	18,761.06	100%	201.65	75.99%	14,256.69	75.99%	219.19	82.60%	15,496.66	82.60%
TECHO 10	261.97	100%	18,521.17	100%	198.67	75.84%	14,045.90	75.84%	219.19	83.67%	15,496.66	83.67%
TECHO 9	261.97	100%	18,521.17	100%	198.67	75.84%	14,045.90	75.84%	219.19	83.67%	15,496.66	83.67%
TECHO 8	261.97	100%	18,521.17	100%	198.67	75.84%	14,045.90	75.84%	219.19	83.67%	15,496.66	83.67%
TECHO 7	261.97	100%	18,521.17	100%	198.67	75.84%	14,045.90	75.84%	219.19	83.67%	15,496.66	83.67%
TECHO 6	261.97	100%	18,521.17	100%	198.67	75.84%	14,045.90	75.84%	219.19	83.67%	15,496.66	83.67%
TECHO 5	257.27	100%	18,189.10	100%	195.49	75.99%	13,821.14	75.99%	216.49	84.15%	15,305.56	84.15%
TECHO 4	257.27	100%	18,189.10	100%	195.49	75.99%	13,821.14	75.99%	216.49	84.15%	15,305.56	84.15%
TECHO 3	257.27	100%	18,189.10	100%	195.49	75.99%	13,821.14	75.99%	216.49	84.15%	15,305.56	84.15%
TECHO 2	257.27	100%	18,189.10	100%	195.49	75.99%	13,821.14	75.99%	216.49	84.15%	15,305.56	84.15%
MEZANINE	241.13	100%	17,047.89	100%	179.04	74.25%	12,658.41	74.25%	198.04	82.13%	14,001.36	82.13%
TECHO 1	241.13	100%	17,047.89	100%	179.04	74.25%	12,658.41	74.25%	198.04	82.13%	14,001.36	82.13%
SOTANO 1	228.56	100%	16,159.12	100%	169.55	74.18%	11,986.97	74.18%	187.32	81.96%	13,243.81	81.96%
SOTANO 2	228.56	100%	16,159.12	100%	169.55	74.18%	11,986.97	74.18%	187.32	81.96%	13,243.81	81.96%
Totales	5,948.82	100%	420,581.68	100%	4,488.99	75.46%	317,371.73	75.46%	4,945.03	83.13%	349,613.80	83.13%

	variación metrado	variación costo		variación metrado	variación costo
Reducción	24.54%	24.54%	Reducción	16.87%	16.87%
	1,459.83 m2	S/. 103,209.95		1,003.79 m2	S/. 70,967.88

En la tabla 70, se observa la reducción en el metrado y por ende la del presupuesto en las partidas de encofrado y desencofrado en vigas. Es así que se muestra en el segundo edificio una reducción del 24.54% en área de encofrado. Así mismo, el tercer edificio muestra una reducción del 16.87%, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

Considerando el aspecto económico esta variación es similar puesto que el costo por área de las partidas de encofrado y desencofrado no difieren cuando se usa concretos de mayor resistencia. Es así que el segundo edificio diseñado presenta una reducción del 24.54% en el presupuesto que significa un ahorro económico de S/ 103,209.95. Así mismo, el tercer edificio diseñado presenta una reducción del 16.87% en el presupuesto que significa un ahorro económico de S/ 70,967.88, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>. Esta variación económica en vigas de los tres edificios se observa en la figura 92.

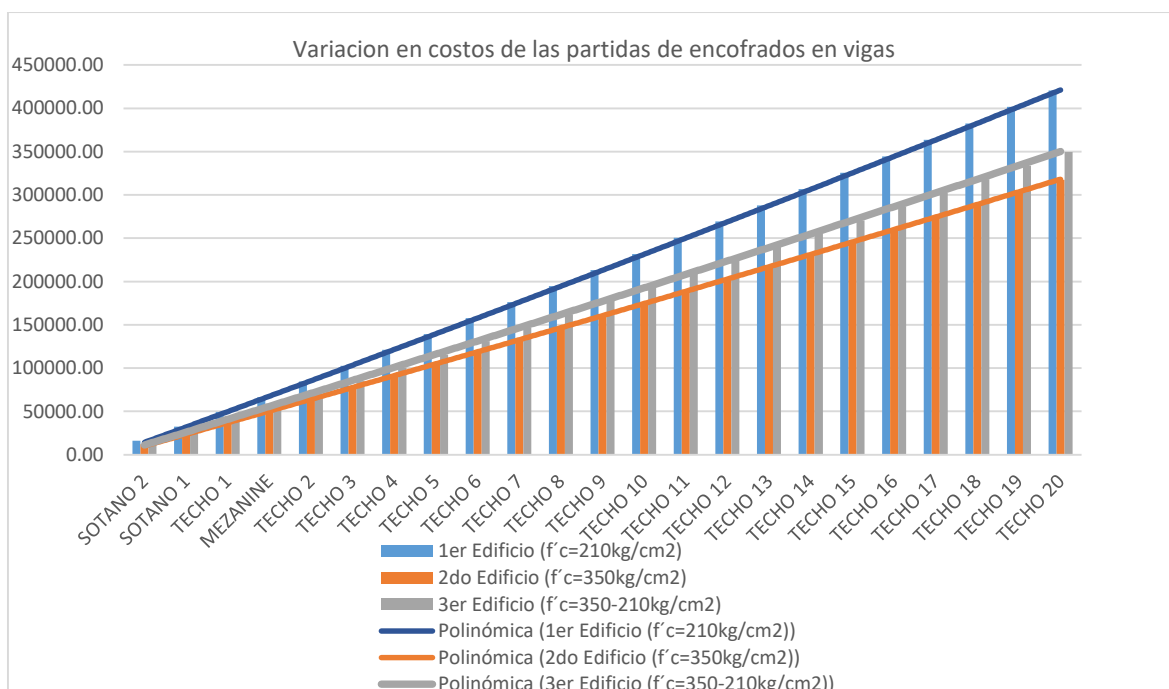


Figura 92: Variación en costos de las partidas de encofrado y desencofrado en vigas de los tres edificios diseñados

### 5.2.2.2 Partidas de encofrados y desencofrados en columnas

Se realizó el metrado de las partidas de encofrado y desencofrado en columnas de los tres modelos (edificio1, edificio2 y edificio3) diseñados. Para obtener los costos totales en columnas, que se presentan en la tabla 71, se tendrá que multiplicar el metrado respectivo con los costos unitarios en columnas de la tabla 57.

Tabla 71: Variación de metrado y costos de las partidas de encofrado y desencofrado en columnas del 1er vs el 2do y 3er edificio

	1er Edificio (f'c=210kg/cm2)				2do Edificio (f'c=350kg/cm2)				3er Edificio (f'c=350-210kg/cm2)				
	columna		costo/techo		columna	variación metrado	costo/techo		columna	variación metrado	costo/techo		variación costo
	m2	%	soles	%			soles	%			m2	%	
TECHO 20	90.48	100%	5,613.38	100%	64.09	70.83%	3,976.14	70.83%	64.09	70.83%	3,976.14	70.83%	
TECHO 19	81.12	100%	5,032.68	100%	57.46	70.83%	3,564.82	70.83%	57.46	70.83%	3,564.82	70.83%	
TECHO 18	81.12	100%	5,032.68	100%	57.46	70.83%	3,564.82	70.83%	57.46	70.83%	3,564.82	70.83%	
TECHO 17	81.12	100%	5,032.68	100%	57.46	70.83%	3,564.82	70.83%	57.46	70.83%	3,564.82	70.83%	
TECHO 16	81.12	100%	5,032.68	100%	57.46	70.83%	3,564.82	70.83%	57.46	70.83%	3,564.82	70.83%	
TECHO 15	94.64	100%	5,871.47	100%	57.46	60.71%	3,564.82	60.71%	77.74	82.14%	4,822.99	82.14%	
TECHO 14	94.64	100%	5,871.47	100%	57.46	60.71%	3,564.82	60.71%	77.74	82.14%	4,822.99	82.14%	
TECHO 13	94.64	100%	5,871.47	100%	57.46	60.71%	3,564.82	60.71%	77.74	82.14%	4,822.99	82.14%	
TECHO 12	94.64	100%	5,871.47	100%	57.46	60.71%	3,564.82	60.71%	77.74	82.14%	4,822.99	82.14%	
TECHO 11	94.64	100%	5,871.47	100%	57.46	60.71%	3,564.82	60.71%	77.74	82.14%	4,822.99	82.14%	
TECHO 10	108.16	100%	6,710.25	100%	77.74	71.88%	4,822.99	71.88%	77.74	71.88%	4,822.99	71.88%	
TECHO 9	108.16	100%	6,710.25	100%	77.74	71.88%	4,822.99	71.88%	77.74	71.88%	4,822.99	71.88%	
TECHO 8	108.16	100%	6,710.25	100%	77.74	71.88%	4,822.99	71.88%	77.74	71.88%	4,822.99	71.88%	
TECHO 7	108.16	100%	6,710.25	100%	77.74	71.88%	4,822.99	71.88%	77.74	71.88%	4,822.99	71.88%	
TECHO 6	108.16	100%	6,710.25	100%	77.74	71.88%	4,822.99	71.88%	77.74	71.88%	4,822.99	71.88%	
TECHO 5	138.32	100%	8,581.37	100%	98.28	71.05%	6,097.29	71.05%	98.28	71.05%	6,097.29	71.05%	
TECHO 4	138.32	100%	8,581.37	100%	98.28	71.05%	6,097.29	71.05%	98.28	71.05%	6,097.29	71.05%	
TECHO 3	138.32	100%	8,581.37	100%	98.28	71.05%	6,097.29	71.05%	98.28	71.05%	6,097.29	71.05%	
TECHO 2	138.32	100%	8,581.37	100%	98.28	71.05%	6,097.29	71.05%	98.28	71.05%	6,097.29	71.05%	
MEZANINE	170.88	100%	10,601.40	100%	150.08	87.83%	9,310.96	87.83%	150.08	87.83%	9,310.96	87.83%	
TECHO 1	178.89	100%	11,098.34	100%	157.12	87.83%	9,747.41	87.83%	157.12	87.83%	9,747.41	87.83%	
SOTANO 1	160.05	100%	9,929.50	100%	142.18	88.83%	8,820.54	88.83%	142.18	88.83%	8,820.54	88.83%	
SOTANO 2	145.50	100%	9,026.82	100%	129.25	88.83%	8,018.67	88.83%	129.25	88.83%	8,018.67	88.83%	
Totales	2,637.56	100%	163,634.22	100%	1,941.67	73.62%	120,461.21	73.62%	2,043.07	77.46%	126,752.06	77.46%	

	variación metrado		variación costo		variación metrado		variación costo
Reducción	26.38%		26.38%	Reducción	22.54%		22.54%
	695.89	m2	S/. 43,173.02		594.49	m2	S/. 36,882.16

En la tabla 71, se observa la reducción en el metrado y por ende la del presupuesto en las partidas de encofrado y desencofrado en columnas. Es así que se muestra en el segundo edificio una reducción del 26.38% en área de encofrado. Así mismo, el tercer edificio muestra una reducción del 22.54%, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

Considerando el aspecto económico, esta variación es similar puesto que el costo por área de las partidas de encofrado y desencofrado no difieren cuando se usa concretos de mayor resistencia. Es así que el segundo edificio diseñado presenta una reducción del 26.38% en el presupuesto que significa un ahorro económico de S/ 43,173.02. Así mismo, el tercer edificio diseñado presenta una reducción del 22.54% en el presupuesto que significa un ahorro económico de S/ 36,882.16, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>. Esta variación económica en columnas de los tres edificios se observa en la figura 93.

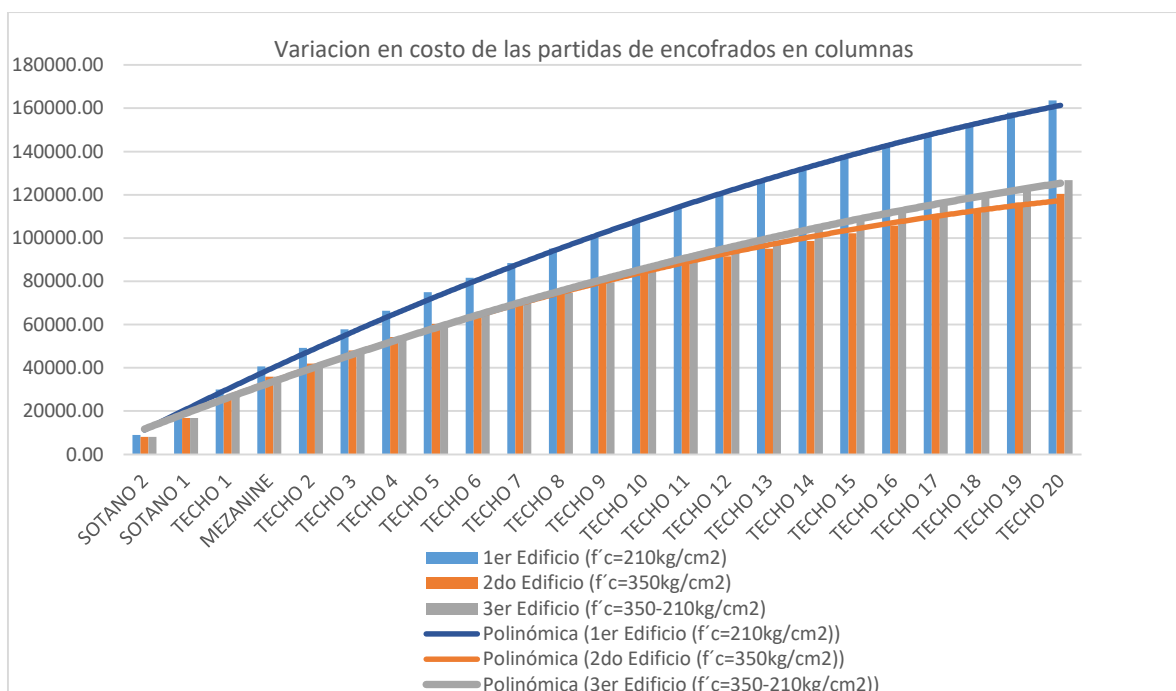


Figura 93: Variación en costos de las partidas de encofrado y desencofrado en columnas de los tres edificios diseñados

### 5.2.1.3 Partidas de encofrados y desencofrados en placas

Se realizó el metrado de las partidas de encofrado y desencofrado en placas de los tres modelos (edificio1, edificio2 y edificio3) diseñados. Para obtener los costos totales en placas, que se presentan en la tabla 72, se tendrá que multiplicar el metrado con los costos unitarios en placas de la tabla 57.

Tabla 72: Variación de metrado y costos de las partidas de encofrado y desencofrado en placas del 1er vs el 2do y 3er edificio

	1er Edificio (f'c=210kg/cm2)				2do Edificio (f'c=350kg/cm2)				3er Edificio (f'c=350-210kg/cm2)			
	placa		costo/techo		placa	variación metrado	costo/techo	variación costo	placa	variación metrado	costo/techo	variación costo
	m2	%	soles	%								
TECHO 20	499.50	100%	30,424.30	100%	493.75	98.85%	30,074.56	98.85%	493.75	98.85%	30,074.56	98.85%
TECHO 19	447.82	100%	27,276.96	100%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%
TECHO 18	447.82	100%	27,276.96	100%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%
TECHO 17	447.82	100%	27,276.96	100%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%
TECHO 16	447.82	100%	27,276.96	100%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%
TECHO 15	447.82	100%	27,276.96	100%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%
TECHO 14	447.82	100%	27,276.96	100%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%
TECHO 13	447.82	100%	27,276.96	100%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%
TECHO 12	447.82	100%	27,276.96	100%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%
TECHO 11	447.82	100%	27,276.96	100%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%
TECHO 10	447.82	100%	27,276.96	100%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%
TECHO 9	447.82	100%	27,276.96	100%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%
TECHO 8	447.82	100%	27,276.96	100%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%
TECHO 7	447.82	100%	27,276.96	100%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%
TECHO 6	447.82	100%	27,276.96	100%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%	442.68	98.85%	26,963.40	98.85%
TECHO 5	482.27	100%	29,375.19	100%	476.73	98.85%	29,037.50	98.85%	476.73	98.85%	29,037.50	98.85%
TECHO 4	482.27	100%	29,375.19	100%	476.73	98.85%	29,037.50	98.85%	476.73	98.85%	29,037.50	98.85%
TECHO 3	482.27	100%	29,375.19	100%	476.73	98.85%	29,037.50	98.85%	476.73	98.85%	29,037.50	98.85%
TECHO 2	482.27	100%	29,375.19	100%	476.73	98.85%	29,037.50	98.85%	476.73	98.85%	29,037.50	98.85%
MEZANINE	551.17	100%	33,571.64	100%	544.83	98.85%	33,185.72	98.85%	476.73	86.49%	29,037.50	86.49%
TECHO 1	577.00	100%	35,145.31	100%	570.37	98.85%	34,741.30	98.85%	570.37	98.85%	34,741.30	98.85%
SOTANO 1	731.45	100%	44,552.31	100%	728.86	99.65%	44,394.86	99.65%	728.86	99.65%	44,394.86	99.65%
SOTANO 2	664.95	100%	40,502.10	100%	662.60	99.65%	40,358.97	99.65%	662.60	99.65%	40,358.97	99.65%
Totales	11,222.69	100%	683,573.87	100%	11,104.79	98.95%	676,392.94	98.95%	11,036.69	98.34%	672,244.73	98.34%

	variación metrado	variación costo		variación metrado	variación costo
<b>Reducción</b>	<b>1.05%</b>	<b>1.05%</b>	<b>Reducción</b>	<b>1.66%</b>	<b>1.66%</b>
	<b>117.89</b>	<b>S/.</b>		<b>186.00</b>	<b>S/.</b>
	m2	<b>7,180.92</b>		m2	<b>11,329.14</b>

En la tabla 72, se observa la reducción en el metrado y por ende la del presupuesto en las partidas de encofrado y desencofrado en placas. Es así que se muestra en el segundo edificio una reducción del 1.05% en área de encofrado. Así mismo, el tercer edificio muestra una reducción del 1.66%, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

Considerando el aspecto económico esta variación es similar puesto que el costo por área de las partidas de encofrado y desencofrado no difieren cuando se usa concretos de mayor resistencia. Es así que, el segundo edificio diseñado presenta una reducción del 1.05% en el presupuesto que significa un ahorro económico de S/ 7,180.92. Así mismo, el tercer edificio diseñado presenta una reducción del 1.66% en el presupuesto que significa un ahorro económico de S/ 11,329.14, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>. Esta variación económica en columnas de los tres edificios se observa en la figura 94.

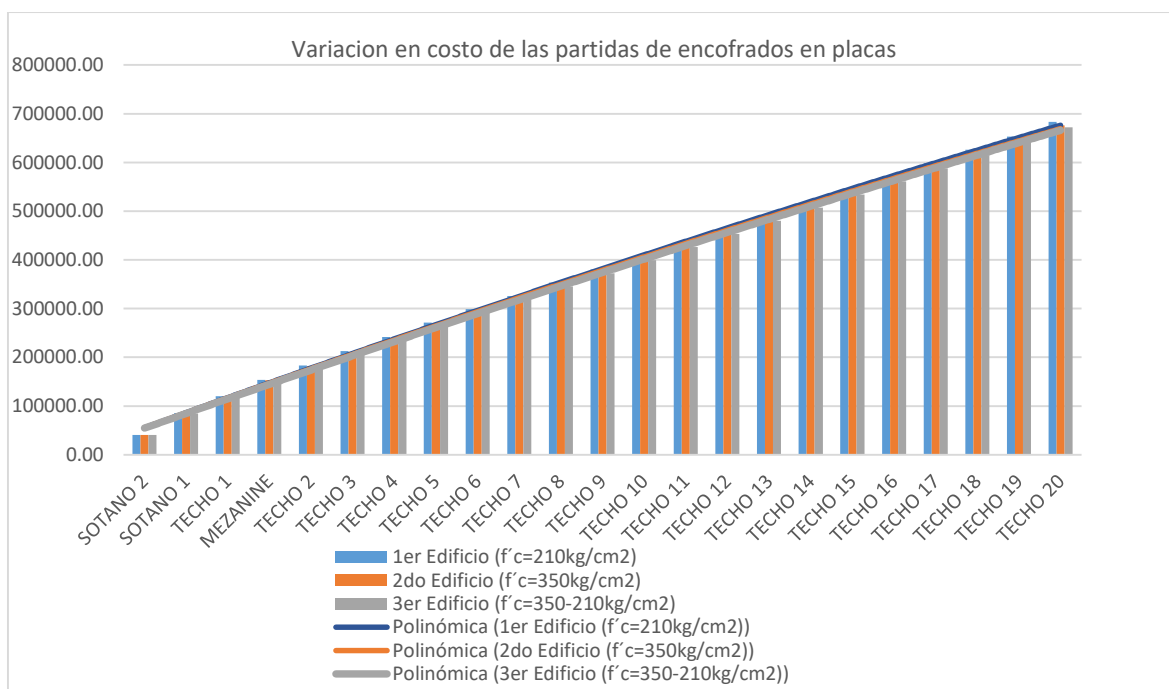


Figura 94: Variación en costos de las partidas de encofrado y desencofrado en placas de los tres edificios diseñados

### 5.2.1.4 Partidas de encofrados y desencofrados resumen

El resumen de la variación en metrado y costo total de las partidas de encofrado y desencofrado en vigas, columnas y placas se presenta en la tabla 73 de los tres modelos (edificio1, edificio2 y edificio3) diseñados.

Tabla 73: Variación del costo total en partidas de encofrado y desencofrado del 1er vs el 2do y 3er edificio

	1er Edificio (f'c=210kg/cm2)				2do Edificio (f'c=350kg/cm2)				3er Edificio (f'c=350-210kg/cm2)			
	total		costo		total		variación		total		variación	
	m2	%	soles	%	m2	%	soles	%	m2	%	soles	%
viga	5,948.82	100%	420,581.68	100%	4,488.99	75.46%	317,371.73	75.46%	4,945.03	83.13%	349,613.80	83.13%
columna	2,637.56	100%	163,634.22	100%	1,941.67	73.62%	120,461.21	73.62%	2,043.07	77.46%	126,752.06	77.46%
placa	11,222.69	100%	683,573.87	100%	11,104.79	98.95%	676,392.94	98.95%	11,036.69	98.34%	672,244.73	98.34%
<b>total</b>	<b>19,809.07</b>	<b>100%</b>	<b>1,267,789.77</b>	<b>100%</b>	<b>17,535.46</b>	<b>88.52%</b>	<b>1,114,225.88</b>	<b>87.89%</b>	<b>18,024.79</b>	<b>90.99%</b>	<b>1,148,610.59</b>	<b>90.60%</b>

	variación metrado	variación costo		variación metrado	variación costo
<b>Reducción</b>	<b>11.48%</b>	<b>12.11%</b>	<b>Reducción</b>	<b>9.01%</b>	<b>9.40%</b>
	<b>2,273.61</b>	<b>S/. 153,563.88</b>		<b>1,784.28</b>	<b>S/. 119,179.18</b>

En la tabla 73, se observa la reducción en metrado y costo total en las partidas de encofrado y desencofrados. Es así que se muestra al primer edificio con una reducción del 11.48% en área total de encofrado y un 2.11% en el presupuesto total que significa un ahorro económico de S/ 153,563.88. Así mismo, el tercer edificio presenta una reducción del 9.01% en área total de encofrado y un 9.40% en el presupuesto total que significa un ahorro económico de S/ 119,179.18, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

Esta variación económica total en partidas de concreto de los tres edificios se observa en la figura 95.

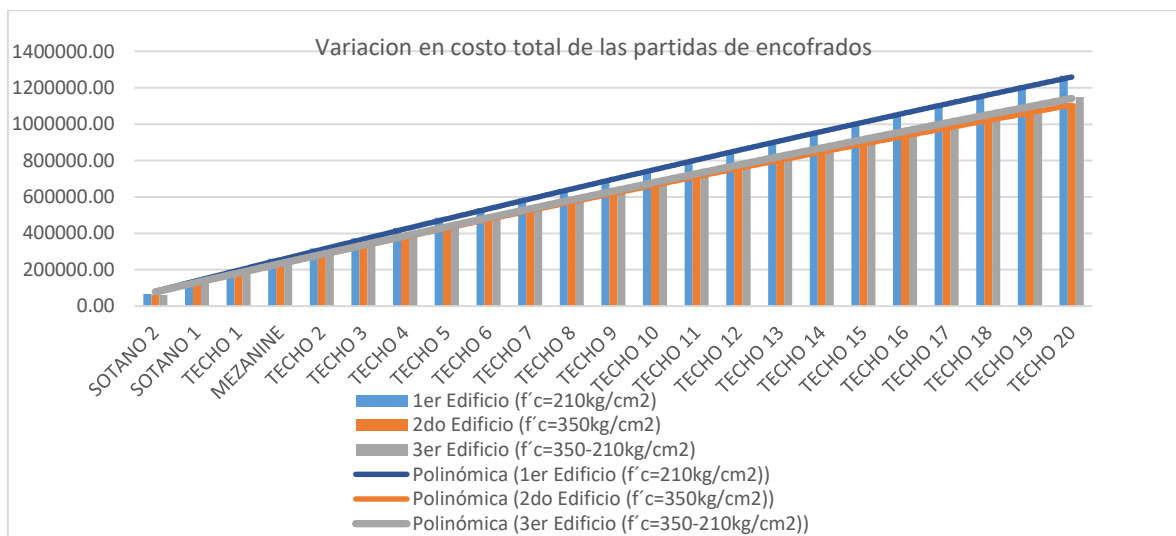


Figura 95: Variación en costos totales de las partidas de encofrados y desencofrados de los tres edificios diseñados

Indirectamente se obtienen ratios en área de encofrado y desencofrado por cada de metro cuadrado construido para un área total de 15,102.79 m<sup>2</sup>.

Tabla 74: Ratio en área de encofrado por cada metro cuadrado construido

	VIGAS	COLUMNAS	PLACAS	TOTAL
	m2	m2	m2	m2
<b>1er Edificio (f' c=210kg/cm2)</b>	5,948.82	2,637.56	11,222.69	19,809.07
<b>2do Edificio (f' c=350kg/cm2)</b>	4,488.99	1,941.67	11,104.79	17,535.46
<b>3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)</b>	4,945.03	2,043.07	11,036.69	18,024.79
<b>Área total construida</b>	15,102.79	15,102.79	15,102.79	15,102.79
<b>RATIOS</b>	VIGAS	COLUMNAS	PLACAS	TOTAL
	m2/m2	m2/m2	m2/m2	m2/m2
<b>1er Edificio (f' c=210kg/cm2)</b>	0.39	0.17	0.74	1.31
<b>2do Edificio (f' c=350kg/cm2)</b>	0.30	0.13	0.74	1.16
<b>3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)</b>	0.33	0.14	0.73	1.19

Así, se tiene que en la tabla 74, para el primer edificio se requiere un total de 1.31 metros cuadrados de encofrado por cada metro cuadrado construido para la superestructura, para el segundo 1.16 y para el tercero 1.19, aquí se resalta el aporte que origina el uso de concretos de mayor resistencia en el diseño estructural por su menor metraje.

Así mismo se obtienen ratios en costos de partidas de encofrado y desencofrado por cada metro cuadrado construido para un área total de 15,102.79 m<sup>2</sup>.

Tabla 75; Ratio en costo de la partida de encofrado por cada metro cuadrado construido

	VIGAS	COLUMNAS	PLACAS	TOTAL
	soles	soles	soles	soles
<b>1er Edificio (f' c=210kg/cm2)</b>	420,581.68	163,634.22	683,573.87	1,267,789.77
<b>2do Edificio (f' c=350kg/cm2)</b>	317,371.73	120,461.21	676,392.94	1,114,225.88
<b>3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)</b>	349,613.80	126,752.06	672,244.73	1,148,610.59
<b>Área total construida</b>	15,102.79	15,102.79	15,102.79	15,102.79
<b>RATIOS</b>	VIGAS	COLUMNAS	PLACAS	TOTAL
	soles/m2	soles/m2	soles/m2	soles/m2
<b>1er Edificio (f' c=210kg/cm2)</b>	27.85	10.83	45.26	83.94
<b>2do Edificio (f' c=350kg/cm2)</b>	21.01	7.98	44.79	73.78
<b>3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)</b>	23.15	8.39	44.51	76.05

Es así que, en la tabla 75, para el primer edificio se requiere un total de S/.83.94 por cada metro cuadrado construido para la superestructura, para el segundo S/ 73.78 y para el tercero S/ 76.05, resaltando el aporte que origina el uso de concretos de mayor resistencia en el diseño estructural por su menor costo.



### 5.3 VARIABLES QUE DIFIEREN EL TRABAJO DESARROLLADO

El número de niveles de la edificación: se observó que a medida que el número de niveles aumenta, los esfuerzos internos se incrementan especialmente en columnas, debido a factores como el incremento de masa y accionar del sismo.

Las dimensiones de los ambientes: ya que a mayores luces los esfuerzos internos en vigas, especialmente los de flexión y cortante, tiende a incrementar.

El uso asignado a los ambientes de la edificación: para la aplicación las cargas vivas a cada entrespaño, puesto que para edificaciones con uso diferente al de viviendas multifamiliares, estas cargas se podrían ver incrementadas como es el caso de estacionamientos, oficina, piscinas entre otros.

La resistencia del concreto a la compresión: estos serán aplicables a elementos verticales sometidos a esfuerzos de compresión y flexocompresión. Posterior al análisis del aspecto económico se observa que en columnas del segundo edificio presenta una reducción del 39.62% en el volumen de concreto al utilizar un concreto de resistencia a la compresión  $350\text{kg/cm}^2$  en el diseño estructural; y por otro lado en el tercer edificio se presenta una reducción del 35.09% en el volumen de concreto al integrar dos resistencias ( $350\text{-}210\text{kg/cm}^2$ ) en el diseño de la edificación. Esto deja en claro que la principal ventaja del uso de concretos de mayor resistencia se da en elementos verticales, específicamente las columnas, originando ahorro en volúmenes de concreto en la edificación.

La reducción de secciones en niveles superiores: donde el diseño no es óptimo en columnas, se observó que a medida que se diseñan niveles superiores los esfuerzos internos disminuyen en columnas. Es así que para las edificaciones diseñadas en niveles superiores se reducen las secciones en columnas dejando en claro que se llegará a un diseño óptimo, lo cual se logra tratando que en el diseño estructural los elementos trabajasen con esfuerzos actuantes muy cercanos a los resistentes en cada caso de diseño.

Es así que se observa claramente que usar un concreto de mayor resistencia mejora el comportamiento de resistir esfuerzos de flexión con una variación baja; y por otro lado, mejora el comportamiento a esfuerzos por compresión, flexocompresión y corte con una variación alta.

## CONCLUSIONES

### 6.1 CONCLUSIONES

Las losas aligeradas analizadas y diseñadas presentan una variación económica poco representativa para el análisis comparativo, puesto que, la variación en partidas de concreto, es nula al tener un mismo espesor para el diseño de losas aligeradas con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup> y 350kg/cm<sup>2</sup>. Sin embargo, resulta que el uso de un concreto de mayor resistencia en aligerados encarece la estructura por el mayor costo que genera el concreto de resistencia a la compresión 350kg/cm<sup>2</sup>, con un incremento de 19.27% en el costo de la edificación que significa 56.61 soles por metro cúbico, en comparación al concreto de resistencia a la compresión 210 kg/cm<sup>2</sup>.

CONCRETO PREMEZCLADO	ACU. REVISTA COSTOS AGOSTO 2018
<b>f'c=210kg/cm2</b>	PU (SOLES)/m3
<b>LOSA ALIGERADA</b>	293.77
<b>f'c=350kg/cm2</b>	PU (SOLES)/m3
<b>LOSA ALIGERADA</b>	350.38
<b>Incremento</b>	56.61
	19.27%

En partidas de acero se obtiene una reducción del 1.85% al cuantificar el acero de una vigueta en la losa aligerada, que resulta del diseño en cada caso.

	DISEÑO 210KG/CM2	DISEÑO 350KG/CM2	VARIACION	
<b>Metrado de acero en una vigueta (kg)</b>	67.53	66.28	1.85%	REDUCCION

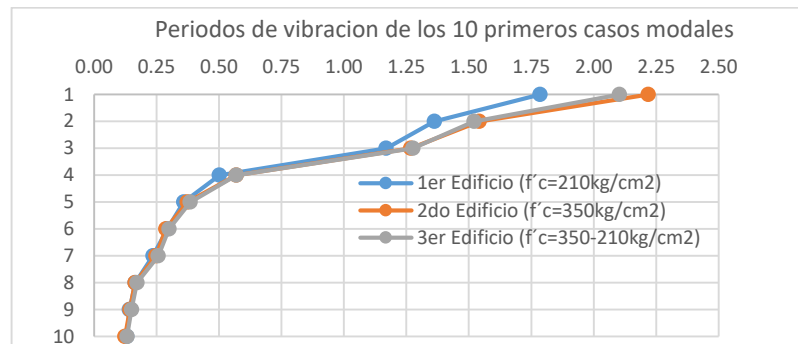
A pesar de no influir significativamente en el costo total de las edificaciones, el uso de un concreto de mayor resistencia en losas aligeradas presenta una ventaja en el análisis de deflexiones, al reducirse 19.32% la deflexión total cuando se diseña con un concreto de resistencia a la compresión 350kg/cm<sup>2</sup>, en comparación al diseñado con 210kg/cm<sup>2</sup>. Esto comprende un aporte a la funcionalidad de estos elementos, reduciendo las posibles fisuras en muros y la vibración en los aligerados.

Para el cálculo interviene	DISEÑO 210KG/CM2	DISEÑO 350KG/CM2	VARIACION	
<b>Δ Diferida Cm</b>	0.0076	0.0061	19.28%	REDUCCION
<b>Δ Diferida Cv (30%)</b>	0.0002	0.0001	19.42%	REDUCCION
<b>Δ Instantánea Cv (100%)</b>	0.0025	0.0020	19.42%	REDUCCION
<b>Δ Total (m)</b>	0.0103	0.0083	19.32%	REDUCCION
<b>Δ Limite (L/480) m</b>	0.0104			
	Δ Total < Δ Limite			

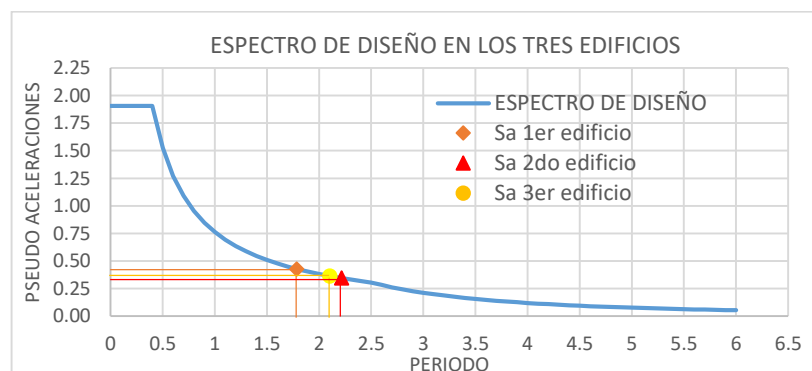
### 6.1.1 Acorde a los resultados del análisis comparativo del comportamiento estructural se obtiene:

6.1.1.1 La diferencia de los resultados obtenidos son influenciados principalmente por el cambio de las rigideces originado por la variación del módulo de elasticidad y las secciones en vigas, columnas y placas. Ello se debe, a que por un lado, la reducción de secciones disminuye la rigidez lateral de la edificación, y por el otro, el incremento del módulo de elasticidad por el incremento de la resistencia del concreto aumenta la rigidez de los elementos resistentes.

Los periodos de vibración obtenidos son 1.79seg, 2.22seg y 2.10seg para el primer, segundo y tercer edificio respectivamente, lo cual muestra que el periodo de vibración del segundo edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 350kg/cm<sup>2</sup>, presenta un incremento del 24.26% en el caso modal predominante. De igual forma, el tercer edificio diseñado con la integración de dos resistencias de concretos, presenta un incremento del 17.82%, respecto al primer edificio diseñado con un concreto  $f'c=210\text{kg/cm}^2$ .

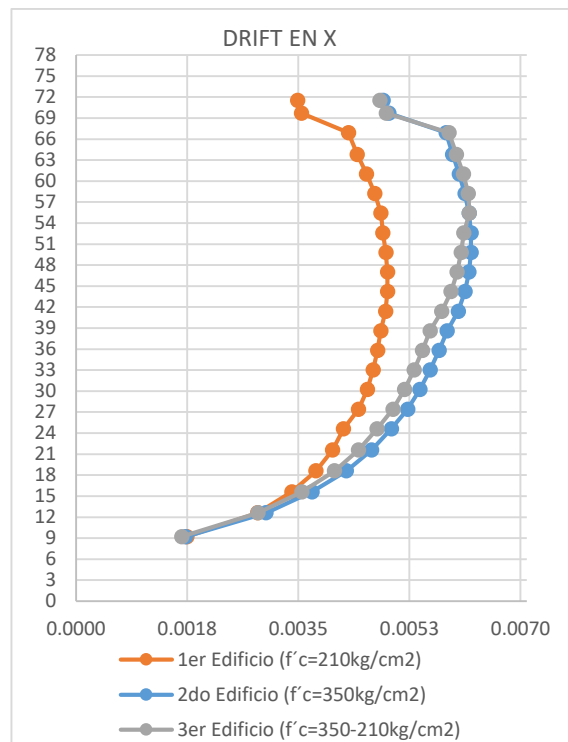


Indirectamente se evalúa las pseudo-aceleraciones en cada edificio diseñado, obteniendo aceleraciones que genera el periodo predominante con los siguientes valores: 0.427m/s<sup>2</sup>, 0.344m/s<sup>2</sup>, 0.363m/s<sup>2</sup> para el primer, segundo y tercer edificio respectivamente. Es así que, bajo esos valores presentamos comportamientos críticos en el análisis sísmico de cada edificio.



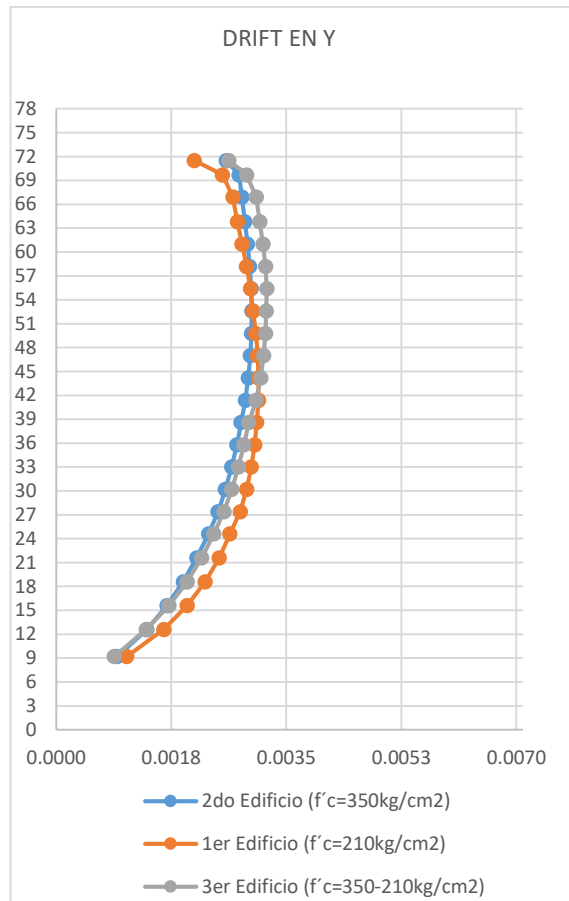
6.1.1.2 Al igual que en los periodos de vibración de cada edificio diseñado, la diferencia de los valores obtenidos en la distorsión de entrepiso máximo es influenciado principalmente por la variación de rigideces entre los tres edificios.

Estos valores se obtienen de la distorsión de entrepiso máximo en la dirección transversal X, 0.0049, 0.0062 y 0.0062 para el primer, segundo y tercer edificio diseñado, respectivamente. Estos resultados se encuentran dentro del parámetro normado por la E030 para elementos de concreto armado (0.007) logrando estructuras lo suficientemente rígidas en la dirección analizada.



Es así que, en la dirección transversal X, el segundo edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión  $350\text{kg/cm}^2$ , presenta un incremento máximo del 38.73% en las distorsiones de entrepiso. De igual forma, las distorsiones de entrepisos del tercer edificio diseñado con la integración de dos resistencias de concretos, presenta un incremento máximo del 36.89%, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión  $210\text{kg/cm}^2$ .

Por otro lado, los valores de la distorsión de entrepiso máximo en la dirección transversal X son: 0.0030, 0.0030 y 0.0032 para el primer, segundo y tercer edificio diseñado respectivamente. Estos resultados se encuentran dentro del parámetro normado por la E030 para elementos de concreto armado (0.007) logrando estructuras lo suficientemente rígidas en la dirección analizada.

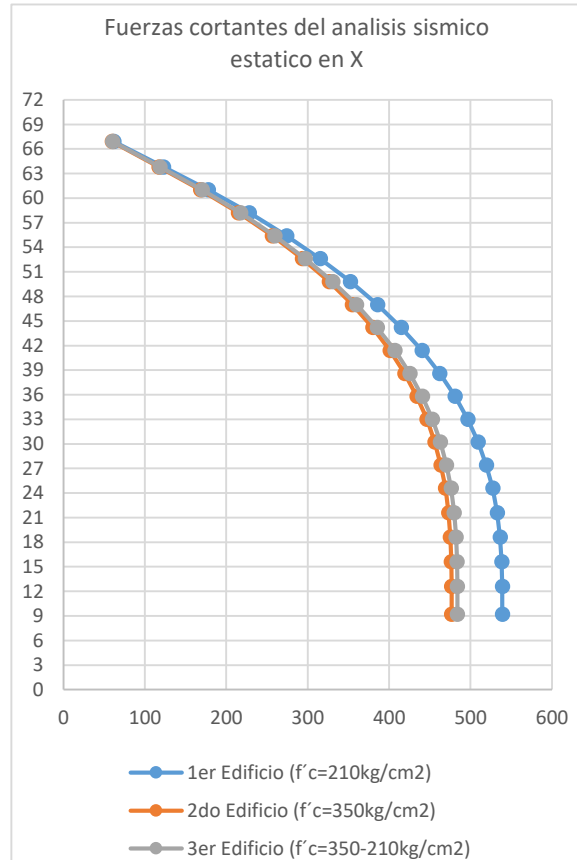


Es así que, en la dirección longitudinal Y, el segundo edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión  $350\text{kg}/\text{cm}^2$ , presenta un incremento máximo del 23.21% en las distorsiones de entrepiso. De igual forma, las distorsiones de entrepisos del tercer edificio diseñado con la integración de dos resistencias de concretos, presenta un incremento máximo del 25.07%, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión  $210\text{kg}/\text{cm}^2$ .

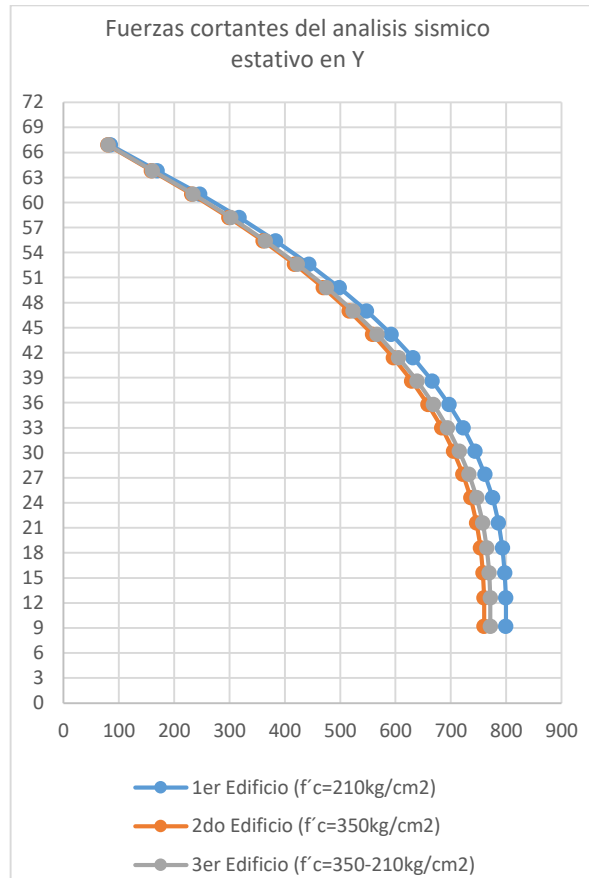
6.1.1.3 Por ultimo, la diferencia de los valores obtenidos de las fuerzas cortantes en el análisis sísmico estático es influenciada principalmente por la reducción de secciones en vigas, columnas y placas de cada edificio, puesto que la masa total de cada estructura es reducida en proporción a la reducción de secciones de los elementos estructurales. En consecuencia, las fuerzas sísmicas actuantes se ven reducidas al tener menor masa.

En ambos casos (dirección transversal X y longitudinal Y) del segundo y tercer edificio presentan reducciones en las fuerzas cortantes del análisis sísmico estático.

Es así que, en la dirección transversal X, el segundo edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión  $350\text{kg/cm}^2$ , presenta una reducción máxima del 11.54%. De igual forma, las fuerzas cortantes del análisis sísmico estático del tercer edificio diseñado con la integración de dos resistencias de concretos, presentan una reducción máxima del 10.24%, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión  $210\text{kg/cm}^2$ .



Por otro lado, en la dirección longitudinal Y, el segundo edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión  $350\text{kg/cm}^2$ , presenta una reducción máxima del 5.99%. De igual forma, las fuerzas cortantes del análisis sísmico estático del tercer edificio diseñado con la integración de dos resistencias de concretos, presenta una reducción máxima del 4.92%, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión  $210\text{kg/cm}^2$ .



El uso de sótanos en las edificaciones aporta significativamente en la reducción de los esfuerzos internos que transmiten las placas y columnas hacia la cimentación. En promedio se presenta una reducción de los momentos flectores del 64% en el primer sótano y una reducción del 15% en el segundo sótano.

	TN*M	VARIACION
<b>TECHO1</b>	45.07	100%
<b>SOTANO1</b>	16.12	36%
<b>SOTANO2</b>	4.85	11%

#### 6.1.1.4 Variación de las secciones

Dimensiones en cada caso:

	1er Edificio (f' c=210kg/cm2)	2do Edificio (f' c=350kg/cm2)	3er Edificio (f' c=350- 210kg/cm2)
	m	m	m
<b>vigas (sección)</b>	0.40*0.65	0.35*0.50	0.35*0.55
<b>columnas (sección)</b>	1.50*0.40	1.30*0.35	1.30*0.35
<b>placas X (espesor)</b>	0.40	0.35	0.35
<b>placas Y (espesor)</b>	0.20	0.15	0.15

Variación de las secciones en cada modelo estructural (edificio1, edificio2 y edificio3) diseñado:

	1er Edificio (f' c=210kg/cm2)		2do Edificio (f' c=350kg/cm2)		3er Edificio (f' c=350- 210kg/cm2)	
	m	Total	m	Reducción	m	Reducción
<b>vigas (sección)</b>	0.40*0.65	100%	0.35*0.50	32.69%	0.35*0.55	26.00%
<b>columnas (sección)</b>	1.50*0.40	100%	1.30*0.35	24.17%	1.30*0.35	24.20%
<b>placas X (espesor)</b>	0.4	100%	0.35	12.50%	0.35	12.50%
<b>placas Y (espesor)</b>	0.2	100%	0.15	25.00%	0.15	25.00%

Se puede apreciar que la variación de secciones en vigas, columnas y placas, presentan reducciones considerables, lo cual es una de las razones principales de la variación en costos de los 3 modelos (edificio1, edificio2 y edificio3) diseñados.



### 6.1.2 Acorde a los resultados del análisis comparativo del aspecto económico se obtiene:

Las variaciones en costos en las partidas de concreto, acero y encofrado en los diferentes elementos estructurales.

#### 6.2.1.1 Vigas

La diferencia de los resultados obtenidos en el costo de vigas se da principalmente por la reducción de secciones en el segundo y tercer edificio, gracias al uso de concretos de mayor resistencia a la compresión del concreto en el diseño estructural de vigas.

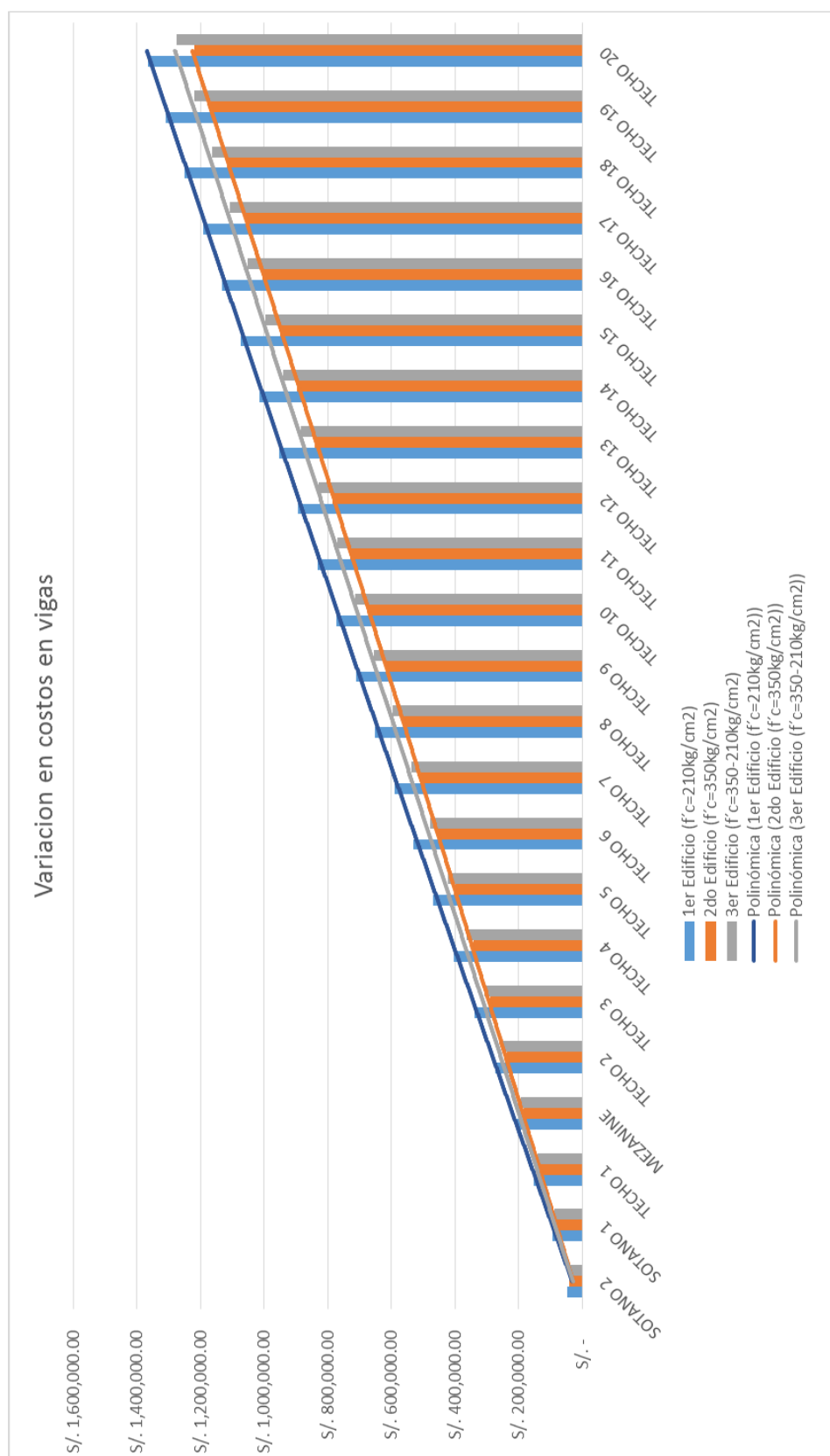
Así mismo, se observó que el uso de un material de mayor resistencia en el diseño estructural de vigas genera una variación baja en el costo de estos elementos, la cual se refleja en la reducción del 10.68% y 6.60% en el segundo y tercer edificio respectivamente, en comparación al tercer edificio

Esto se debe a que el aumento de resistencia del concreto no influye significativamente ante esfuerzos de flexión en vigas. Así mismo, la causa del incremento generado en las cuantías de acero (1.55% y 4.68%) en estos elementos se da principalmente porque el diseño de vigas se encuentra alineada a requisitos mínimos, puesto que la Norma E060 señala los parámetros de cuantías de acero, longitudes de anclaje y espaciamientos mínimos para la distribución de barras longitudinales y estribos.

	VIGAS											
	1er Edificio (f'c=210kg/cm2)				2do Edificio (f'c=350kg/cm2)				3er Edificio (f'c=350-210kg/cm2)			
	total		costo		total	variación metrado	costo	variación costo	total	variación metrado	costo	variación costo
	%	soles	%		%	soles	%		%	soles	%	
Concreto (m3)	1,125.10	100%	330,519.97	100%	794.26	70.59%	278,291.72	84.20%	868.66	77.21%	282,461.77	85.46%
Acero (kg)	147,230.23	100%	615,422.35	100%	149,507.74	101.55%	624,942.34	101.55%	154,121.34	104.68%	644,227.20	104.68%
Encofrado (m2)	5,948.82	100%	420,581.68	100%	4,488.99	75.46%	317,371.73	75.46%	4,945.03	83.13%	349,613.80	83.13%
total			S/. 1,366,524.00	100%			S/. 1,220,605.80	89.32%			S/. 1,276,302.77	93.40%
					<b>Reducción</b>	S/. 145,918.20	10.68%		<b>Reducción</b>	S/. 90,221.23	6.60%	

Se muestra la reducción en el metrado y por ende la del presupuesto en las partidas de concreto, acero y encofrado en vigas. Es así que, el segundo edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 350kg/cm<sup>2</sup>, muestra una reducción del 10.68% en el presupuesto lo cual significa un ahorro económico de S/ 145,918.20. Así mismo, el tercer edificio diseñado con la integración de dos resistencias de concretos, muestra una reducción del 6.60% en el presupuesto

que significa un ahorro económico de S/ 90,221.23, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.



### 6.2.1.2 Columnas

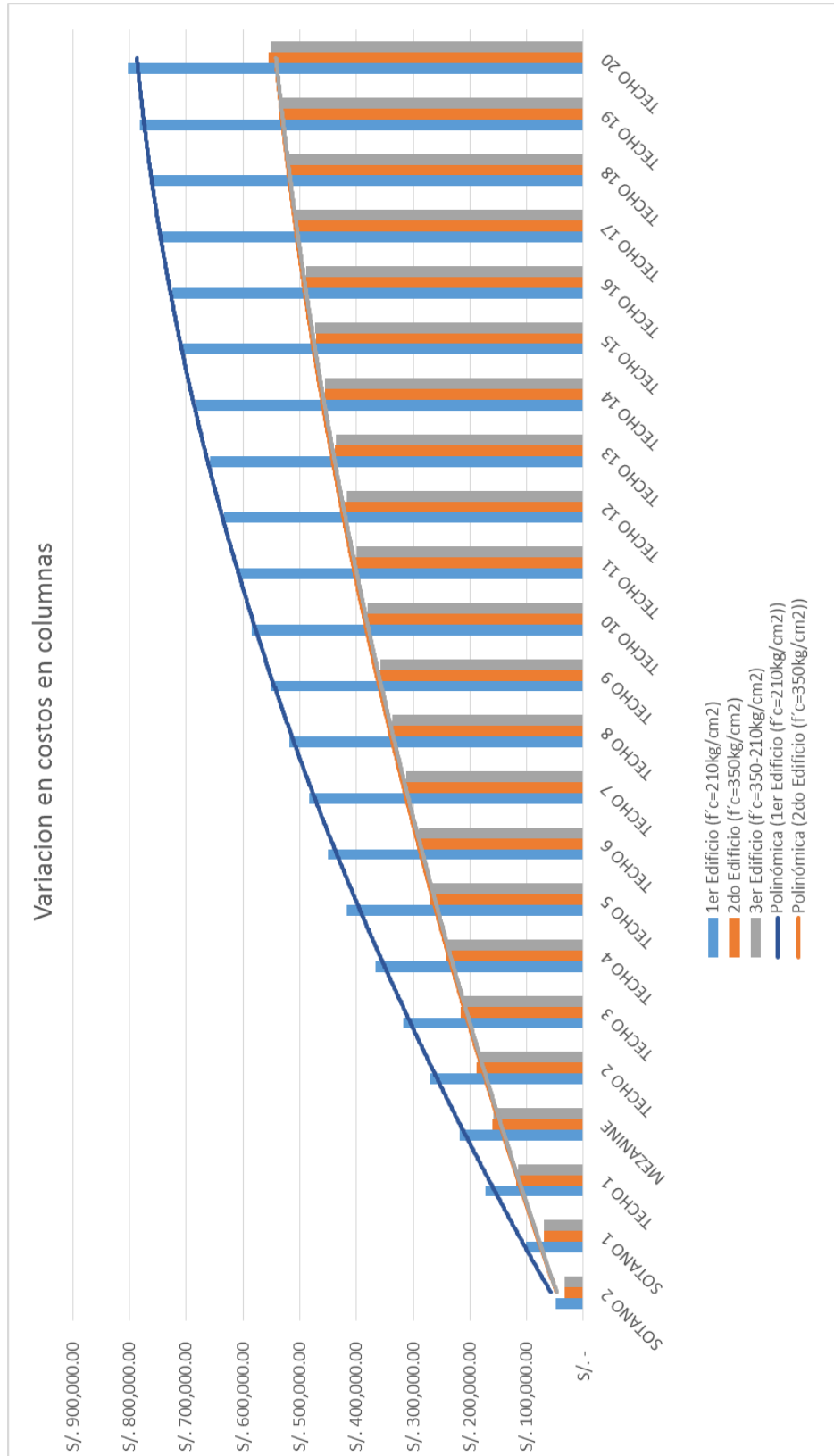
La diferencia de los resultados obtenidos en el costo de columnas se da principalmente por reducción de secciones y cuantías de acero en el segundo y tercer edificio, gracias al uso de concretos de mayor resistencia a la compresión del concreto en el diseño estructural de columnas.

Así mismo, se observó que el uso de un material de mayor resistencia en el diseño estructural de columnas genera una variación alta en el costo de estos elementos, reflejada en la reducción del 30.82% y 31.37% en el segundo y tercer edificio respectivamente, en comparación al primer edificio.

Esto se debe a que el aumento de la resistencia del concreto influye significativamente ante esfuerzos de compresión, flexocompresión y esfuerzo por corte en columnas.

	COLUMNAS											
	1er Edificio (f'c=210kg/cm2)				2do Edificio (f'c=350kg/cm2)				3er Edificio (f'c=350-210kg/cm2)			
	total	costo		%	total	variación	costo	variación	total	variación	costo	variación
kg	%	soles	kg		metrado	soles	costo	kg	metrado	soles	costo	
Concreto (m3)	421.64	100%	132,548.01	100%	254.59	60.38%	94,444.32	71.25%	273.70	64.91%	96,807.05	73.04%
Acero (kg)	126,252.25	100%	506,271.52	100%	84,840.99	67.20%	340,212.37	67.20%	81,594.72	64.63%	327,194.84	64.63%
Encofrado (m2)	2,637.56	100%	163,634.22	100%	1,941.67	73.62%	120,461.21	73.62%	2,043.07	77.46%	126,752.06	77.46%
<b>Total</b>			S/. 802,453.75	100%			S/. 555,117.90	69.18%			S/. 550,753.96	68.63%
					<b>Reducción</b>	S/. 247,335.85	30.82%		<b>Reducción</b>	S/. 251,699.79	31.37%	

Se muestra la reducción en el metrado y por ende la del presupuesto en las partidas de concreto, acero y encofrado en columnas. Es así que, el segundo edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 350kg/cm<sup>2</sup>, muestra una reducción del 30.82% en el presupuesto que significa un ahorro económico de S/ 247,335.85. Así mismo, el tercer edificio diseñado con la integración de dos resistencias de concretos, muestra una reducción del 31.37% en el presupuesto que significa un ahorro económico de S/ 251,699.79, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.



### 6.2.1.3 Placas

La diferencia de los resultados obtenidos en el costo de placas se da principalmente por la reducción del espesor de estos elementos en el segundo y tercer edificio, gracias al uso de concretos de mayor resistencia a la compresión del concreto en el diseño estructural de placas.

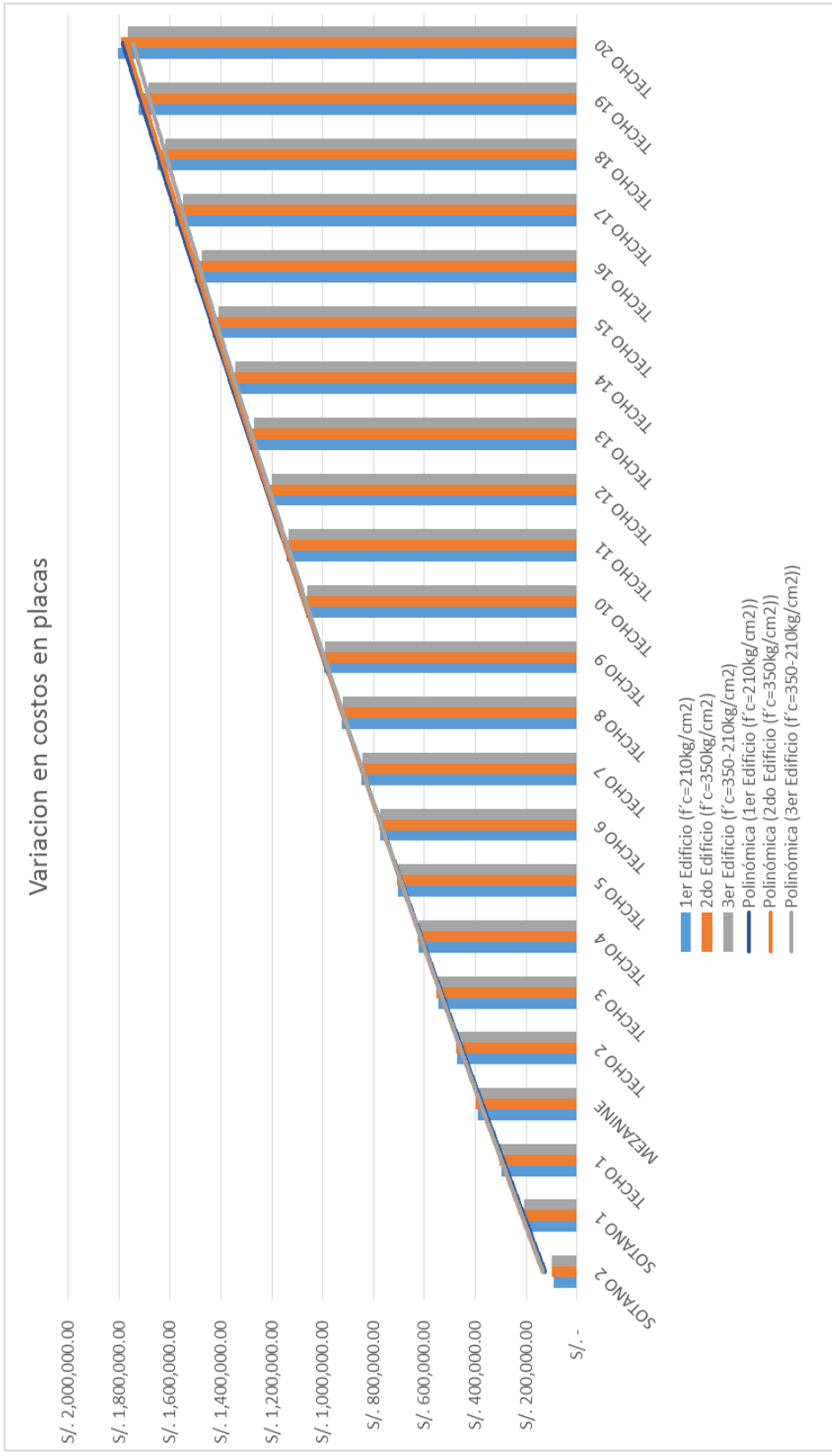
Así mismo, se observó que un material de mayor resistencia en el diseño estructural de placas genera una variación baja en el costo de estos elementos, lo cual se refleja en la reducción del 0.81% y 2.24% en el segundo y tercer edificio respectivamente.

Esto se debe a que el aumento de la resistencia del concreto influye significativamente ante esfuerzos de compresión, flexocompresión y esfuerzo por corte en placas. Así mismo, la causa del incremento generado en las cuantías de acero (0.84% y 1.87%) en estos elementos se da principalmente porque el diseño de placas se encuentra alineada a requisitos mínimos, puesto que la Norma E060 señala los parámetros de cuantías de acero, longitudes de anclaje y espaciamientos mínimos para la distribución de barras longitudinales y barras transversales.

	PLACAS											
	1er Edificio (f'c=210kg/cm2)				2do Edificio (f'c=350kg/cm2)				3er Edificio (f'c=350-210kg/cm2)			
	total		costo		total	variación	costo	variación	total	variación	costo	variación
m2	%	soles	%	m2	%	soles	%	m2	%	soles	%	
Concreto (m3)	1,509.34	100%	486,882.03	100%	1,250.26	82.84%	474,087.81	97.37%	1,250.26	82.84%	445,753.73	91.55%
Acero (kg)	159,922.31	100%	636,490.78	100%	161,263.65	100.84%	641,829.31	100.84%	162,919.88	101.87%	648,421.11	101.87%
Encofrado (m2)	11,222.69	100%	683,573.87	100%	11,104.79	98.95%	676,392.94	98.95%	11,036.69	98.34%	672,244.73	98.34%
<b>total</b>			S/. 1,806,946.67	100%			S/. 1,792,310.07	99.19%			S/. 1,766,419.56	97.76%
					<b>Reducción</b>	S/. 14,636.60	0.81%		<b>Reducción</b>	S/. 40,527.10	2.24%	

Se muestra la reducción en el metrado y por ende la del presupuesto en las partidas de concreto, acero y encofrado en placas. Es así que, el segundo edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 350kg/cm<sup>2</sup>, muestra una reducción del 0.81% en el presupuesto lo cual significa un ahorro económico de S/ 14,636.60. Así mismo, el tercer edificio diseñado con la integración de dos resistencias de concretos, muestra una reducción del 2.24% en el presupuesto

que significa un ahorro económico de S/ 40,527.10, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.



## 6.2.2 Se presenta los costos totales de cada edificación por grupo de partida (concreto, acero y encofrado)

Aquí se presenta el resumen en costos de los tres diseños realizados. El primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión de 210kg/cm<sup>2</sup> del primer nivel al último nivel, el segundo edificio diseñado con 350kg/cm<sup>2</sup> del sótano 2 al último nivel, y por último el tercer edificio diseñado con 350 kg/cm<sup>2</sup> del sótano 2 al décimo nivel y 210 kg/cm<sup>2</sup> del onceavo al último nivel.

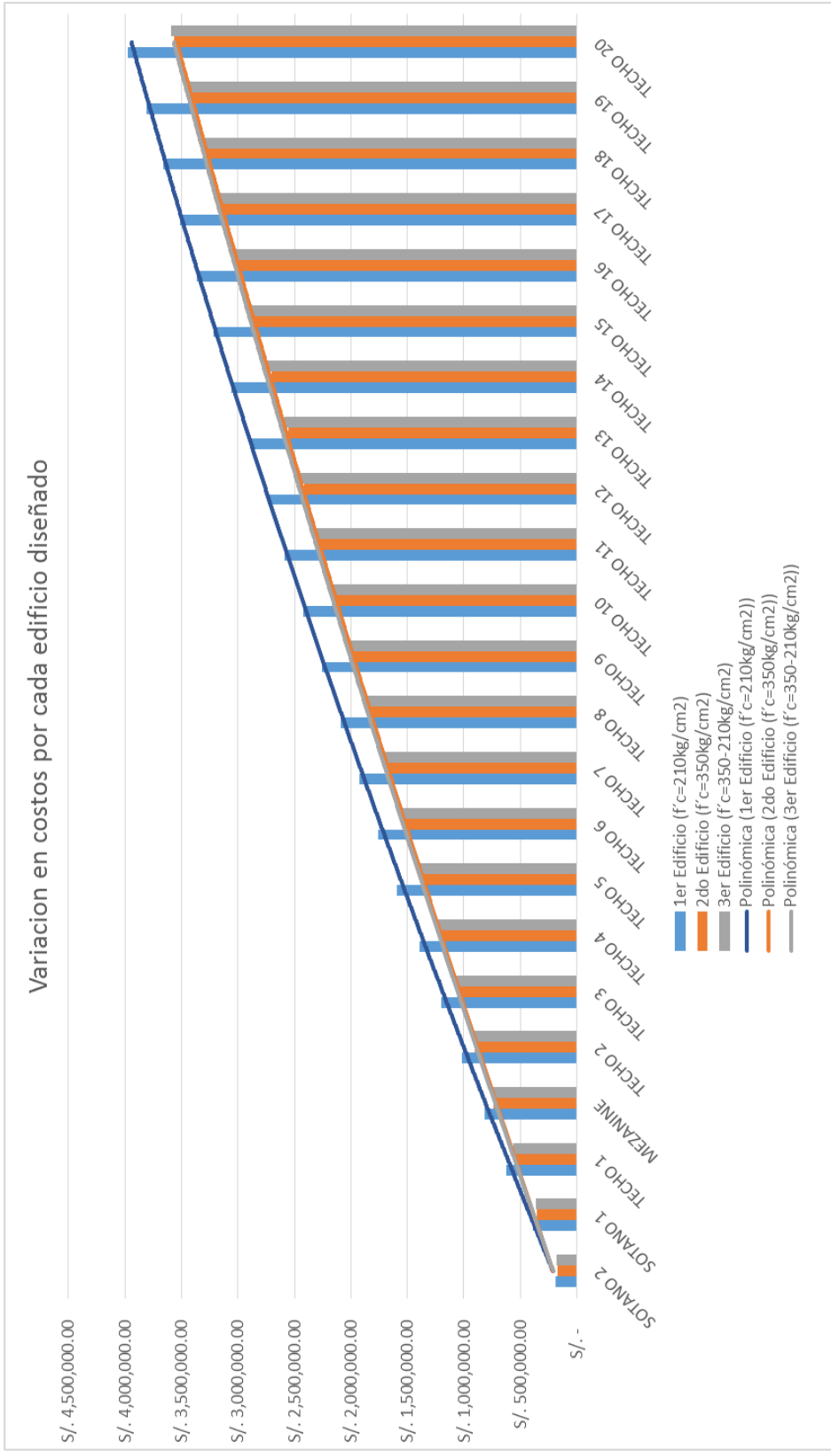
	1er Edificio (f'c=210kg/cm2)				2do Edificio (f'c=350kg/cm2)				3er Edificio (f'c=350-210kg/cm2)			
	total		costo		total	variación metrado %	costo		total	variación metrado %	costo	
	%	soles	%	soles			%	soles			%	soles
concreto (m3)	3,056.08	100%	949,950.01	100%	2,299.11	75.23%	846,823.86	89.14%	2,392.62	78.29%	825,022.55	86.85%
acero (kg)	433,404.78	100%	1,758,184.64	100%	395,612.37	91.28%	1,606,984.02	91.40%	398,635.94	91.98%	1,619,843.16	92.13%
encofrado (m2)	19,809.07	100%	1,267,789.77	100%	17,535.46	88.52%	1,114,225.88	87.89%	18,024.79	90.99%	1,148,610.59	90.60%
total			S/. 3,975,924.42	100%			S/. 3,568,033.77	89.74%			S/. 3,593,476.29	90.38%
					<b>Reducción</b>		S/. 407,890.65	10.26%	<b>Reducción</b>		S/. 382,448.12	9.62%

Es así que, existe una diferencia significativa expresada en ahorro, puesto que, para el edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 350kg/cm<sup>2</sup>, muestra una reducción del 10.26% en el presupuesto que significa un ahorro económico de S/ 407,890.65. Así mismo, el tercer edificio diseñado con la integración de dos resistencias de concretos, muestra una reducción del 9.62% en el presupuesto que significa un ahorro económico de S/ 382,448.12, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm<sup>2</sup>.

En ambos casos (segundo y tercer edificio) se concluye que el uso de concretos de mayor resistencia en el diseño estructural mejora el aspecto económico en edificaciones de altura media y alta, en lugar de encarecerla por el costo elevado de concretos de mayor resistencia.

Así mismo, se señala que el uso de concretos de mayor resistencia se ve influenciado directamente en el tamaño de los elementos estructurales, principalmente en columnas de niveles inferiores, puesto que trabajan perfectamente por su mayor resistencia a esfuerzos de compresión y flexocompresión.





Indirectamente se obtienen ratios en cada partida por cada de metro cuadrado construido para un área total de 15,102.79 m<sup>2</sup>.

	CONCRETO	ACERO	ENCOFRADO
	m3	kg	m2
<b>1er Edificio (f' c=210kg/cm2)</b>	3,056.08	433,404.78	19,809.07
<b>2do Edificio (f' c=350kg/cm2)</b>	2,299.11	395,612.37	17,535.46
<b>3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)</b>	2,392.62	398,635.94	18,024.79
<b>Área total construida</b>	15,102.79	15,102.79	15,102.79
RATIOS	CONCRETO	ACERO	ENCOFRADO
	m3/m2	kg/m2	m2/m2
<b>1er Edificio (f' c=210kg/cm2)</b>	0.20	28.70	1.31
<b>2do Edificio (f' c=350kg/cm2)</b>	0.15	26.19	1.16
<b>3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)</b>	0.16	26.39	1.19

Es claro que el aporte se origina por uso de concretos de mayor resistencia en el diseño estructural por su menor metraje en el segundo y tercer edificio.

Así mismo, se obtienen ratios en costos de cada partida por cada metro cuadrado construido para un área total de 15,102.79 m<sup>2</sup>.

	CONCRETO	ACERO	ENCOFRADO	TOTAL
	soles	soles	soles	soles
<b>1er Edificio (f' c=210kg/cm2)</b>	949,950.01	1,758,184.64	1,267,789.77	3,975,924.42
<b>2do Edificio (f' c=350kg/cm2)</b>	846,823.86	1,606,984.02	1,114,225.88	3,568,033.77
<b>3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)</b>	825,022.55	1,619,843.16	1,148,610.59	3,593,476.29
<b>Área total construida</b>	15,102.79	15,102.79	15,102.79	15,102.79
RATIOS	VIGAS	COLUMNAS	PLACAS	TOTAL
	soles/m2	soles/m2	soles/m2	soles/m2
<b>1er Edificio (f' c=210kg/cm2)</b>	62.90	116.41	83.94	263.26
<b>2do Edificio (f' c=350kg/cm2)</b>	56.07	106.40	73.78	236.25
<b>3er Edificio (f' c=350-210kg/cm2)</b>	54.63	107.25	76.05	237.93

Es claro que el aporte se origina por uso de concretos de mayor resistencia en el diseño estructural por su menor costo en el segundo y tercer edificio.

## **6.2 RECOMENDACIONES**

1. La aplicación de concretos de alta resistencia en el diseño estructural se encuentra limitada en nuestra norma E060 a un valor de  $550\text{kg/cm}^2$ . Por ello, se recomienda el profundizar y calibrar los diseños en concreto armado para concretos de mayor resistencia, puesto que, las hipótesis de diseño de la norma E060 ya no son válidas para concretos con resistencias mayores a  $550\text{kg/cm}^2$ .
2. El comportamiento sísmico tiene principal importancia en edificios altos, especialmente en un país sísmico como el nuestro, por lo cual se recomienda la aplicación de análisis dinámicos de segundo orden dependiendo de la importancia en cada edificación.

## **6.3 LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURAS**

1. Realizar un análisis comparativo teniendo en cuenta el análisis dinámico de segundo orden para los modelos realizados en esta investigación.
2. Realizar un análisis comparativo incluyendo la cimentación en el análisis para los modelos realizados en esta investigación
3. Realizar un análisis comparativo planteando otra alternativa de estructuración para los modelos realizados en esta investigación.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- **SAN BARTOLOMÉ, A.** *Análisis de Edificios*. Lima: Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú, 1998. ISBN: 9972-42-112-0. (1)
- **MUÑOZ, A.** *Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica*. Tercera Edición. Lima: Talleres gráficos Pontificia Universidad Católica del Perú, 2013.(2)
- **SECCIÓN INGENIERÍA CIVIL PUCP.** *Edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada*. Lima: PUCP. 2014.(3)
- **E.020 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.** *Cargas*. Lima: SENCICO, 2015.(4)
- **BLANCO BLASCO, A.** *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado* Segunda Edición. Lima: Editorial Amauta 2012.(5)
- **E.060 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.** *Concreto Armado*. Lima: SENCICO, 2009. ISBN 978-9972-9433-4-8
- **E.030 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.** *Diseño Sismo Resistente*. Lima: SENCICO, 2018.
- **TEODORO E, Hansem.** *Diseño de estructuras de concreto armado*. Tercera Edición. Lima: Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú, 2002.
- **REVISTA CONSTRUCTIVO.** *Promoviendo el desarrollo del sector construcción*. Edición N°130. Lima: Agosto 2018. ISS 2226-3470
- **REVISTA COSTOS.** *Revista especializada para la construcción*. Edición N°293. Lima: Agosto 2018.
- **LUIS ROCHA, Chiu.** *Compilación de artículos de investigación Concretos especiales en la construcción*. México: 2009.
- **ADAM NEVILLE Y PIERRE-CLAUDE AITICIN.** *IMCYC – concreto de alto desempeño, instituto mexicano del cemento y del concreto*. México: 1999.
- **NATIONAL READY MIXED CONCRETE ASSOCIATION.** *Concreto de alta resistencia*. EE.UU.
- **JOSÉ EDUARDO, Alfaro Sobrino.** *Análisis costo – beneficio del uso de concretos de alta resistencia (>800 kg/cm<sup>2</sup>) para la región de Veracruz*. México: 2016.
- **MIGUEL ÁNGEL, Gómez Martínez.** *Diseño estructural de edificios altos tipo torre empleando concreto de alta resistencia*. México: 2011.
- **MAGDALENO DOMINGUEZ, Carlos.** *Diseño de edificios altos en Zonas Sísmicas*. México: 2006

- **GIANFRANCO OTTAZZI.** Pasino. *Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado.* Lima: PUCP. 2004.
- **TABOADA GARCIA, IZCUE UCEDA.** *Análisis y diseño de edificios asistido por computadoras.* Lima: PUCP. 2009.
- **BENAVENTE VIACAHA, TRAVERSO TACURI.** *Comparación del análisis y diseño de un edificio de concreto armado de siete pisos con y sin aislamiento en la base.* Lima: PUCP. 2013.
- **GONZALES MONTUFAR, Oscar.** *Diseño estructural de un edificio de 20 pisos usando ACI318-14.* Lima: UCSM. 2015.
- **OCHOA LAGUNA, Jeysi.** *Diseño estructural de un edificio de 8 pisos y un sótano en Huancayo.* Huancayo: UC. 2017.
- **LEON INGARUCA, GUTIERREZ MORALES.** *Comparación estructural y económica de edición de 7 pisos ante cambio de la Norma E.030 diseño sismo resistente.* Lima: PUCP. 2018.
- **SAN BARTOLOMÉ, A.** *Hotel Westin Libertador Lima.*
- **CALAVERA, JOSÉ.** *Cálculo de Estructuras de Cimentación.* Cuarta. Madrid: ITEMAC S.A., 2000.
- **FLORES PALOMINO, Favio.** *Análisis y diseño estructural de un edificio utilizando normativa peruana, chilena y norteamericana.* Huancayo: UC. 2018.
- **ROBERTP MELI, PIRALLA.** *Diseño estructural.* Segunda Edición. México: Lumusa, 1985.
- **WIGHT, JAMES K. Y MACGREGOR, JAMES G.** *Reinforced Concrete: Mechanics and Design.* 6° Ed. New Jearsey : Pearson, 2012. ISBN-13: 978-0-13-217652-1.

## ANEXOS

1. PLANOS FINALES EDIFICIO 1 ( $F' C=210\text{KG}/\text{CM}^2$ )
  - METRADOS FINALES (CONCRETO – ENCOFRADO – ACERO)
2. PLANOS FINALES EDIFICIO 2 ( $F' C=350\text{KG}/\text{CM}^2$ )
  - METRADOS FINALES (CONCRETO – ENCOFRADO – ACERO)
3. PLANOS FINALES EDIFICIO 3 ( $F' C=350-210\text{KG}/\text{CM}^2$ )
  - METRADOS FINALES (CONCRETO – ENCOFRADO – ACERO)

(En el CD adjunto)

1. MODELO DEL ANALISIS ESTRUCTURAL CON  $F' C=210\text{KG}/\text{CM}^2$ 
  - MODELO EN ETABS CON  $F' C=210\text{KG}/\text{CM}^2$
  - DATOS DEL MODELO (ESPECTRO, VERIFICACIONES, IRREGULARIDADES, ENTRE OTRAS)
2. MODELO DEL ANALISIS ESTRUCTURAL CON  $F' C=350\text{KG}/\text{CM}^2$ 
  - MODELO EN ETABS CON  $F' C=350\text{KG}/\text{CM}^2$
  - DATOS DEL MODELO (ESPECTRO, VERIFICACIONES, IRREGULARIDADES, ENTRE OTRAS)
3. MODELO DEL ANALISIS ESTRUCTURAL CON  $F' C=350-210\text{KG}/\text{CM}^2$ 
  - MODELO EN ETABS CON  $F' C=350-210\text{KG}/\text{CM}^2$
  - DATOS DEL MODELO (ESPECTRO, VERIFICACIONES, IRREGULARIDADES, ENTRE OTRAS)
4. DISEÑO ESTRUCTURAL ( $F' C=210\text{KG}/\text{CM}^2- F' C=350\text{KG}/\text{CM}^2-F' C=350-210\text{KG}/\text{CM}^2$ )
  - VIGAS – COLUMNAS – PLACAS
5. METRADO FINAL ( $F' C=210\text{KG}/\text{CM}^2- F' C=350\text{KG}/\text{CM}^2-F' C=350-210\text{KG}/\text{CM}^2$ )
  - CONCRETO (VIGAS, COLUMNAS Y PLACAS)
  - ACERO VIGAS
  - ACERO COLUMNAS
  - ACERO PLACAS
  - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO (VIGAS, COLUMNAS Y PLACAS)
6. ANALISIS COMPARATIVO (ECONOMICO – ESTRUCTURAL)
7. PLANOS FINALES ( $F' C=210\text{KG}/\text{CM}^2- F' C=350\text{KG}/\text{CM}^2-F' C=350-210\text{KG}/\text{CM}^2$ )
  - PLANTA – VIGA – COLUMNA – PLACA