



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios de Postgrado
Maestría en Estructuras

**COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO Y COSTOS DE UN EDIFICIO DE MUROS CON
DUCTILIDAD LIMITADA CON Y SIN AISLADORES**

Ing. Nestor Ferdinando Mérida Santizo

Asesorado por el Mtro. José Roberto Arango Figueroa

Guatemala, noviembre de 2023

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO Y COSTOS DE UN EDIFICIO DE MUROS CON
DUCTILIDAD LIMITADA CON Y SIN AISLADORES**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ING. NESTOR FERDINANDO MÉRIDA SANTIZO
ASESORADO POR EL MTRO. JOSÉ ROBERTO ARANGO FIGUEROA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

MAESTRO EN ESTRUCTURAS

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2023

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. José Francisco Gómez Rivera (a. i.)
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Ing. Kevin Vladimir Armando Cruz
VOCAL V	Br. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Mtro. Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
DIRECTOR	Mtro. Ing. Edgar Darío Álvarez Cotí
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Carlos Eduardo Galicia Castillo
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO Y COSTOS DE UN EDIFICIO DE MUROS CON DUCTILIDAD LIMITADA CON Y SIN AISLADORES

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Estudios de Postgrado, con fecha 4 de noviembre de 2020.



Ing. Nestor Ferdinand Mérida Santizo

Decanato
Facultad de Ingeniería
24189101- 24189102
secretariadecanato@ingenieria.usac.edu.gt

LNG.DECANATO.OI.740.2023

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Estudios de Posgrado, al Trabajo de Graduación titulado: **COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO Y COSTOS DE UN EDIFICIO DE MUROS CON DUCTILIDAD LIMITADA CON Y SIN AISLADORES**, presentado por: **Ing. Nestor Ferdinando Mérida Santizo**, que pertenece al programa de Maestría en ciencias en Estructuras después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. José Francisco Gómez Rivera



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
DECANO a.i.
Facultad de Ingeniería

Decano a.i.

Guatemala, noviembre de 2023

JFGR/gaoc



Guatemala, noviembre de 2023

LNG.EEP.OI.740.2023

En mi calidad de Directora de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del asesor, verificar la aprobación del Coordinador de Maestría y la aprobación del Área de Lingüística al trabajo de graduación titulado:

“COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO Y COSTOS DE UN EDIFICIO DE MUROS CON DUCTILIDAD LIMITADA CON Y SIN AISLADORES”

presentado por **Ing. Nestor Ferdinando Mérida Santizo** correspondiente al programa de **Maestría en ciencias en Estructuras**; apruebo y autorizo el mismo.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


Mtra. Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
Directora
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería





Guatemala, 11 de noviembre de 2022

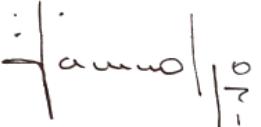
M.A. Ing. Edgar Dario Alvarez Coti
Director
Escuela de Estudios de Postgrado
Presente

Estimado M.A. Ing. Alvarez Coti

Por este medio informo a usted, que he revisado y aprobado el **INFORME FINAL y ARTÍCULO CIENTÍFICO** titulado: **COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO Y COSTOS DE UN EDIFICIO DE MUROS CON DUCTILIDAD LIMITADA CON Y SIN AISLADORES**. del estudiante **Nestor Ferdinand Merida Santizo** quien se identifica con número de carné **201314411** del programa de Maestría En Estructuras.

Con base en la evaluación realizada hago constar que he evaluado la calidad, validez, pertinencia y coherencia de los resultados obtenidos en el trabajo presentado y según lo establecido en el **Normativo de Tesis y Trabajos de Graduación aprobado por Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería Punto Sexto inciso 6.10 del Acta 04-2014 de sesión celebrada el 04 de febrero de 2014**. Por lo cual el trabajo evaluado cuenta con mi aprobación.

Agradeciendo su atención y deseándole éxitos en sus actividades profesionales me suscribo.



Mtro. Ing. Armando Fuentes Roca
Coordinador
Maestría En Estructuras
Escuela de Estudios de Postgrado

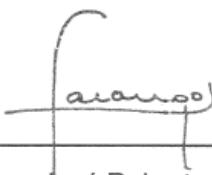
Guatemala, 11 de noviembre de 2022

M.A. Ing. Edgar Dario Alvarez Coti
Director
Escuela de Estudios de Postgrados
Presente

Estimado M.A. Ing. Alvarez Coti

Por este medio informo a usted, que he revisado y aprobado el Trabajo de Graduación y el Artículo Científico: "**COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO Y COSTOS DE UN EDIFICIO DE MUROS CON DUCTILIDAD LIMITADA CON Y SIN AISLADORES.**" del estudiante **Nestor Ferdinando Merida Santizo** del programa de **Maestria En Estructuras** identificado(a) con número de carné 201314411.

Agradeciendo su atención y deseándole éxitos en sus actividades profesionales me suscribo.


José Roberto Arango Figueroa
Ingeniero Civil
Colegiado No. 1756

Mtro. Ing. José Roberto Arango Figueroa
Colegiado No. 1756
Asesor de Tesis

ACTO QUE DEDICO A:

Dios

Por regalarme la vida, dándome sabiduría para poder cumplir esta meta, cuidando siempre mis pasos y ayudándome a superar los obstáculos que se presentaron en esta etapa de mi vida.

Mis padres

Por los esfuerzos que realizaron, el apoyo incondicional, comprensión, motivación para luchar por una mejor educación y sobre todo por su amor.

Familia y amigos

Por su aporte que fue necesario para poder llegar a este momento tan especial.

AGRADECIMIENTOS A:

- Universidad de San Carlos de Guatemala** Por ser la casa de estudios donde se me impartieron los conocimientos para formarme como un profesional.
- Facultad de Ingeniería** Por darme tan maravillosos conocimientos, ayudando así a la educación en esta etapa de mi vida.
- Mis amigos de la Facultad** A todos los que de una u otra manera han estado presentes durante mi carrera, forjando lazos de amistad y superando esta fase académica.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XVII
RESUMEN	XXI
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	XXIII
OBJETIVOS	XXV
HIPÓTESIS	XXVII
RESUMEN DEL MARCO METODOLÓGICO	XXIX
INTRODUCCIÓN.....	XXXI
1. MARCO TEÓRICO.....	1
1.1. Edificios de muros con ductilidad limitada	1
1.2. Características del sistema tipo cajón	2
1.2.1. Desventajas del sistema de muros con ductilidad limitada	3
1.2.2. Tipo de losa	5
1.2.3. Tipo de viga	5
1.2.4. Tipo de muro.....	6
1.3. Aisladores sísmicos.....	7
1.3.1. Ventajas y desventajas de aisladores sísmicos.....	11
1.3.2. Tipos de aisladores sísmicos.....	15
1.3.2.1. Alto amortiguamiento.....	15
1.3.2.2. Amortiguador con plomo.....	17
1.3.2.3. Caucho natural	18
1.3.2.4. Sistema de péndulo de fricción.....	18

2.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	21
2.1.	Diseño arquitectónico.....	21
2.1.1.	Altura de edificio.....	23
2.1.2.	Sistema de la estructura.....	23
2.2.	Análisis estructural	25
2.2.1.	Predimensionamiento estructural	25
2.2.1.1.	Espesor mínimo de muros.....	25
2.2.1.2.	Espesor de losas rígidas	33
2.2.2.	Integración de cargas.....	36
3.	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA SIN AISLADORES	39
3.1.	Análisis estructural de la edificación.....	39
3.1.1.	Clasificación de obra	42
3.1.2.	Cargas sísmicas.....	43
3.1.2.1.	Cálculo de espectro sísmico.....	45
3.1.3.	Periodo empírico fundamental de vibración	47
3.1.4.	Corte basal	48
3.1.4.1.	Peso sísmico	48
3.1.4.2.	Cálculo coeficiente sísmico	49
3.1.4.3.	Corte basal al límite de cedencia	49
3.1.5.	Corte basal con análisis modal.....	50
3.1.5.1.	Modos de vibración	51
3.1.6.	Derivas	52
3.2.	Diseño de muro estructurales	56
3.2.1.	Combinaciones de cargas	56
3.2.2.	Rigidez y resistencia de elementos estructurales....	57
3.2.3.	Características de estructuras de muros de ductilidad limitada.....	59
3.2.4.	Diseño por flexo-compresión.....	60

3.2.4.1.	Elemento de borde	66
3.2.5.	Diseño por corte	77
3.3.	Cimentación de estructura sin aislación	84
3.3.1.	Viga de cimentación	108
4.	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA CON AISLADORES.....	119
4.1.	Diseño de aislador	119
4.1.1.	Determinación de parámetros para el aislador	123
4.1.2.	Determinación de desplazamiento del aislador	124
4.1.3.	Determinación de rigidez horizontal del aislador ..	125
4.1.3.1.	Área de plomo del aislador	128
4.1.3.2.	Diseño de goma del aislador	129
4.1.4.	Desplazamiento total del diseño	133
4.1.5.	Desplazamiento máximo	133
4.1.5.1.	Desplazamiento total máximo.....	135
4.1.6.	Detalles del aislador	136
4.1.7.	Determinación de rigidez vertical del aislador	136
4.1.7.1.	Rigidez vertical de goma	137
4.1.7.2.	Rigidez vertical de plomo.....	138
4.1.8.	Propiedades del aislador	138
4.1.9.	Fuerza lateral para diseño de estructura	142
4.2.	Análisis estructural de la edificación	142
4.2.1.	Cálculo de espectro sísmico	143
4.2.2.	Periodo de la estructura.....	146
4.2.3.	Corte basal por utilizar.....	146
4.2.3.1.	Coeficiente sísmico estructura aislada	146
4.2.4.	Corte basal con el análisis modal	147
4.2.4.1.	Modos de vibración.....	147

4.2.5.	Derivas estructura aislada	148
4.3.	Diseño de elementos estructurales	151
4.3.1.	Combinación de cargas.....	151
4.3.2.	Diseño de muros estructurales.....	151
4.3.2.1.	Diseño por flexo compresión	151
4.3.2.2.	Diseño por corte	157
4.3.3.	Diseño de vigas nivel 0	161
4.3.3.1.	Diagrama de corte.....	163
4.3.3.2.	Diagramas de momentos	164
4.3.3.3.	Refuerzo longitudinal.....	165
4.3.3.4.	Refuerzo de corte.....	168
4.3.4.	Pedestales de aisladores	177
4.3.5.	Cimentación de estructura aislada	185
4.3.6.	Viga de cimentación	199
5.	ANÁLISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS.....	209
5.1.	Comparación de parámetros de carga lateral de sismo	209
5.1.1.	Periodo de la estructura	209
5.1.2.	Modo de vibración	210
5.1.3.	Derivas de la estructura.....	211
5.1.4.	Aceleraciones.....	215
5.2.	Comparación de fuerzas de diseño.....	216
5.2.1.	Cortantes de piso	216
5.3.	Comparación de elementos estructurales	221
5.3.1.	Muros	221
5.3.2.	Cimentación	222
5.3.3.	Volumen total de materiales	223
5.3.4.	Peso de la estructura	227
5.4.	Discusión de resultados	228

6.	COMPARACIÓN DE COSTOS	231
6.1.	Costos directos de la estructura sin aisladores	231
6.2.	Costos directos de la estructura con aisladores	233
6.3.	Costos indirectos de las estructuras	233
6.4.	Análisis comparativo de costos	237
CONCLUSIONES		241
RECOMENDACIONES		243
REFERENCIAS		245
APÉNDICES		249

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

Figura 1.	Edificio de muros con ductilidad limitada	3
Figura 2.	Losa maciza de concreto	6
Figura 3.	Refuerzo distribuido en muros de ductilidad limitada.....	8
Figura 4.	A) Edificación sin aislamiento sísmico y B) Edificación con aislamiento sísmico	9
Figura 5.	Gráfica de espectro sísmico con y sin aisladores	10
Figura 6.	Gráfica aceleración contra tiempo de estructura comparando con aisladores y disipadores.....	11
Figura 7.	Espacio para el movimiento libre de los aisladores y acceso para revisión.....	14
Figura 8.	Partes de un aislador sísmico	15
Figura 9.	Aislador elastomérico de alto amortiguamiento	16
Figura 10.	Aislador elastomérico con núcleo de plomo.....	17
Figura 11.	Sistema péndulo de fricción (FPS), (a) vista exterior, (b) componentes internos, (c) esquema de una sección transversal	19
Figura 12.	Planta típica de torre de apartamentos	22
Figura 13.	Elevación de torre de apartamentos	24
Figura 14.	Planta de nomenclatura de muros	27
Figura 15.	Acotado de muros.....	28
Figura 16.	Dimensiones de losa para predimensionar espesor	35
Figura 17.	Modelo de ETABS de la estructura sin aislación	40
Figura 18.	Planta de modelo ETABS	41

Figura 19.	Gráfica de espectro sísmico sin aislación.....	47
Figura 20.	Deformación debido a flexión en muros	61
Figura 21.	Muro diseñado.....	62
Figura 22.	Esquema de armado de elemento de borde	71
Figura 23.	Esquema armado de refuerzo de núcleo.....	74
Figura 24.	Planta de armado de muro B2.....	76
Figura 25.	Detalle de longitud de desarrollo en espesor variable.....	82
Figura 26.	Detalle gancho en muros.....	83
Figura 27.	Elevación de armado muro B2 primer nivel.....	84
Figura 28.	Modelo de losa de cimentación en SAFE	86
Figura 29.	Reacción de suelo combinación $M+V+V_t$ (kg/cm^2).....	92
Figura 30.	Reacción de suelo combinación $1.133M+V+sh$ (kg/cm^2).....	93
Figura 31.	Reacción de suelo combinación $M+0.7sh$ (kg/cm^2)	94
Figura 32.	Envolvente de momentos positivos dirección X (Ton-m)	95
Figura 33.	Envolvente de momentos negativos dirección X (Ton-m)	96
Figura 34.	Envolvente de momentos positivos dirección Y (Ton-m)	97
Figura 35.	Envolvente de momentos negativo dirección Y (Ton-m)	98
Figura 36.	Cortantes últimas dirección X (Ton)	106
Figura 37.	Cortantes últimas dirección Y (Ton)	107
Figura 38.	Envolvente de momentos negativo en vigas (Ton-m).....	108
Figura 39.	Envolvente de momentos positivos en vigas (Ton-m)	109
Figura 40.	Momentos últimos en viga A-J eje 15 ($\text{kg}\cdot\text{cm}$).....	110
Figura 41.	Sección viga de cimentación (m).....	112
Figura 42.	Cortante últimos en viga A-J eje 15 ($\text{kg}\cdot\text{cm}$)	113
Figura 43.	Armado de viga de cimentación tramo A-J eje 15 sección 1	116
Figura 44.	Armado de viga de cimentación tramo A-J eje 15 sección 2	117
Figura 45.	Distribución de aisladores sísmicos en planta.....	120
Figura 46.	Modelo ETABS de estructura aislada.....	121
Figura 47.	Elevación de estructura aislada eje A.....	122

Figura 48.	Elevación de estructura aislada eje 1	122
Figura 49.	Lazo de histéresis bilineal.....	126
Figura 50.	Esquema de planta de aislador	141
Figura 51.	Esquema de altura de aislador	141
Figura 52.	Gráfica de espectro sísmico aislado	145
Figura 53.	Planta de armado de muro B2 primer nivel con aislador	159
Figura 54.	Elevación de armado de muro B2 primer nivel	161
Figura 55.	Distribución de vigas conectadoras de aisladores	162
Figura 56.	Envolvente de cortante en vigas (Ton)	163
Figura 57.	Cortante en vigas combinación 1.2 cm + 1 cv (Ton).....	163
Figura 58.	Envolvente de momentos en vigas (kg-m).....	164
Figura 59.	Momentos en vigas combinación 1.2 cm + 1 cv (Ton-cm).....	164
Figura 60.	Área de acero de vigas eje E tramo (10-15)	165
Figura 61.	Cortantes en viga apoyo A-B	171
Figura 62.	Combinación de cargas de momentos probables	172
Figura 63.	Corte de diseño para viga.....	172
Figura 64.	Sección de viga eje E tramo 10-15	175
Figura 65.	Armado de viga eje E tramo 10-15	176
Figura 66.	Diagrama de interacción en sentido antihorario.....	179
Figura 67.	Diagrama de interacción sentido horario	180
Figura 68.	Refuerzo de sección transversal de columna para aisladores...	184
Figura 69.	Detalle de pedestal y aislador	185
Figura 70.	Modelo de losa de cimentación en SAFE	187
Figura 71.	Reacción de suelo combinación $M+V+V_t$ (kg/cm^2)	188
Figura 72.	Reacción de suelo combinación $1.133M+V+sh$ (kg/cm^2)	189
Figura 73.	Reacción de suelo combinación $M+0.7sh$ (kg/cm^2).....	190
Figura 74.	Envolvente de momentos dirección X (Ton-m)	191
Figura 75.	Envolvente de momentos dirección Y (Ton-m)	192
Figura 76.	Cortantes últimas dirección X (Ton).....	197

Figura 77.	Cortantes últimas dirección Y (Ton)	198
Figura 78.	Envolvente de momentos negativo en vigas (Ton-m).....	199
Figura 79.	Envolvente de momentos positivos en vigas (Ton-m)	200
Figura 80.	Momentos últimos en viga 1-7 eje D (kg-cm)	201
Figura 81.	Sección viga de cimentación (m).....	203
Figura 82.	Cortante últimos en viga 1-7 eje D (kg)	204
Figura 83.	Armado de viga de cimentación tramo 1-7 eje D sección 1.....	207
Figura 84.	Gráficas de comparación de desplazamientos sentido X.....	212
Figura 85.	Gráficas de comparación de desplazamientos sentido Y	214
Figura 86.	Gráficas de comparación de cortantes sentido X	218
Figura 87.	Gráficas de comparación de cortantes sentido Y	220
Figura 88.	Comparación peso total de acero (ton)	226
Figura 89.	Comparación volumen concreto (m ³)	227
Figura 90.	Componente de costos de las estructuras	231
Figura 91.	Comparación de costos directos por renglón	238
Figura 92.	Comparación de costos directos en porcentajes	239
Figura 93.	Resumen de costos totales	240

TABLAS

Tabla 1.	Resumen de marco metodológico.....	XXX
Tabla 2.	Participación de muros	29
Tabla 3.	Porcentajes de distribución de esfuerzos	32
Tabla 4.	Cargas vivas apartamento.....	36
Tabla 5.	Carga muerta apartamento	37
Tabla 6.	Carga ocupacional obtenida.....	42
Tabla 7.	Datos de espectro sísmico sin aislamiento.....	45
Tabla 8.	Participación de modos de vibración	52
Tabla 9.	Coeficientes y factores para derivas.....	53

Tabla 10.	Derivas en sentido X.....	54
Tabla 11.	Derivas en sentido Y.....	55
Tabla 12.	Propiedades de materiales	58
Tabla 13.	Área de sección de varillas de acero	58
Tabla 14.	Valores complementarios para ecuación 33.....	68
Tabla 15.	Módulo de balasto para SAFE	87
Tabla 16.	Coeficientes de amortiguamiento BD	124
Tabla 17.	Características inelásticas por unidad de aislador	139
Tabla 18.	Detalles físicos del aislador	140
Tabla 19.	Datos de espectro sísmico aislado	143
Tabla 20.	Participación modal en estructura aislada	148
Tabla 21.	Derivas en sentido X aislado	149
Tabla 22.	Derivas en sentido Y aislado	150
Tabla 23.	Comparación de periodo de las estructuras	210
Tabla 24.	Comparación de participación modal.....	210
Tabla 25.	Comparación de derivas en sentido X	211
Tabla 26.	Comparación de derivas en sentido Y	213
Tabla 27.	Comparación de aceleraciones debido a sismo	215
Tabla 28.	Comparación de cortantes de piso en sentido X	217
Tabla 29.	Comparación de cortantes de piso en sentido Y	219
Tabla 30.	Comparación de muros de ductilidad limitada	221
Tabla 31.	Comparación de losa de cimentación.....	222
Tabla 32.	Comparación de vigas de cimentación	223
Tabla 33.	Comparación de materiales total	224
Tabla 34.	Comparación de peso de estructuras	228
Tabla 35.	Estimación de costos de estructura sin aislación.....	232
Tabla 36.	Estimación de costos de estructura aislada.....	234
Tabla 37.	Relación entre nivel y grado de daño	235
Tabla 38.	Resumen total de costos en estructuras.....	237

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h	Altura
Hg	Altura de goma del aislador
HW	Altura de muro
hp	Altura de piso
hv	Altura de viga
β_{eff}	Amortiguamiento efectivo del sistema de aislación
β_o	Amortiguamiento efectivo del sistema de aislación cuando se evalúa el desplazamiento de diseño
β_M	Amortiguamiento efectivo del sistema de aislación cuando se evalúa el desplazamiento máximo
bv	Ancho de viga
A	Área
As	Área de acero
Ap	Área de núcleo de plomo del aislador
Av	Área de varilla
Aw	Área gruesa
At	Área tributaria
Sh	Carga de sismo horizontal
Sv	Carga de sismo vertical

C_m	Carga muerta
W_m	Carga muerta distribuida
P_u	Carga última
C_v	Carga viva
W_v	Carga viva distribuida
C_M	Centro de masa
C_R	Centro de rigidez
C_d	Coeficiente de amplificación de deformación
C_s	Coeficiente sísmico
V_s	Cortante basal de superestructura
V_c	Cortante concreto
V_s	Cortante de contribución de refuerzo por unidad de área
V_u	Cortante de diseño
V_g	Cortante gravitacional
V_p	Cortante hiperestático
V_n	Cortante nominal
P_h	Cuantía de acero horizontal
P_v	Cuantía de acero vertical
ρ_{hmin}	Cuantía mínima de acero horizontal
ρ_{vmin}	Cuantía mínima de acero vertical
D_D	Desplazamiento de diseño (cm) del centro de rigidez del sistema aislador.

D_M	Desplazamiento máximo (cm) del centro de rigidez del sistema aislador.
D_{TD}	Desplazamiento total de diseño (cm) del centro de rigidez del sistema aislador.
D_{TM}	Desplazamiento total máximo (cm) del centro de rigidez del sistema aislador.
Φ	Diámetro
@	En nomenclatura de planos constructivos, significa a cada, usualmente denotando distancias.
F_y	Esfuerzo de fluencia para el acero
σ_{máx}	Esfuerzo máximo
t	Espesor
tl	Espesor de losa
tw	Espesor de muro
TW_{Min}	Espesor mínimo de muros
e	Excentricidad
Φ_c	Factor de reducción a compresión
Φ_v	Factor de reducción a corte
Φ_f	Factor de reducción a flexión
I	Inercia
L_d	Longitud de desarrollo de varillas de acero
L_w	Longitud de muro
L_n	Luz libre de viga
G	Módulo de elasticidad a corte del aislador

M_u	Momento último
N	Número de aisladores
D	Peralte efectivo
T_D	Período efectivo, en segundos.
T_M	Período máximo efectivo, en segundos.
W_c	Peso específico del concreto
W_s	Peso sísmico de la estructura
Rec	Recubrimiento
f'c	Resistencia última del concreto
K_{eff}	Rigidez efectiva de un aislador
K_{DMax}	Rigidez máxima efectiva del sistema de aislación
K_{DMin}	Rigidez mínima efectiva del sistema de aislación
K_v	Rigidez vertical de un aislador
S	Separación de varillas de refuerzo y estribos
S_{max}	Separación máxima de refuerzo

GLOSARIO

ACI 318-19	Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute). Constituye un normativo con parámetros para diseño de concreto.
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Aislador	Es un elemento estructural de goma flexible horizontalmente que permite deformarse frente a cargas laterales sísmica disipando la misma.
Amortiguamiento efectivo	El valor del amortiguamiento corresponde a la energía disipada durante la respuesta cíclica del sistema de aislación.
Área de acero mínima	Cantidad de acero, determinado por la sección y límite de fluencia.
Área de acero requerida	Cantidad de acero calculada para resistir el momento actuante en el elemento estructural.
ASCE 7-16	Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers). Es el reglamento base de AGIES y de la propuesta de aislación.

Carga muerta	Peso muerto soportado por un elemento estructural, incluyendo el propio.
Carga viva	Peso variable inducido por personas, vehículos, mobiliario, maquinaria, entre otros.
Concreto reforzado	Concreto que contiene el refuerzo de acero.
Desplazamiento de diseño	Desplazamiento que tiene el sistema de aislamiento al momento de un sismo. Excluye efectos de torsión accidental.
Desplazamiento total de diseño	Desplazamiento que tiene el sistema de aislación al momento de un sismo. Incluye efectos de torsión accidental.
Envolvente de momentos	Representa el efecto de la superposición de las cargas muertas, vivas, sismo y más si existieran.
Excentricidad	Se produce cuando el centro de rigidez no coincide con el centro de masa, esto es debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de masas y rigideces en la estructura.
Fluencia	Sobrepasando el límite elástico, todo aumento de carga produce deformaciones plásticas o permanentes que ya no son proporcionales al aumento de carga, sino que adoptan valores crecientes para incrementos de cargas iguales.

Momento	Esfuerzo al que se somete un cuerpo, debido a la aplicación de una fuerza a cierta distancia de su centro de masa.
NSE-18	Norma de Seguridad Estructural 18.
Peralte efectivo	Distancia desde la fibra extrema al refuerzo longitudinal.
Rigidez	Es la capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.
Rigidez efectiva	Es el valor de la fuerza lateral en el sistema de aislamiento, dividido por el desplazamiento lateral correspondiente.
Sistema de aislación	Es la colección de elementos estructurales que incluyen todos los aisladores, así como todos los elementos estructurales que transfieren fuerzas entre los aisladores y los elementos de la estructura.

RESUMEN

En la actualidad se necesitan nuevas tecnologías para proteger las edificaciones durante un evento sísmico y evitar su colapso o el menor daño y asegurar que continúe funcionando después del evento debido a que Guatemala es una zona de alta sismicidad, los aisladores sísmicos son una alternativa viable a este problema. Los edificios con muros de ductilidad limitada actualmente se están construyendo con frecuencia debido a la ventaja constructiva, ya que hay facilidad de usar encofrados metálicos debido a la industrialización de estos al igual que las mezclas de concreto lo que disminuye los tiempos de ejecución para hacer edificaciones.

El aporte de esta investigación fue dar a conocer cuánto logrará mejorar el comportamiento sísmico de una torre de apartamentos, ya que se espera mejorar su ductilidad para que tenga la capacidad de disipar la energía producida por el movimiento del suelo provocado por el sismo donde cabe recalcar que los edificios de ductilidad limitada tienden a ser de mayor rigidez que uno de marcos convencionales. También se conocerá si conviene financieramente su empleo, ya que se desconoce si se evita mayor refuerzo a la estructura y disminuyendo las dimensiones de sus elementos estructurales disminuye las cantidades de materiales, y lograr bajar los costos del presupuesto para cualquier proyecto. Se solucionarán problemáticas como falta de normas para uso de aisladores en el país y se comiencen a plantear a partir de los resultados obtenidos en la investigación.

Se espera beneficiar a los diseñadores estructurales, los cuales pueden tener un parámetro al diseñar edificios de muros con ductilidad limitada teniendo

en cuenta, además, que el uso de aisladores mejorará su desempeño, también beneficiará a los estudiantes de Ingeniería Civil y Arquitectura, quienes podrán iniciar a conocer el comportamiento de estructuras al aplicar aisladores, donde se busca mejorar la respuesta sísmica, utilizando distintas tipologías constructivas.

Como herramienta de apoyo se usará el software o programa de cálculo de análisis estructural ETABS para obtener los parámetros sísmicos, y estructurales que se quieren saber en esta comparación que se va a realizar usando las normas AGIES para el diseño del edificio y norma ASCE 7-16 capítulo 17 para diseñar los aisladores sísmicos.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Falta de investigación o la nula existencia de la comparativa del comportamiento estructural de un edificio de muros con ductilidad limitada con y sin aisladores sísmicos, provocando un desconocimiento de la efectividad de los aisladores en este tipo de edificios.

Una de las causas por la cual no se tiene investigación del uso de aisladores sísmicos en estos edificios es porque no hay una implementación constante de nuevas tecnologías para procesos constructivos en el país, esto conlleva a un desconocimiento del comportamiento de la estructura al aplicar este tipo de tecnología donde se quiere conocer no solo su respuesta sísmica, sino además que tan efectivos son para poder mejorar su desempeño, ya que muchas veces no se toma en cuenta el riesgo sísmico sobre el lugar donde se realiza la construcción.

Otra de las razones por la cual no se implementan aisladores sísmicos en edificios de muros con ductilidad limitada es por la falta de normas guatemaltecas aplicables a esta tecnología, por lo que provoca llevar a adaptar normas extranjeras requiriendo un trabajo extra para acomodarlas de acuerdo con las zonas sísmicas en el país.

También es importante que se conozca si financieramente es conveniente usar los aisladores, ya que para el diseño de estos edificios se requiere más refuerzo estructural que conlleva más costos y no se toman en cuenta en el presupuesto de los proyectos de construcción la implementación de nuevas tecnologías para que los edificios tengan una capacidad sismorresistente, por lo

que planteado esto se esperaría una reducción de costos para la reducción de materiales de construcción disminuyendo probablemente los gastos de ejecución (Monzón, 2016). Con lo descrito en los problemas planteados anteriormente surgen varias preguntas que ayudarán a concluir la investigación.

Para solucionar el problema se planea hacer el estudio del comportamiento de un edificio de muros de ductilidad limitada analizándolo por medio de las normas AGIES y ASCE 7-16 todos los parámetros serán para la ciudad de Guatemala y se usará un *software* de cálculo estructural cuando se tenga los resultados se responderán las preguntas siguientes:

- Pregunta principal

¿Es conveniente utilizar aisladores en edificios de muros con ductilidad limitada, a fin de mejorar su desempeño?

- Preguntas secundarias

- ¿Tendrán un buen comportamiento sismorresistente parecido los edificios de muros con ductilidad limitada con y sin aisladores?
- ¿Mejorará la ductilidad del edificio al aplicar aisladores?
- ¿Se obtendrá una reducción de los costos del proyecto al utilizar aisladores sísmicos?

OBJETIVOS

General

Comparar el comportamiento sismorresistente y de costos de un edificio de muros de ductilidad limitada con y sin uso de aisladores.

Específicos

1. Determinar si los aisladores mejoran la respuesta sísmica de un edificio con muros de ductilidad limitada.
2. Comparar los parámetros sísmicos del edificio de muros con ductilidad limitada usando aisladores contra otro con refuerzo convencional.
3. Conocer si la implementación de aisladores conviene financieramente en edificios de muros con ductilidad limitada.
4. Evaluar la aplicación de la norma ASCE 7-16 en la estructura con aisladores sísmicos y compararlas con las de AGIES en la obra sin estos.

HIPOTESIS

Conocer si los beneficios técnicos y costos de una edificación con y sin aisladores sísmicos podría reducir las dimensiones de los elementos estructurales, soportando una mayor carga cortante en sus muros de ductilidad limitada, utilizando menor cantidad de refuerzo, lo que implica una reducción de sus costos.

RESUMEN DEL MARCO METODOLÓGICO

El alcance la investigación será de tipo descriptivo, ya que se darán a conocer las esfuerzos y comportamiento sísmico del edificio de muros con ductilidad limitada y sus diferencias al aplicar aisladores y sin aisladores.

- Metodología:
 - De qué tipo
 - Cuantitativo
- Alcance:
 - Descriptivo
- Diseño:
 - No experimental

Tabla 1.*Resumen de marco metodológico*

Campo	Variable	Tipo	Definición teórica	Definición operativa	Indicadores
Aisladores	Sismo	Cuantitativo	Describir el comportamiento sísmico de la estructura con y sin aisladores para conocer sus beneficios y mejora a la respuesta sísmica.	Se aplicarán aisladores sísmicos en la base de la estructura para analizar sus características sísmicas y esfuerzos para encontrar un beneficio financiero y reducción de los elementos estructurales.	<ul style="list-style-type: none"> • Periodos • Modos de vibración • Derivas • Aceleraciones • Cortes de piso

Nota: Características principales de la investigación. Elaboración propia, realizado con Excel.

INTRODUCCIÓN

El siguiente trabajo planteará el análisis sísmico de las estructuras de muros con ductilidad limitada, el cual será modelado en una torre de apartamentos de 7 niveles donde se agregarán aisladores sísmicos en la base, para poder evaluar su comportamiento al momento de aplicar el sismo de diseño. De igual manera, se analizará un edificio con las mismas características, pero este será sin aisladores sísmicos, comparando sus características de diseño a fin de conocer sus conveniencias y desventajas tanto de desempeño estructural como financiero. Finalmente, se espera tener un mejor comportamiento en la estructura con aisladores, ya que permite desacoplarse del terreno ante el movimiento provocado por un evento sísmico.

Gracias a que el aislador es un elemento flexible en la base de la estructura provoca que la edificación tenga la menor cantidad de movimiento al momento de un sismo lo cual, ayudará disminuir efectivamente las vibraciones en la estructura debido al movimiento horizontal e introduce amortiguamiento horizontal a la edificación a la cual se le aplica. Sin duda los aisladores hoy en día para Guatemala serán importantes en el futuro por ser un lugar de alta sismicidad, debido a la necesidad de proteger las edificaciones; se ha demostrado en otros países su efectividad para disminuir daños estructurales garantizando vidas humanas, también, para contribuir a la resiliencia de las ciudades y disminuir las pérdidas económicas.

En el primer capítulo de la investigación se explicó generalidades y características de los edificios de muros de ductilidad limitada, así como sus ventajas y desventajas para su construcción y beneficios de los aisladores.

En el segundo capítulo, se desarrolló la descripción de la estructura a trabajar como sus requerimientos arquitectónicos, predimensionamiento de los elementos que conforman la estructura y cargas que correspondían según la normativa guatemalteca AGIES.

El tercer capítulo, se realizó el análisis estructural según las especificaciones de AGIES NSE 3 y el diseño estructural con base en la norma AGIES NSE 7.9, pero sin aisladores en la base para obtener las características de su comportamiento sísmico y refuerzo de los elementos estructurales obteniendo los resultados mediante ETABS.

En el cuarto capítulo, se diseñó y analizó la misma estructura utilizando aisladores en la base, estos aisladores deberán ser diseñados con la norma ASCE 7-16 capítulo 17 para y deberá ser escogido el aislador del catálogo según sus características obtenidas y también se hará un modelo en ETABS, pero agregando aisladores en su base obteniendo sus refuerzos.

En el quinto capítulo, se desarrolló un análisis de los resultados obtenidos de las dos estructuras analizadas tanto del capítulo 3 y 4, los cuales serán parámetros de carga lateral, características dinámicas y comparación de elementos estructurales de ambas estructuras.

Finalmente, en el último capítulo se obtuvo los resultados económicos a partir de costos unitarios de los elementos estructurales y se hará la comparación de ambas estructuras para conocer la conveniencia económica.

1. MARCO TEÓRICO

1.1. Edificios de muros con ductilidad limitada

Las paredes delgadas de concreto con refuerzo y la mampostería tienen en común la baja ductilidad. Una propiedad que permite una buena capacidad postelástica se define como ductilidad la cual es una característica que no lo poseen todos los materiales. Por otra parte, el acero se define como un material dúctil y al exceder su capacidad elástica inicial puede llegar a deformarse permanentemente o doblarse permanentemente pero su ventaja es que no falla. Otro ejemplo puede ser una barra de yeso que es un material frágil, y al exceder su capacidad de la primera ordenada tiende a fracturarse. Entonces uno de los tantos objetivos de la resistencia a sismos es acoplarse lo más que se pueda a la fragilidad.

Las paredes de concreto reforzado de una cama de acero se ha comprobado que no tienen un desempeño óptimo a la ductilidad por lo tanto tiende a tener poca capacidad cuando es postelástica para su segundo orden. La resistencia estructural de los muros de concretos fundidos va a depender casi en su totalidad de la capacidad elástica que tenga en el primer orden y al haber un exceso de esta capacidad cuando se tenga un sismo intenso, inmediatamente habrá un agotamiento la cual está limitada por su capacidad postelástica en el material del muro, el cual comenzará a agrietarse o descascarillarse y al no existir un confinamiento por estribos esta falla tendería a ser súbita y frágil (Yon et al., 2015).

1.2. Características del sistema tipo cajón

Los edificios de muros con ductilidad limitada se conforman por muros que son de carga sobre los cuales recae el peso de una losa la cual se apoya en el perímetro de los muros, con el empleo de esta carga se logra aumentar considerablemente la rigidez de las demás cargas verticales que se le aplican. El sistema empleado utiliza varios elementos los cuales no se pueden definir como elementos individuales porque estas estructuras se definen como un sistema monolítico continuo. Una de las ventajas esenciales es que hay varios elementos verticales ortogonales en dos direcciones, al aplicar fuerzas laterales a la estructura en cualquiera de sus direcciones deben de ser resistidas por todos los muros; esto debido a que las fuerzas aplicadas se distribuyen en su plano.

Para que el funcionamiento sea adecuado para el sistema se debe tener en cuenta construir una losa que tenga la forma un diafragma horizontal y su característica principal es que sea de una rigidez alta para poder soportar las cargas que se emplearán en su plano, de esta manera todas las cargas laterales se distribuirán en las direcciones X y Y de los muros rígidos. Otra característica para estos sistemas es que cuando las cargas verticales no sean soportadas por los muros fundidos podrán sostenerse mediante columnas ya sean de acero o concreto, pero se debe tener en cuenta que estos elementos estructurales adicionales no pueden absorber las cargas horizontales empleadas. Las losas podrán llevar incorporadas vigas o en todo caso solo ser planas para facilidad de construcción (Herrera, 2016).

Figura 1.

Edificio de muros con ductilidad limitada



Nota: A. Policarpio. (2014). *Estructura de muros delgados* [Fotografía]. AGEIS. (http://www.repositorio.usac.edu.gt/809/1/08_3681_C.pdf). Derechos de autor 2014 por AGIES.

1.2.1. Desventajas del sistema de muros con ductilidad limitada

En el siguiente listado se describen las desventajas del sistema de muros con ductilidad limitada.

- Todos los muros cumplen una función estructural dentro del edificio por lo tanto no es posible remodelar cuando los clientes los requieran.
- No se pueden construir estacionamientos en niveles inferiores en estas edificaciones por lo que se hacen en la parte exterior de la misma. Pero se sabe que tiene gran rigidez en comparación del sistema de marcos, ya que soporta mayor cantidad de fuerzas laterales.

- Para la ejecución de este estas estructuras es necesario una mano de obra calificada y gran control de ejecución dentro de la obra.
- Tiene problemas en cuanto al estado de la temperatura ya que, a la disminuida capacidad aislante térmica del concreto, estas estructuras tienen temperatura elevada internamente en épocas de calor en verano y disminuyen mucho en invierno.
- En ningún momento será posible quitar un muro por la función estructural que cumplen las mismas, ni podrán existir cambios bruscos en las instalaciones (Abarca et al., 2017).

Desde el punto de vista sismorresistente, ¿cómo es el comportamiento de este sistema estructural y porqué es importante tener un nivel de calidad óptimo en la etapa de diseño construcción de este tipo de edificaciones? (Villareal, 2015).

En cuanto al sistema constructivo se entiende que es un sistema industrializado, con ausencia de vigas, columnas, es decir muros con losas de entrepiso y cimentación, han traído muchas ventajas desde el punto de vista económico, porque puede reducir un alto porcentaje en el proceso constructivo en tiempos, comparado con el número pisos del sistema constructivo de albañilería confinada, que es el sistema tradicional, y el que más se ha investigado.

También se reducen costos, por lo que es muy utilizado en el mercado nacional, sobre todo en los niveles socioeconómicos C, D y hasta E. Este sistema no ha tenido un comportamiento óptimo en sismos de larga duración. Este tipo de material trabaja dentro de un rango inelástico. (Villareal, 2015)

De nada sirve tener una buena calidad de construcción cuando el comportamiento unido no es óptimo. Para este sistema se debe efectuar análisis Sismo resistente por desempeño para ver el desempeño de la estructura y ver su nivel de riesgo (Villareal, 2015).

1.2.2. Tipo de losa

Usualmente, este tipo de sistemas son usados para construcciones en serie generalmente en la industrialización para así tener una optimización de recursos en cuanto al encofrado reduciendo costos y tiempos de ejecución. Las losas macizas de concreto reforzado en la actualidad son las más usadas y donde más practicidad hay en el montaje de sus formaletas que tiene que ser de aluminio produciendo una fundición en serie de concreto. Al utilizar este tipo de losa se deben emplear aberturas cortas transmitiendo en uniformidad todas las cargas del plano distribuidos hacia vigas y muros.

Como se había explicado antes estas losas recaen sobre el perímetro de los muros de concreto reforzado previamente construidos, su comportamiento tiende a ser en todos sus sentidos, una de sus características es que estas losas puedan deflectar formando una curva al aplicar cargas verticales sus momentos de flexión son equivalentes a las curvas formadas por las cargas, se tomará en cuenta que para estructuras tipo cajón la rigidez de los apoyos es mayor que la rigidez de la losa en flexión (Herrera, 2016).

1.2.3. Tipo de viga

Este tipo de vigas para el sistema estructural son usadas comúnmente para transmitir todas las cargas verticales derivadas de la losa la cual se transmiten a los muros. Estos elementos se diseñan a flexión y cortante y no

absorber cargas horizontales generadas por un sismo, ya que antes son transmitidos a través de los muros (Herrera, 2016).

Figura 2.

Losa maciza de concreto



Nota: R. Delgado y C. Rodríguez (2006). *Vista panorámica de losa de techo* [Fotografía]. Universidad privada del norte. (<https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/169>). Derechos de autor 2006 por la Universidad privada del norte.

1.2.4. Tipo de muro

Los muros dentro de la configuración de la edificación tienen una función estructural. Sus paredes de carga serán de concreto reforzado fundidas en el mismo sitio de la construcción y estas deberán ser diseñadas de modo que resistan las cargas horizontales inducidos por sismo y servir de apoyo para las cargas verticales. Los muros con ductilidad limitada se podrían decir que tiene

características de rigidez alta en la edificación, ya que, restringe el movimiento del sismo (ver Figura 3).

Los muros deben de ser fundidos con formaletas con un material a base de aluminio y los refuerzos serán distribuidos donde correspondan; con el objetivo de recortar tiempo se empleará electro malla de grado setenta distribuidos en los muros (Herrera, 2016).

1.3. Aisladores sísmicos

Sin duda alguna esta tecnología se podría definir como: aisladores sísmicos de base para edificios sismorresistentes.

Los aisladores sísmicos de base para edificios sismorresistentes son una alternativa a los sistemas tradicionales para un mejor control de la deformación lateral y daño sísmico en estructuras civiles, otorgando así un mayor nivel de seguridad a los componentes estructurales, no estructurales contenidos y a la operatividad de estas. Especialmente en estructuras catalogadas como indispensables (colegios, hospitales, estaciones de policía y bomberos...) estos sistemas brindan la mejor opción ante la necesidad de aumentar los niveles de seguridad y operatividad postsismo. (Efeprimace, 2020)

Figura 3.

Refuerzo distribuido en muros de ductilidad limitada

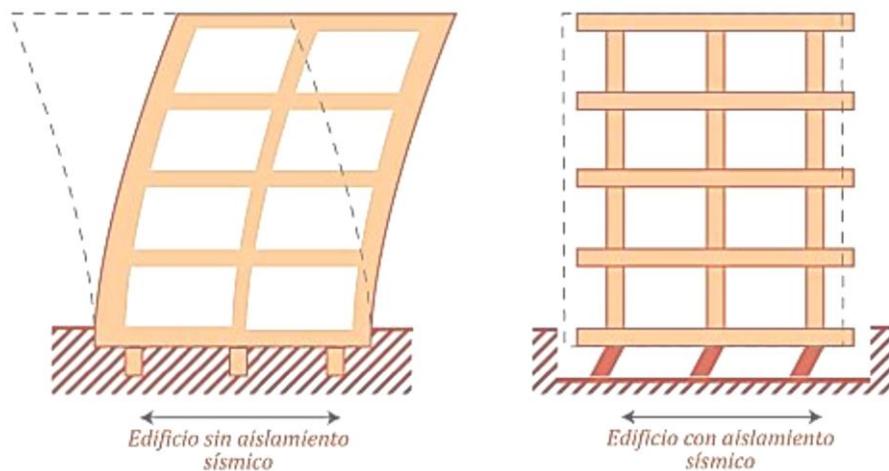


Nota: R. Delgado y C. Rodríguez (2006). *Refuerzo distribuido y concentrado de muros de ductilidad limitada* [Fotografía]. Universidad privada del norte. (<https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/169>). Derechos de autor 2006 por la Universidad privada del norte.

Estos tienen como función principal aislar la estructura del suelo durante un sismo, en donde existirá una limitación en cuanto a la vibración sobre la edificación. Otra característica es que tienen la capacidad de restituir su verticalidad la estructura luego de un sismo intenso (Efeprimace, 2020).

Figura 4.

A) *Edificación sin aislamiento sísmico* y B) *Edificación con aislamiento sísmico*



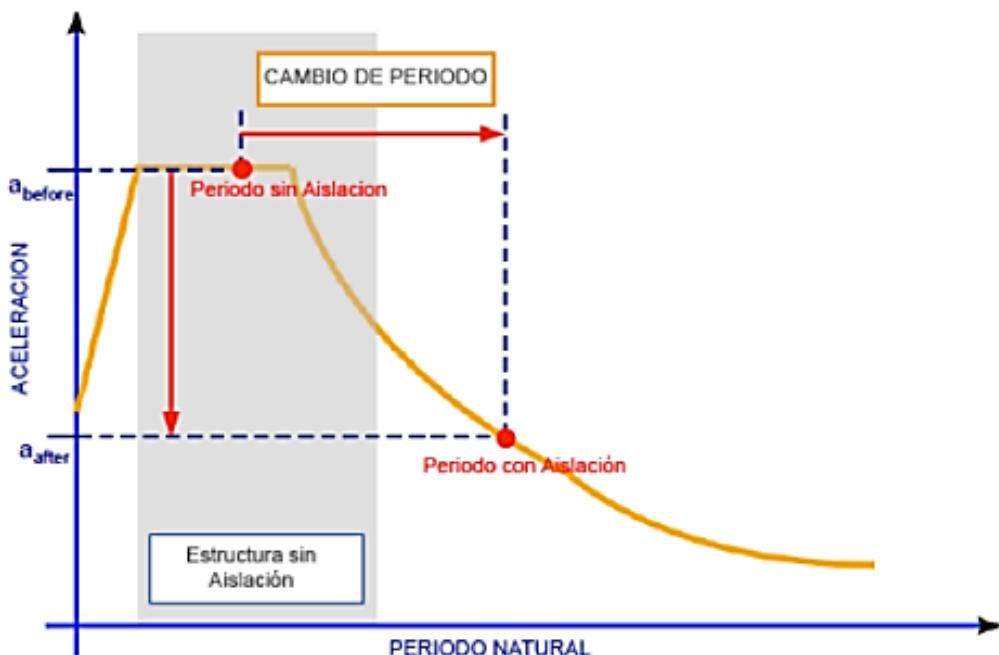
Nota. Comportamiento estructural sin aislación y con aislación. Obtenido de C. Genatios y M. Lafuente (2016). *Introducción al uso de aisladores sísmicos y disipadores en estructuras*. (<https://scioteca.caf.com/handle/123456789/1213>), consultado el 14 de octubre del 2020. De dominio público.

En conclusión, se puede definir que su función principal es que:

Los aisladores sísmicos consiguen desacoplar la estructura del terreno colocándose estratégicamente en partes específicas de la estructura, los cuales, en un evento sísmico, proveen a la estructura la suficiente flexibilidad para diferenciar la mayor cantidad posible el periodo natural de la estructura con el periodo natural del sismo, evitando, que se puedan provocar daños severos o el colapso de la estructura (Zapata, 2014).

Figura 5.

Gráfica de espectro sísmico con y sin aisladores



Nota. Representación del periodo de la estructura usando aisladores. Obtenido de J. Zapata (2014). *Aisladores y disipadores sísmicos*. (<https://estructurando.net/2014/10/14/aisladores-y-disipadores-sismicos/>), consultado 14 de octubre del 2020. De dominio público.

Para diseñar los aisladores se usa un proceso iterativo, en el cual se hallan propiedades dinámicas y geométricas de tal forma que mejoren el comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos. Norma por usar: ASCE/SEI 7-2016: Capítulo 17-Seismic Design Requirements for Seismically Isolated Structures (Taboada, s/f.).

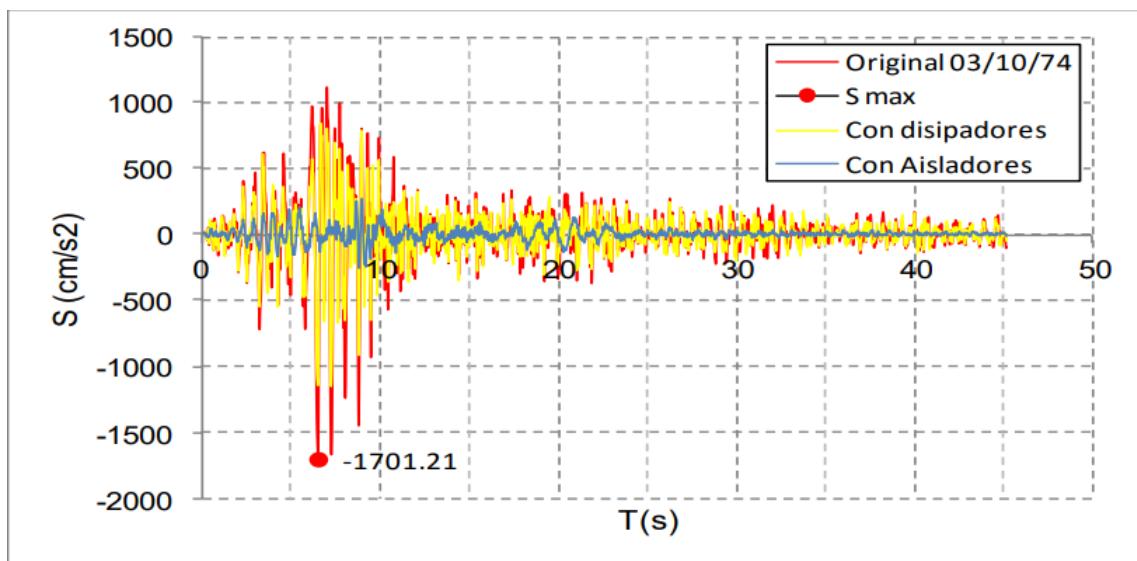
A continuación, se presentan datos en pruebas hechas con aisladores en 1974 llegando a las siguientes conclusiones:

- Hubo una reducción del sismo sobre la estructura del 80 %.

- Hubo una amortiguación de la estructura entre 15 % y 25 % (Taboada).

Figura 6.

Gráfica aceleración contra tiempo de estructura comparando con aisladores y disipadores



Nota. Se muestra la comparación de las aceleraciones de disipadores y aisladores. Obtenido de. D. Taboada (s/f). *Soluciones modernas de protección sísmica.* (http://www.cicp-ec.com/documentos/PRESENTACION_ANTISISMICA_ECUADOR_COLEGIO_INGENIEROS.pdf), consultado 14 de octubre del 2020. De dominio público.

1.3.1. Ventajas y desventajas de aisladores sísmicos

Para los aisladores sísmicos se pueden mencionar las siguientes ventajas en su utilización:

- Cuando se emplean los aisladores en la estructura y dando rigidez al mismo habrá desplazamiento para todos los niveles del edificio pudiendo hacer el diseño elástico de toda la estructura, disminuyendo el

desplazamiento relativo entre los niveles, también disminuirán las fuerzas inducidas en todos los elementos que no sean estructurales y tener menos daño.

- Se asocia una simplificación debido al control de la respuesta del primer modo de vibración, así la contribución de los demás modos de vibración se desprecia.
- La estructura que se analiza con 3 GDL tomando en cuenta los efectos torsionantes derivados del centro de gravedad y centro de rigidez y asimetría horizontal.
- Cuando la edificación aumenta su periodo de oscilación existirán reducciones de su aceleración espectral, así se reducen todas las fuerzas del sistema, teniendo menor aceleración en todos los niveles del edificio.
- La torsión sobre la estructura ante un sismo será disminuida si se emplea una óptima distribución de los aisladores en su base.
- Se deben simplificar los análisis debido a las existencias de partes flexibles aislantes, esto se debe a un periodo de vibración mayor que en la edificación, lo que logra que la estructura se comporte como si fuera rígido y desacoplarla del suelo al momento de un sismo.

Al usar aisladores varios elementos de la estructura pueden reducir su tamaño teniendo mejores dimensiones a nivel de la arquitectura y estética. Por otra parte, habrá más espacio dentro del edificio y mejorará la circulación dentro del mismo; también debe haber un buen espacio libre

para su revisión e inspección y darles mantenimiento a los aisladores o cambiarlos en caso de un gran deterioro (Genatios y Lafuente, 2016).

También hay una serie de desventajas al emplear los aisladores que se tomaran en cuenta para diseñar cierta estructura los cuales son:

- Debe de existir mantenimiento especial al momento de hacer uso de aisladores sísmicos en comparación para edificios sin aislación donde se analice el correcto movimiento en la cámara donde se encuentran los aisladores.
- Al hablar de diseño de estructuras tales como elevadores, gradas, rampas y otras cosas para movilizarse dentro del inmueble o edificación deben diseñar para moverse adecuadamente en su zona y correcto espacio alrededor de la estructura, sin embargo, cuando hablamos de gradas y rampas es recomendable que se construyan fijas para movilizarse junto con la edificación.
- Los movimientos que se dan en las estructuras afectan a las formas colindantes con esto produciría daño a esta edificación donde pueden caer trozos de este en la cámara donde se encuentran los aisladores impidiendo su correcto movimiento en consecuencia disminuyendo su capacidad de funcionamiento (Genatios y Lafuente, 2016).

Figura 7.

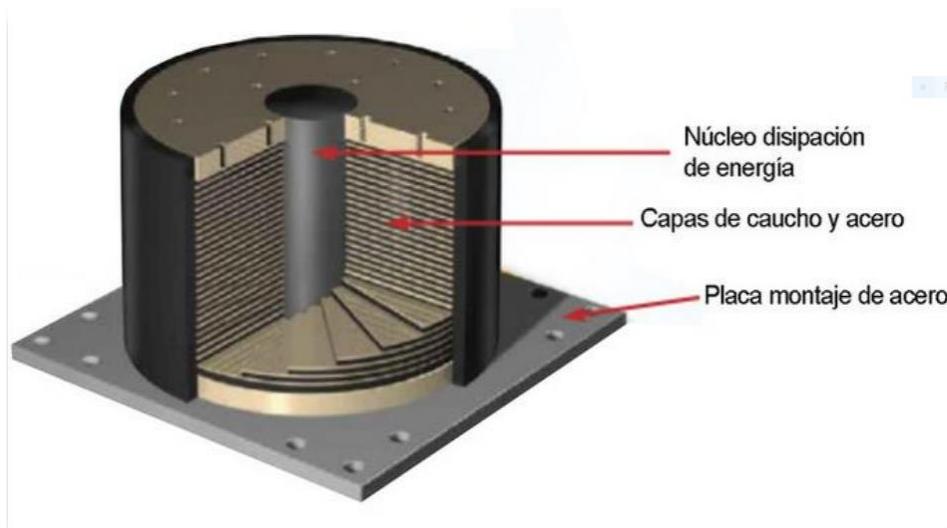
Espacio para el movimiento libre de los aisladores y acceso para revisión



Nota. C. Genatios y M. Lafuente (2016). *Muestra de cabina de revisión de aisladores sísmicos* [Fotografía]. CAF-Banco de Desarrollo de América Latina. (<http://scioteca.caf.com/handle/123456789/1213>). Derechos de autor 2016 por CAF-Banco de Desarrollo de América Latina.

Figura 8.

Partes de un aislador sísmico



Nota. Esquema de partes internas de aislador sísmico. Obtenido de D. Taboada (s/f). *Soluciones modernas de protección sísmica.* (http://www.cicp-ec.com/documentos/PRESENTACION_ANTISISMICA_ECUADOR_COLEGIO_INGENIEROS.pdf), consultado 14 de octubre del 2020. De dominio público.

1.3.2. Tipos de aisladores sísmicos

Existen diversidad de aisladores sísmicos, la utilización de cada uno de ello dependerá de las necesidades de la estructura y fines para los cuales ha sido diseñado, a continuación, se definen cada uno de estos.

1.3.2.1. Alto amortiguamiento

Una de las características es que no utiliza núcleo de plomo, pero tiene la misma función. Este aislador elastomérico se compone por dentro por planchas de metal donde se intercalan una a otra. Esta composición química elastomérica

le da un importante amortiguamiento y hace efectivo para absorber los movimientos causados por sismos (Vikingo, 2020).

Para describir este tipo de aislador se tiene las características como:

El espesor de las capas de caucho el cual varía, normalmente, entre los 8 mm y 20 mm, y el espesor de la capa de acero oscila entre los 2 mm y los 4 mm. Este elemento consiste en apoyo de neopreno reforzado con láminas de acero en su sección longitudinal, las cuales son vulcanizadas entre sí (Joya, 2016).

Figura 9.

Aislador elastomérico de alto amortiguamiento



Nota. L. Joya (2016). *Composición del aislador de alto amortiguamiento* [Fotografía]. Bridge bearing.

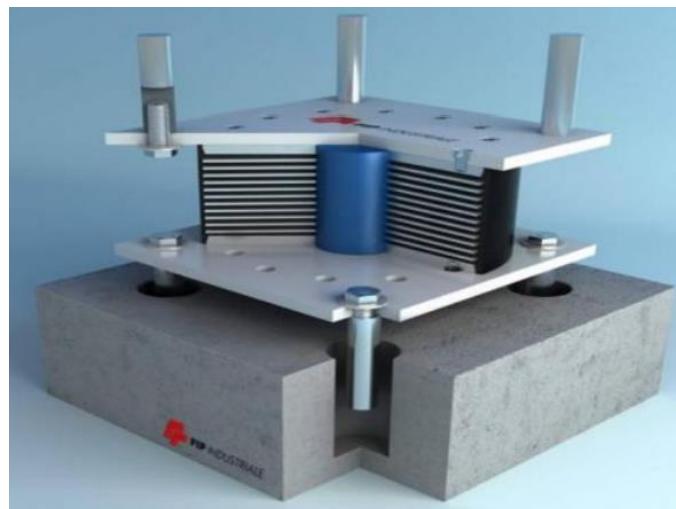
(https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/13931/4/Laura%20Tatiana%20Leon_Trabajo%20de%20grado.pdf). Derechos de autor 2016 por Bridge bearing.

1.3.2.2. Amortiguador con plomo

Este aislador se compone de láminas de acero con medidas A36, las cuales se intercalan unas a otras colocando una lámina de elastómero vulcanizada, tiene un núcleo en el centro de plomo provocando que el caucho en su interior provoque un efecto parecido a un resorte, y por ende dando mayor amortiguamiento al mismo. Se tomará en cuenta que los amortiguadores vienen junto con el aislador, por otra parte, será efectivo en espacios reducidos. Otra de sus ventajas es modificar su nivel de amortiguación mientras varía el diámetro de su núcleo de plomo (Vikingo, 2020).

Figura 10.

Aislador elastomérico con núcleo de plomo



Nota. L. Joya (2016). *Composición del aislador de con núcleo de plomo* [Fotografía]. Bridge bearing.

(https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/13931/4/Laura%20Tatiana%20Leon_Trabajo%20de%20grado.pdf). Derechos de autor 2016 por Bridge bearing.

1.3.2.3. Caucho natural

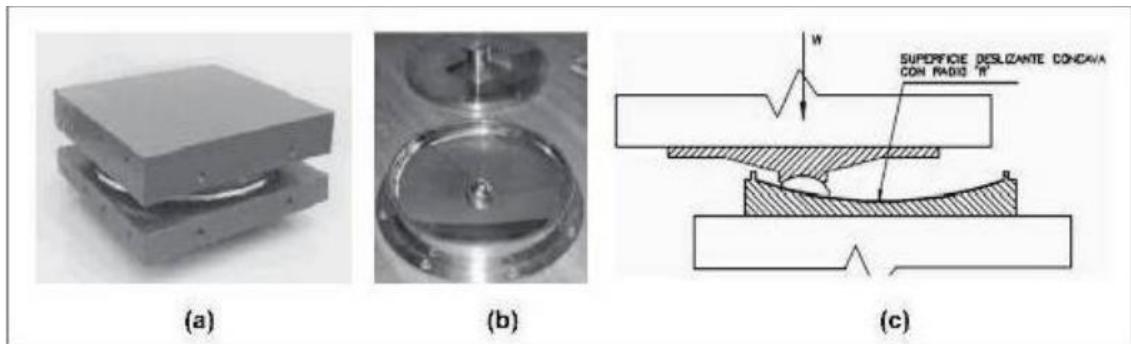
Este aislador cuenta con amortiguamiento muy reducido en comparación con los demás aisladores, pero es estable para su movimiento. Tiene una gran flexibilidad no importando que no tenga amortiguamiento. Estos aisladores tienden a disminuir las rigideces del edificio por el material que usa, provocando que el periodo estructural tienda a ser más grande que con otras aislaciones (Vikingo, 2020).

1.3.2.4. Sistema de péndulo de fricción

El concepto de sistemas de deslizamiento se utiliza junto con la noción de una respuesta de tipo péndulo, por medio de un control deslizante articulado en una superficie esférica cóncava. El sistema de péndulo de fricción está compuesto por un deslizador articulado sobre una superficie de acero inoxidable. La parte del apoyo articulado que está en contacto con la superficie esférica está rodeada por una película de un material compuesto de baja fricción (Joya, 2016).

Figura 11.

Sistema péndulo de fricción (FPS), (a) vista exterior, (b) componentes internos, (c) esquema de una sección transversal



Nota. L. Joya (2016). *Composición del aislador de sistema de péndulo* [Fotografía]. Bridge bearing.

(https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/13931/4/Laura%20Tatiana%20Leon_Trabajo%20de%20grado.pdf). Derechos de autor 2016 por Bridge bearing.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se diseñó una estructura tipo cajón conformada por muros de ductilidad limitada en su totalidad en el cual se buscó su aislamiento para reducir los daños producidos por sismos. Por lo tanto, se hizo la comparación entre dos estructuras una sin aislamiento y la otra con aislamiento en su base, a modo de saber si es factible el uso de aisladores sísmicos tanto en costos de materiales como en comportamiento sísmico. Para términos de diseño la estructura se ubicará en ciudad de Guatemala.

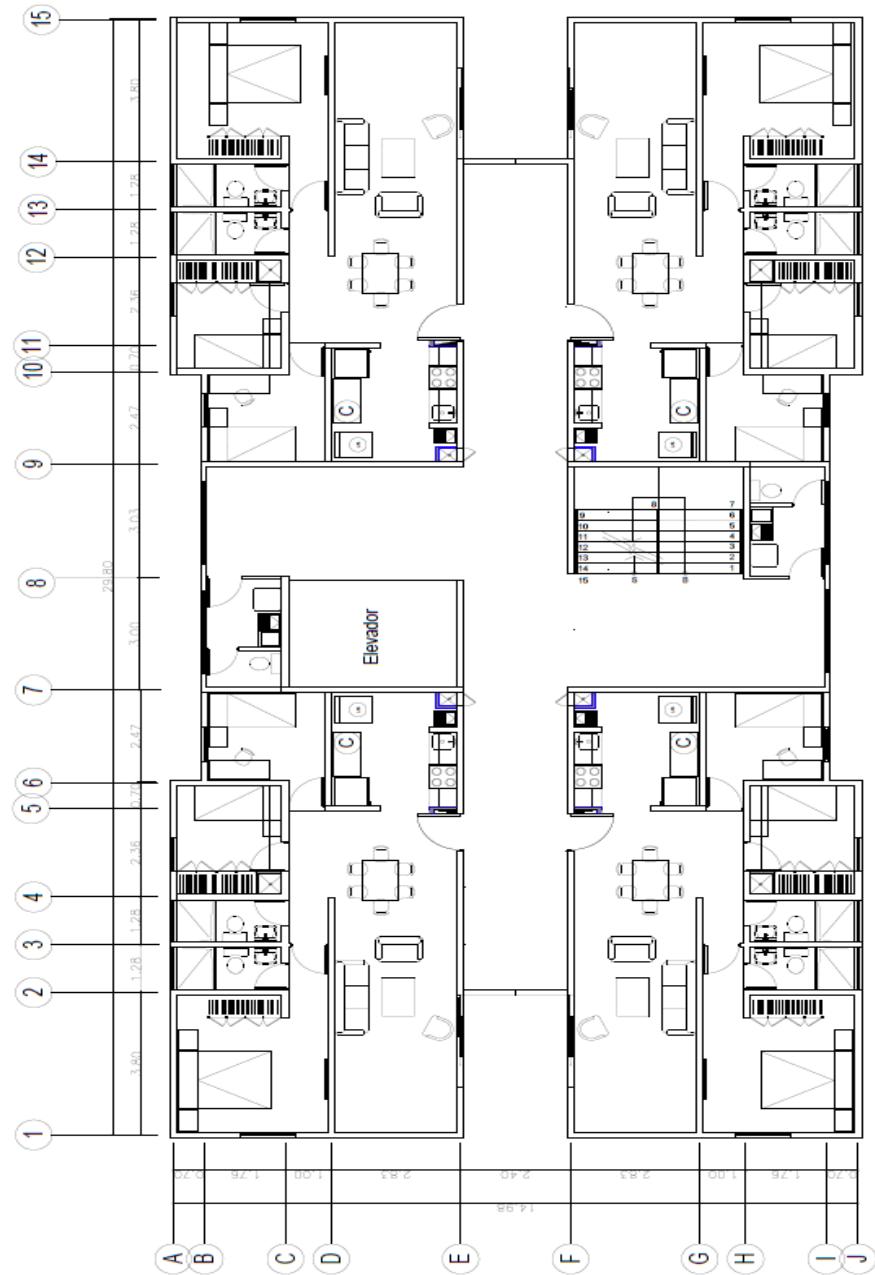
2.1. Diseño arquitectónico

El diseño realizado fue una torre de apartamentos familiares de un condominio el cual será de 7 niveles donde no contará con estacionamiento y sin sótano, tendrá módulo de gradas y ascensores, cada nivel contará con 4 apartamentos iguales con un área de 75.7 m² los cuales cada uno estará conformado por:

- 1 habitación principal con baño propio
- 2 habitaciones normales
- 1 baño adicional
- 1 área de cocina
- 1 área de lavandería
- Sala y comedor juntos

Figura 12.

Planta típica de torre de apartamentos



Nota. Planta con cotas de torre de apartamentos. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

2.1.1. Altura de edificio

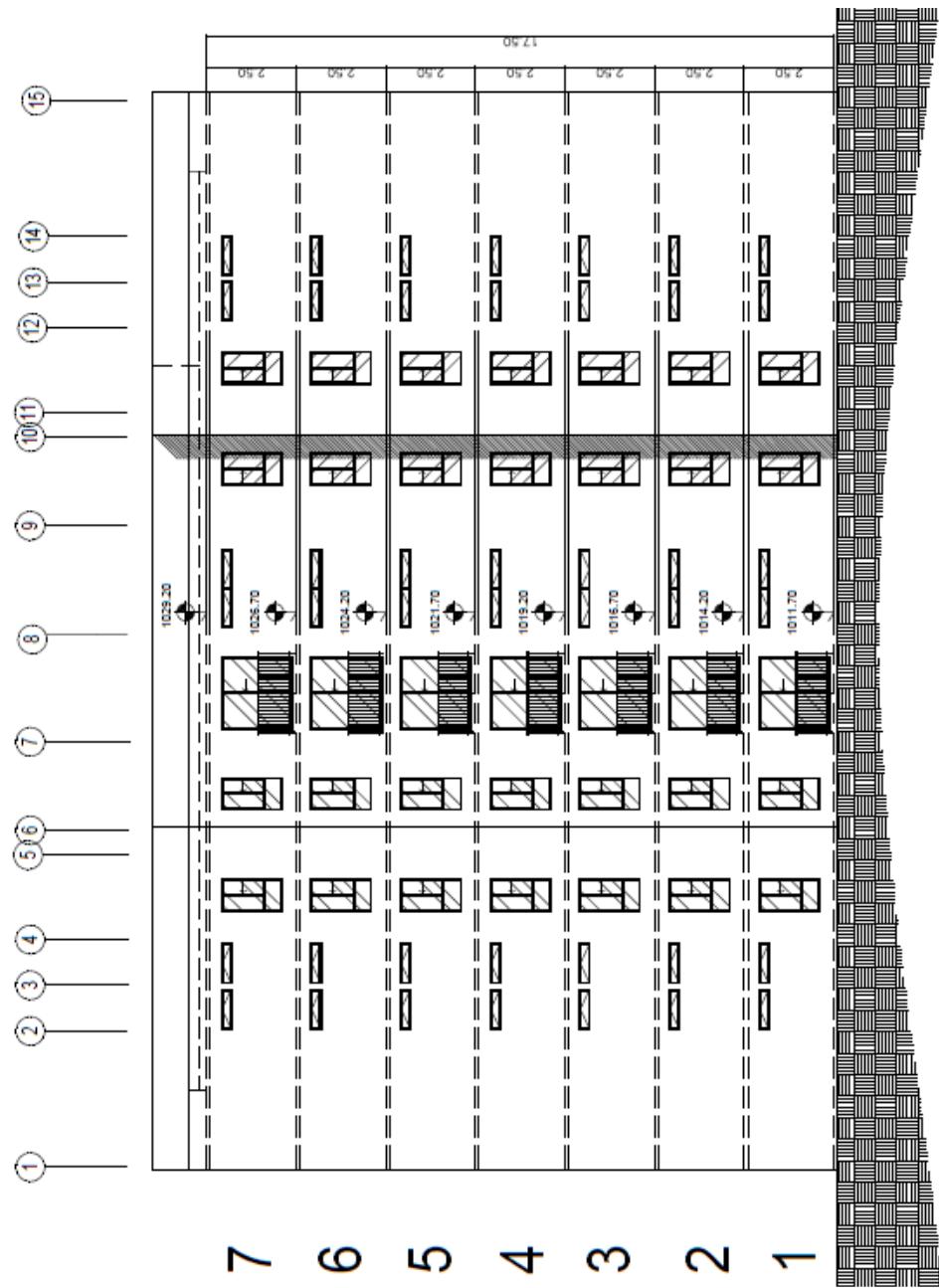
En cuanto a la altura de la estructura será de 2.40 metros de piso a techo, ya que debido a este tipo de estructuras se deben evitar niveles de gran altura debido al pandeo de los muros estructurales, en este caso se trata de hacer ductos en la edificación donde puedan pasar las tuberías de agua, instalaciones eléctricas y demás cableados, pero también se tiene la opción de cubrir el cableado bajo la losa con cielo falso. La altura total de la edificación será de 16.8 metros sin incluir cimentación.

2.1.2. Sistema de la estructura

Para la siguiente estructura se usará un sistema tipo cajón el cual se describe como sistema E2 según las normas AGIES cuya principal característica es que presenta derivas sísmicas menor al que puede presentar una estructura de marcos dúctiles, así no depende tanto del rango postelástico, por lo cual tendrá menores daños debido a los sismos al ser una estructura más rígida. La estructura está constituida por muros estructurales y losas planas de concreto armado aparte de los acabados e instalaciones sanitarias y eléctricas los cuales se tomará en cuenta solo el peso para la integración de cargas. Otra cosa que es importante mencionar es que los aisladores reducirían la demanda sísmica.

Figura 13.

Elevación de torre de apartamentos



Nota. Elevación con cotas de torre de apartamentos. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

2.2. Análisis estructural

Para el siguiente diseño sismorresistente se usará las normas AGIES NSE-2018 Y ACI 318 para el diseño de los muros que conforman la estructura. Se analizarán las fuerzas cortantes, flexión y desplazamientos con el cual se usará el software ETABS 2017 con un modelo en 3D los cuales servirán para el diseño de los elementos estructurales.

Como se había mencionado antes los muros tendrán un espesor como mínimo de 16 centímetros de concreto reforzado con dos camas de refuerzo de acero y dependiendo de las cargas vivas y cargas muertas que se aplicarán los espesores de muros se aumentarán, en este caso la carga muerta será el 100 % total del peso de la estructura y la carga sísmica será a partir de los datos obtenidos para la ciudad de Guatemala.

2.2.1. Predimensionamiento estructural

Para las dimensiones de los elementos estructurales que conformarán la estructura se harán a partir de ciertos parámetros como altura y largo de la arquitectura de los muros que conforman la planta de la edificación por lo tanto se hará un procedimiento analítico para conocer los espesores de muros el cual se usa en la norma AGIES NSE 7.9 el cual depende de la cantidad de muros que lo conforma.

2.2.1.1. Espesor mínimo de muros

Para este procedimiento se necesitarán las áreas de los muros individuales y su altura total, el área no podrá ser menor al 40 % por lo que no

se tomará en cuenta. Por lo tanto, el área de la sección transversal se dará usando la ecuación:

$$ApTxy = \frac{1.5 * N * A}{f'_c} \quad (E. 1)$$

Donde:

- $N * A$ = es la suma del área construida, medida sobre el total de pisos de la edificación en m^2 .
- f'_c = resistencia del concreto expresada en kg/cm^2 .

Se deberá usará únicamente el área $ApTxy$ para cualquier muro que cumpla con la ecuación de lo contrario si no cumple con esa condición será considerado un puntal.

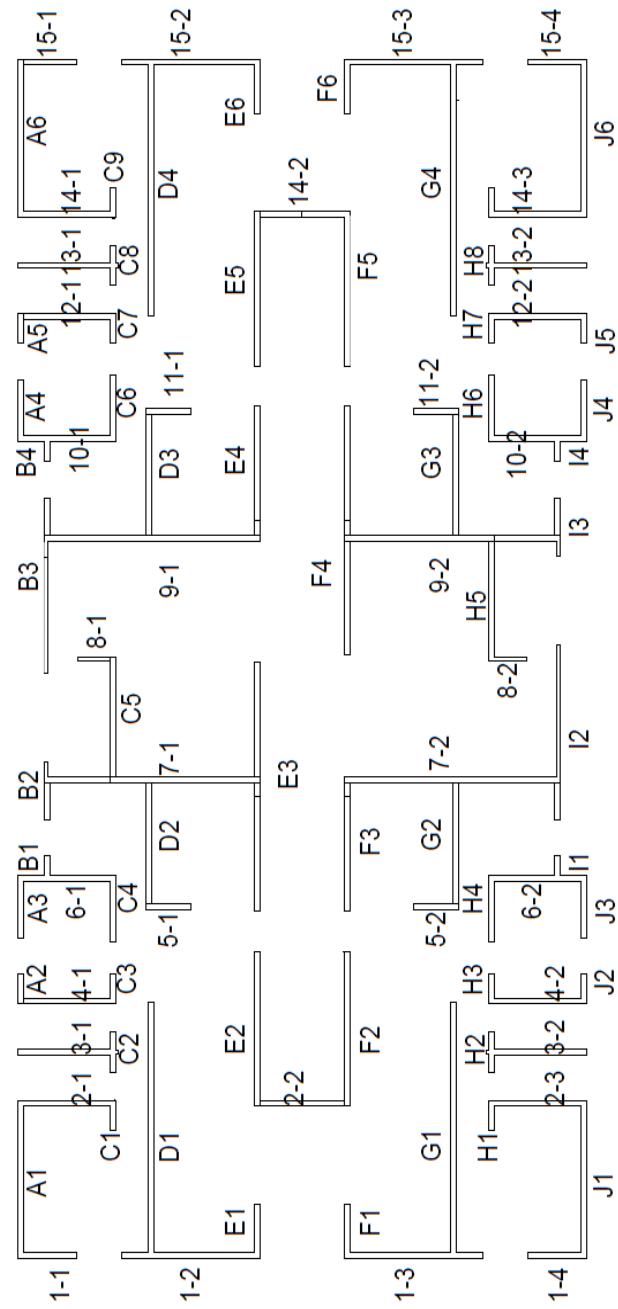
$$\frac{Hw}{Lw} \leq 16 \quad (E. 2)$$

Donde:

- Hw = la altura horizontal que se evalúa hasta donde remata el muro.
- Lw = la longitud horizontal del muro.

Figura 14.

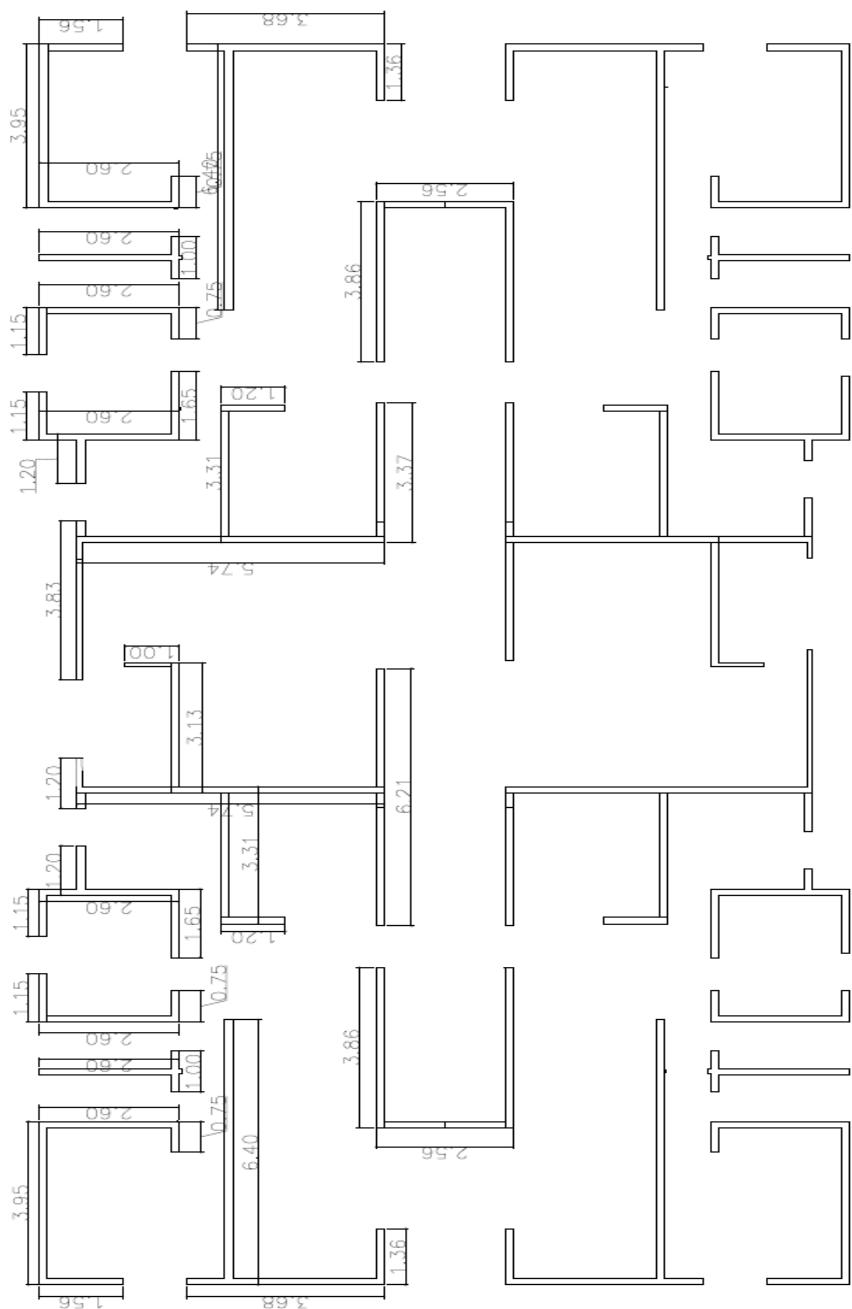
Planta de nomenclatura de muros



Nota. Planta de representación de muros. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

Figura 15.

Acotado de muros



Nota. Planta de medidas acotado de muros. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

Tabla 2.*Participación de muros*

Muro núm.	Dirección	Longitud (m)	Altura (m)	Hw/Lw	Espesor (m)	Área muro (m)	Participación
A1	X	3.95	16.80	4.25	0.16	0.63	3 %
A2	X	1.15	16.80	14.61	0.16	0.18	1 %
A3	X	1.15	16.80	14.61	0.16	0.18	1 %
A4	X	1.15	16.80	14.61	0.16	0.18	1 %
A5	X	1.15	16.80	14.61	0.16	0.18	1 %
A6	X	3.95	16.80	4.25	0.16	0.63	3 %
B1	X	1.20	16.80	14.00	0.16	0.19	1 %
B2	X	1.20	16.80	14.00	0.16	0.19	1 %
B3	X	3.83	16.80	4.39	0.16	0.61	3 %
B4	X	1.20	16.80	14.00	0.16	0.19	1 %
C1	X	0.75	16.80	22.40	0.16	—	—
C2	X	1.00	16.80	16.80	0.16	—	—
C3	X	0.75	16.80	22.40	0.16	—	—
C4	X	1.65	16.80	10.18	0.16	0.26	1 %
C5	X	3.13	16.80	5.37	0.16	0.50	2 %
C6	X	1.65	16.80	10.18	0.16	0.26	1 %
C7	X	0.75	16.80	22.40	0.16	—	—
C8	X	1.00	16.80	16.80	0.16	—	—
C9	X	0.75	16.80	22.40	0.16	—	—
D1	X	6.40	16.80	2.63	0.16	1.02	5 %
D2	X	3.31	16.80	5.08	0.16	0.53	2 %
D3	X	3.31	16.80	5.08	0.16	0.53	2 %
D4	X	6.40	16.80	2.63	0.16	1.02	5 %
E1	X	1.36	16.80	12.35	0.16	0.22	1 %
E2	X	3.86	16.80	4.35	0.16	0.62	3 %
E3	X	6.21	16.80	2.71	0.16	0.99	5 %
E4	X	3.37	16.80	4.99	0.16	0.54	2 %
E5	X	3.86	16.80	4.35	0.16	0.62	3 %
E6	X	1.36	16.80	12.35	0.16	0.22	1 %
F1	X	1.36	16.80	12.35	0.16	0.22	1 %
F2	X	3.86	16.80	4.35	0.16	0.62	3 %

Continuación de la Tabla 2.

Muro núm.	Dirección	Longitud (m)	Altura (m)	Hw/Lw	Espesor (m)	Área muro (m)	Participación
F3	X	3.37	16.80	4.99	0.16	0.54	2 %
F4	X	6.21	16.80	2.71	0.16	0.99	5 %
F5	X	3.86	16.80	4.35	0.16	0.62	3 %
F6	X	1.36	16.80	12.35	0.16	0.22	1 %
G1	X	6.40	16.80	2.63	0.16	1.02	5 %
G2	X	3.31	16.80	5.08	0.16	0.53	2 %
G3	X	3.31	16.80	5.08	0.16	0.53	2 %
G4	X	6.40	16.80	2.63	0.16	1.02	5 %
H1	X	0.75	16.80	22.40	0.16	—	—
H2	X	1.00	16.80	16.80	0.16	—	—
H3	X	0.75	16.80	22.40	0.16	—	—
H4	X	1.65	16.80	10.18	0.16	0.26	1 %
H5	X	3.13	16.80	5.37	0.16	0.50	2 %
H6	X	1.65	16.80	10.18	0.16	0.26	1 %
H7	X	0.75	16.80	22.40	0.16	—	—
H8	X	1.00	16.80	16.80	0.16	—	—
H9	X	0.75	16.80	22.40	0.16	—	—
I1	X	1.20	16.80	14.00	0.16	0.19	1 %
I2	X	3.83	16.80	4.39	0.16	0.61	3 %
I3	X	1.20	16.80	14.00	0.16	0.19	1 %
I4	X	1.20	16.80	14.00	0.16	0.19	1 %
J1	X	3.95	16.80	4.25	0.16	0.63	3 %
J2	X	1.15	16.80	14.61	0.16	0.18	1 %
J3	X	1.15	16.80	14.61	0.16	0.18	1 %
J4	X	1.15	16.80	14.61	0.16	0.18	1 %
J5	X	1.15	16.80	14.61	0.16	0.18	1 %
J6	X	3.95	16.80	4.25	0.16	0.63	3 %
1—1	Y	1.56	16.80	10.77	0.16	0.25	2 %
1—2	Y	3.68	16.80	4.57	0.16	0.59	4 %
2—1	Y	2.60	16.80	6.46	0.16	0.42	3 %
3—1	Y	2.60	16.80	6.46	0.16	0.42	3 %

Continuación de la Tabla 2.

Muro núm.	Dirección	Longitud (m)	Altura (m)	Hw/Lw	Espesor (m)	Área muro (m)	Participación
4—1	Y	2.60	16.80	6.46	0.16	0.42	3 %
5—1	Y	1.20	16.80	14.00	0.16	0.19	1 %
6—1	Y	2.60	16.80	6.46	0.16	0.42	3 %
7—1	Y	5.74	16.80	2.93	0.16	0.92	6 %
8—1	Y	1.00	16.80	16.80	0.16	—	—
9—1	Y	5.74	16.80	2.93	0.16	0.92	6 %
10--1	Y	2.60	16.80	6.46	0.16	0.42	3 %
11--1	Y	1.20	16.80	14.00	0.16	0.19	1 %
12--1	Y	2.60	16.80	6.46	0.16	0.42	3 %
13--1	Y	2.60	16.80	6.46	0.16	0.42	3 %
14--1	Y	2.60	16.80	6.46	0.16	0.42	3 %
15--1	Y	1.56	16.80	10.77	0.16	0.25	2 %
15--2	Y	3.68	16.80	4.57	0.16	0.59	4 %
1—3	Y	3.68	16.80	4.57	0.16	0.59	4 %
1—4	Y	1.56	16.80	10.77	0.16	0.25	2 %
2—3	Y	2.60	16.80	6.46	0.16	0.42	3 %
3—1	Y	2.60	16.80	6.46	0.16	0.42	3 %
4—2	Y	2.60	16.80	6.46	0.16	0.42	3 %
5—2	Y	1.20	16.80	14.00	0.16	0.19	1 %
6—2	Y	2.60	16.80	6.46	0.16	0.42	3 %
7—2	Y	5.74	16.80	2.93	0.16	0.92	6 %
8—2	Y	1.00	16.80	16.80	0.16	—	—
9—2	Y	5.74	16.80	2.93	0.16	0.92	6 %
10--2	Y	2.60	16.80	6.46	0.16	0.42	3 %
11--2	Y	1.20	16.80	14.00	0.16	0.19	1 %
12--2	Y	2.60	16.80	6.46	0.16	0.42	3 %
13--1	Y	2.60	16.80	6.46	0.16	0.42	3 %
14--2	Y	2.60	16.80	6.46	0.16	0.42	3 %
15--3	Y	3.68	16.80	4.57	0.16	0.59	4 %

Continuación de la Tabla 2.

Muro núm.	Dirección	Longitud (m)	Altura (m)	Hw/Lw	Espesor (m)	Área muro (m)	Participación
15--4	Y	1.56	16.80	10.77	0.16	0.25	2 %
2—2	Y	2.56	16.80	6.56	0.16	0.41	3 %
14—2	Y	2.56	16.80	6.56	0.16	0.41	3 %

Nota: Descripción de participación de muros. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 3.

Porcentajes de distribución de esfuerzos

Distribución de esfuerzos de muro				
Sumatoria X	131,60	58 %	21,06	58 %
Sumatoria Y	95,44	42 %	15,27	42 %
Total =	227,04		36,33	

Nota: Descripción de porcentajes de distribución de esfuerzos. Elaboración propia, realizado con Excel.

En el resultado de la distribución de esfuerzos cumple con una cantidad mayor al 40 % en sentido X y sentido Y por lo cual cumple con la norma AGIES. Se procede a eliminar los muros C1, C2, C3, C7, C8, C9, H1, H2, H3, H7, H8, H9, 8-1 Y 8-2, ya que son valores mayores a Hw/Lw actuando como puntal no teniendo el comportamiento para diseño de muros. Por lo tanto, para el área establecida se tienen los siguientes datos:

- A = área construcción = 420m².
- N = 7 niveles.
- f'c = 281 kg/m².

Se tiene el siguiente resultado:

$$ApTxy = 15.69$$

$$\text{Espesor} = ApTxy / (\text{sumatoria X} + \text{sumatoria Y}) = 15.69 / 227.04$$

$$\text{Espesor} = 0.06 \text{ m}$$

Entonces se establecerá un espesor de 16 cm como mínimo, ya que por razones constructivas, ya que al momento de ser de menor espesor no se podrá fundir y solo se podrá colocar una cama de refuerzo lo cual esto provoca un recubrimiento mayor al que indica ACI-318 convirtiéndolo en un elemento muy frágil al momento de un sismo habrá una fisura del concreto por contracción donde lo correcto debería ser un recubrimiento como lo indica la norma por lo tanto como buena práctica de ingeniería se desea colocar dos camas refuerzo y elementos de borde en donde lo requiera cada muro. El espesor podrá aumentarse donde se requiera.

2.2.1.2. Espesor de losas rígidas

Se considera una losa en dos direcciones y según el código ACI 318 capítulo 7 y 8 se deberá buscar si la losa trabajará en una o dos direcciones entonces se tomará como referencia la habitación con dimensiones más grandes por lo tanto en esta ocasión se trabajó una losa de dos direcciones la línea punteada representa una viga secundaria y se encuentra el espesor de la losa como:

$$t = \frac{P}{180} \quad (\text{E. 3})$$

Donde:

- P = perímetro sección de losa analizada.

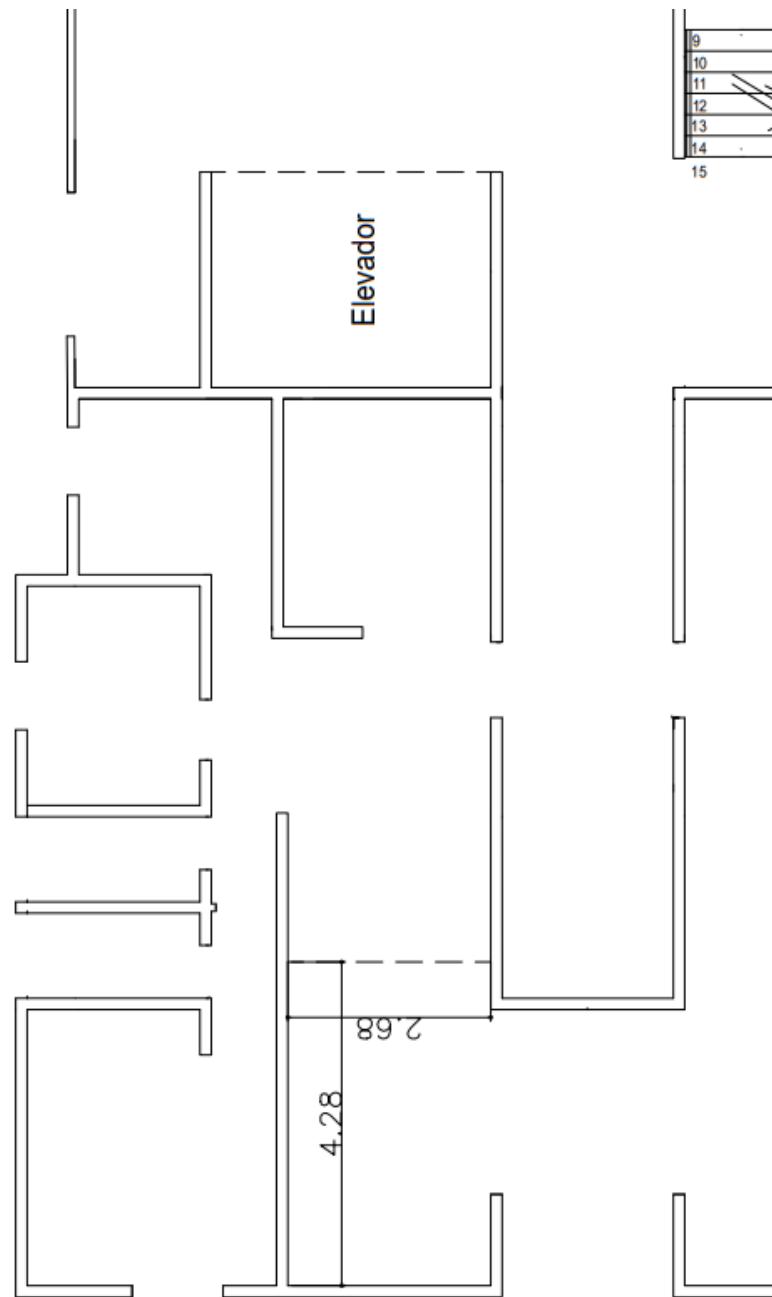
$$t = \frac{2(2.68 \text{ m}) + 2(4.28 \text{ m})}{180}$$
$$t = 0.08 \text{ m}$$

Entonces se dispondrá a usar una losa de $t=10$ cm de espesor para aproximar la cantidad a un número entero.

Se debe de aclarar que las losas funcionaran como diafragma rígido por lo tanto su diseño no será un parámetro en el cual influya las cargas sísmicas por lo que se decidió no realizar el diseño de refuerzo de la losa, ya que no se verá afectado el diseño en la comparación final de los edificios con y sin aisladores.

Figura 16.

Dimensiones de losa para predimensionar espesor



Nota. Planta de acotada de losa usada. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

2.2.2. Integración de cargas

Para este caso se emplearan las cargas recomendadas por las norma AGIES NSE 2-18 estas serán dadas en kg/m^2 y al tener el área donde se aplicarán las cargas se obtendrá el peso total requerido, en este caso se recomiendan las cargas vivas las cuales incluye las cargas habitacionales por metro cuadrado, ascensores, maquinaria móvil y mobiliario dentro del edificio y cargas muertas la cual incluye el peso propio de la estructura, instalaciones, pisos y acabados que se pueden aplicar a la estructura. Por lo tanto, a continuación, se muestran las cargas verticales asumidas que se utilizarán sobre la edificación. Las siguientes cargas fueron obtenidas de las normas AGIES NSE 2-18.

Tabla 4.

Cargas vivas apartamento

Ocupación	Carga
Habitación y pasillo	$200 \text{ kg}/\text{m}^2$
	0.2 Ton/m^2
Azotea sin acceso	$100 \text{ kg}/\text{m}^2$
	0.1 Ton/m^2
Escaleras	$300 \text{ kg}/\text{m}^2$
	0.3 Ton/m^2

Nota. Integración de cargas vivas en estructura con base en la Norma AGIES NSE 2-18 detallado en la Tabla 3.7.1. de la norma. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 5.

Carga muerta apartamento

Ocupación	Carga	
Repello sobre baldosa o concreto	24	kg/m ²
Azulejo de cerámica o quarry tile	110	kg/m ²
Ventanas, vidrio y marco	38	kg/m ²
Instalaciones en techo	30	kg/m ²
tablero de yeso	38	kg/m ²
Carga muerta total	240	kg/m ²
Carga total	0.24	Ton/m²

Nota. Integración de cargas muertas en la estructura con base en la Norma AGIES NSE 2-18 detallado en el anexo B de la norma. Elaboración propia, realizado con Excel.

A estas cargas se considerará en el siguiente capítulo la carga propia de la estructura.

3. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA SIN AISLADORES

Se hará el diseño para la torre de apartamentos mediante una análisis estático y análisis modal espectral a modo de obtener sus fuerzas actuantes por sismo y obtener el diseño de los elementos constructivos.

3.1. Análisis estructural de la edificación

Para el siguiente análisis estructural se hará un modelo en el *software* ETABS, el cual servirá para obtener los esfuerzos para el diseño de la estructura y posee las siguientes características:

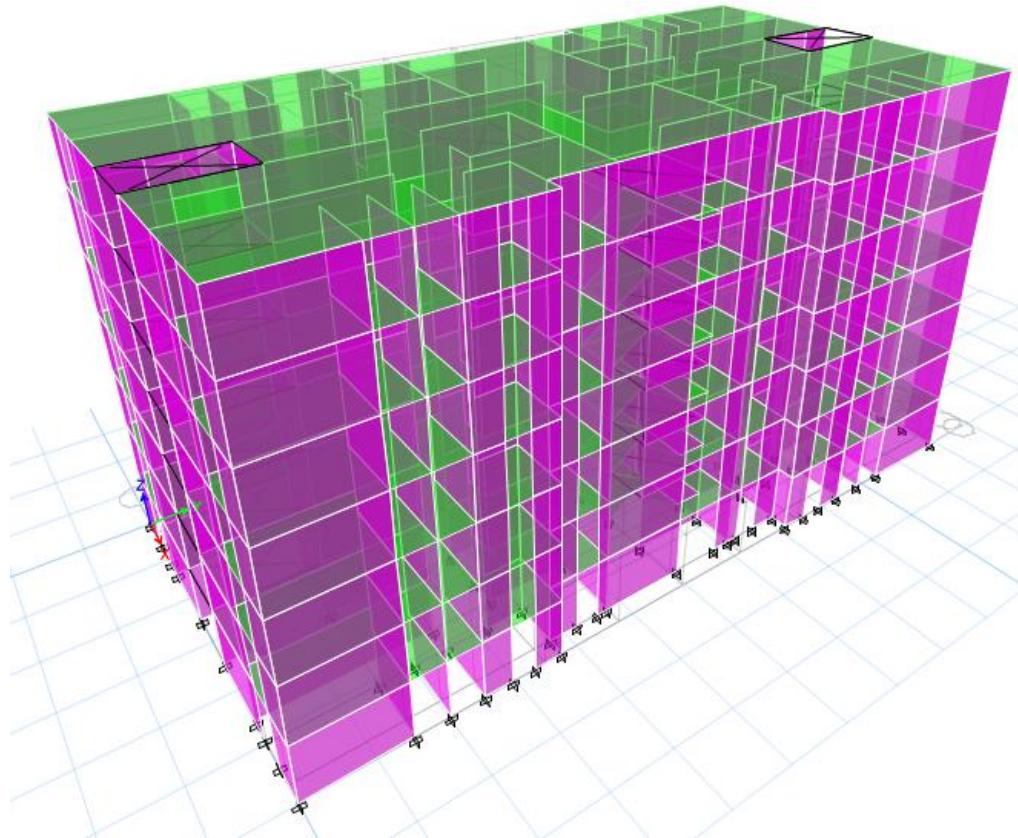
- Los muros se han modelado como elementos *Wall*, asignándole una etiqueta *Pier* para obtener los resultados del análisis, requeridos para el diseño de dichos elementos, sean integrados automáticamente por el *software*.
- Las losas de entepiso se han modelado como elementos *Slab* de tipo *Membrane* las cuales serán de 0.16 metros de espesor.
- Además, se les ha asignado diafragmas rígidos para tener libertad de moverse en X y Y.
- Las masas asignadas en cada diafragma corresponden a la carga sísmica, el cual lo define la norma AGIES NSE 3-18 donde se usa 100

% de la carga muerta (peso propio, sobrecarga, entre otros) y 25 % de las cargas vivas (techos, gradas, entre otros).

- El análisis sísmico empleado es el análisis de superposición modal por respuesta espectral a partir de los datos que se obtendrán más adelante.

Figura 17.

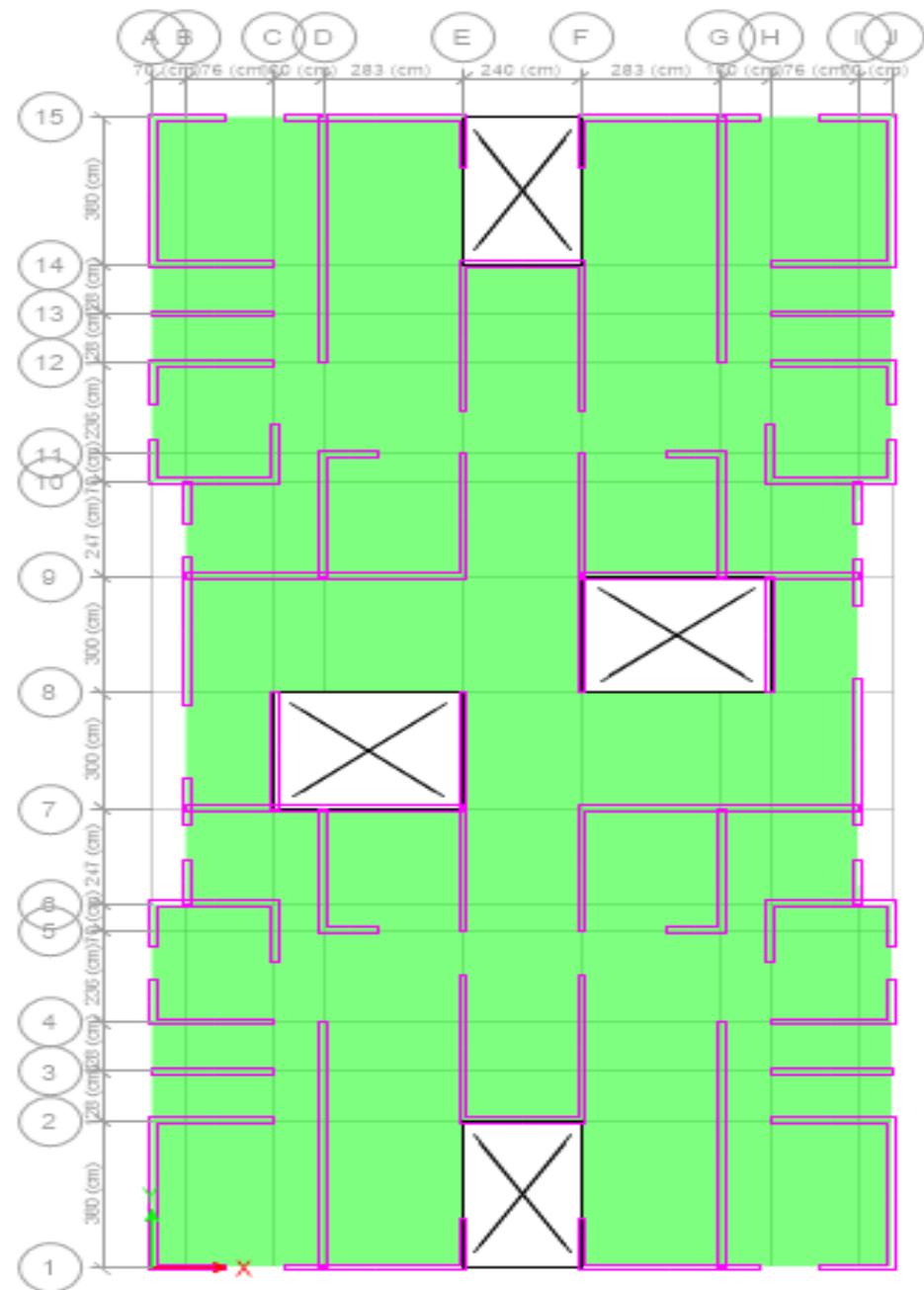
Modelo de ETABS de la estructura sin aislación



Nota. Modelo 3D del edificio con base empotrada. Elaboración propia, realizado con ETABS.

Figura 18.

Planta de modelo ETABS



Nota. Planta del edificio con base empotrada. Elaboración propia, realizado con ETABS.

3.1.1. Clasificación de obra

A continuación, se hace la clasificación de obra como lo dice la norma AGIES NSE -18 capítulo 3, la cual servirá para obtener el nivel de protección a aplicar en el espectro de respuesta sísmica en donde se usará la ecuación de carga de ocupación:

$$\text{Carga ocupacional} = \sum \text{Área bruta de piso} / \text{Factor de carga ocupacional} \quad (\text{E. 4})$$

$$\text{Área por nivel} = 420 \text{ m}^2$$

El factor de carga ocupacional se obtendrá de la Norma AGIES NSE 1-18 en la tabla 3.7.1-1 datos que corresponden a hoteles y apartamentos, los datos se describen en la tabla 5.

Tabla 6.

Carga ocupacional obtenida

Descripción	m2	Clasificación	Factor carga	Carga ocupacional	Redondeo
Torre apartamentos 7 niveles	2940.00	ordinario	21	140.00	140

Nota. Integración de la carga ocupacional en la estructura con base en la Norma AGIES NSE 2-18 detallado en la tabla 3.7.1-1. contenida en la norma. Elaboración propia, realizado con Excel.

Por lo tanto, se clasifica como categoría II el cual es una obra ordinaria, ya que la carga ocupacional es menor a 300.

3.1.2. Cargas sísmicas

Se procederá a encontrar en espectro de respuesta sísmica como lo estipula la norma AGIES NSE 2-18 capítulo 4, por lo cual se usará una ubicación en ciudad de Guatemala para obtener estos parámetros sísmicos.

Datos de aceleración de sitio:

- $S_s = 1.43 \text{ g.}$
- $S_1 = 0.52 \text{ g.}$
- $l_0 = 4.$

Nivel de protección sísmica obtenido de tabla 4.2.2-1 de AGIES:

- $NPS = D.$
- Probabilidad de exceder sismo diseño 10 % en 50 años.

Clasificación del sitio:

- Tipo de suelo: suelo muy denso o roca suave dato obtenido de geotécnico.
- Tipo B.
- Obtenidos de la tabla 4.5-1 y tabla 4.5-2.
- $F_a = 1.00 \quad F_v = 1.00.$

Intensidades sísmicas especiales obtenidos de tabla 4.6.2-2 de AGIES:

- $N_a = 1.00 \quad N_v = 1.00.$

Coeficientes de aceleración del lugar:

$$Scs = Ss^* Fa^* Na \quad (E. 5)$$

$$S1s = S1^* Fa^* Na \quad (E. 6)$$

- $Scs = 1.43 \text{ g.}$
- $S1s = 0.52 \text{ g.}$

Factor de Importancia y escala obtenidos de tabla 4.5.5-1 de AGIES:

- Sismo ordinario - 10 % en 50 años.
- $Kd = 0.66.$

Coeficientes de diseño:

$$Scd = Scs^* Kd \quad (E. 7)$$

$$Sd1 = S1s^* Kd \quad (E. 8)$$

- $Scd = 0.94.$
- $Sd1 = 0.34.$

Aceleración máxima del suelo será el 40 % de la aceleración de diseño.

$$AMSD = 0.4^* Scd = 0.38$$

Componente vertical de sismo de diseño será el 20 % de la aceleración de diseño.

$$Svd = 0.2^* Scd = 0.19$$

3.1.2.1. Cálculo de espectro sísmico

En el presente subtítulo se realiza el cálculo de espectro sísmico.

Donde:

- $g=9.81 \text{ m/s}^2$ (Aceleración de la gravedad).
- $R=4$ (Factor de reducción según AGIES NSE 7.9-18 en su tabla 4.4-1).
- Espectro diseño = Espectro elástico * g / R .

Tabla 7.

Datos de espectro sísmico sin aislamiento

T	Espectro elástico	Espectro diseño
0.00	0.376	0.921
0.05	0.940	2.303
0.10	0.940	2.303
0.15	0.940	2.303
0.20	0.940	2.303
0.25	0.940	2.303
0.30	0.940	2.303
0.35	0.940	2.303
0.40	0.850	2.083
0.45	0.756	1.851
0.50	0.680	1.666
0.55	0.618	1.515
0.60	0.567	1.388
0.65	0.523	1.282
0.70	0.486	1.190
0.75	0.453	1.111

Continuación de la Tabla 7.

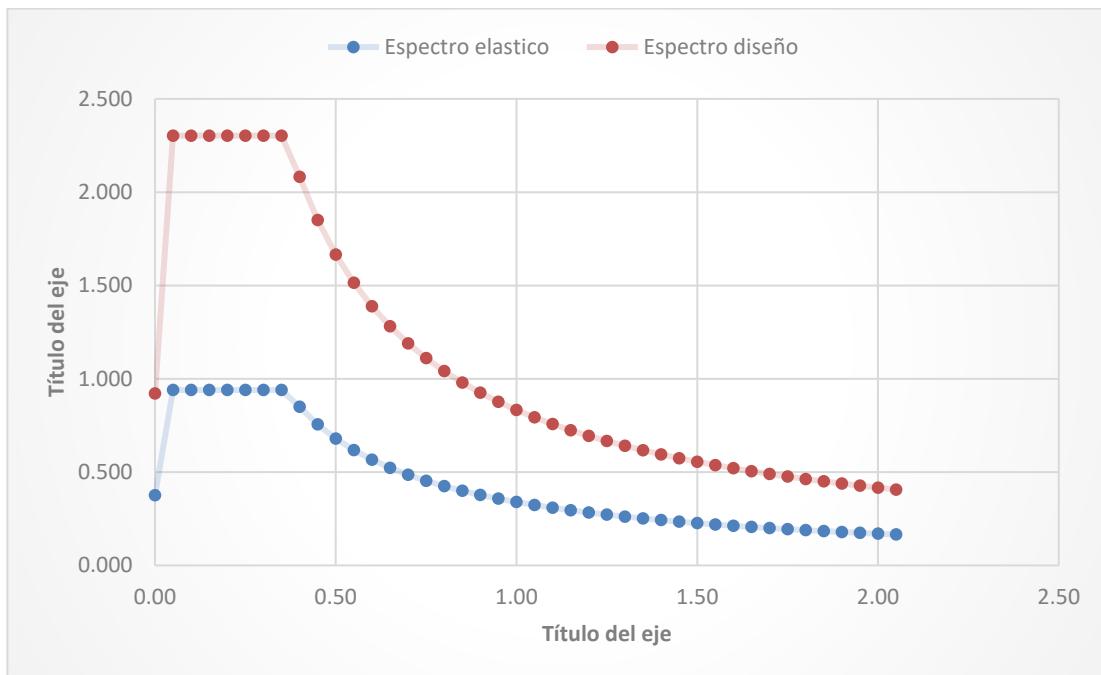
T	Espectro elástico	Espectro diseño
0.80	0.425	1.041
0.85	0.400	0.980
0.90	0.378	0.926
0.95	0.358	0.877
1.00	0.340	0.833
1.05	0.324	0.793
1.10	0.309	0.757
1.15	0.296	0.724
1.20	0.283	0.694
1.25	0.272	0.666
1.30	0.262	0.641
1.35	0.252	0.617
1.40	0.243	0.595
1.45	0.234	0.574
1.50	0.227	0.555
1.55	0.219	0.537
1.60	0.213	0.521
1.65	0.206	0.505
1.70	0.200	0.490
1.75	0.194	0.476
1.80	0.189	0.463
1.85	0.184	0.450
1.90	0.179	0.438
1.95	0.174	0.427
2.00	0.170	0.417

Nota. Aceleraciones obtenidas a partir del sismo. Elaboración propia, realizado con Excel.

Según los datos de la Tabla 6 se procede a graficar el espectro de respuesta sísmica, quedando de la siguiente manera:

Figura 19.

Gráfica de espectro sísmico sin aislación



Nota. Grafica final a partir de datos de aceleraciones por sismo. Elaboración propia, realizado con Excel.

3.1.3. Período empírico fundamental de vibración

La ecuación del período empírico se obtendrá de la norma AGIES NSE 3-18 capítulo 2, se usarán los datos para sistema estructural E2.

$$T_a = K_T * (h_n)^x \quad (E. 9)$$

Donde:

- h_n = altura por nivel en metros = 16.8m.
- $K_T = 0.049$.
- $X = 0.75$.

$$T_a = 0.407 \text{ seg}$$

3.1.4. Corte basal

El corte basal se interpreta como un porcentaje del peso sísmico total de la estructura por lo cual es un dato crítico para obtener el diseño estructural, se debe recalcar que los datos obtenidos de peso sísmico serán del modelo de ETABS.

3.1.4.1. Peso sísmico

El peso sísmico se refiere a la masa que tendrá la estructura según lo estipula AGIES NSE 3-18 capítulo 1.11.3 por lo que se tomó en cuenta lo siguiente:

- El peso propio de la estructura.
- La carga muerta sobre impuesta de la edificación.
- El 25 % de las cargas vivas, ya que sobrepasa los 500 Kg/m².

Por lo tanto, se tiene un peso sísmico $W_s = 2787.92$ Ton obtenido en el modelo de ETABS.

3.1.4.2. Cálculo coeficiente sísmico

Será el porcentaje por el cual se multiplicará el peso sísmico y se obtendrá de la norma AGIES NSE 3-18 capítulo 2.1.3.

$$Cs = \frac{Sa(T)}{R * \beta d} \quad (E. 10)$$

Donde:

- T = periodo empírico fundamental de vibración.
- R = factor de reducción = 4 (según AGIES NSE 7.9-18 en tabla 4.4-1).
- $Sa(T)$ = demanda sísmica de diseño para una estructura con período T .

$$\beta d = \frac{4}{1 - \ln(\epsilon)} \quad (E. 11)$$

- ϵ = es el amortiguamiento efectivo de la estructura el cual se usa 0.05.
- $\beta d = 1$.

Por lo tanto, se tiene el coeficiente sísmico:

$$Cs = \frac{Sa(0.407)}{4 * 1} \approx 0.238$$

3.1.4.3. Corte basal al límite de cedencia

Se obtendrá de la norma AGIES NSE 3-18 capítulo 2.1.2.

$$VB = Cs * Ws \quad (E. 12)$$

Donde:

- C_s = coeficiente sísmico.
- W_s =Peso de estructura.

$$V_B = 664.46 \text{ Ton}$$

Este valor será tanto en sentido X y Y de la edificación el cual se toma como el corte basal estático.

3.1.5. Corte basal con análisis modal

Para obtener los cortantes basales dinámicos se debe de considerar que la participación de masa debe tener mínimo un 90 % en el analizado por lo tanto para dirección X como dirección Y por lo tanto para obtener este resultado utilice el software de cálculo estructural ETABS.

- Corte basal dinámico en dirección X= 460.54 Ton.
- Corte basal dinámico en dirección Y= 458.52 Ton.

A continuación, se hace una calibración en donde se usará un cortante basal dinámico de diseño será el valor más grande entre el 85 % del cortante basal estático y el dinámico por lo tanto será:

- $V_{dx}=0.85 \times \text{corte estático X} = 564.79 \text{ Ton.}$
- $V_{dy}=0.85 \times \text{corte estático Y} = 564.79 \text{ Ton.}$

El factor para calibrar los cortantes serán multiplicados por las fuerzas cortantes dinámicas a modo de igualar las fuerzas tanto el estático con el dinámico.

- Factor calibración X = V_{dx} / Corte basal dinámico en dirección X = 1.2264.
- Factor calibración Y = V_{dy} / Corte basal dinámico en dirección X = 1.2318.

Para la aplicación de la carga horizontal se tomó en cuenta lo que dice el capítulo 4.2.

- En el análisis de la estructura se utilizó el espectro de diseño sísmico.
- Debido a que la estructura tiene un NPS=D se usara las cargas sísmicas en las combinaciones de carga 100 % en la dirección del análisis y 30 % en la otra dirección.

3.1.5.1. Modos de vibración

Los modos de vibración serán los movimientos de la estructura debidos a los resultados dinámicos por lo tanto la estructura deberá tener una participación de masa del 90 % según la norma AGIES NSE 3-18 capítulo 3.3.4, para ambos sentidos de la edificación donde se tiene los siguientes resultados obtenidos del modelo en ETABS. La mayor participación modal está en eje X del 66.24 % y su periodo de vibración es de $T = 0.238$ segundos por lo cual se demuestra la rigidez debido al corto periodo de los edificios de muros de ductilidad limitada. A partir del modo de vibración 6 alcanza el 90 % de participación de masa requerido por la norma para sentido X y Y por lo cual cumple lo estipulado.

Tabla 8.*Participación de modos de vibración*

Modo	Periodo segundos	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.238	0.6539	0.0462	0	0.6539	0.0462	0
2	0.225	0.0005	3.17E-06	0	0.6544	0.0462	0
3	0.201	0.0485	0.6491	0	0.7029	0.6953	0
4	0.057	0.1947	0.0035	0	0.8976	0.6988	0
5	0.052	2.18E-05	2.005E-05	0	0.8977	0.6988	0
6	0.046	0.003	0.2038	0	0.9007	0.9026	0

Nota. Resumen de los modos de vibración de la estructura sin aislar obtenido del modelo ETABS. Elaboración propia, realizado con Excel.

3.1.6. Derivas

Las derivas son los desplazamientos permisibles debido a las cargas sísmicas horizontales como lo dice la norma AGIES NSE 3-18 capítulo 4, por lo tanto, el modelo ya debe contar con los factores de calibración para obtener los datos correctos.

A continuación, se tiene la deriva máxima tolerable Δu la cual se obtendrá de AGIES NSE 3-18 de tabla 4.3.3 se tomará en cuenta los siguientes datos:

- Estructura categoría II.
- Edificación NSE 7.9 (estructuras muros ductilidad baja).

$$\Delta u = 0.010 * h_p \quad (E. 13)$$

Donde:

- h_p = altura de piso = 240 cm.
- Entonces se tiene que la deriva última será de $\Delta u = 2.4$ cm.

Se recitarán los siguientes datos que corresponde a los factores para modelar las respuestas sísmicas y chequeo de derivas AGIES NSE 7.9-18 de tabla 4.4-1.

Tabla 9.

Coeficientes y factores para derivas

Sistema estructural	Descripción sistema	R	QR	Cd
E2-DB	Sistema de muros ductilidad baja	4	2.5	4

Nota. Datos para encontrar derivas en la estructura con base en norma AGIES NSE 7.9-18 detallado en su tabla 4.4-1. Elaboración propia, realizado con Excel.

Para hacer el chequeo de las derivas se necesitan los siguientes datos AGIES NSE 3-18 capítulo 4.3 debido a los desplazamientos laterales.

- Se tendrán los desplazamientos elásticos a su límite de cedencia los cuales se obtendrán con el modelo de ETABS.

$$\Delta c = \text{desplegar el nivel superior} - \text{desplegar nivel inferior}$$

- Se necesita obtener el desplazamiento último, este se produce cuando sobrepasa el rango postelástico el cual será el siguiente:

$$\delta u = Cd * \delta c \quad (E. 14)$$

Donde:

- Cd = es el coeficiente de amplificación de deformación lateral.
- δc = desplazamiento horizontal al límite de cedencia.
- Para que la deriva cumpla el desplazamiento postelástico debe ser menor a deriva última tolerable.

$$\delta u < \Delta u$$

Tabla 10.

Derivas en sentido X

NIVEL	Desplazamientos		Desplazamientos		
	elásticos (cm)	postelásticos (cm)	UX*Cd	δuX	Chequeo
0	0.000	0.000	0.000	0.000	Cumple
1	0.032	0.032	0.126	0.126	Cumple
2	0.096	0.064	0.382	0.256	Cumple
3	0.179	0.084	0.718	0.335	Cumple
4	0.275	0.095	1.098	0.381	Cumple
5	0.375	0.100	1.498	0.400	Cumple
6	0.474	0.099	1.896	0.398	Cumple
7	0.570	0.096	2.280	0.384	Cumple

Nota. Datos de las derivas laterales. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 11.*Derivas en sentido Y*

NIVEL	Desplazamientos		Desplazamientos		
	elásticos (cm)	postelásticos (cm)	UY*Cd	δuY	Chequeo
0	0.000	0.000	0.000	0.000	Cumple
1	0.022	0.022	0.088	0.088	Cumple
2	0.066	0.044	0.265	0.177	Cumple
3	0.125	0.059	0.500	0.236	Cumple
4	0.193	0.068	0.772	0.272	Cumple
5	0.266	0.072	1.062	0.290	Cumple
6	0.339	0.073	1.354	0.292	Cumple
7	0.410	0.071	1.639	0.285	Cumple

Nota. Datos de las derivas laterales. Elaboración propia, realizado con Excel.

Por último, se realiza el chequeo global de la estructura la cual debe cumplir con la siguiente definición:

$$du = 1 \% * Ht \quad (E. 15)$$

Donde:

- Ht = Altura total estructura = 16.8 m.
- Entonces la deformación tolerable seria $du = 16.8$ cm.

- Por lo tanto, la deformación global de la estructura postelástica es $\delta_u = 2.280$ cm donde se tomará en dirección X al ser la de mayor valor y este deberá ser menor a la deformación global tolerable.

$$d < du$$

$$2.280 \text{ cm} < 16.8 \text{ cm cumple}$$

3.2. Diseño de muro estructurales

Para diseñar los elementos estructurales de la edificación se debe tener el análisis estructural terminado para así obtener los esfuerzos que soportarán los elementos, en esta ocasión muros de ductilidad limitada y tener el diseño de su refuerzo y cambio en sus espesores de muro si así lo requiera se utilizará el código ACI 318-16 y las normas AGIES NSE 7.9-18 y tanto los esfuerzos que actúan sobre los muros serán dados por el modelo de ETABS. Estos muros tendrán un diseño a flexo-compresión y corte.

3.2.1. Combinaciones de cargas

Las combinaciones de carga se refieren a la mayoración de las cargas que se aplican a la estructura de modo que exista un margen de su capacidad total y el límite de su capacidad elástica. Estas combinaciones se harán conforme a la norma AGIES NSE 2-18 en el capítulo 8, el método de diseño dependerá para elegir las combinaciones de carga en este caso se usarán las combinaciones por el método de resistencia según el capítulo 8.3.

Combinaciones de cargas gravitacionales:

$$1,40 \text{ (M)} \quad (\text{E. 16})$$

$$1,20 \text{ (M)} + 1,60 \text{ (V)} \quad (\text{E. 17})$$

Combinaciones por carga de sismo:

$$1,20 \text{ (M)} + (\text{V}) \pm \text{Sv} \pm \text{Sh} \quad (\text{E. 18})$$

$$1,0 \text{ (M)} - \text{Sv} \pm \text{Sh} \quad (\text{E. 19})$$

*La ecuación 19 se refiere para diseño de muros estructurales

Donde:

- M = carga muerta.
- V = carga viva.
- Sv = carga de sismo vertical = 0.19 g.
- Sh = carga de sismo horizontal.

Finalmente, las combinaciones de cargas sísmicas quedan de la siguiente manera:

$$1.39 \text{ (M)} + (\text{V}) \pm \text{Sh}$$

$$0.81 \text{ (M)} \pm \text{Sh}$$

3.2.2. Rigidez y resistencia de elementos estructurales

En el modelo de ETABS los muros de concreto se analizaron como placas rígidas y las losas se analizaron como diafragmas rígidos y tiene las siguientes características:

Tabla 12.*Propiedades de materiales*

Material	Nomenclatura	Resistencia (kg/cm ²)
Concreto con resistencia a compresión 28 días	f_c	281
Varilla acero estructural (grado 60)	F_y	4218

Nota. Datos de resistencia a esfuerzos de los materiales. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 13.*Área de sección de varillas de acero*

Barra núm.	Área de sección transversal (pulg ²)	Área de sección transversal (cm ²)	Diámetro (cm)
2	0.05	0.32	0.64
3	0.11	0.71	0.95
4	0.2	1.27	1.27
5	0.31	1.98	1.59
6	0.44	2.85	1.91
7	0.6	3.87	2.22
8	0.79	5.07	2.54

Nota. Areas transversales de varillas de acero. Obtenido de F. Herrera (2016). *Procedimiento general de diseño de estructuras de concreto reforzado utilizadas en el sistema de construcción industrializado en serie.* (<http://www.repositorio.usac.edu.gt/3787/1/Fredy%20Javier%20S%C3%A1nchez%20Herrera.pdf>), consultado el 5 de abril de 2022. De dominio público.

En cuanto a las rigideces de los elementos en el modelo a analizar se disminuirá un porcentaje lo cual se asemeja al agrietamiento cuando existan sismos intensos los que hace que existan mayores deformaciones las rigideces por lo que se aplicará un factor en sus inercias estas se modificará conforme a la norma AGIES NSE 7.9-18 capítulo 6. Por lo tanto, se aplicará la siguiente ecuación tanto en muros y losas:

$$I_e = 0.7 * I_g \quad (E. 20)$$

Donde:

- I_g = inercia bruta del elemento estructural.

3.2.3. Características de estructuras de muros de ductilidad limitada

- Las paredes pueden tener dos camas de refuerzo de acero con estribos o eslabones a modo de que sean confinados, pero deben tener un espesor suficientemente ancho para lograr colocar el refuerzo de acero.
- Se usarán muros de espesor como mínimo de 16 cm para facilidades constructivas del armado de acero de refuerzo.
- Llevará elementos de borde en sus orillas con acero confinado según lo requiera en los cálculos de diseño estructural.
- La deformación postelástica lo aportara el concreto en un 20 % de su resistencia por lo que lo hace un muro de ductilidad limitada.

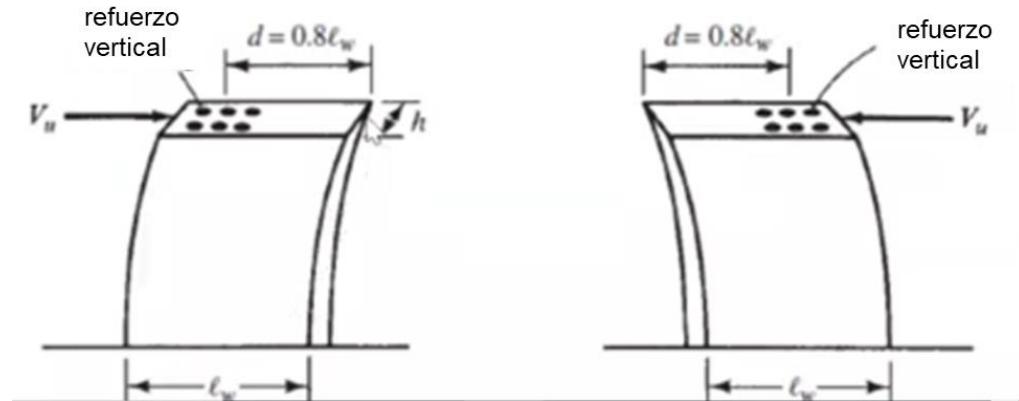
- No se utilizarán vigas o viguetas, ya que la losa estará apoyada sobre los muros.
- Un muro se considera puntal o columna cuando su resistencia a la compresión sobrepasa la resistencia del concreto o no cumpla con la condición $H_w/L_w \leq 16$ la cual vuelve el muro en puntal.
- Los dinteles en las ventanas no se consideran parte de la estructura por lo cual se pueden desacoplar para evitar zonas con concentración de esfuerzos y así evitar confinamiento en los muros.
- Los sillares también deben de desacoplarse se puede sustituir por otro material que no forme parte de diseño estructural.

3.2.4. Diseño por flexo-compresión

Al ser los muros elementos con geometría rectangular podrá diseñarse como columna, ya que soporta cargas axiales y flexión, en donde la compresión que soporta el concreto no deberá superar el valor del 20 % de la resistencia del concreto a modo que el muro tenga reservas postelásticas al momento de un sismo y para tener un diseño que cumpla con las solicitudes de este límite de esfuerzo a compresión se procederá a aumentar el grosor del muro, la resistencia del concreto o agregando elementos de borde confinados. También las fuerzas laterales debido a los sismos producirán que el muro tienda a flexionarse por lo que necesitará refuerzos verticales a lo largo del muro a modo que no exista una falla en el elemento.

Figura 20.

Deformación debido a flexión en muros



Nota. Comportamiento de los muros a flexocompresión. Obtenido de F. Herrera (2016). *Procedimiento general de diseño de estructuras de concreto reforzado utilizadas en el sistema de construcción industrializado en serie.* (<http://www.repositorio.usac.edu.gt/3787/1/Fredy%20Javier%20S%C3%A1nchez%20Herrera.pdf>), consultado 15 de marzo de 2023. De dominio público.

En el siguiente diseño se analizará el muro B2 del primer nivel como está indicado en la figura 21. Para los materiales:

- $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$.
- $Fy = 4218 \text{ kg/cm}^2$.

El esfuerzo axial máximo de compresión será dado por la ecuación:

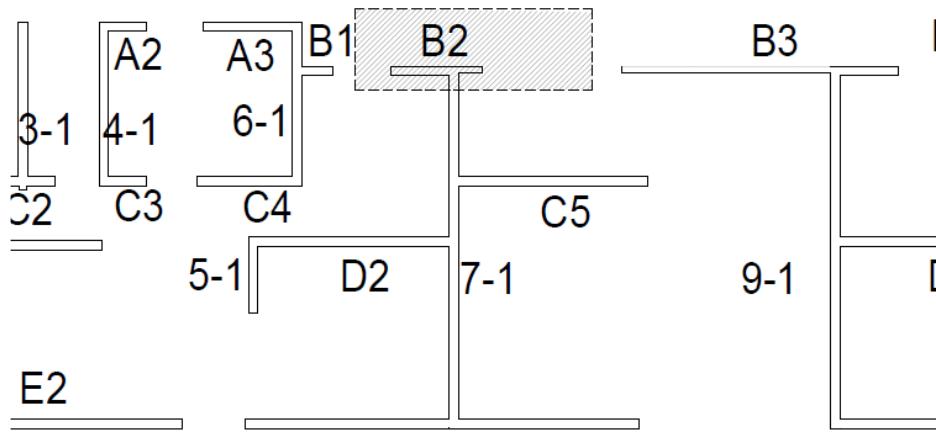
$$\sigma(\text{máx}) = 0.2 * f'c \quad (\text{E. 22})$$

El esfuerzo axial máximo por esbeltez de pared será dado por la ecuación:

$$\sigma_o(\text{máx}) = 0.80 * [1 - (\frac{h_w}{32 * t_w})^2] * 0.85 * f_c \quad (\text{E. 23})$$

Figura 21.

Muro diseñado



Nota. Nomenclatura del muro analizar para refuerzo. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

Donde:

- H_w = Altura de muro= 240 cm.
- T_w = Espesor de muro = 16 cm.

$$\sigma_o(\text{máx}) = 0.53 * f_c$$

Por lo tanto, los límites de esfuerzo a compresión estarán definido por:

$$0.2 * f_c * A_w < P_u < 0.53 * f_c * A_w \quad (\text{E. 24})$$

Donde:

- A_w = Área bruta del muro.

La carga axial máxima por esbeltez se considera de la siguiente manera:

$$P_o(\text{máx}) = \Phi_c * \sigma_o(\text{máx}) * A_w \quad (\text{E. 25})$$

Donde:

- $A_w = 16\text{cm} * 120\text{cm} = 1920 \text{ cm}^2$.
- $\Phi_c = 0.65$ (compresión según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 21).
- $\Sigma\sigma(\text{máx}) = 0.53 * (281 \text{ kg/cm}^2) = 149.1 \text{ kg/cm}^2$.

$$P_o(\text{máx}) = 186070.12 \text{ kg}$$

Para obtener la capacidad a flexo-compresión se determina lo siguiente:

$$P_u < P_o(\text{máx}) \quad (\text{E. 26})$$

Donde:

- $P_u = -48999.87\text{kg}$ (Dato obtenido del modelo ETABS).

$$-48999.87 \text{ kg} < 186070.12 \text{ kg} \text{ cumple}$$

El chequeo por confinamiento para elementos de borde se hace de la siguiente manera:

$$\sigma_{\text{máx}}^{\text{conf}} = \frac{P_{\text{u}}}{(t_w * L_w)} \pm \frac{M_u}{S_b} \leq 0.2 * f'_c \quad (\text{E. 27})$$

Donde:

- $S_b = t_w * (L_w^2 / 6) = 38400 \text{ cm}^3$.
- $P_{\text{u}}^{\text{conf}} = 83362.65 \text{ kg}$ (dato obtenido del modelo ETABS).
- $M_u (+) = 374054.96 \text{ kg-cm}$ (dato obtenido del modelo ETABS).
- $M_u (-) = -387917.58 \text{ kg-cm}$ (dato obtenido del modelo ETABS).
- $L_w = \text{Longitud de muro} = 120 \text{ cm}$.
- $t_w = \text{Espesor de muro} = 16 \text{ cm}$.
- $d = \text{Longitud de desarrollo} = 0.8 * L_w$.

$$\sigma_{\text{máx}}^{\text{c}} (+) = \frac{P_{\text{u}}^{\text{conf}}}{t_w * L_w} + \frac{M_u}{S_b} = 53.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}}^{\text{c}} (-) = \frac{P_{\text{u}}^{\text{conf}}}{t_w * L_w} - \frac{M_u}{S_b} = 53.52 \text{ kg/cm}^2$$

Se hace el chequeo de confinamiento donde deberá de cumplir con lo siguiente:

$$\sigma_{\text{máx}}^{\text{c}} (+) < 0.2 * f'_c$$

$$53.16 \text{ kg/cm}^2 < 56.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ cumple}$$

$$\sigma_{\text{máx}}^{\text{c}} (-) < 0.2 * f'_c$$

$$53.52 \text{ kg/cm}^2 < 56.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ cumple}$$

Por lo tanto, los esfuerzos por compresión son menores a $0.2 * f'_c$ lo cual cumple con el límite de resistencia a compresión del concreto. También el muro debe cumplir con la ductilidad inherente del concreto deberá de cumplir con:

$$\frac{\sigma(\max)_c(+)}{0.2 * f'_c} \geq -1$$

$$0.946 \geq -1 \text{ cumple}$$

$$\frac{\sigma(\max)_c(-)}{0.2 * f'_c} \geq -1$$

$$0.952 \geq -1 \text{ cumple}$$

Se procede a encontrar el área de acero vertical donde se obtiene:

$$A_{sv} = \frac{2 * (M_u - 0.5 * L_w * P_u)}{(\Phi_f * F_y * d)} \quad (E. 28)$$

Donde:

- $P_u = -49375.39 \text{ kg}$ (dato obtenido del modelo ETABS).
- $M_u = -383945.53 \text{ kg-cm}$ (dato obtenido del modelo ETABS).
- $L_w = \text{Longitud de muro} = 120 \text{ cm}$.
- $T_w = \text{Espesor de muro} = 16 \text{ cm}$.
- $\Phi_f = 0.9$ (flexión según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 21).

$$A_{sv} = 14.151 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima de acero será de $\rho_{vmin} = 0.002$ según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 11.6 se hará revisión de si el acero obtenido cumple con la cuantía mínima.

$$\rho_v = A_{sv} / A_w \quad (E. 29)$$

$$\rho_v = 0.007$$

$$\rho_v > \rho_{v\min}$$

$$0.007 > 0.002$$

Por lo tanto, se usará la cuantía más grande $\rho_v = 0.007$ por lo que se usará esta cuantía para acero de refuerzo vertical.

3.2.4.1. Elemento de borde

Los elementos de borde se colocarán según especificaciones de la norma AGIES NSE 7.9 capítulo 11.4.6. por medio del método del eje neutro, donde se encontrará la variable C_{max} siendo una distancia de la fibra extrema hacia el eje neutro del esfuerzo a compresión del concreto de este modo si la variable C es mayor a C_{max} o si el esfuerzo sobre el muro es mayor a $0.15 * f'_c$ como lo define la norma AGIES, para esto se debe definir las siguientes ecuaciones para obtener el valor de C_{max} .

$$A_r = \frac{H_w}{L_w} \quad (E. 30)$$

Donde:

- H_w = Altura total del muro = 16800 cm.
- L_w = Longitud de muro = 120 cm.

$$A_r = 14$$

Luego se encuentra siguiente expresión:

$$k = 0.2 + 0.044 * A_r \quad (E. 31)$$

Donde:

- $Ar = 14$.
- $k = 0.816$.

El esfuerzo admisible para elemento de borde es:

$$\sigma_a = \frac{P_{u_{conf}}}{(0.9 * A_w * f'_c)} \quad (E. 32)$$

Donde:

- $P_{u_{conf}} = 83362.65 \text{ kg}$
- $A_w = 16\text{cm} * 120\text{cm} = 1920 \text{ cm}^2$
- $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_a = 0.172$$

$$D_1 = \frac{((A_1 - A_2 * \sigma_a) * Ar + A_3 + A_4 * \sigma_a - A_5 * \sigma_a^2)}{1000} \quad (E. 33)$$

Se tomarán los siguientes valores para complementar la ecuación.

Tabla 14.

Valores complementarios para ecuación 33

Fy=4200 kg/cm²	
A1	1.413
A2	2.468
A3	1.391
A4	4.725
A5	15.343

Nota: Constantes para la ecuación 33 a partir de información obtenida del AGIES. Elaboración propia, realizado con Excel.

Se sabrá si el muro tiene suficiente ductilidad con la ecuación:

$$ku = 4.44 * Ar * \left(\frac{\left(1 - \frac{k}{2 * Ar} \right)}{1000 * D} \right) \quad (E. 34)$$

Donde:

- D = Usar el mayor de los dos valores (D1 o 0.0075) = 0.016.
- Ar = 14.
- k = 0.816.

$$ku = 0.225$$

El valor C_{max} se define como:

$$C_{max} = K_u * L_w \quad (E. 35)$$

Donde:

- L_w = Longitud de muro = 120 cm.
- K_u = 0.225.

$$C_{max} = 27.057 \text{ cm}$$

La variable C se obtiene del modelo ETABS el cual si cumple la siguiente definición llevará elemento de borde el muro.

$$C_{max} < C$$

$$27.057 \text{ cm} < 30.747 \text{ cm} \text{ con elemento de borde}$$

La longitud horizontal del elemento de borde se obtiene según indica AGIES NSE 7.9 capítulo 11.5.3. donde se tomará el valor mayor de las ecuaciones:

$$C/2 \quad (E. 36)$$

$$C - 0.1 * L_w \quad (E. 37)$$

$$0.2 * L_w \quad (E. 38)$$

Donde:

- C = profundidad de eje neutro = 30.747 cm.

$$L_{borde} = 24 \text{ cm}$$

Redondeado el valor es 25 cm.

Para el refuerzo de confinamiento se tiene las siguientes ecuaciones como indica AGIES NSE 7.9 capítulo 11.5.4. donde se escoge el mayor, el cual será la cuantía de acero:

$$0.3 * \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) * \left(\frac{f'c}{Fy} \right) * s * bc \quad (E. 39)$$

$$0.09 * \left(\frac{f'c}{Fy} \right) * s * bc \quad (E. 40)$$

Donde:

- Ag = Área gruesa elemento de borde = $25*16 = 400 \text{ cm}^2$.
- $Fy = 4218 \text{ kg/cm}^2$.
- $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$.
- $Recc = \text{Recubrimiento mínimo} = 2.5 \text{ mm}$.
- $Ach = \text{Área de sección borde menos recubrimiento}$.
- $s = \text{Espaciamiento de refuerzo transversal} = 10 \text{ cm}$.
- $bc = \text{Distancia transversal horizontal o vertical de borde menos el recubrimiento} = 25 - 2.5 = 22.5 \text{ cm}$.

El área de acero transversal mayor para la separación en sentido vertical:

$$Ash = 1.016 \text{ cm}^2$$

$$\#\text{ramas horizontales} = Ash / 0.713 \text{ cm}^2 = 1.425 \text{ (usar varilla \# 3)}$$

$$\#\text{ramas horizontales} \approx 2$$

El área de acero transversal mayor para la separación en sentido horizontal tomando en cuenta:

$$s = \text{Espaciamiento de refuerzo transversal} = 7.5 \text{ cm}$$

$$bc = 16 - 2.5 - 2.5 = 11 \text{ cm}$$

$$Ash = 2.771 \text{ cm}^2$$

$$\#\text{ramas verticales} = Ash / 0.713 \text{ cm}^2 = 3.886 \text{ (usar varilla acero \# 3)}$$

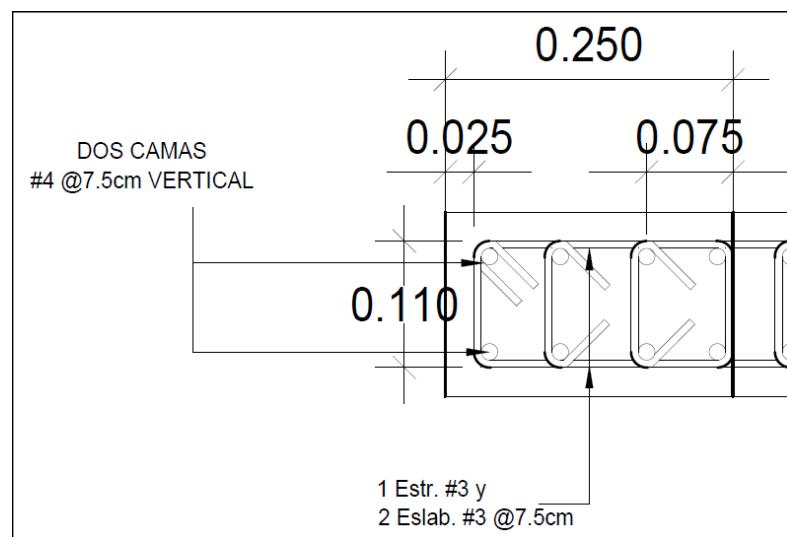
$$\#\text{ramas verticales} \approx 4$$

El área total de acero vertical de borde seria usando varilla de acero # 4:

$$Asv_{\text{borde}} = \#\text{ramas horizontales} * \#\text{ramas verticales} * 1.27 \text{ cm}^2 = 10.16 \text{ cm}^2$$

Figura 22.

Esquema de armado de elemento de borde



Nota. Planta de cómo se compone el refuerzo de acero en el muro. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

Para encontrar la cuantía de acero del núcleo del muro se tiene:

$$\rho_n = \left(\frac{Asv - 2 * Asv_{borde}}{(Lw - L_{borde} * 2) * tw} \right) \quad (E. 41)$$

Donde:

- Asv = Área de acero vertical muro = 14.151 cm^2 .
- Asv_{borde} = Área de acero vertical de borde = 10.16 cm^2 .
- Lw = Longitud de muro = 120 cm .
- tw = Espesor de muro = 16 cm .
- L_{borde} = Longitud horizontal de borde = 25 cm .

La cuantía mínima de acero será de $p_{vmin} = 0.002$ según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 11.6. se hará revisión de si el acero obtenido cumple con la cuantía mínima.

$$\rho_n = -0.006$$

$$\rho_n > p_{vmin}$$

$$-0.006 > 0.002$$

Esta condición no se cumple por lo tanto se usará la cuantía mínima de 0.002 donde el área de acero vertical seria:

$$Asn = p_{vmin} * (Lw - L_{borde} * 2) * tw / 2$$
$$Asn = 1.12 \text{ cm}^2 \text{ (1 cama de refuerzo)}$$

Cantidad varillas= $Asn / 0.713 \text{ cm}^2$ (Usar varilla de acero # 3)

Cantidad varillas = $1.571 \approx 2$ varillas # 3

Separación entre varillas:

$$S = (L_w - 2 * L_{borde}) / \text{Cantidad varillas} = 70 \text{ cm} / 2$$

$$S = 35 \text{ cm}$$

La separación máxima del refuerzo vertical según la norma AGIES NSE 7.9 capítulo 11 será de $S_{max} = 30 \text{ cm}$ por lo cual se usará el menor valor:

$$S < S_{max}$$

$$35 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \text{ no cumple}$$

Por lo tanto, se usará el valor de 30 cm, ya que no puede tener mayor separación entre varillas, por lo tanto, quedará:

$$\text{Cantidad varillas} = (L_w - 2 * L_{borde}) / S_{max} = 70 \text{ cm} / 30 \text{ cm}$$

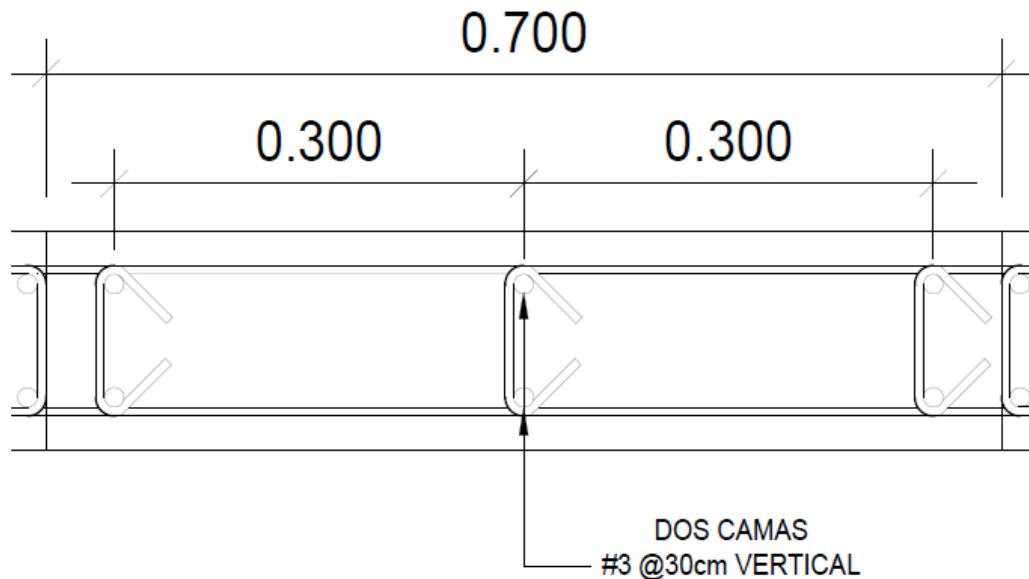
$$\text{Cantidad varillas} = 2.333 \approx 3 \text{ varillas \# 3}$$

El armado final del núcleo será:

$$2 \text{ camas de 3 varillas \# 3 @30cm}$$

Figura 23.

Esquema armado de refuerzo de núcleo



Nota. Planta de cómo se compone el refuerzo de acero en el núcleo del muro. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

La cuantía de acero vertical máxima se define según la norma AGIES NSE 7.9 capítulo 11.6.3. con la ecuación:

$$\rho_{LD} = \left(\frac{f'_c}{F_y} \right) * \left(0.7225 * K_u - \frac{P_u}{\Phi_c * A_w * f'_c} \right) \quad (E. 42)$$

Donde:

- $w = \text{Área bruta de muro} = 16\text{cm} * 120\text{cm} = 1920 \text{ cm}^2$.
- $F_y = 4218 \text{ kg/cm}^2$.

- $f''c = 281 \text{ kg/cm}^2$.
- $Ku = 0.227$.
- $Pu = -49375.39 \text{ kg}$ (Dato obtenido del modelo ETABS).

$$\rho_{LD} = 0.037$$

Por lo tanto, la cuantía de refuerzo vertical para ser aceptable deberá ser menor a la cuantía máxima $\rho_{LD} = 0.102$

$$\frac{Asv_{borde}}{Ag} \leq \rho_{LD} \quad (E. 43)$$

Donde:

- $Ag = \text{Área gruesa elemento de borde} = 25*16 = 400 \text{ cm}^2$.
- $Asv_{borde} = \text{Área de acero vertical de borde} = 10.16 \text{ cm}^2$.

$$10.16/400 \leq 0.037$$

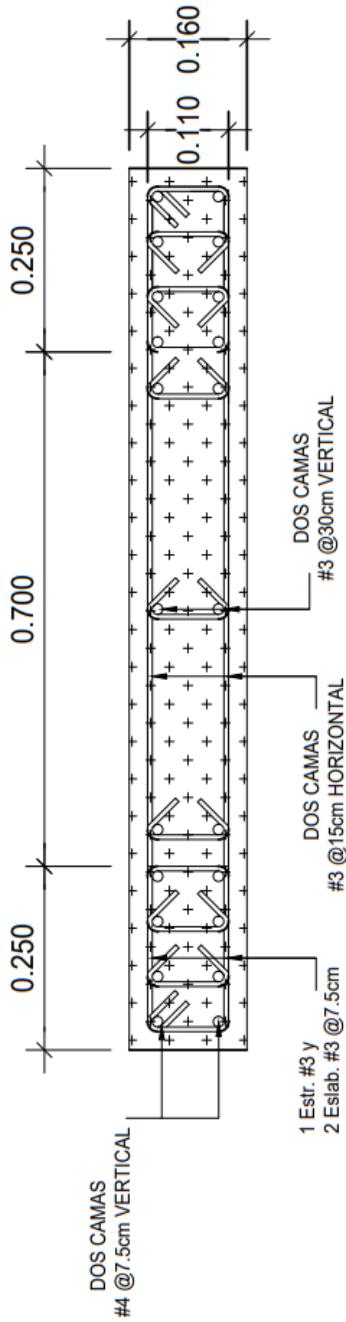
$$0.025 \leq 0.037 \text{ cumple}$$

El armado final del elemento de borde es:

8 varillas # 4 verticales @7.5cm
1 estribo # 3 y 2 eslabones # 3 @7.5cm

Figura 24.

Planta de armado de muro B2



Nota. Planta de cómo se compone el refuerzo de acero final del muro. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

Por último, se obtiene la longitud vertical de los elementos de borde según la norma AGIES NSE 7.9 capítulo 11.5.4 inciso (d) donde se usa el valor mayor de las siguientes ecuaciones.

$$L_w \quad (E. 44)$$

$$0.25 * \frac{M_u}{V_u} \quad (E. 45)$$

Donde:

- M_u = Momento último = 597560.48 kg-cm (dato obtenido del modelo ETABS).
- V_u = Cortante de diseño = 2737.14 kg (dato obtenido del modelo ETABS).

$$L_{vertical} = 120 \text{ cm}$$

Se tomará la altura total del primer nivel de $L_{vertical} = 240 \text{ cm}$

3.2.5. Diseño por corte

Cuando un muro soporta las cargas cortantes laterales producidas por un evento sísmico deberá chequearse por cortante y flexo-compresión en los niveles correspondientes.

Para comenzar el diseño por cortante se deben cumplir las especificaciones de la norma AGIES NSE 7.9 capítulo 11.7 se conocerá la capacidad nominal por cortante.

$$V_n = A_w * (V_c + V_s) \quad (E. 46)$$

Donde:

- A_w = Área bruta de muro = $16\text{cm} \times 120\text{cm} = 1920\text{ cm}^2$.
- V_c = Cortante concreto.
- V_s = Contribución de refuerzo por unidad de área.

La contribución del corte del concreto será:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} \quad (\text{E. 47})$$

Donde:

- f'_c = resistencia de concreto = 281 kg/cm^2

$$V_c = 8.884\text{ kg/cm}^2$$

La contribución del cortante por refuerzo horizontal será dada por:

$$V_s = \rho_h * F'_y \quad (\text{E. 48})$$

Donde:

- ρ_h = Cuantía mínima horizontal = 0.002
- F'_y = Resistencia de acero = 4218 kg/cm^2

$$V_s = 8.436\text{ kg/cm}^2$$

Por lo que se tiene un cortante nominal mínimo de:

$$V_n = 33255.204 \text{ kg}$$

La resistencia a corte del muro deberá ser mayor al cortante de diseño por lo que debe cumplir:

$$\Phi_v * V_n \geq V_u \quad (\text{E. 49})$$

Donde:

- V_u = Cortante de diseño = 2737.14 kg (dato obtenido del modelo ETABS)
- Φ_v = 0.75 (cortante según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 21)
- V_n = Cortante nominal = 33255.204 kg

$$24941.403 \text{ kg} > 2737.14 \text{ kg cumple}$$

Para tener el límite de cortante que soportara el muro para dos camas de refuerzo se debe de cumplir con lo siguiente:

$$V_n \leq 2.1 * A_w * \sqrt{f'_c} \quad (\text{E. 50})$$

Donde:

- A_w = Área bruta de muro = 16cm*120cm = 1920 cm².
- V_n = Cortante nominal.
- f'_c = 281 kg/cm².

$$33255.204 \text{ kg} < 67588.636 \text{ kg cumple}$$

Para encontrar la cuantía de acero horizontal que tendrá el muro:

$$\rho_h = \frac{(V_u - V_c)}{(\Phi_v * F_y * A_w)} \quad (E. 51)$$

Donde:

- A_w = Área bruta de muro = $16\text{cm} * 120\text{ cm} = 1920\text{ cm}^2$
- $\Phi_v = 0.75$ (cortante según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 21)
- F_y = Resistencia de acero = 4218 kg/cm^2
- V_u = Cortante de diseño
- V_c = Cortante concreto

$$\rho_h = -0.002$$

La cuantía mínima de acero será de $\rho_{min} = 0.002$ según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 11.7 se hará revisión de si el acero obtenido cumple con la cuantía mínima.

$$\begin{aligned} \rho_h &> \rho_{min} \\ -0.002 &> 0.002 \end{aligned}$$

Esta condición no se cumple por lo tanto se usará la cuantía mínima de 0.002 donde el área de acero horizontal sería:

$$\begin{aligned} A_{sh} &= \rho_{min} * t_w * 100 \\ A_{sh} &= 3.2\text{ cm}^2/\text{m} \text{ (2 camas de refuerzo)} \\ A_{sh} &= 1.6\text{ cm}^2/\text{m} \text{ (1 camas de refuerzo)} \end{aligned}$$

Separación entre varillas:

$$S = \# 3 / A_{sh} = 0.716 \text{ cm}^2 / 1.6 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Usar varilla de acero \# 3)}$$

$$S = 44.6 \approx 45 \text{ cm/m (por cada metro de largo)}$$

La separación máxima horizontal según la norma AGIES NSE 7.9 capítulo 11 será de $S_{max}=15$ cm por lo cual se usará el menor valor:

$$S > S_{max}$$

$$45 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se usará el valor de 15 cm, ya que no puede tener mayor separación entre varillas. El armado de refuerzo a corte quedara:

Varillas # 3 @ 15 cm

Para el traslape de las varillas de acero servirán para soportar la tracción y se ubicarán a lo largo de las varillas que va más allá de la fluencia del acero lo cual será longitud de desarrollo que actuará como anclaje de las varillas de acero, esta longitud de desarrollo se define según la norma ACI 318-19 sección 12. Esta longitud de desarrollo se ubicará en los cambios de nivel ya sea del mismo espesor o espesor variable y también en los cambios de cuantía del refuerzo inferior y superior de los muros:

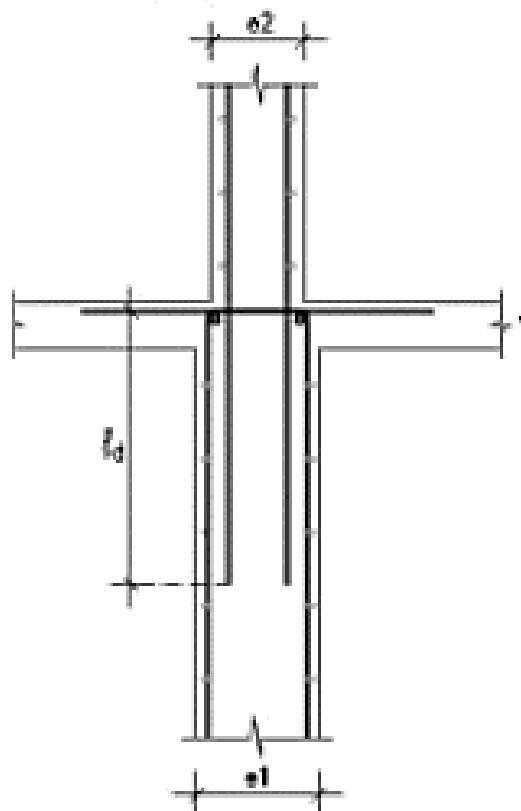
$$L_d = 40 * \Phi + 100 \text{ mm} \quad (\text{E. 52})$$

Donde:

- Φ = Diámetro de varillas vertical de acero a utilizar (varilla # 4)

Figura 25.

Detalle de longitud de desarrollo en espesor variable



Nota. Esquema de armado interno de estructura. Obtenido de J. Solar (2009). *Manual para el detallamiento de elementos de hormigón armado* (<https://es.slideshare.net/paztantaquispe/detalle-refuerzo-acero>), consultado el 14 de abril de 2022. De dominio público.

En esta ocasión se usó varilla # 4 por lo tanto la longitud de desarrollo seria:

$$Ld = 73.6 \text{ cm} = \text{aprox. } 74 \text{ cm}$$

Se necesitará un gancho en el primer nivel de todos los muros el cual soportará los esfuerzos a tracción en el acero se encontrarán en la parte inferior del muro y se encontrara su longitud como:

$$\text{Gancho} = 12 * \Phi \quad (\text{E. 53})$$

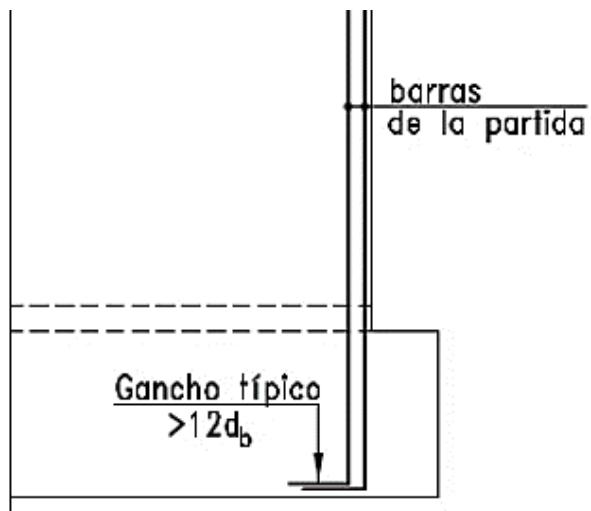
Donde:

- Φ =Diámetro de varillas vertical de acero a utilizar (Varilla # 4)

$$\text{Gancho} = 19.08 \text{ cm} = \text{aprox. } 20 \text{ cm}$$

Figura 26.

Detalle gancho en muros

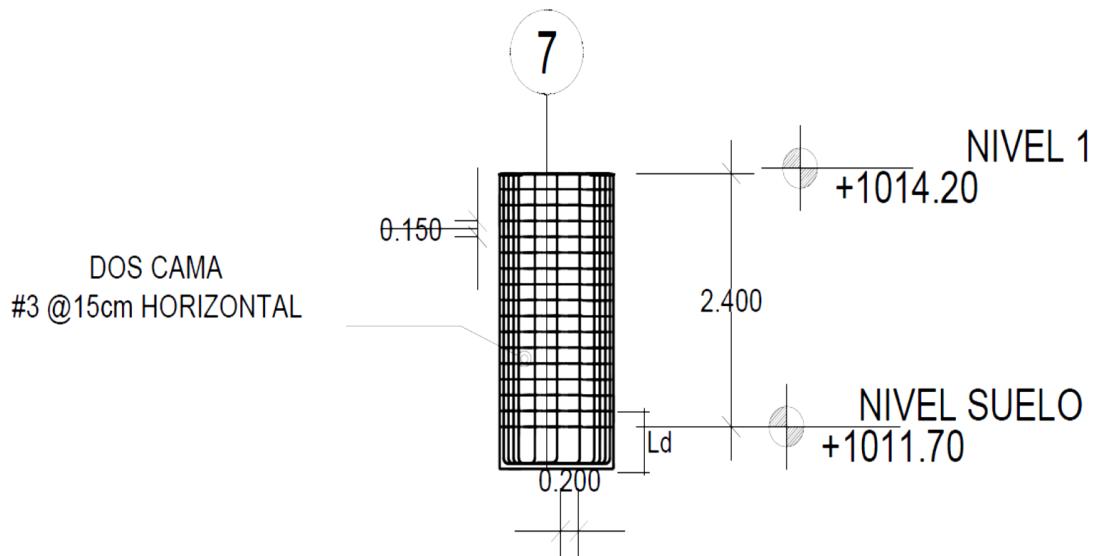


Nota. Esquema de armado interno de estructura. Obtenido de J. Solar (2009). *Manual para el detallamiento de elementos de hormigón armado* (<https://es.slideshare.net/paztantaquispe/detalle-refuerzo-acero>), consultado el 14 de abril de 2022. De dominio público.

Por lo tanto, el armado en elevación quedará de la siguiente manera:

Figura 27.

Elevación de armado muro B2 primer nivel



Nota. Armado final de refuerzo de acero en elevación del muro. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

3.3. Cimentación de estructura sin aislación

Debido a la densidad de muros estructurales en la base de la estructura se decidió utilizar una losa de cimentación para cubrir en su totalidad y evitar utilizar cimentaciones aisladas y tendrá un espesor de 40 cm, el suelo. Se consideran las siguientes características para la cimentación, usando el software de análisis de cimentaciones SAFE 2016 para el diseño.

- Las dimensiones de la losa de cimentación serán de 16.38 metros en dirección X y 31.18 metros en dirección Y.

- Se colocarán vigas de cimentación de 0.3×0.8 metros debajo de los muros las cuales serán líneas azules como se muestran en la figura 28 para darle mayor rigidez a la cimentación y tener el espacio suficiente para el anclaje de los refuerzos de los muros.
- Se usaron tiras de diseño de 200 centímetros de ancho en dirección X y Y las cuales sirven para encontrar las fuerzas cortantes, momentos y cantidad de acero de refuerzo en la platea de cimentación.
- La losa de cimentación se describe como SLAB tiene un espesor de 40 cm y se interpreta como el área gris mostrada en la figura 28.
- Las reacciones en la estructura se extrajeron del modelo ETABS 2017 con sus respectivas combinaciones de carga.

En esta ocasión de usar las combinaciones de cargas según AGIES NSE 2 capítulo 9.2.

- Combinaciones de cargas corta duración:

$$1.0 (M) + (V) + V_t \quad (54)$$

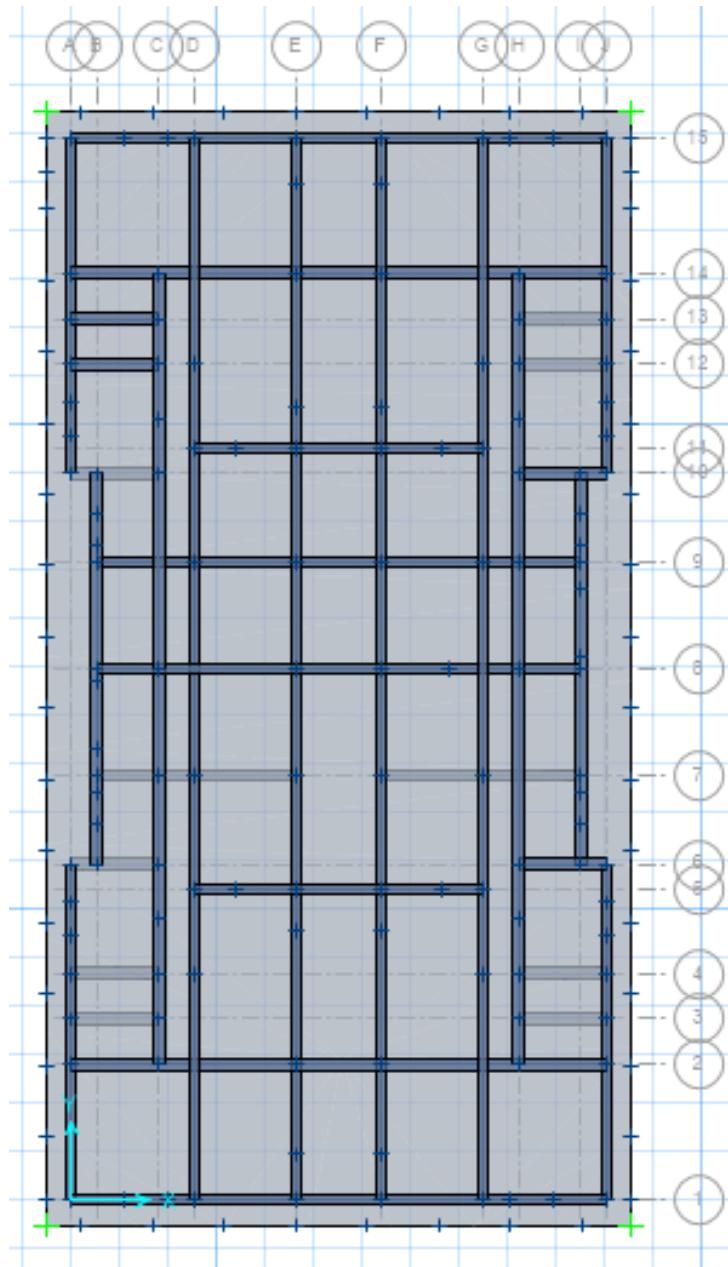
- Combinaciones para solicitudes sísmicas:

$$1.10 (M) + (V) + 0.7(S_v) \pm 0.7(S_h) \quad (55)$$

$$1.0 (M) \pm 0.7(S_h) \quad (56)$$

Figura 28.

Modelo de losa de cimentación en SAFE



Nota. Esquema de losa y viga de cimentación de edificación. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Donde:

- M = carga muerta.
- V = carga viva.
- S_v = carga de sismo vertical = 0.19 g.
- S_h = carga de sismo horizontal.

Finalmente, las combinaciones de cargas sísmicas quedan de la siguiente manera:

$$1.133 (M) + (V) \pm S_h$$

A continuación, se encuentra la presión que ejerce la cimentación sobre el suelo a partir del módulo de balasto o Winkler y el esfuerzo admisible del suelo va relacionado como en la siguiente tabla para usarlo en el diseño con el programa SAFE 2016.

Tabla 15.

Módulo de balasto para SAFE

Esfuerzo admisible (kg/cm²)	Winkler (kg/cm³)
0.25	0.65
0.3	0.78
0.35	0.91
0.4	1.04
0.45	1.17
0.5	1.3

Continuación de la Tabla 15.

Esfuerzo admisible (kg/cm²)	Winkler (kg/cm³)
0.55	1.39
0.6	1.48
0.65	1.57
0.7	1.66
0.75	1.75
0.8	1.84
0.85	1.93
0.9	2.02
0.95	2.11
1	2.2
1.05	2.29
1.1	2.38
1.15	2.47
1.2	2.56
1.25	2.65
1.3	2.74
1.35	2.83
1.4	2.92
1.45	3.01
1.5	3.1

Continuación de la Tabla 15.

Esfuerzo admisible (kg/cm²)	Winkler (kg/cm³)
1.55	3.19
1.6	3.28
1.65	3.37
1.7	3.46
1.75	3.55
1.8	3.64
1.85	3.73
1.9	3.82
1.95	3.91
2	4
2.05	4.1
2.1	4.2
2.15	4.3
2.2	4.4
2.25	4.5
2.3	4.6
2.35	4.7
2.4	4.8
2.45	4.9
2.5	5

Continuación de la Tabla 15.

Esfuerzo admisible (kg/cm²)	Winkler (kg/cm³)
2.55	5.1
2.6	5.2
2.65	5.3
2.7	5.4
2.75	5.5
2.8	5.6
2.85	5.7
2.90	5.8
2.95	5.9
3.00	6
3.05	6.1
3.10	6.2
3.15	6.3
3.20	6.4
3.25	6.5
3.30	6.6
3.35	6.7
3.40	6.8
3.45	6.9
3.50	7

Continuación de la Tabla 15.

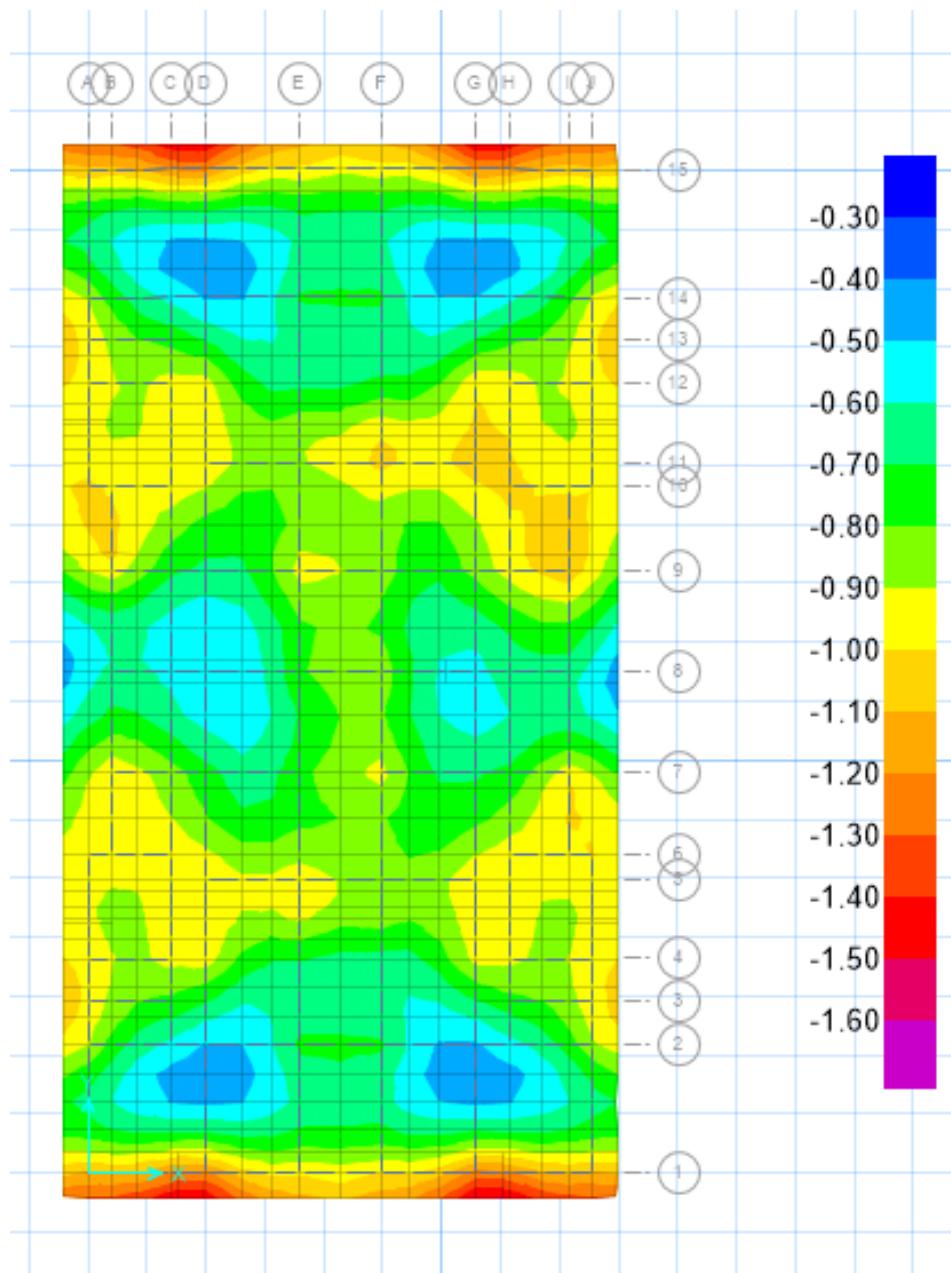
Esfuerzo admisible (kg/cm²)	Winkler (kg/cm³)
3.55	7.1
3.60	7.2
3.65	7.3
3.70	7.4
3.75	7.5
3.80	7.6
3.85	7.7
3.90	7.8
3.95	7.9
4.00	8

Nota. Propiedades para modulo de balasto. Obtenido de N. Morrison (1993). *Interaccion Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler.* (https://www.academia.edu/7339456/Modulo_de_Reaccion_del_Suelo_Datos_para_SAFE). Consultado el 15 de agosto de 2022. De dominio público.

Al no tener un estudio de suelos se asume un módulo de balasto de 6.2 kg/cm³ por lo cual el suelo tendrá un esfuerzo admisible de 3.1 kg/cm² en donde se procede hacer el análisis y se obtiene los siguientes resultados:

Figura 29.

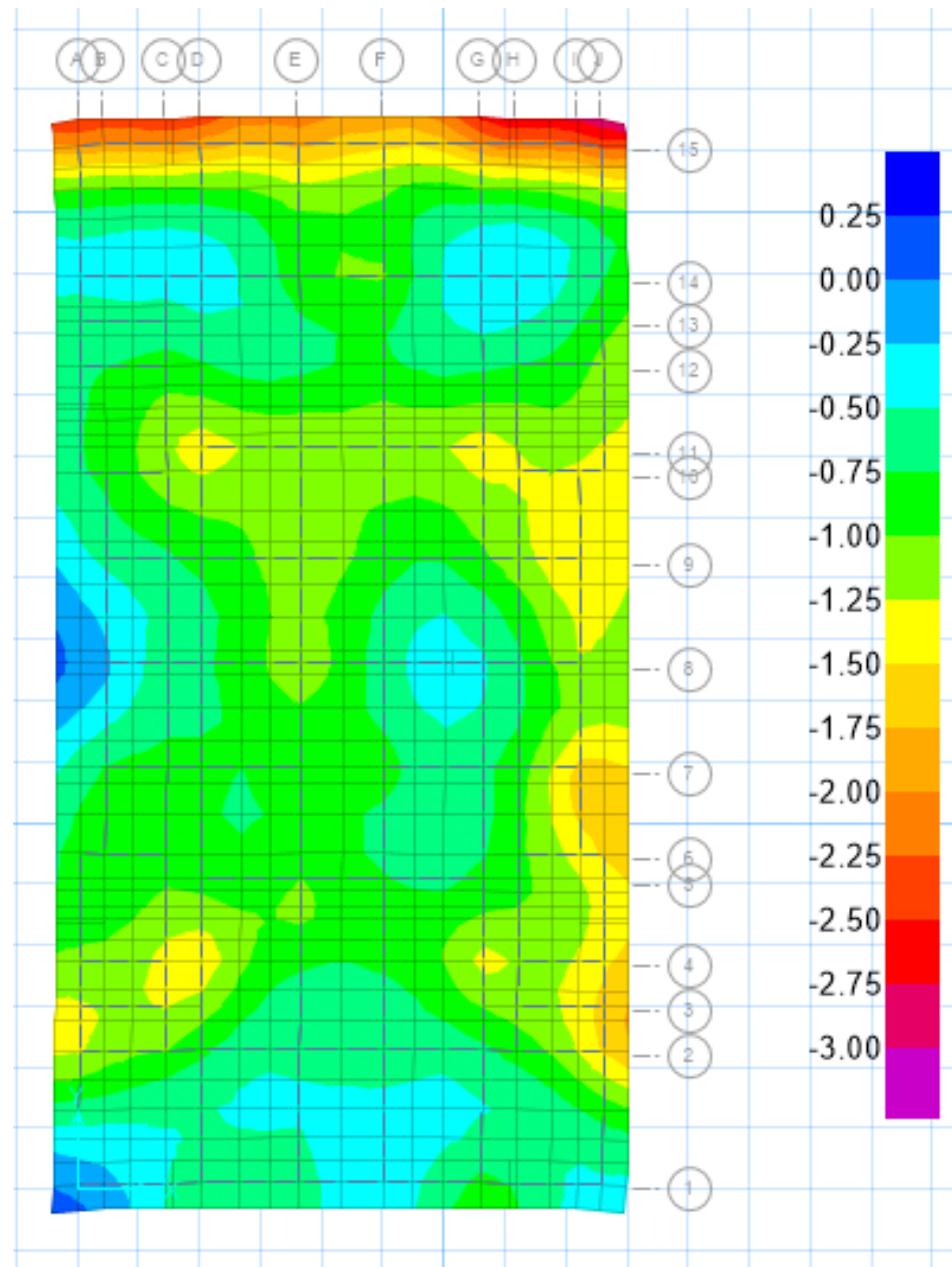
Reacción de suelo combinación $M+V+Vt$ (kg/cm^2)



Nota. Esquema de presiones sobre losa por módulo de balasto. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Figura 30.

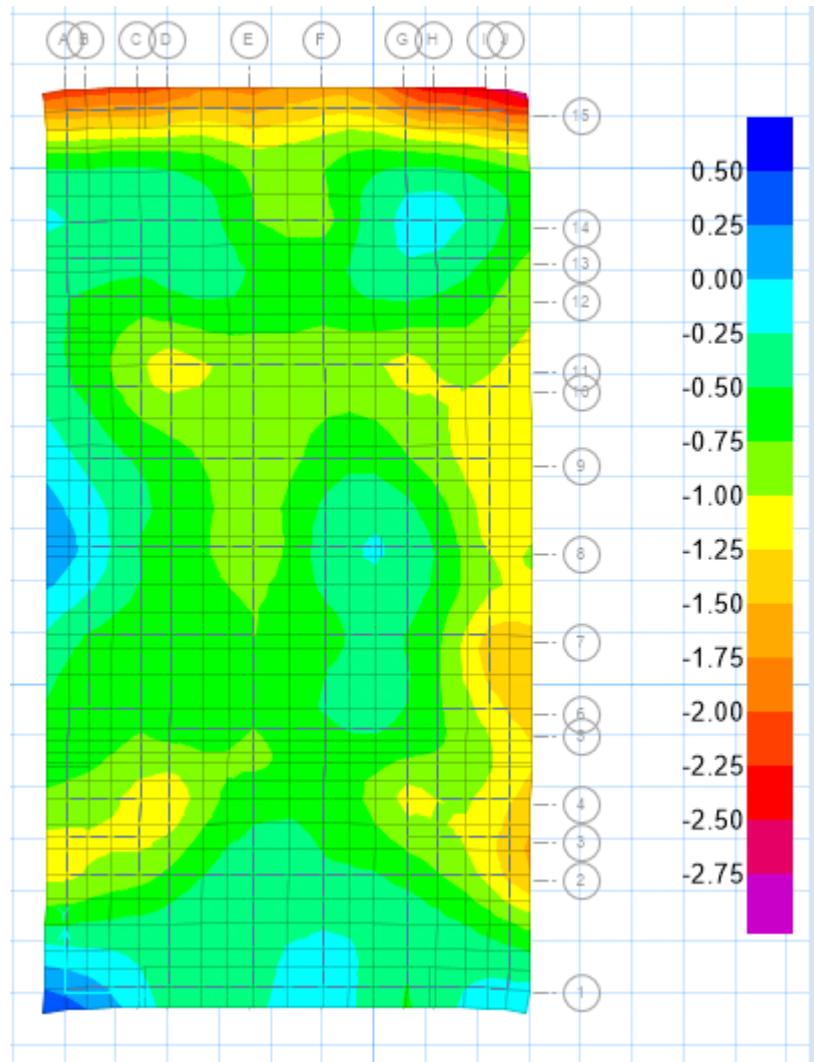
Reacción de suelo combinación 1.133M+V+sh (kg/cm²)



Nota. Esquema de presiones sobre losa por módulo de balasto. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Figura 31.

Reacción de suelo combinación $M+0.7sh$ (kg/cm^2)



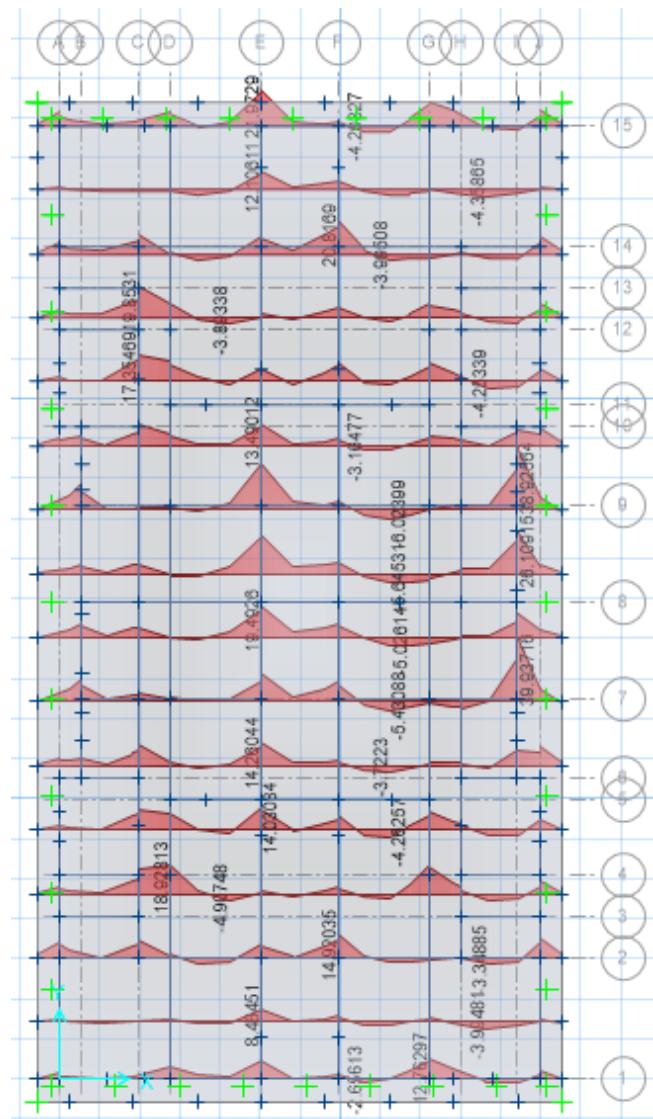
Nota. Esquema de presiones sobre losa por módulo de balasto. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Con los datos encontrados se tiene que el esfuerzo mayor obtenido es 3 kg/cm^2 siendo menor al esfuerzo admisible del suelo como se indicó en la tabla 16 por lo cual cumple.

Para encontrar el acero de refuerzo se deben de conocer los momentos últimos por lo que se encuentran los momentos para la dirección X y Y.

Figura 32.

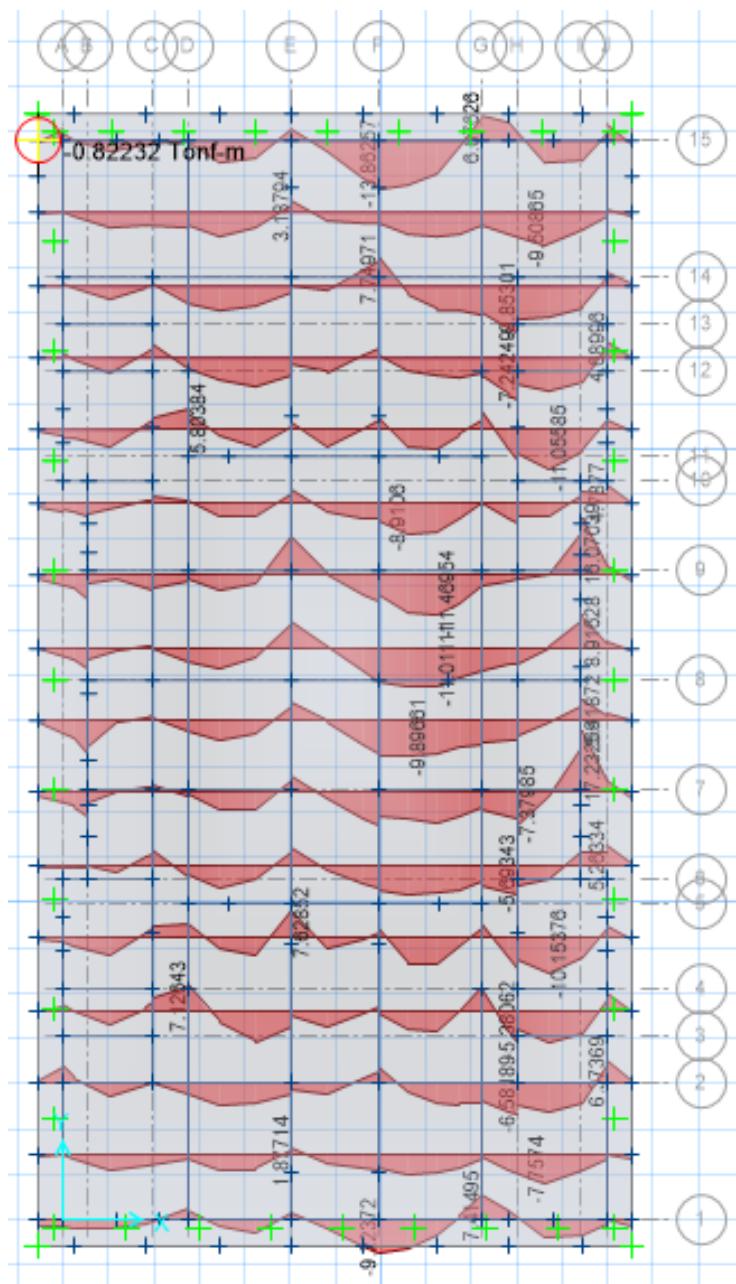
Envolvente de momentos positivos dirección X (Ton-m)



Nota. Esquema de momentos en losa debido a combinación de cargas. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Figura 33.

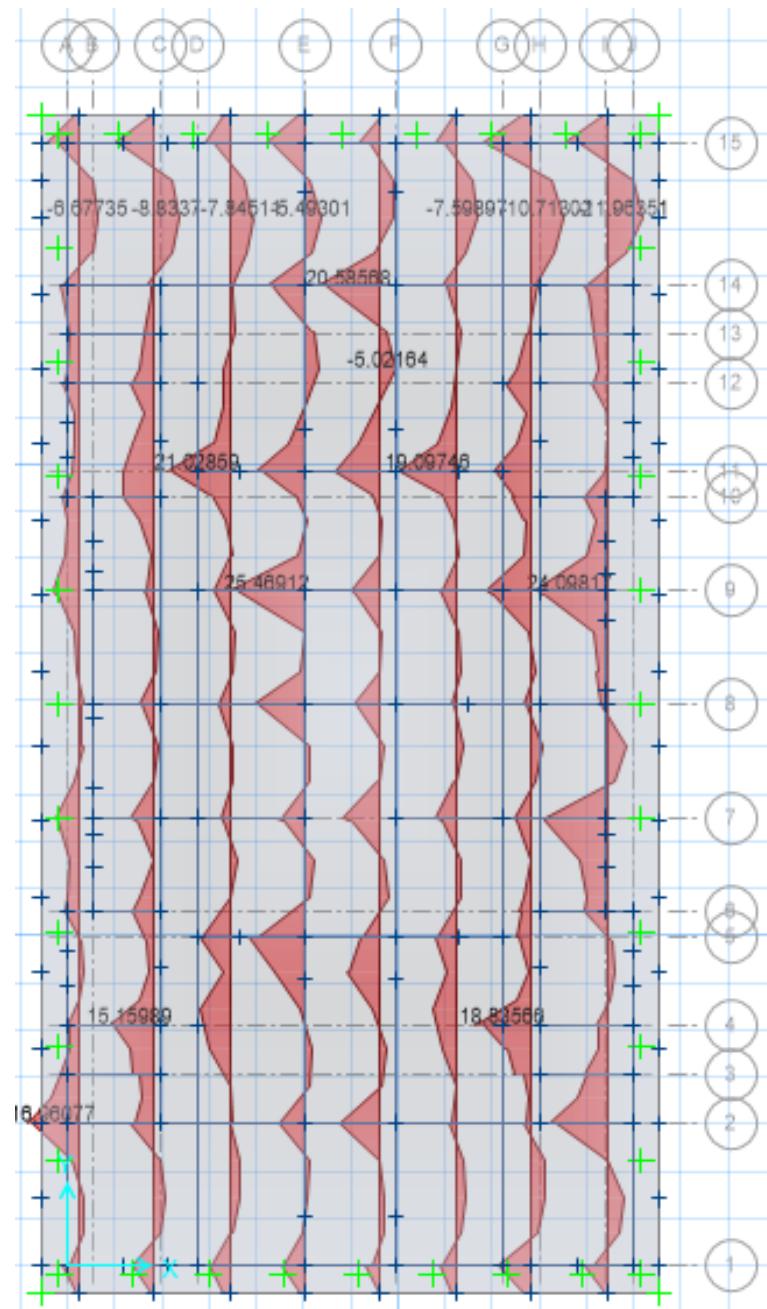
Envolvente de momentos negativos dirección X (Ton-m)



Nota. Esquema de momentos en losa debido a envolvente de cargas. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Figura 34.

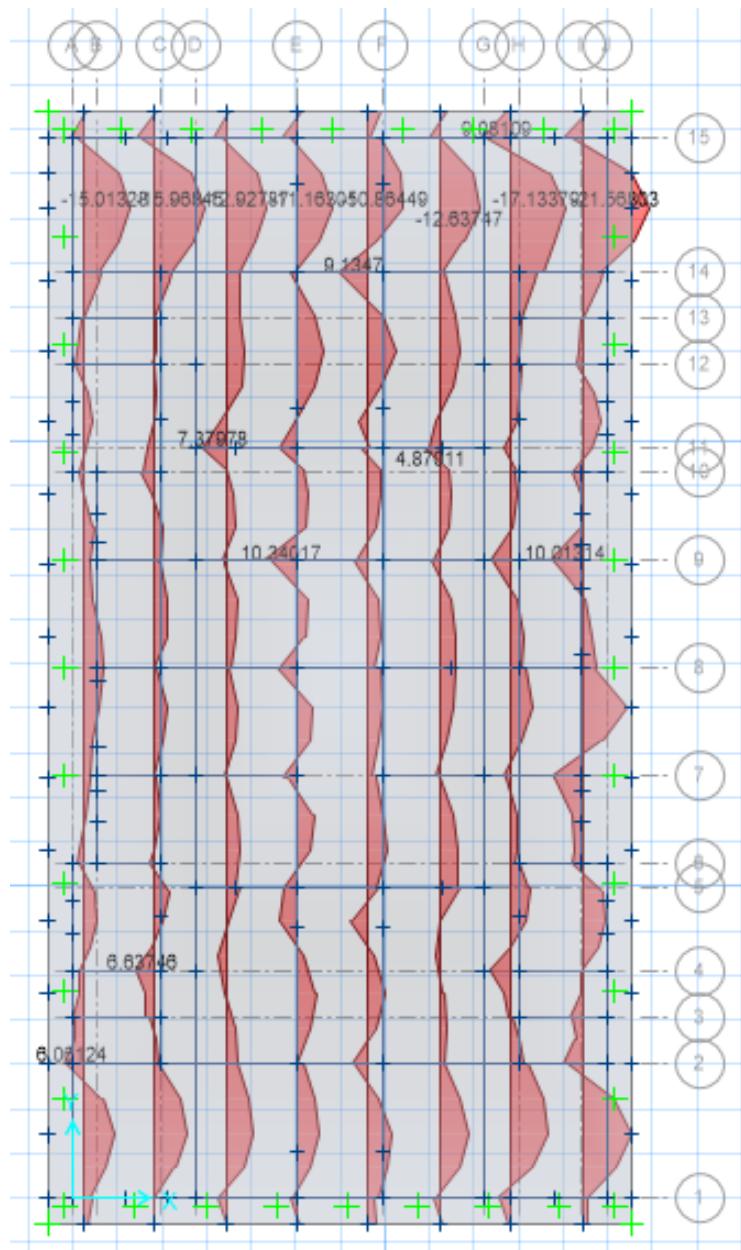
Envolvente de momentos positivos dirección Y (Ton-m)



Nota. Esquema de momentos en losa debido a combinación de cargas. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Figura 35.

Envolvente de momentos negativo dirección Y (Ton-m)



Nota. Esquema de momentos en losa debido a combinación de cargas. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Con las siguientes ecuaciones para elementos que se someten a flexión se usará la norma ACI 318-19 y se deberá despejar la variable A_s para obtener el acero a flexión:

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi f * F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad (E. 57)$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'c * b} \quad (E. 58)$$

Donde:

- $M_u X = 39.94$ Ton-m (dato obtenido del modelo SAFE dirección X).
- $d = 40 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 32.5 \text{ cm}$.
- $b = 200 \text{ cm}$ (ancho de tiras de análisis de armado).
- $A_s = \text{Área de acero}$.
- $\Phi f = 0.9$ (reducción a flexión según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 21).
- $F_y = 4218 \text{ kg/cm}^2$.
- $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$.

Despejando la variable A_s de la ecuación 58 y usando la variable en la ecuación 57 se tiene la ecuación:

$$A_s = b * d * \left(\frac{0.85 * f'c}{F_y} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 * M_u}{\Phi f * 0.85 * f'c * b * d^2} \right)} \right) \quad (E. 59)$$

$$A_s X = 33.937 \text{ cm}^2 \text{ (dirección X)}$$

$$A_s Y = 21.258 \text{ cm}^2 \text{ (dirección Y)}$$

Se procede a encontrar el acero mínimo distribuido como se indica en ACI 318 capítulo 10:

$$Asmin_1 = \frac{0.8 * \sqrt{f'c} * b * d}{Fy} \quad (E. 60)$$

$$Asmin_1 = 20.67 \text{ cm}^2$$

Tomar en cuenta que el acero mínimo no podrá ser menor a:

$$Asmin_2 = \frac{14 * b * d}{Fy} \quad (E. 61)$$

$$Asmin_2 = 21.57 \text{ cm}^2$$

Se usará el mayor acero mínimo para las verificaciones del diseño por lo tanto quedaría $Asmin = 21.57 \text{ cm}^2$. En cuanto al acero máximo longitudinal distribuido se encuentra con la ecuación:

$$As_{max} = 0.025 * d * b \quad (E. 62)$$

$$As_{max} = 162.5 \text{ cm}^2$$

Se encuentra el acero distribuido que llevará la losa de cimentación para la dirección X y Y donde debe cumplir con el mínimo y máximo de acero longitudinal para esto se usarán las mayores áreas de acero que se obtienen de SAFE de sus momentos más críticos.

Acero en dirección X:

- $AsX = 15.88 \text{ cm}^2 / 2.87 \text{ cm}^2 = 5.53 \approx 6$ varillas # 6 (cama acero superior).
- $AsX = 40.99 \text{ cm}^2 / 2.87 \text{ cm}^2 = 14.28 \approx 15$ varillas # 6 (cama acero inferior).

Separación entre varillas:

- $S = b / 12 = 200 \text{ cm} / 6 = 33.33 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$ (cama acero superior).
- $S = b / 12 = 200 \text{ cm} / 15 = 13.3 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$ (cama acero inferior).
- $S = 200 \text{ cm} / 25 \text{ cm} = 8$ varillas # 6 (cama acero superior).
- $S = 200 \text{ cm} / 10 \text{ cm} = 20$ varillas # 6 (cama acero inferior).
- $AsX = 8 * 2.87 \text{ cm}^2 = 22.96 \text{ cm}^2$ (cama acero superior).
- $AsX = 20 * 2.87 \text{ cm}^2 = 57.4 \text{ cm}^2$ (cama acero inferior).

$$As_{\min} < AsX < As_{\max}$$

$$21.57 \text{ cm}^2 < 22.96 \text{ cm}^2 < 162.5 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$
$$21.57 \text{ cm}^2 < 57.4 \text{ cm}^2 < 162.5 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

Varillas # 6 @25cm acero superior

Varillas # 6 @10cm acero inferior

En las esquinas de la cimentación lleva mayor refuerzo debido a un grosor de tira de $b = 170 \text{ cm}$ por lo que se hace una distribución diferente.

Acero en dirección X (esquinas):

- $AsX = 37.38 \text{ cm}^2 / 2.87 \text{ cm}^2 = 13.02 \approx 14$ varillas # 6 (cama acero superior).

- $AsX = 38.45 \text{ cm}^2 / 2.87 \text{ cm}^2 = 13.39 \approx 14$ varillas # 6 (cama acero inferior).

Separación entre varillas esquinas:

- $S = b / 14 = 170 \text{ cm} / 14 = 12.14 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$ (cama acero superior).
- $S = b / 14 = 170 \text{ cm} / 14 = 12.14 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$ (cama acero inferior).
- $S = 170 \text{ cm} / 10 \text{ cm} = 17$ varillas # 6 (cama acero superior).
- $S = 170 \text{ cm} / 10 \text{ cm} = 17$ varillas # 6 (cama acero inferior).
- $AsX = 17 * 2.87 \text{ cm}^2 = 48.79 \text{ cm}^2$ (cama acero superior).
- $AsX = 17 * 2.87 \text{ cm}^2 = 48.79 \text{ cm}^2$ (cama acero inferior).

$$As_{\min} < AsX < As_{\max}$$

$$18.41 \text{ cm}^2 < 48.79 \text{ cm}^2 < 138.12 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

$$18.41 \text{ cm}^2 < 48.79 \text{ cm}^2 < 138.12 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

Varillas # 6 @10cm acero superior

Varillas # 6 @10cm acero inferior

Como se puede ver el área de acero propuesto es mayor al acero mínimo y menor al acero máximo por lo que cumple para usar este refuerzo distribuido.

Acero en dirección Y:

- $AsY = 18.75 \text{ cm}^2 / 2.87 \text{ cm}^2 = 6.53 \approx 7$ varillas # 6 (cama acero superior).
- $AsY = 25.74 \text{ cm}^2 / 2.87 \text{ cm}^2 = 8.96 \approx 9$ varillas # 6 (cama acero inferior).

Separación entre varillas:

- $S = b / 7 = 200 \text{ cm} / 7 = 28.57 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$ (cama acero superior).

- $S = b / 9 = 200 \text{ cm} / 9 = 22.22 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$ (cama acero inferior).
- $S = 200 \text{ cm} / 25 \text{ cm} = 8$ varillas # 6 (cama acero superior).
- $S = 200 \text{ cm} / 20 \text{ cm} = 10$ varillas # 6 (cama acero inferior).
- $AsY = 8 * 2.87 \text{ cm}^2 = 22.96 \text{ cm}^2$ (cama acero superior).
- $AsY = 10 * 2.87 \text{ cm}^2 = 28.7 \text{ cm}^2$ (cama acero inferior).

$$As_{\min} < AsY < As_{\max}$$

$$21.57 \text{ cm}^2 < 22.96 \text{ cm}^2 < 162.5 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

$$21.57 \text{ cm}^2 < 28.7 \text{ cm}^2 < 162.5 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

Varillas # 6 @25cm acero superior

Varillas # 6 @20cm acero inferior

En las esquinas de la cimentación lleva mayor refuerzo debido a un grosor de tira de $b = 170 \text{ cm}$ por lo que se hace una distribución diferente.

Acero en dirección Y (esquinas):

- $AsX = 38.62 \text{ cm}^2 / 2.87 \text{ cm}^2 = 13.45 \approx 14$ varillas # 6 (cama acero superior).
- $AsX = 36.69 \text{ cm}^2 / 2.87 \text{ cm}^2 = 12.78 \approx 13$ varillas # 6 (cama acero inferior).

Separación entre varillas esquinas:

- $S = b / 14 = 170 \text{ cm} / 14 = 12.14 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$ (cama acero superior).
- $S = b / 13 = 170 \text{ cm} / 14 = 13.07 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$ (cama acero inferior).
- $S = 170 \text{ cm} / 10 \text{ cm} = 17$ varillas # 6 (cama acero superior).
- $S = 170 \text{ cm} / 10 \text{ cm} = 17$ varillas # 6 (cama acero inferior).

- $AsX = 17 * 2.87 \text{ cm}^2 = 57.4 \text{ cm}^2$ (cama acero superior).
- $AsX = 17 * 2.87 \text{ cm}^2 = 57.4 \text{ cm}^2$ (cama acero inferior).

$$As_{\min} < AsX < As_{\max}$$

$$18.41 \text{ cm}^2 < 48.79 \text{ cm}^2 < 138.12 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

$$18.41 \text{ cm}^2 < 48.79 \text{ cm}^2 < 138.12 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

Varillas # 6 @10cm acero superior

Varillas # 6 @10cm acero inferior

Para el diseño a corte de la losa de cimentación deberá soportar las cortantes últimas la aportación de resistencia a corte del concreto, ya que no lleva refuerzo de acero por corte y se usará la ecuación que sugiere la norma ACI 318-19:

$$\Phi v^* V_{cr} = \Phi v * 0.53 * \sqrt{f'c} * d * b \quad (\text{E. 63})$$

Donde:

- $d = 40 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 32.5 \text{ cm}$.
- $b = 200 \text{ cm}$ (ancho de tiras de análisis de armado).
- $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$.
- $\Phi v = 0.75$ (cortante según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 21).

$$\Phi v * V_{cr} = 43311.54 \text{ kg} = 43.31 \text{ Ton}$$

La cortante de diseño máxima deberá cumplir con la siguiente ecuación para ser aceptable en la cimentación:

$$\Phi v^* V_{cr} \geq V_u \quad (E. 64)$$

Donde:

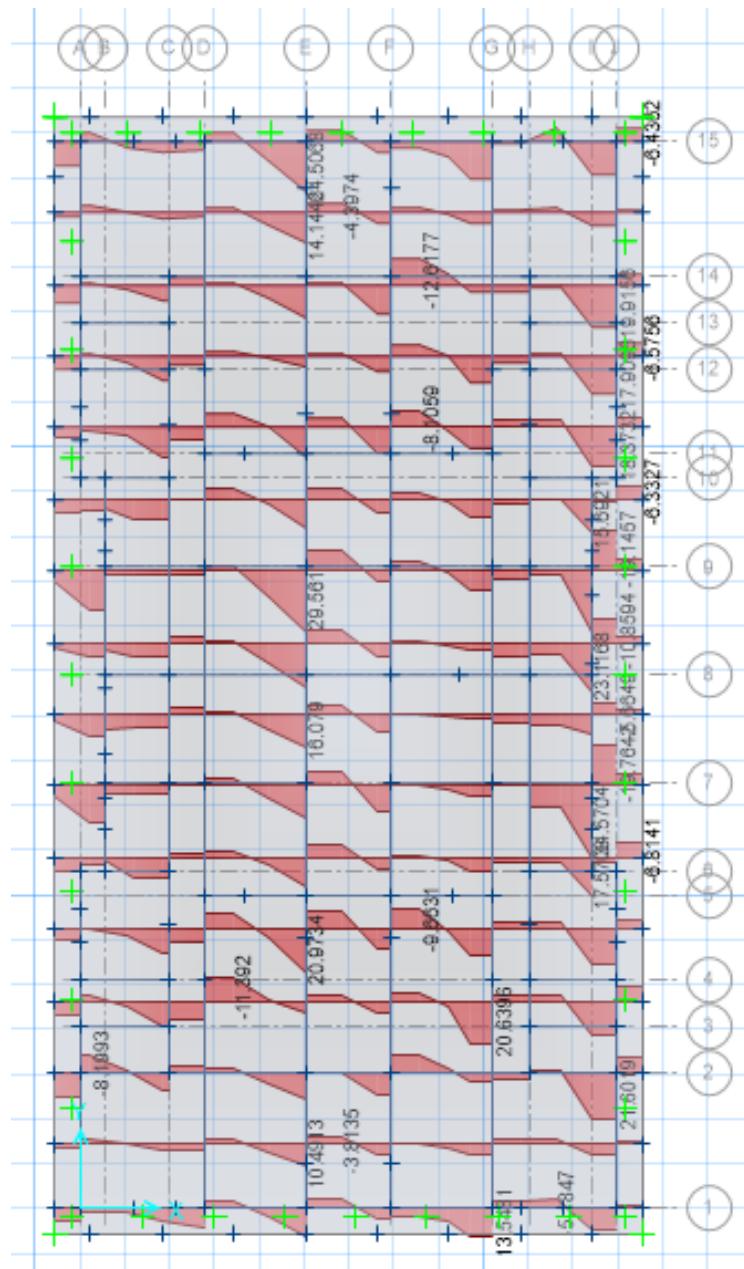
- $V_{uX} = 29.56$ Ton (Dato obtenido del modelo SAFE dirección X).
- $V_{uY} = 36.61$ Ton (Dato obtenido del modelo SAFE dirección Y).

43.31 Ton ≥ 29.56 Ton (dirección X) cumple

43.31 Ton ≥ 36.61 Ton (dirección Y) cumple

Figura 36.

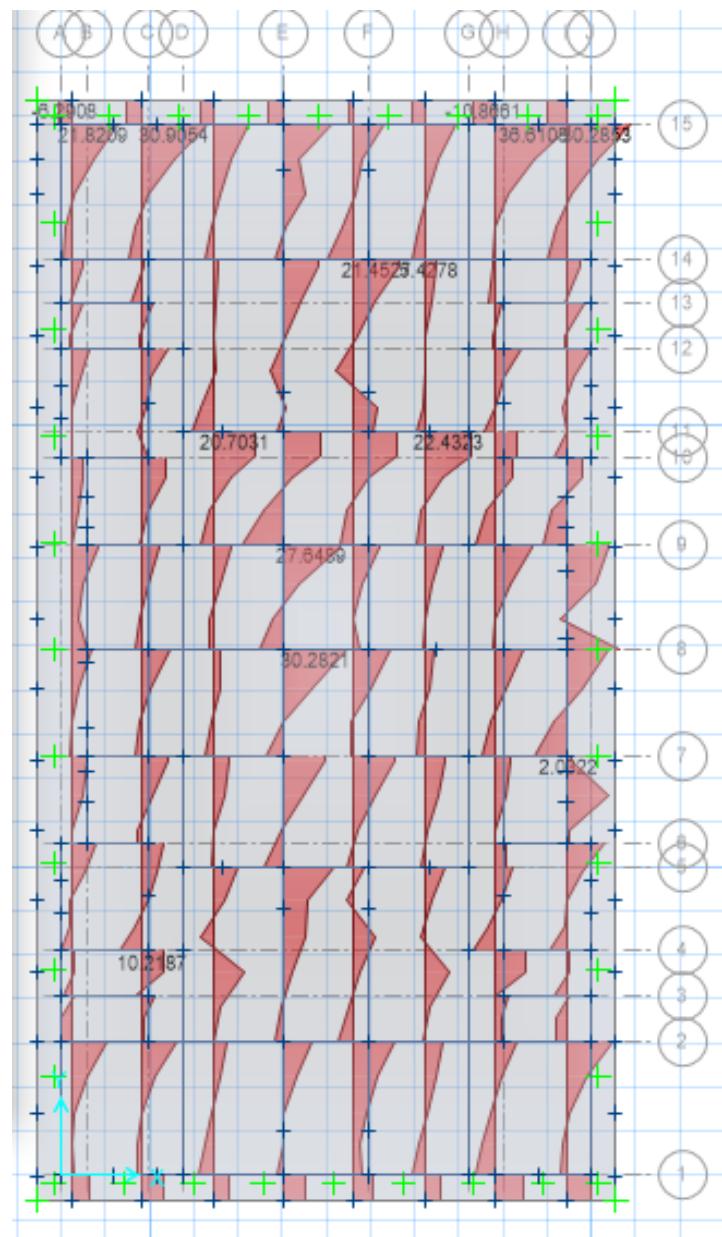
Cortantes últimas dirección X (Ton)



Nota. Esquema de cortantes en losa debido a combinación de cargas. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Figura 37.

Cortantes última dirección Y (Ton)



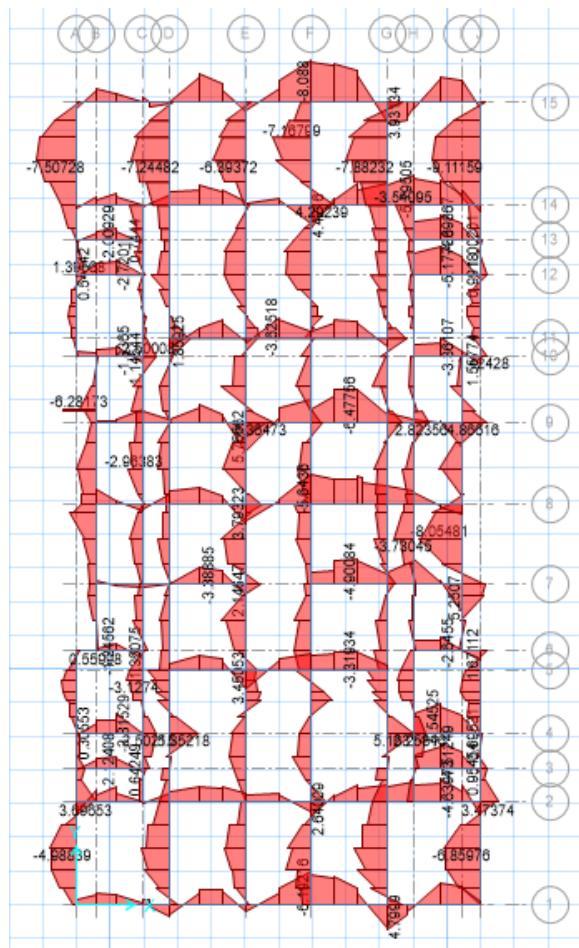
Nota. Esquema de cortantes en losa debido a combinación de cargas. Elaboración propia, realizado con SAFE.

3.3.1. Viga de cimentación

La platea de cimentación llevará vigas de cimentación para aportar mayor rigidez en la cimentación y disminuir cortes sobre esta losa, estas se colocan debajo de los muros estructurales.

Figura 38.

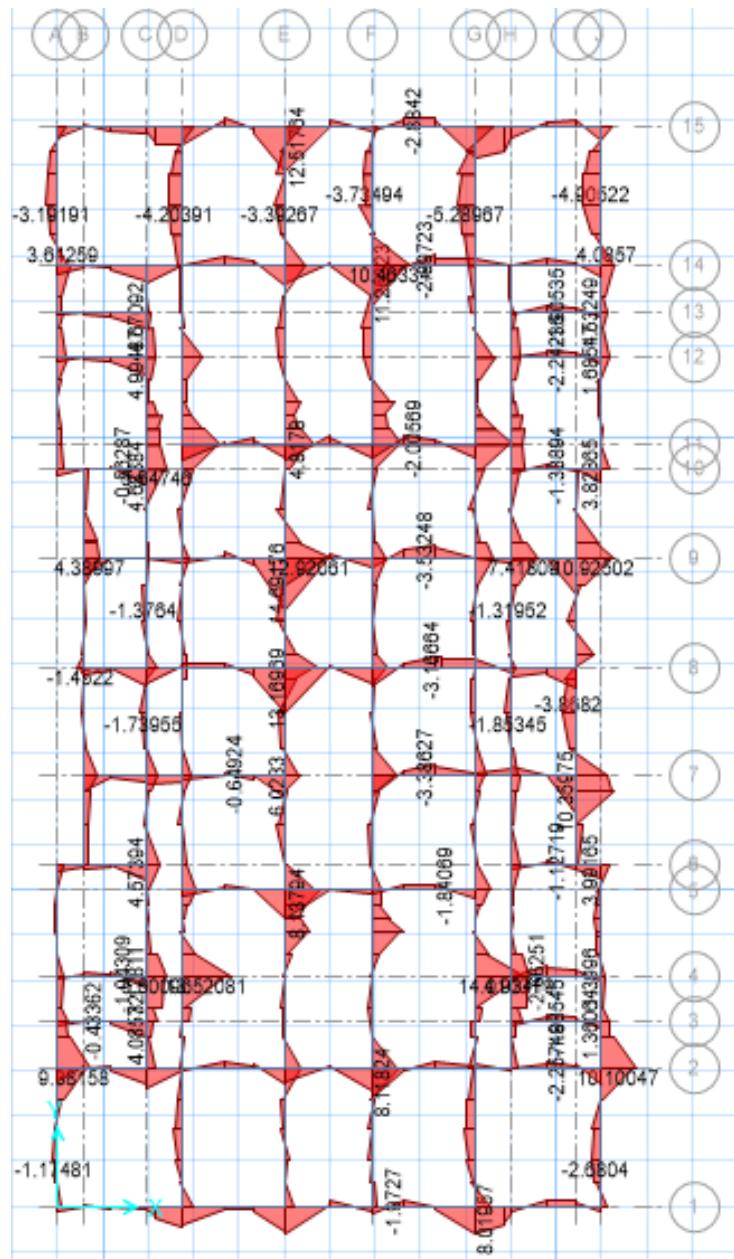
Envolvente de momentos negativo en vigas (Ton-m)



Nota. Esquema de momentos en vigas debido a envolvente de cargas. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Figura 39.

Envolvente de momentos positivos en vigas (Ton-m)



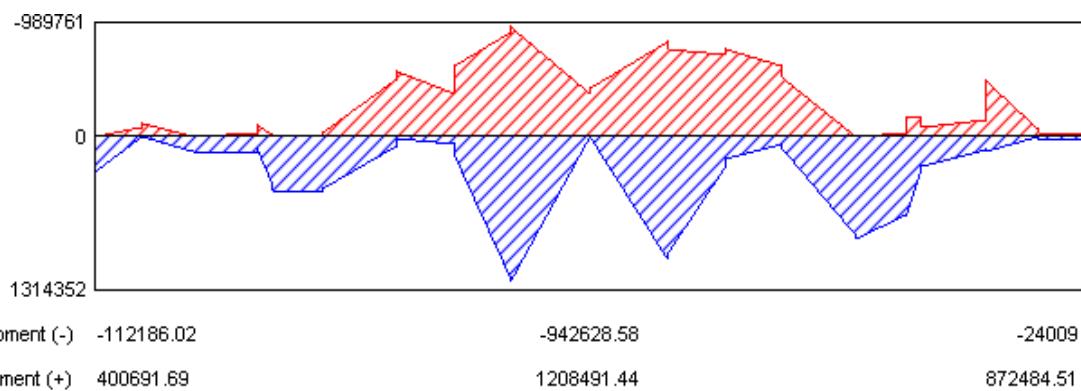
Nota. Esquema de momentos en vigas debido a envolvente de cargas. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Se necesita utilizar la ecuación 59 para encontrar el acero longitudinal de la viga con una sección de 30 cm x 60 cm sometida a flexión como indica la norma ACI 318-19 usando los siguientes datos:

Tramos A-J (eje 15):

Figura 40.

Momentos últimos en viga A-J eje 15 (kg-cm)



Nota. Esquema de momentos últimos en vigas debido a envolvente de cargas. Elaboración propia, realizado con SAFE.

$$M_u (-) = 942628.28 \text{ kg-cm} \text{ (dato obtenido del modelo SAFE negativo)}$$

$$M_u (+) = 1208491.44 \text{ kg-cm} \text{ (dato obtenido del modelo SAFE positivo)}$$

$$d = 60 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 32.5 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$F_y = 4218 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s (-) = 4.84 \text{ cm}^2 \text{ (refuerzo superior)}$$

$$A_s (+) = 7.29 \text{ cm}^2 \text{ (refuerzo inferior)}$$

Para encontrar el acero mínimo en las vigas se encuentra con la ecuación 60 y 61 con los siguientes datos:

- $d = 60 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 32.5 \text{ cm}$.
- $b = 30 \text{ cm}$.
- $F_y = 4218 \text{ kg/cm}^2$.
- $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$.

$$As_{min_1} = 5.228 \text{ cm}^2$$

$$As_{min_2} = 5.007 \text{ cm}^2$$

Se usará el mayor acero mínimo para las verificaciones del diseño por lo tanto quedaría $As_{min} = 5.228 \text{ cm}^2$. En cuanto al acero máximo longitudinal distribuido se encuentra con la ecuación 62 quedando como resultado:

$$As_{max} = 39.375 \text{ cm}^2$$

Se encuentra el acero que llevarán las vigas tanto en la parte superior e inferior donde debe cumplir con el mínimo y máximo de acero longitudinal.

Cama superior:

- $As_{sup} = 4.84 \text{ cm}^2 / 1.99 \text{ cm}^2 = 2.43 \approx 3 \text{ varillas \# 5}$.
- $As_{sup} = 3 * 1.99 \text{ cm}^2 = 5.87 \text{ cm}^2$.
- $As_{min} < As_{sup} < As_{max}$.

$$5.228 \text{ cm}^2 < 5.87 \text{ cm}^2 < 39.375 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

Como se puede ver el área de acero propuesto es mayor al acero mínimo y menor al acero máximo por lo que cumple para usar este refuerzo longitudinal.

Cama inferior:

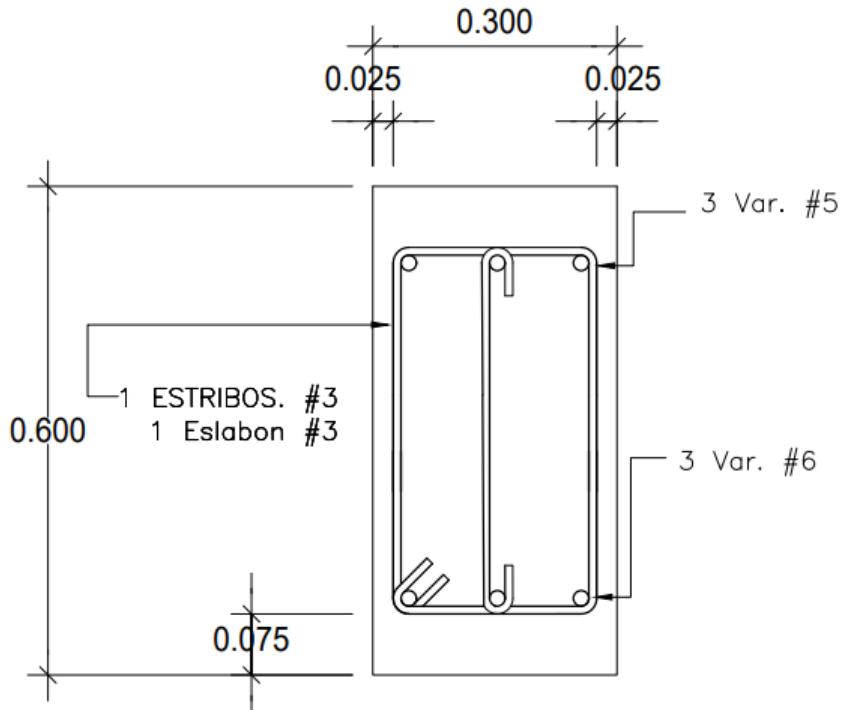
- $A_{sinf} = 7.29 \text{ cm}^2 / 2.87 \text{ cm}^2 = 2.54 \approx 3$ varillas #6.
- $A_{sinf} = 3 * 2.87 \text{ cm}^2 = 8.61 \text{ cm}^2$.
- $A_{smin} < A_{sinf} < A_{smax}$.

$$5.228 \text{ cm}^2 < 8.61 \text{ cm}^2 < 39.375 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

Como se puede ver el área de acero propuesto es mayor al acero mínimo y menor al acero máximo por lo que cumple para usar este refuerzo. Este refuerzo longitudinal se usará para todas las vigas en la estructura.

Figura 41.

Sección viga de cimentación (m)



Nota. Esquema de armado final de viga de cimentación. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

Para el refuerzo por corte de la viga de cimentación se usará la ecuación 63 para encontrar el esfuerzo a corte del concreto sobre la viga con los datos:

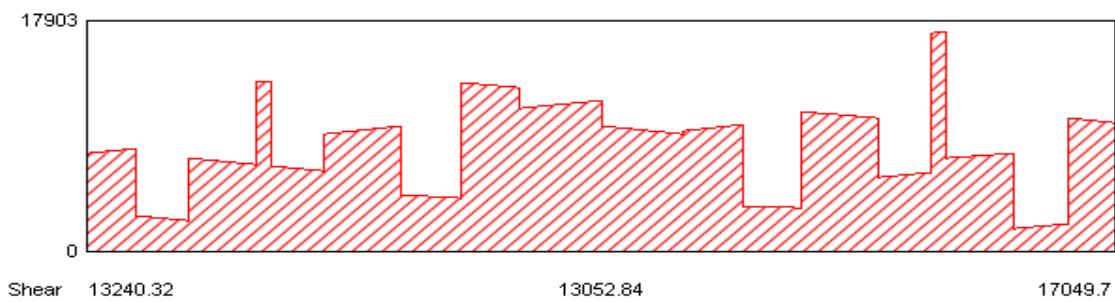
- $d = 60 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 32.5 \text{ cm}$.
- $b = 30 \text{ cm}$ (ancho de viga).
- $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$.
- $\Phi_v = 0.75$ (cortante según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 21).

$$\Phi_v * V_{cr} = 10494.72 \text{ kg} = 10.495 \text{ Ton}$$

Los cortantes últimos deberán cumplir con la condición de que establece la ecuación 64 donde el cortante de diseño deberá ser menor al corte del concreto.

Figura 42.

Cortante últimos en viga A-J eje 15 (kg-cm)



Nota. Esquema de cortantes últimos en vigas debido a envolvente de cargas. Elaboración propia, realizado con SAFE.

$$V_u = 17049.7 \text{ kg} \text{ (Dato obtenido del modelo SAFE)}$$

$$10494.72 \text{ kg} \geq 17049.7 \text{ kg no cumple}$$

La norma establece si el cortante último es mayor al corte del concreto se deberá usar acero de refuerzo para corte en este caso estribos. Para la separación del estribo será con las siguientes condiciones:

$$d/2 = 52.5 \text{ cm} / 2 = 26.25 \text{ cm}$$

Se deberá aproximar la separación de estribos quedando $S_1 = 25 \text{ cm}$. Para encontrar la medida de las varillas de los estribos se hará conociendo el número de ramas la cual será 3 tanto del acero inferior y superior longitudinal.

$$A_v = 3 * 0.713 \text{ cm}^2 = 2.139 \text{ cm}^2 \text{ (usar varilla # 3)}$$

Con la siguiente ecuación se obtiene la separación máxima de los estribos en la zona confinada:

$$Sep = \frac{A_v * F_y * d}{\frac{V_u}{\Phi_v} - V_{cr}} \quad (\text{E. 65})$$

Donde:

- $V_u = 17049.7 \text{ kg}$ (Dato obtenido del modelo SAFE).
- $V_{cr} = 13992.96 \text{ kg}$ (cortante de concreto).
- $d = 60 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 32.5 \text{ cm}$.
- $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$.
- $\Phi_v = 0.75$ (cortante según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 21).

$$Sep = 38.72 \text{ cm}$$

Se continúa usando la separación propuesta de $S_1 = 25$ cm de estribos para las zonas confinadas, ya que es menor a la separación calculada de 38.72 cm. Por lo tanto, se despeja la variable A_v de la ecuación 65 para obtener el área requerida de estribos por confinamiento:

$$A_{v_reque} = \frac{Sep * \left(\frac{V_u}{\Phi_v} - V_{cr}\right)}{F_y * d} \quad (E. 66)$$

Donde:

- $Sep = 25$ cm (separación de estribos)

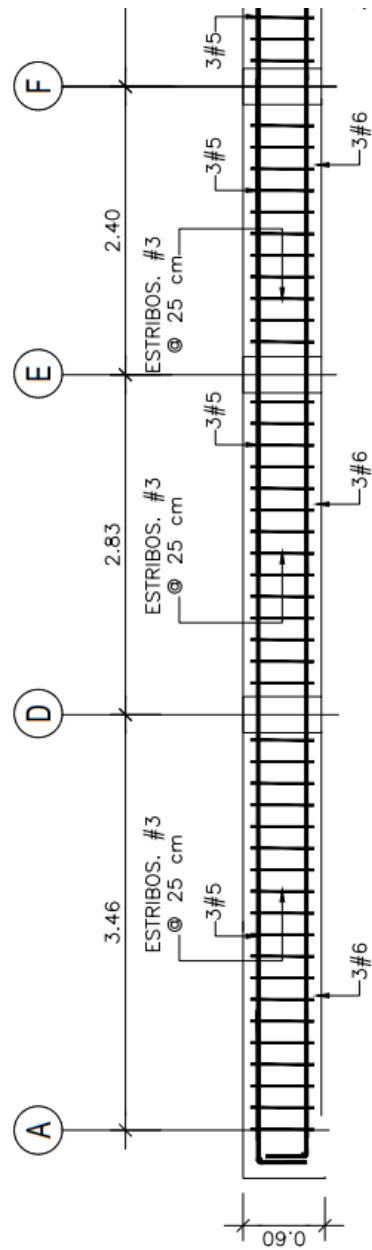
$$A_{v_reque} = 1.382 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_reque} / Sep = 0.055 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

El armado final de la viga de cimentación será de la siguiente manera y se aplicará para todas las vigas dentro de la losa de cimentación:

Figura 43.

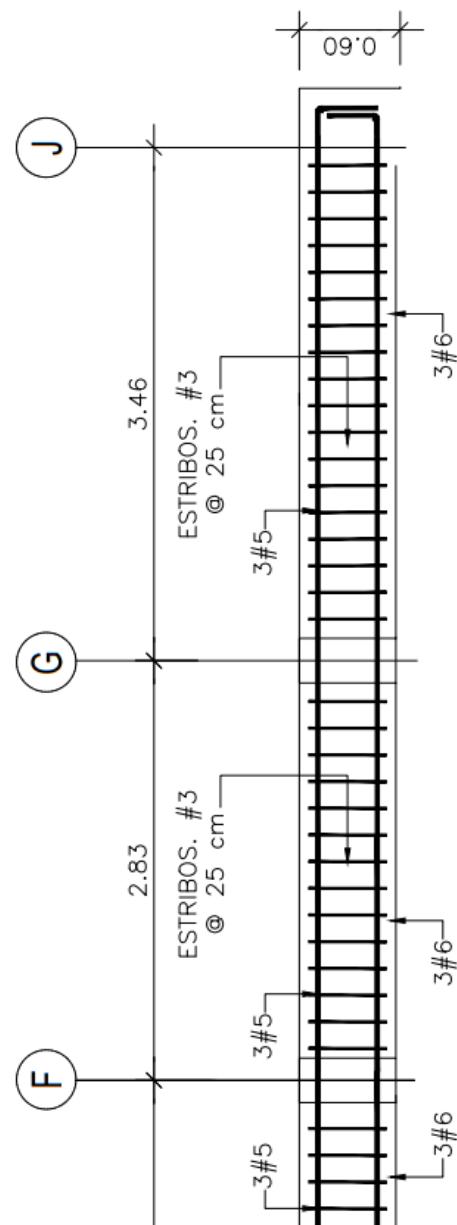
Armado de viga de cimentación tramo A-J eje 15 sección 1



Nota. Esquema de armado final de vigas de cimentación. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

Figura 44.

Armado de viga de cimentación tramo A-J eje 15 sección 2



Nota. Esquema de armado final de vigas de cimentación. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

4. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA CON AISLADORES

Para el diseño de esta estructura, se obtendrá el diseño del aislador sísmico a partir de las normas ASCE 7-16, capítulo 17. Por lo que se sabe las normas AGIES aún no tienen parámetros para este tipo de elementos más que solo una propuesta de la norma para el uso aisladores sísmicos pero que usa como parámetro la misma norma ASCE 7-16. Los materiales del aislador sísmico serán de goma y acero, se utilizará el modelo de ETABS empleado en el capítulo 3 con la diferencia que este tendrá aislación en su base.

4.1. Diseño de aislador

Se debe de tomar en cuenta los siguientes cambios en el modelo ETABS del capítulo 3 para poder analizar la estructura con aislación en la base:

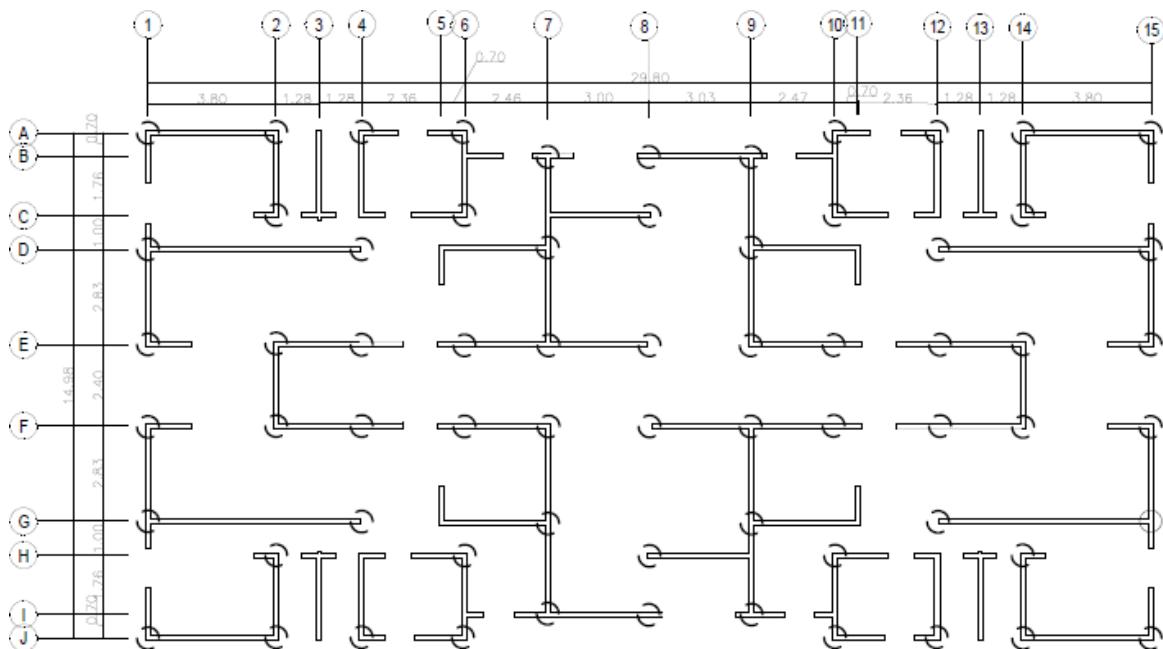
- Se ha generado un subnivel por debajo del nivel cero de la edificación empotrada, conformando esta última la base empotrada y el nivel cero un diafragma rígido adicional al modelo para repartir los aisladores sobre la base de la estructura y adicional el nuevo diafragma tendrá vigas conectoras donde se repartirán los aisladores sobre la estructura.
- Mediante elementos lineales verticales de propiedad nula, ubicados entre en nivel cero y el subnivel base, se ha representado los aisladores sísmicos, en la ubicación preliminar prevista. A estos elementos se les ha asignado la propiedad NLINK, previamente generada, del tipo "Aislador" que son los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

- Se colocaron pedestales de 1.4 metros de altura que actúan como columnas cortas las cuales serán el soporte de la estructura colocados debajo de cada aislador el cual será el nuevo subnivel.

La distribución en planta de los aisladores quedará de la siguiente manera:

Figura 45.

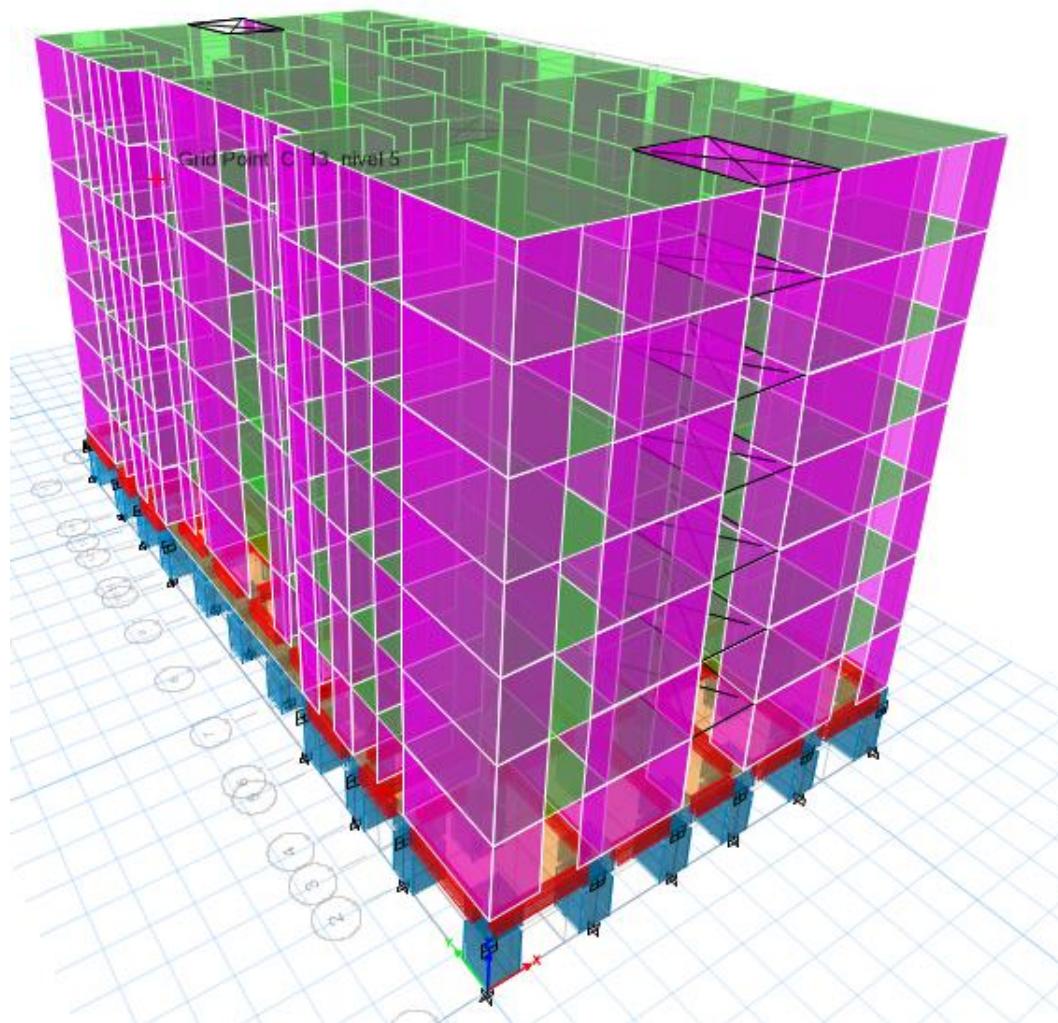
Distribución de aisladores sísmicos en planta



Nota. Esquema donde muestra la colocación de los aisladores en la base de estructura.
Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

Figura 46.

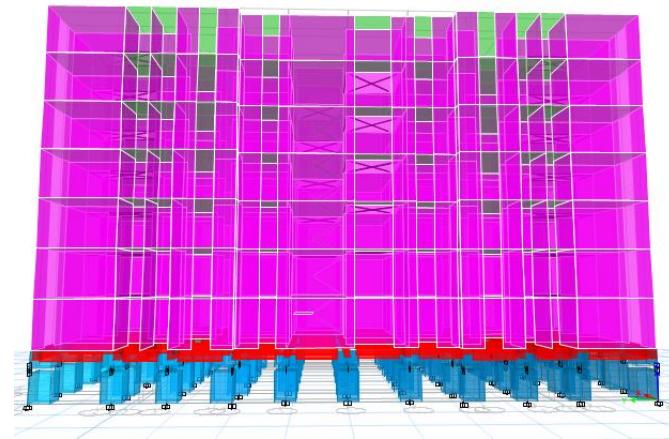
Modelo ETABS de estructura aislada



Nota. Esquema 3D de edificación con aisladores. Elaboración propia, realizado con ETABS.

Figura 47.

Elevación de estructura aislada eje A



Nota. Elevación de edificación con aisladores. Elaboración propia, realizado con ETABS.

Figura 48.

Elevación de estructura aislada eje 1



Nota. Elevación de edificación con aisladores. Elaboración propia, realizado con ETABS.

4.1.1. Determinación de parámetros para el aislador

Para los sistemas estructurales tipo cajón en este caso muros de ductilidad limitada el factor de reducción R se multiplicará por 3/8 como lo indica el ASCE 7-16 para factores $R>2$ y en este caso se usó un factor de 4 en la estructura aislada, por lo tanto, se podría usar una $R=2$ para la superestructura que serían la edificación aislada y $R=1$ para la subestructura siendo los pedestales.

Se usarán los parámetros de sitio para el espectro sísmico usado en el capítulo anterior:

$$Kd_{\text{aislado}} = 0.66$$

$$Sd1 = 0.34$$

Como lo indica el capítulo 3 de esta investigación el periodo fundamental de la estructura es de $T = 0.24$ segundos por lo que se buscará un periodo deseado de $T_D = 1.8$ segundos usando como parámetro un $T_D > 4$ veces el periodo de la estructura empotrada y una cantidad objetiva a modo que la estructura no sufra volteo debido al movimiento sísmico, además de usar un coeficiente de amortiguamiento efectivo de 30 % que comúnmente se usa para aisladores de núcleo de plomo.

$$T_D = 1.8 \text{ segundos}$$

$$\beta_{\text{eff}} = 0.3$$

Se obtendrá un coeficiente de amortiguamiento a partir de los datos de amortiguamiento efectivo:

Tabla 16.*Coeficientes de amortiguamiento BD*

Amortiguamiento efectivo (%)	Factor B_D
< 2	0.8
5	1
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
> 50	2

Nota. Factores para encontrara amortiguamiento. Obtenido de H. Flores y F. Cauhata (2015). *Analisis y diseño estructural con aisladores sismicos y analisis comparativa de respuesta sismica y costos de edificacion convencional.* (<https://repositorio.unsa.edu.pe/items/63fde93f-8b6b-4393-9b6f-386e40f61e14/full>), consultado el 5 de abril de 2022. De dominio público.

$$B_D = 1.7$$

4.1.2. Determinación de desplazamiento del aislador

Se encuentra el desplazamiento lateral de diseño de la estructura con el aislador con la ecuación:

$$D_D = \frac{g * Sd1 * T_D}{4 * \pi^2 * B_D} \quad (E. 67)$$

Donde:

- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ (gravedad).

- $S_d1 = 0.34$.
- $T_D = 1.8$ segundos.
- $B_D = 1.7$.

$$D_D = 8.946 \text{ cm}$$

4.1.3. Determinación de rigidez horizontal del aislador

$$K_{D\min} = \frac{4 * \pi^2 * W}{g * T_D^2} \quad (\text{E. 68})$$

Donde:

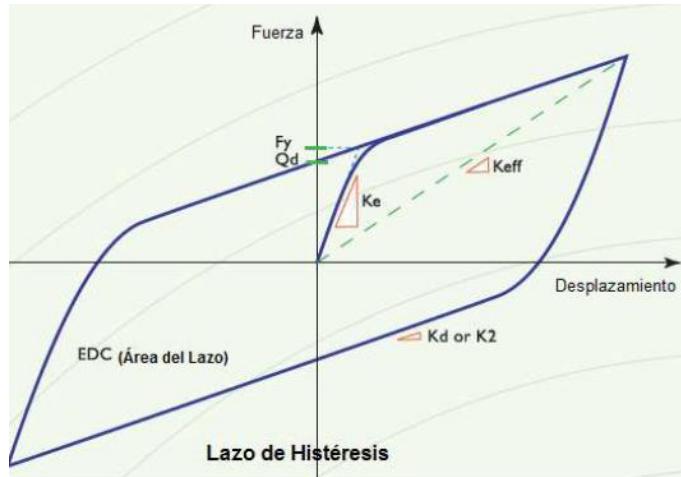
- $W = 3323.168$ Ton (Peso sísmico de la estructura).

$$K_{D\min} = 40.478 \text{ Mn/m}$$

Para modelar el aislador se utiliza las gráficas de lazo de histéresis y encontrar la rigidez efectiva horizontal y fuerzas que actúan sobre el aislador.

Figura 49.

Lazo de histéresis bilineal



Nota. Grafica de histeresis para el diseño de aisladores sismicos. Obtenido de Dynamic Isolation System. (s.f.). *Aislamiento sismico para edificaciones y puentes*. (www.dis-inc.com), consultado el 5 de abril de 2022. De dominio público.

Se obtiene la rigidez efectiva horizontal donde se igualan los parámetros:

$$K_{eff} = K_{Dmin}$$

$$D = D_D$$

Se encuentra la energía en el lazo histérico que sería el área:

$$WD = 2 * \pi * K_{eff} * \beta_{eff} * D^2 \quad (E. 69)$$

$$WD = 0.611 \text{ MN/m}$$

Se obtiene la fuerza característica Q del lazo histérico del sistema con aislamiento y su fluencia inicial será $D_y = 0$.

$$Q = \frac{WD}{4 * (D - Dy)} \quad (E. 70)$$

$$Q = 1.706 \text{ MN}$$

Se calcula el valor K2 de la gráfica del lazo histérico del sistema aislado:

$$K2 = K_{\text{eff}} - \frac{Q}{D} \quad (E. 71)$$

$$K2 = 21.403 \text{ MN/m}$$

Se vuelve a recalcular los valores tanto de Q como la fluencia Dy para los aisladores que tienen goma:

$$K1 = 10 * K2 \quad (E. 72)$$

$$K1 = 214.032 \text{ MN/m}$$

Valor Dy recalculado:

$$Dy = \frac{WD}{K1 * K2} \quad (E. 73)$$

$$Dy = 0.886 \text{ cm}$$

Valor Q recalculado:

$$Q = 1.894 \text{ MN}$$

4.1.3.1. Área de plomo del aislador

Se encontrará el esfuerzo de fluencia del plomo:

$$F_y = Q + D * K_2 \quad (E. 74)$$

$$F_y = 2.084 \text{ MN}$$

Se encuentra el área total del plomo de todo el sistema el cual será:

$$A_p = \frac{F_y}{\sigma_y} \quad (E. 75)$$

Donde:

- $\sigma_y = 10 \text{ MPa}$ (Esfuerzo de fluencia del plomo).

$$A_p = 0.208 \text{ m}^2$$

Ahora se determina el área de plomo por cada unidad del aislador:

$$A_{pu} = \frac{A_p}{N} \quad (E. 76)$$

Donde:

- $N = 66$ (cantidad de aisladores del sistema).

$$A_{pu} = 31.568 \text{ cm}^2$$

Para encontrar el diámetro del núcleo de plomo del aislador:

$$\theta_{pu} = \sqrt{\frac{4 * Apu}{\pi}} \quad (E. 77)$$

$$\theta_{pu} = 6.34 \text{ cm}$$

Se obtienen el valor de rigidez K2 con los nuevos datos obtenidos:

$$K2 = 19.307 \text{ MN/m}$$

4.1.3.2. **Diseño de goma del aislador**

Se asumirá una deformación de corte de la goma de 100 % aunque puede llegar una deformación del 250 % según indiquen las especificaciones del aislador y así obtener la altura de la goma.

$$Hg = \frac{D_D}{100 \%} \quad (E. 78)$$

$$Hg = 8.946 \text{ cm} \approx \text{aprox. 9 cm}$$

Con el dato anterior se tiene el área de la goma total de sistema de aislamiento que será:

$$Ag = \frac{K2 * Hg}{G} \quad (E. 79)$$

Donde:

- $G = 0.38 \text{ MPa}$ (módulo de corte de goma).

$$A_g = 4.573 \text{ m}^2$$

Ahora se obtiene el área de goma por unidad de aislador:

$$A_{gu} = \frac{A_g}{N} \quad (\text{E. 80})$$

Donde:

- $N = 66$ (cantidad de aisladores del sistema)

$$A_{gu} = 0.069 \text{ m}^2$$

Calcular el diámetro de la goma del aislador:

$$\Theta_{II} = \sqrt{\frac{4 * A_{gu}}{\pi} + \Theta_{pu}^2} \quad (\text{E. 81})$$

$$\Theta_{II} = 30.37 \text{ cm}$$

También se tiene la opción de calcular el diámetro de la goma a partir de la carga última sobre el aislador, esta carga última viene de la combinación de carga 100 % CM+ 25 % CV del modelo en ETABS:

$$\Theta_I = \sqrt{\frac{P_{u_max} * 4}{8 \text{ MPa}} \frac{\pi}{\pi}} \quad (\text{E. 82})$$

Donde:

- $P_{u_max} = 85.20$ Ton (Dato obtenido de modelo ETABS).

$$\theta_I = 35.899 \text{ cm}$$

Se usará el menor valor el cual será $\theta_{II} = 35.41$ cm para el diseño. Ahora se recalculará la rigidez lateral K_2 para el sistema aislado despejando la ecuación:

$$K_2 = G^* A_g / H_g = 19.307 \text{ MN/m}$$

En este paso se debe de tomar en cuenta que la altura H_g de la goma deberá cambiarse y hacer iteraciones hasta obtener valores iguales entre los K_2 obtenidos por lo que la altura final de la goma es $H_g=7\text{cm}$.

$$K_2 = K_2$$

$$19.307 \text{ MN/m} = 19.307 \text{ MN/m}$$

Por último, se obtiene la rigidez efectiva vertical del sistema donde se recalcula con los datos obtenidos anteriormente:

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad (E. 83)$$

$$K_{eff} = 40.478 \text{ MN/m}$$

Y para la rigidez efectiva horizontal de cada aislador se tiene:

$$K_{effu} = K_{eff}/N \quad (E. 84)$$

$$K_{effu} = 0.613 \text{ MN/m}$$

Para comprobar que los datos obtenidos de rigideces se encuentren correctos se comparan los datos iniciales asumidos con los datos de las siguientes ecuaciones de no quedar iguales se hará un proceso de iteración de modo que se obtengan valores similares con los datos iniciales.

$$T_D = 2 * \pi * \sqrt{\frac{W}{g * K_{eff}}} \quad (E. 85)$$

$$\beta = \frac{WD}{2 * \pi * K_{eff} * D_D^2} \quad (E. 86)$$

$$B_D = \frac{g * Sd1 * T_D}{4 * \pi^2 * D_D} \quad (E. 87)$$

$$D_D = \frac{g * Sd1 * T_D}{4 * \pi^2 * B_D} \quad (E. 88)$$

Los resultados de las ecuaciones serán los siguientes:

$$T_D = 1.8 \text{ seg.}$$

$$\beta = 0.3$$

$$B_D = 1.7$$

$$D_D = 8.946 \text{ cm}$$

No fue necesario hacer iteraciones, ya que los valores fueron iguales al primer tanteo eso quiere decir que los datos de rigideces obtenidos cumplen para los aisladores.

4.1.4. Desplazamiento total del diseño

Para este diseño se toma en cuenta los efectos causados por la torsión de la estructura y se usa el aislador más lejano del centro de rigidez, ya que será el más desfavorable para la torsión y se obtiene con:

$$DT_D = D_D * (1 + y * \frac{12 * e}{b^2 + d^2}) \quad (E. 89)$$

Donde:

- $y = 14.9$ cm (distancia del centro de rigidez hasta el aislador de interés).
- $b = 14.98$ cm (dimensión corta de la estructura).
- $d = 29.8$ cm (dimensión larga de la estructura).
- $e = 0.05 * d$ (excentricidad accidental).

$$DT_D = 11.088 \text{ cm}$$

4.1.5. Desplazamiento máximo

En este desplazamiento máximo se va a considerar un sismo que aumenta a 1.5 que afectará los parámetros sísmicos del espectro de respuesta sísmica y se tiene:

$$T_M = T_D$$

$$B_M = B_D$$

Se encuentra el desplazamiento máximo con la ecuación:

$$D_M = \frac{g * SM1 * T_M}{4 * \pi^2 * B_M} \quad (E. 90)$$

Donde:

- $SM1 = 1.5 * Sd1 = 0.51$ seg.
- $D_M = 13.418$ cm.

La rigidez mínima efectiva para el sismo máximo será:

$$K_{Mmin} = K_2 - \frac{Q}{D_M} \quad (E. 91)$$

$$K_{Mmin} = 33.421 \text{ MN/m}$$

Se encuentra el amortiguamiento efectivo real para el sistema aislado:

$$W_M = 4 * Q * (D_M - D_y) \quad (E. 92)$$

$$\beta_M = \frac{W_M}{2 * \pi * K_{eff_M} * D_M^2} \quad (E. 93)$$

Donde:

- $K_{eff_M} = K_{Mmin}$.

$$W_M = 0.949 \text{ MN*m}$$

$$\beta_M = 0.251$$

Mediante la tabla 18 se obtiene el valor del coeficiente de amortiguamiento:

$$B_M = 1.602$$

Y se encuentra el periodo real de a la estructura con un sismo máximo considerado:

$$T_M = 2 * \pi * \sqrt{\frac{W}{g * K_{M\min}}} \quad (E. 94)$$

$$T_M = 1.981 \text{ seg.}$$

Ahora se hace un proceso de iteración hasta que los valores de B_M y T_M convengan y esos se utilizaran, aquí se tiene los valores finales de iteración:

$$B_M = 1.540$$

$$T_M = 2.077 \text{ seg}$$

$$D_M = 17.092 \text{ cm}$$

$$K_{M\min} = 30.387 \text{ MN/m}$$

$$W_M = 1.228 \text{ MN*m}$$

$$\beta_M = 0.22$$

4.1.5.1. Desplazamiento total máximo

La ecuación para utilizar será similar a la del desplazamiento total de diseño donde se considera el desplazamiento máximo y no el de diseño:

$$DT_M = D_M * \left(1 + y * \frac{12 * e}{b^2 + d^2}\right) \quad (E. 95)$$

$$DT_M = 211.854 \text{ mm}$$

Se permite aumentar un 10 % del desplazamiento máximo esto sirve por si el sistema de aislamiento sufre configuraciones para resistir torsiones:

$$DT_M = 1.1 * D_M = 188.013 \text{ mm}$$

4.1.6. Detalles del aislador

Las capas del aislador sísmico tendrán las siguientes características:

- $T_g = 4 \text{ mm}$ (Espesor de lámina de goma).
- $T_s = 2.5 \text{ mm}$ (Espesor de lámina de acero).
- $T_p = 32 \text{ mm}$ (Espesor de placas inicial).

Se encontrará el número de capas del aislador donde se divide la altura H_g entre T_g espesor de gomas donde $N_{capas} = 24$. Seguidamente se obtiene la altura total del aislador.

- $H_T = 2 * T_p + N_{capas} * T_g + (N_{capas}-1) * T_s$.
- $H_T = 217.5 \text{ mm}$.

4.1.7. Determinación de rigidez vertical del aislador

La determinación de rigidez vertical del aislador se detalla en los siguientes subtítulos.

4.1.7.1. Rigidez vertical de goma

Se encuentra el factor de forma con la ecuación:

$$Sg = \frac{\Theta II - \Theta pu}{4 * Tg} \quad (E. 96)$$

$$Sg = 15.019$$

Se obtiene el módulo de compresión para la combinación de la goma y plomo:

$$Ecg = \frac{6 * G * Sg^2 * K}{6 * G * Sg^2 + K} \quad (E. 97)$$

Donde:

- $G = 0.38 \text{ MPa}$ (módulo de corte de goma).
- $K = 2000 \text{ MPa}$ (módulo de compresibilidad de goma).

$$Ecg = 409.088 \text{ MPa}$$

Por último, se tiene la rigidez vertical de la goma:

$$Kvg = \frac{Ecg * Agu}{Hg} \quad (E. 98)$$

$$Kvg = 314.918 \text{ MN/m}$$

4.1.7.2. Rigidez vertical de plomo

Se define la altura que ocupará el núcleo de plomo que será:

$$H_p = H_T - 2 * T_p = 15.35 \text{ cm}$$

Ahora se encuentra la rigidez vertical que aporta el plomo al sistema de aislamiento:

$$K_{vp} = \frac{EI * Apu}{H_p} \quad (\text{E. 99})$$

Donde:

- $EI = 14000 \text{ MPa}$ (Modulo de compresibilidad de goma).

$$K_{vp} = 287.918 \text{ MN/m}$$

Por último, se obtiene la rigidez vertical por unidad de aislador:

$$K_v = K_{vg} + K_{vp} = 602.837 \text{ MN/m}$$

4.1.8. Propiedades del aislador

Las características inelásticas por unidad de aislador se detallan en la tabla 17.

Tabla 17.*Características inelásticas por unidad de aislador*

Propiedad	Nomenclatura	Valor
Fuerza característica	Qd	28.696 kN
Rigidez postfluencia	Kp	0.293 kN/m
Rigidez elástica	Ke	3.243 kN/m
Desplazamiento de fluencia	Dyu	9.726 mm
Esfuerzo de fluencia	Fyu	31.568 kN
Rigidez efectiva	Keffu	0.613 kN/m
Energía de lazo de histéresis	WD	9251.229 kN*mm
Amortiguamiento	βeff	30 %
Ratio de rigidez	K1/K2	0.09

Nota. Datos obtenidos a partir de rigideces de aislador sísmico. Elaboración propia, realizado con Excel.

Se procede a elegir un aislador del catálogo de la marca DSI (Dynamic Isolation Systems) se puede ver en el Apéndice 1 y los detalles finales del aislador quedaron de la siguiente manera:

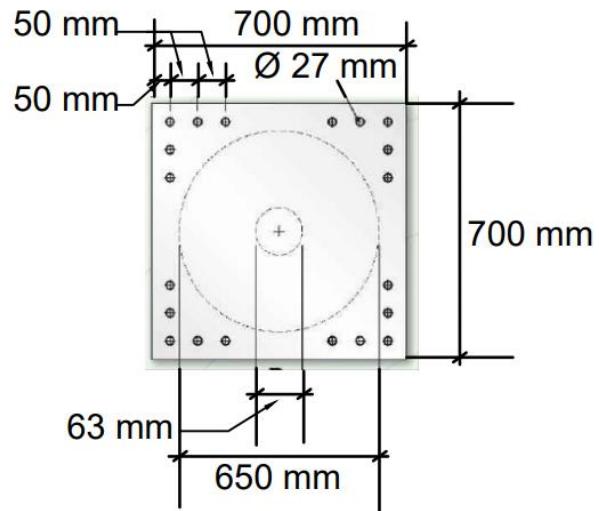
Tabla 18.*Detalles físicos del aislador*

Características	Valor
Altura total de aislador	217.5 mm
Diámetro exterior (goma)	650 mm
Diámetro interior (núcleo plomo)	63.4 mm
Capas de goma	24
Espesor lamina de goma	4 mm
Altura de goma	112 mm
Altura de núcleo de plomo	153.5 mm
Capas de discos de acero	23
Espesor lamina de acero	2.5 mm
Espesor de placas de anclaje	32 mm
Medidas de placa anclaje	700 x 700 mm
Rigidez efectiva horizontal	62.539 Ton/m
Rigidez vertical	61472.234 Ton/m
Amortiguamiento	30 %

Nota. Medidas geométricas del aislador sísmico. Elaboración propia, realizado con Excel.

Figura 50.

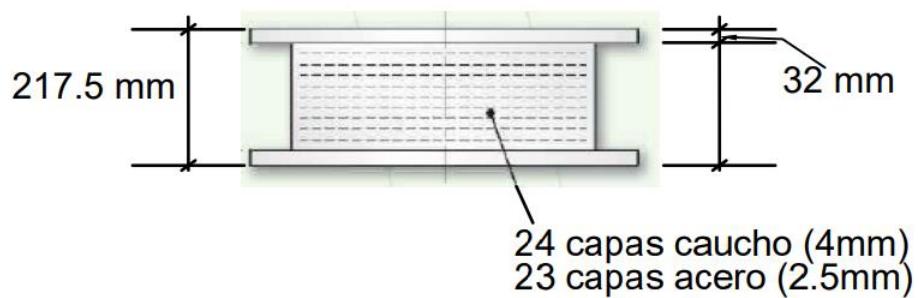
Esquema de planta de aislador



Nota. Planta acotada de medidas del aislador sísmico. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

Figura 51.

Esquema de altura de aislador



Nota. Elevación acotada de medidas del aislador sísmico. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

4.1.9. Fuerza lateral para diseño de estructura

Estos cortes basales se usarán como parámetro, las propiedades del aislador sísmico y se tendrán las diferentes revisiones según la norma ASCE 7-16 capítulo 17 así se podrá hacer la comparación entre el corte estático y dinámico.

Se hará un chequeo del cortante horizontal que soportan los aisladores con la siguiente ecuación:

$$V_b = K_{eff} * D_D \quad (E. 100)$$

$$V_b = 369.24 \text{ Ton}$$

El corte basal de la superestructura que se refiere a la estructura aislada a partir del nivel arriba de los aisladores sísmicos en esta ocasión se usará un $R=2$ en el espectro sísmico para su diseño.

$$V_s = \frac{K_{eff} * D_D}{R} \quad (E. 101)$$

$$V_s = 184.62 \text{ Ton}$$

4.2. Análisis estructural de la edificación

En los siguientes subtítulos se detalla cómo es que se realiza el análisis estructural de la edificación.

4.2.1. Cálculo de espectro sísmico

Se debe de encontrar el espectro de respuesta sísmica para eso se tiene los mismos parámetros sísmicos encontrados en el capítulo 3 a excepción del factor de reducción $R=2$ el cual afecta el espectro para el diseño de la superestructura.

- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ (Aceleración de la gravedad).
- $R = 2$ (según ASCE 7-16 capítulo 17).
- Espectro diseño = Espectro elástico * g / R .

Tabla 19.

Datos de espectro sísmico aislado

T	Espectro elástico	Espectro diseño
0.00	0.376	1.842
0.05	0.940	4.606
0.10	0.940	4.606
0.15	0.940	4.606
0.20	0.940	4.606
0.25	0.940	4.606
0.30	0.940	4.606
0.35	0.940	4.606
0.40	0.850	4.165
0.45	0.756	3.702
0.50	0.680	3.332
0.55	0.618	3.029
0.55	0.618	3.029

Continuación de la Tabla 19.

T	Espectro elástico	Espectro diseño
0.60	0.567	2.777
0.65	0.523	2.563
0.70	0.486	2.380
0.75	0.453	2.221
0.80	0.425	2.083
0.85	0.400	1.960
0.90	0.378	1.851
0.95	0.358	1.754
1.00	0.340	1.666
1.05	0.324	1.587
1.10	0.309	1.515
1.15	0.296	1.449
1.20	0.283	1.388
1.25	0.272	1.333
1.30	0.262	1.282
1.35	0.252	1.234
1.40	0.243	1.190
1.45	0.234	1.149
1.50	0.227	1.111
1.55	0.219	1.075
1.60	0.213	1.041
1.65	0.206	1.010
1.70	0.200	0.980
1.75	0.194	0.952
1.80	0.189	0.926

Continuación de la Tabla 19.

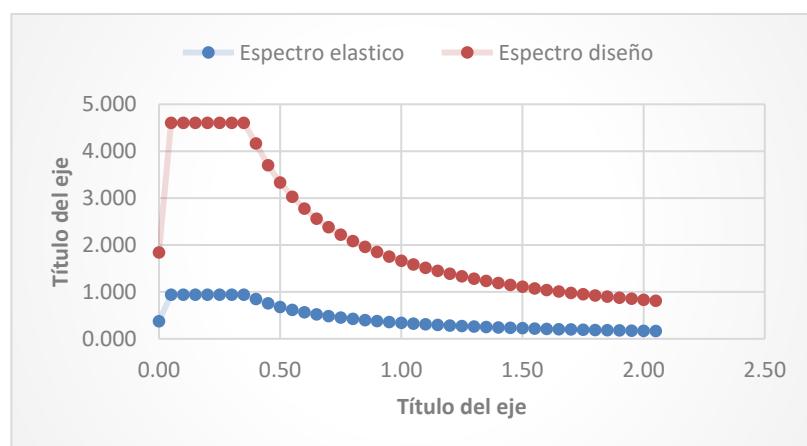
T	Espectro elástico	Espectro diseño
1.80	0.189	0.926
1.85	0.184	0.901
1.90	0.179	0.877
1.95	0.174	0.854
2.00	0.170	0.833
2.05	0.166	0.813

Nota. Datos de aceleraciones sobre la estructura debido a sismos. Elaboración propia, realizado con Excel.

Según los datos de la tabla 6 se procede a graficar el espectro de respuesta sísmica, quedando de la siguiente manera:

Figura 52.

Gráfica de espectro sísmico aislado



Nota. Grafica de aceleraciones sobre la estructura debido a sismos. Elaboración propia, realizado con Excel.

4.2.2. Periodo de la estructura

Se debe de usar el periodo deseado, así como lo pide el ASCE 7-16.

$$T_D = 1.8 \text{ seg}$$

4.2.3. Corte basal por utilizar

Se debe usar el corte encontrado en la sección 4.1.9. para el diseño de la superestructura y se deberá hacer una comparación con el corte basal según AGIES NSE 3-18 usando el periodo deseado.

4.2.3.1. Coeficiente sísmico estructura aislada

Para esta ocasión se usará la ecuación 11 y 12 del capítulo 3 por lo que se tiene:

$$C_s = \frac{Sa(1.8)}{4 * 1} = 0.05$$

Y el corte basal según AGIES quedaría usando el nuevo valor de peso sísmico $W = 3323.17 \text{ Ton}$ usando la ecuación 13 del capítulo 3 se obtiene:

$$V_s = 0.05 * 3323.17 \text{ Ton} = 156.93 \text{ Ton}$$

Como se observa el valor del corte basal como indica el ASCE 7-16 es el valor más grande con el cual se usa para diseñar la superestructura.

4.2.4. Corte basal con el análisis modal

Como indica la norma ASCE 7-16 se puede usar el 80 % de corte estático quedando:

$$V_s = 80 \% * 184.62 \text{ Ton} = 147.70 \text{ Ton}$$

Este valor se usará como límite mínimo para que actúe el cortante dinámico donde los resultados se obtendrán con el modelo ETABS.

- Corte basal dinámico en dirección X = 155.84 Ton.
- Corte basal dinámico en dirección Y = 156.43 Ton.

En esta ocasión los cortantes dinámico son mayores al corte estático por los que no es necesario calibrar y se usará el corte dinámico tal y como está para el diseño de la estructura.

4.2.4.1. Modos de vibración

Debe existir una participación de masa del 90 % según la norma AGIES NSE 3-18 capítulo 3.3.4. para ambos sentidos de la edificación donde se tiene los siguientes resultados obtenidos del modelo en ETABS. La mayor participación modal está en eje X del con un 94.08 % y su periodo de vibración es de $T = 1.833$ segundos en donde se comprueba que se obtuvo el periodo deseado para el diseño de los aisladores dándole certeza a los cálculos del diseño del aislador realizados en el capítulo 4.1. A partir del modo de vibración 2 alcanza el 90 % de participación de masa requerido por la norma para sentido X y Y por lo cual cumple lo estipulado.

Tabla 20.*Participación modal en estructura aislada*

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	Sum	Sum	Sum
					UX	UY	UZ
1	1.833	0.9408	0.0374	0	0.9408	0.0374	0
2	1.826	0.0378	0.9396	0	0.9786	0.9771	0
3	1.777	0.0003	0.002	0	0.9789	0.9791	0
4	0.214	0.0003	1.649E-05	0	0.9792	0.9791	0
5	0.199	0	0	0	0.9792	0.9791	0
6	0.179	8.887E-06	0.0002	0	0.9793	0.9793	0
7	0.049	1.056E-06	0	0	0.9793	0.9793	0
8	0.045	0	0	0	0.9793	0.9793	0

Nota. Datos de análisis modal obtenido del modelo ETABS. Elaboración propia, realizado con Excel.

4.2.5. Derivas estructura aislada

Las derivas de la estructura deberán cumplir con AGIES NSE 3-18 capítulo 4 igual como lo estipula el capítulo 3 de este trabajo y la deriva tolerable será como en la ecuación 15.

Tabla 21.*Derivas en sentido X aislado*

NIVEL	Desplazamientos		Desplazamientos		
	elásticos (cm)	postelásticos (cm)	UX*Cd	δuX	Chequeo
Nivel base	3.838	0.000	15.353	0.000	Cumple
1	3.864	0.026	15.455	0.102	Cumple
2	3.894	0.030	15.576	0.121	Cumple
3	3.926	0.032	15.706	0.129	Cumple
4	3.960	0.033	15.838	0.132	Cumple
5	3.993	0.033	15.971	0.133	Cumple
6	4.025	0.033	16.101	0.130	Cumple
7	4.057	0.032	16.229	0.128	Cumple

Nota. Datos de desplazamientos laterales debido al sismo. Elaboración propia, realizado con Excel.

Como se puede observar las derivas cumplen con ser menores al límite postelástico de 2.4 cm, en cuanto a la deriva elástica del nivel base comienza en 3.8 cm es debido al desplazamiento del aislador al momento de la fuerza horizontal de sismo, pero no afecta hasta gran deriva con respecto a los resultados de las demás derivas.

Para la deformación total de la estructura se utiliza la ecuación 16 del capítulo 3 con los siguientes datos:

$$H_t = \text{Altura total estructura} = 16.8 \text{ m}$$

Entonces la deformación tolerable sería $du = 16.8$ cm.

Tabla 22.

Derivas en sentido Y aislado

NIVEL	Desplazamientos		Desplazamientos		
	elásticos (cm)	postelásticos (cm)	UY*Cd	δuY	Chequeo
Nivel base	3.853	0.000	15.412	0.000	Cumple
1	3.870	0.017	15.480	0.068	Cumple
2	3.891	0.021	15.564	0.084	Cumple
3	3.914	0.023	15.656	0.092	Cumple
4	3.938	0.024	15.750	0.095	Cumple
5	3.962	0.024	15.846	0.096	Cumple
6	3.985	0.024	15.942	0.095	Cumple
7	4.009	0.023	16.035	0.093	Cumple

Nota. Datos de desplazamientos laterales debido al sismo. Elaboración propia, realizado con Excel.

- Por lo tanto, la deformación postelástica global de la estructura es $d = 16.23$ cm donde se tomará en dirección X al ser la de mayor valor y este deberá ser menor a la deformación global tolerable.

$$d < du$$

$$16.23 \text{ cm} < 16.8 \text{ cm} \text{ cumple}$$

4.3. Diseño de elementos estructurales

Para el diseño de todos los elementos estructurales se tomarán en cuenta los muros de ductilidad limitada, vigas del nivel 0 y diafragma del nivel 0 que fueron introducidos para el sistema de aislamiento, en cuanto a los diafragmas de las losas de niveles superiores quedarán de la misma manera, ya que no se ven afectadas para la comparación de resultados. Para el diseño se usarán las fuerzas dadas por el modelo ETABS de la estructura aislada y se usarán las mismas ecuaciones usadas en el capítulo 3 para la estructura sin aislamiento.

4.3.1. Combinación de cargas

Se hará uso de las mismas combinaciones de cargas descritas en el capítulo 3.2.1, ya que no existe mayor cambio con lo descrito en la norma AGIES NSE-3.

4.3.2. Diseño de muros estructurales

Se hará uso de los mismos materiales que estipulan en el capítulo 3 en cuanto acero y concreto y la reducción de agrietamiento sobre cada muro. El diseño del muro que se hará a continuación será el mismo del capítulo 3 para poder hacer la comparación de resultados entre el diseño sin aislación y el diseño con aislado.

4.3.2.1. Diseño por flexo compresión

Para la realización del diseño por flexo compresión, se realizó lo siguiente:

Materiales:

- $F_y = 4218 \text{ kg/cm}^2$
- $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$

El esfuerzo axial máximo de compresión y el esfuerzo axial por esbeltez de muro serán dados por las ecuaciones 21 y 22 respectivamente por lo que se tiene:

$$\sigma_{\text{máx}} = 0.2 * f'c$$
$$\sigma_{\text{o máx}} = 0.53 * f'c$$

La carga axial máxima por esbeltez será dada por la ecuación 25 donde:

- $A_w = 16 \text{ cm} * 120 \text{ cm} = 1920 \text{ cm}^2$.
- $\Phi_c = 0.65$ (compresión según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 21).
- $\sigma_{\text{o máx}} = 0.53 * (281 \text{ kg/cm}^2) = 149.095 \text{ kg/cm}^2$.
- $P_{\text{o máx}} = 186070.121 \text{ kg}$.

Para obtener la capacidad a flexo-compresión se usa la ecuación 26 donde la carga $P_u = 20161.49 \text{ kg}$ obtenido del modelo ETABS aislado

$$20161.49 \text{ kg} < 108987.255 \text{ kg cumple}$$

Para el chequeo por confinamiento se revisa la ecuación 27 donde tendrán cambio los siguientes datos:

- $S_b = t_w * (L_w^2/6) = 38400 \text{ cm}^3$.
- $P_{u\text{conf}} = 25326.74 \text{ kg}$ (dato obtenido del modelo ETABS).

- $M_u (+) = 301387.61 \text{ kg-cm}$ (dato obtenido del modelo ETABS).
- $M_u (-) = - 316490.02 \text{ kg-cm}$ (dato obtenido del modelo ETABS).
- $L_w = \text{Longitud de muro} = 120 \text{ cm}.$
- $T_w = \text{Espesor de muro} = 16 \text{ cm}.$
- $d = \text{Longitud de desarrollo} = 0.8 * L_w.$

Y como resultado final se tiene:

$$\sigma_{\text{máx}}(+) = \frac{P_{u\text{conf}}}{T_w * L_w} + \frac{M_u}{S_b} = 21.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}}(-) = \frac{P_{u\text{conf}}}{T_w * L_w} - \frac{M_u}{S_b} = 21.433 \text{ kg/cm}^2$$

Se hace el chequeo de confinamiento donde deberá de cumplir con lo siguiente:

$$\sigma_{\text{máx}}(+) < 0.2 * f_c$$

$$21.04 \text{ kg/cm}^2 < 56.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ cumple}$$

$$\sigma_{\text{máx}}(-) < 0.2 * f_c$$

$$21.433 \text{ kg/cm}^2 < 56.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ cumple}$$

Por lo tanto, los esfuerzos por compresión son menores a $0.2 * f_c$ y soporta la resistencia permisible que aporta el concreto en el muro. Todos los muros deberán llevar su respectivo refuerzo por confinamiento se debe definir la ductilidad inherente del concreto donde debe de cumplir con lo siguiente:

$$\frac{\sigma_{\text{máx}}(+)}{0.2 * f_c} \geq -1$$

$$0.374 \geq -1 \text{ cumple}$$

$$\frac{\sigma(\text{máx})_c(-)}{0.2 * f'_c} \geq -1$$

$$0.381 \geq -1 \quad \text{cumple}$$

Al cumplir con los parámetros anteriores se procede a encontrar el área de acero vertical del muro donde se usa la ecuación 28 donde se modificarán los nuevos datos de fuerzas actuantes sobre el muro:

$P_u = 20161.49 \text{ kg}$ (dato obtenido del modelo ETABS)

$M_u = -360042.54 \text{ kg-cm}$ (dato obtenido del modelo ETABS)

El área de acero vertical quedaría:

$$A_{sv} = -8.615 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima de acero será de $\rho_{vmin} = 0.002$ según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 11.6 se hará revisión de si el acero obtenido cumple con la cuantía mínima por lo tanto se usa la ecuación 29 para obtener la cuantía a usar:

$$\rho_v = -0.004$$

$$\rho_v > \rho_{vmin}$$

$$-0.004 > 0.002$$

Por lo tanto, se usará la cuantía más grande $\rho_{vmin} = 0.002$ siendo la cuantía de acero mínima. El área de acero vertical quedará de la siguiente manera:

$$A_{sv} = 3.84 \text{ cm}^2$$

Para conocer si el muro lleva elemento de borde se hará conforme a las especificaciones de la norma AGIES NSE 7.9 capítulo 11.4.6 explicadas en el capítulo 3 se empezará utilizando la ecuación 30 y 31 donde se tiene los datos:

$$H_w = \text{Altura total del muro} = 16800 \text{ cm}$$

$$L_w = \text{Longitud de muro} = 120 \text{ cm}$$

Obteniendo:

$$A_r = 14$$

$$k = 0.816$$

Para el esfuerzo admisible se usa la actuación 32 donde esta los datos:

$$P_{u\text{conf}} = 30347.86 \text{ kg}$$

$$A_w = 16\text{cm} * 120\text{cm} = 1920 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

Dando como resultado:

$$\sigma_a = 0.052$$

Para el valor D1 de la ecuación 33 se utilizan los mismos datos de la tabla 13 para completar, dando como resultado:

$$D1 = 0.02$$

Para conocer la ductilidad del muro se tiene la ecuación 34 usando los siguientes datos:

D = usar el mayor de los dos valores (D1 o 0.0075) = 0.02

Ar = 14

k = 0.816

ku = 0.18

Por último, se encuentra el valor Cmax con respecto al eje neutro mediante la ecuación 35 quedando:

$$C_{max} = 21.562 \text{ cm}$$

La variable C se obtiene del modelo ETABS el cual si cumple la siguiente definición llevará elemento de borde el muro.

$$C_{max} < C$$

$$21.562 \text{ cm} < 12.21 \text{ cm} \text{ sin elemento de borde}$$

Este resultado indica que el muro no llevará elemento de borde, pero si deberá ir confinado. Por lo tanto, el armado final del acero vertical quedará de la siguiente manera:

Cantidad varillas 1 cama = $Asv / (2 * 0.713 \text{ cm}^2)$ (Usar varilla de acero # 3)

Cantidad varillas 1 cama = 2.69 = aprox. 3 varillas # 3

Separación entre varillas:

$$S = Lw / \text{Cantidad varillas} = 120 \text{ cm} - 5 \text{ cm} / 3$$

$$S = 38.3 \text{ cm}$$

La separación máxima del refuerzo vertical según la norma AGIES NSE 7.9 capítulo 11 será de $S_{max} = 30$ cm por lo cual se usará el menor valor:

$$S < S_{max}$$
$$38.3 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \text{ no cumple}$$

Por lo tanto, se usará el valor de 30 cm, ya que no puede tener mayor separación entre varillas, por lo tanto, quedará:

$$\text{Cantidad varillas 1 cama} = L_w / S_{max} = 120 \text{ cm} - 5 \text{ cm} / 30 \text{ cm}$$
$$\text{Cantidad varillas 1 cama} = 3.83 + 1 = \text{aprox. 5 varillas \# 3}$$

Armado de refuerzo vertical por flexión será:

$$2 \text{ camas de 5 varillas \# 3 @ 30 cm}$$

4.3.2.2. **Diseño por corte**

En el diseño por cortante se deben cumplir las especificaciones de la norma AGIES NSE 7.9 capítulo 11.7 y se usarán las mismas ecuaciones del capítulo 3 de este trabajo. Se comienza por encontrar la contribución de cortante del concreto con la ecuación 47 quedando:

$$V_c = 8.884 \text{ kg/cm}^2$$

La contribución del corte del refuerzo horizontal será dada por la ecuación 48 donde:

$$V_s = 8.436 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente, el corte nominal del muro se encuentra con la ecuación 46:

$$V_n = 33255.204 \text{ kg}$$

Se debe tomar en cuenta que el corte del muro deberá ser mayor al cortante de diseño por lo que el corte de diseño será:

$$V_u = 2099.51 \text{ kg}$$

Y se deberá cumplir con la ecuación 49 usando un factor de reducción de 0.75 para el esfuerzo de cortante nominal:

$$24941.403 \text{ kg} > 2099.51 \text{ kg cumple}$$

Para tener el límite de cortante que soportará el muro para dos camas de refuerzo se debe de cumplir con la ecuación 50 donde el resultado se tiene:

$$33255.204 \text{ kg} < 67588.636 \text{ kg cumple}$$

Al encontrar los parámetros anteriores se procede a encontrar cuantía de acero horizontal con la ecuación 51 quedando:

$$\rho_h = -0.002$$

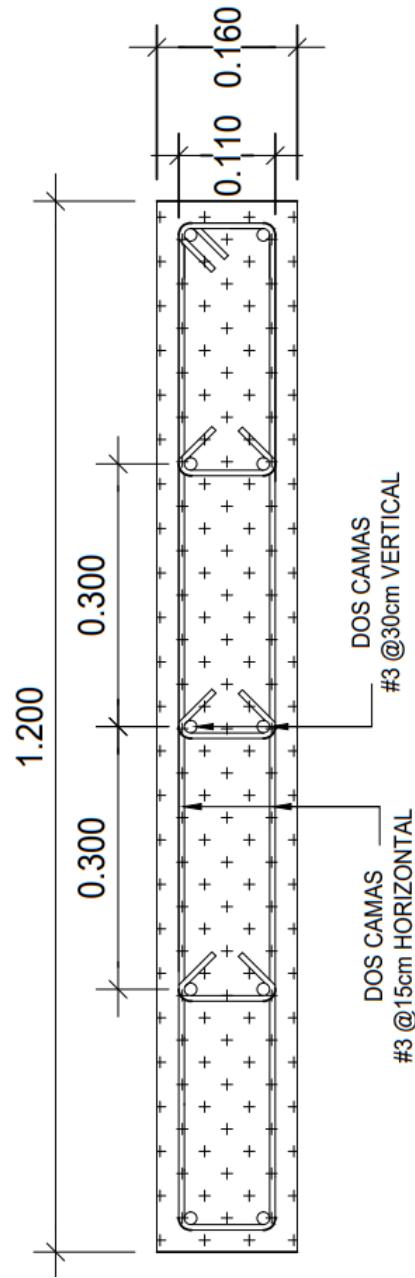
La cuantía mínima de acero será de $\rho_{hmin} = 0.002$ según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 11.7 se hará revisión de si el acero obtenido cumple con la cuantía mínima.

$$\rho_h > \rho_{hmin}$$

$$-0.002 > 0.002$$

Figura 53.

Planta de armado de muro B2 primer nivel con aislador



Nota. Planta de refuerzo de acero en el muro. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

Esta condición no se cumple por lo tanto se usará la cuantía mínima de 0.002 donde el área de acero horizontal sería:

$$A_{sh} = \rho_{min} \cdot t_w \cdot 100$$

$$A_{sh} = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (2 camas de refuerzo)}$$

$$A_{sh} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (1 camas de refuerzo)}$$

Separación entre varillas:

$$S = \# 3 / A_{sh} = 0.716 \text{ cm}^2 / 1.6 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Usar varilla de acero \# 3)}$$

$$S = 44.6 \approx 45 \text{ cm/m (por cada metro de largo)}$$

La separación máxima horizontal según la norma AGIES NSE 7.9 capítulo 11 será de $S_{max} = 15 \text{ cm}$ por lo cual se usará el menor valor:

$$S > S_{max}$$

$$45 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se usará el valor de 15 cm, ya que no puede tener mayor separación entre varillas. El armado de refuerzo a corte quedará:

2 camas con varillas # 3 @15 cm

Para la longitud de desarrollo del armado de las varillas vertical # 3 sería usando la ecuación 52 la cual daría como resultado:

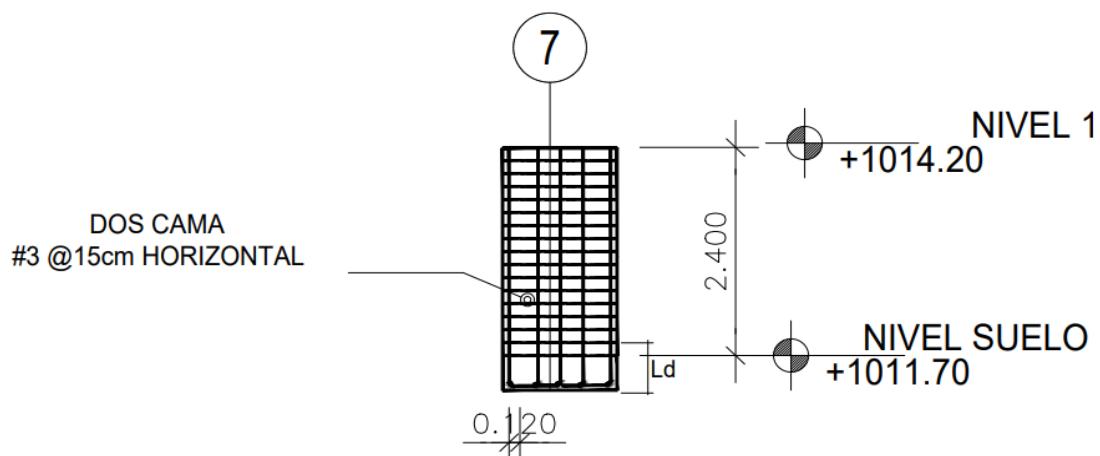
$$L_d = 48 \text{ cm}$$

Y un gancho para el muro del primer nivel con la ecuación 53 que sería para varilla vertical # 3:

Gancho = 12 cm

Figura 54.

Elevación de armado de muro B2 primer nivel



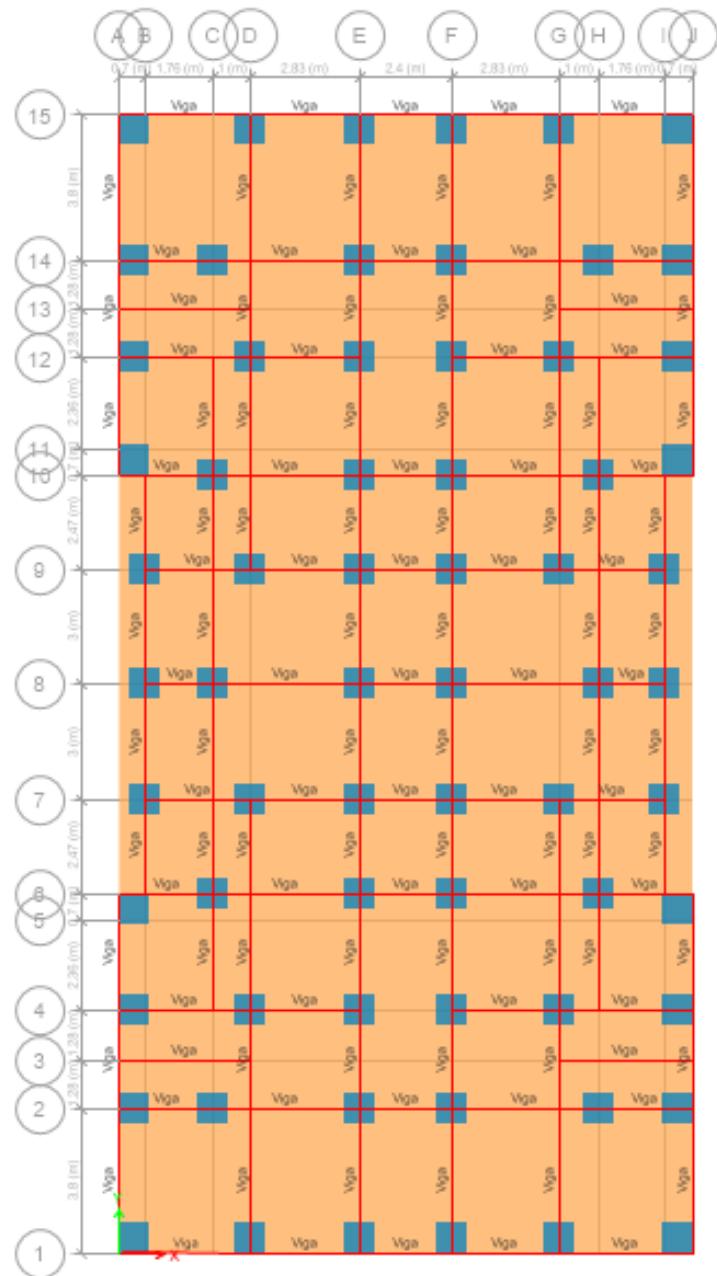
Nota. Elevación de refuerzo de acero en el muro. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

4.3.3. Diseño de vigas nivel 0

Para el diseño de las vigas se usará el valor más crítico donde se obtendrán del modelo de ETABS y así se usarán los porcentajes de acero dados por el programa. Estas vigas soportarán las cargas verticales de los niveles superiores y también sirven para repartir las rigideces de los aisladores que se encuentran debajo de la losa para el diseño de la viga se usa el código ACI 318. A continuación, se muestran las vigas que conectan los aisladores distribuidos en la losa del nivel cero.

Figura 55.

Distribución de vigas conectadoras de aisladores



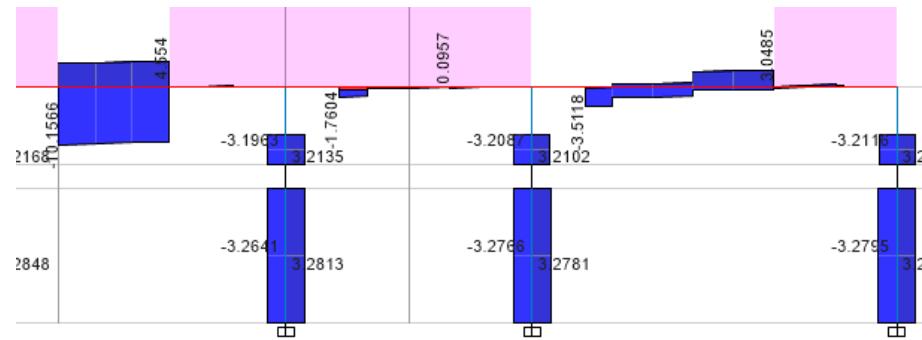
Nota. Planta de aisladores distribuidos en la base del edificio. Elaboración propia, realizado con ETABS.

4.3.3.1. Diagrama de corte

Se toma el mayor valor de la envolvente de cortante de los resultados obtenidos en vigas conforme a ETABS.

Figura 56.

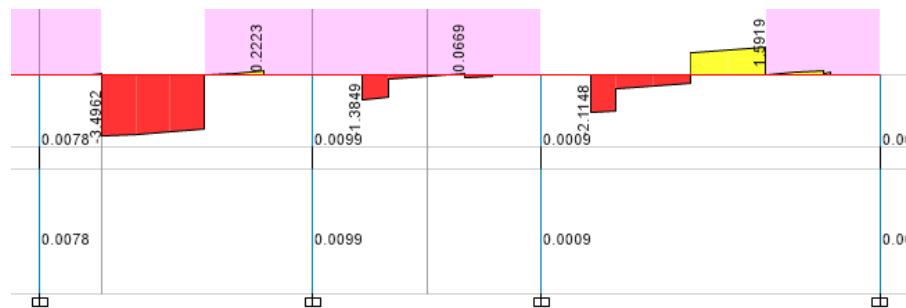
Envolvente de cortante en vigas (Ton)



Nota. Esquema de corte actuante sobre viga en nivel 0. Elaboración propia, realizado con ETABS.

Figura 57.

Cortante en vigas combinación 1.2 cm + 1 cv (Ton)



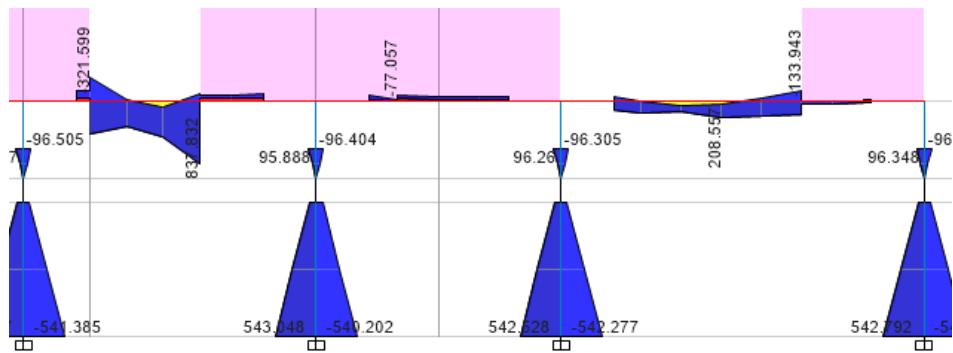
Nota. Esquema de corte actuante sobre viga en nivel 0. Elaboración propia, realizado con ETABS.

4.3.3.2. Diagramas de momentos

Se toma el mayor valor de la envolvente de momentos de los resultados obtenidos en vigas conforme a ETABS.

Figura 58.

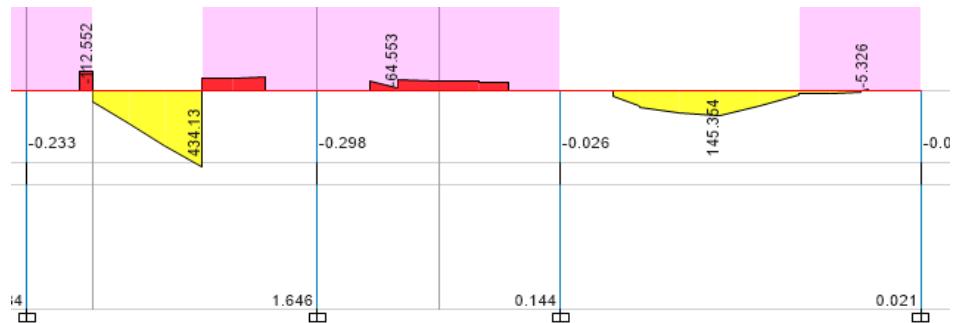
Envolvente de momentos en vigas (kg-m)



Nota. Esquema de momentos actuante sobre viga en nivel 0. Elaboración propia, realizado con ETABS.

Figura 59.

Momentos en vigas combinación 1.2 cm + 1 cv (Ton-cm)



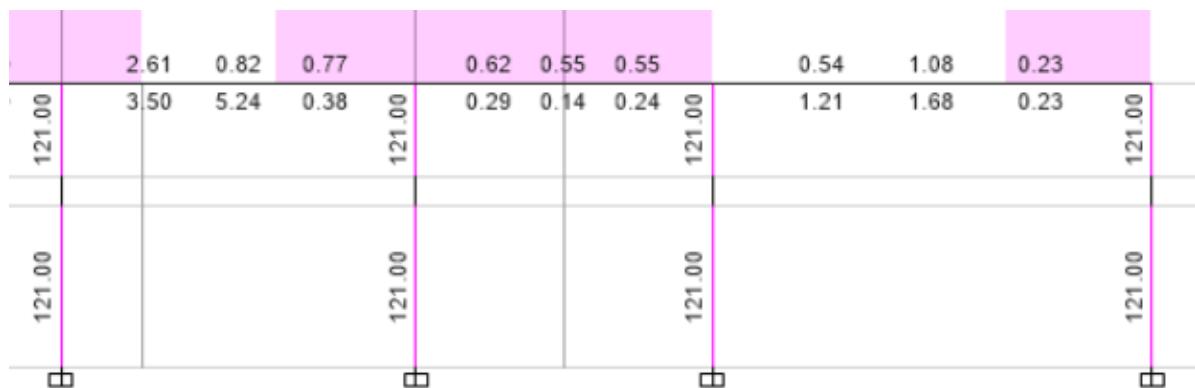
Nota. Esquema de momentos actuante sobre viga en nivel 0. Elaboración propia, realizado con ETABS.

4.3.3.3. Refuerzo longitudinal

A continuación, se encuentra el porcentaje de acero que tendrá cada viga entre el tramo 10-15 del eje E el cual es el valor más crítico en cuanto a momentos y cortes se usará como referencia para el armado de las otras vigas.

Figura 60.

Área de acero de vigas eje E tramo (10-15)



Nota. Esquema de acero sobre viga en nivel 0. Elaboración propia, realizado con ETABS.

Materiales:

- $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$
- $Fy = 4218 \text{ kg/cm}^2$

Se procede a encontrar el acero mínimo de la viga como se indica en ACI 318 capítulo 10:

$$As_{min_1} = \frac{0.8 * \sqrt{f'c} * b_v * d}{F_y} \quad (\text{E. 102})$$

Donde:

- H_v = alto de viga = 50 cm.
- b_v = ancho de viga = 25 cm.
- $d = 50 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$.

$$Asmin_1 = 3.73 \text{ cm}^2$$

Tomar en cuenta que el acero mínimo no podrá ser menor a:

$$Asmin_2 = \frac{14 * b_v * d}{f_y} \quad (\text{E. 103})$$

Donde:

- $F_y = 4218 \text{ kg/cm}^2$.
- b_v = ancho de viga = 25 cm.
- $d = 50 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$.

$$Asmin_2 = 3.58 \text{ cm}^2$$

Entonces se toma el valor más grande de acero mínimo $Asmin_2 = 3.73 \text{ cm}^2$. Las vigas por diseñar serán a partir del tramo 1-6 donde en total se tiene 3 vigas, por lo que se pueden calcular las camas de refuerzo superior e inferior del refuerzo longitudinal.

El acero máximo longitudinal de las vigas se encuentra con la ecuación:

$$Asv_{\max} = 0.025 * d * b_v \quad (\text{E. 104})$$

Donde:

- $b_v = \text{ancho de viga} = 25 \text{ cm}$.
- $d = 50 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$.

$$A_{sv\max} = 28.125 \text{ cm}^2$$

Se encuentra el acero que llevarán las vigas tanto en la parte superior e inferior donde debe cumplir con el mínimo y máximo de acero longitudinal.

Cama superior:

- $A_{s\sup} = 3 \text{ varillas } \# 4 = 3.8 \text{ cm}^2$.
- $A_{s\min_2} < A_s < A_{sv\max}$.

$$3.73 \text{ cm}^2 < 3.8 \text{ cm}^2 < 28.125 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

Como se puede ver el área de acero propuesto es mayor al acero mínimo y menor al acero máximo por lo que cumple para usar este refuerzo longitudinal.

Cama inferior:

- $A_{s\inf} = 3 \text{ varillas } \# 5 = 5.94 \text{ cm}^2$.
- $A_{s\min_2} < A_s < A_{sv\max}$.

$$3.73 \text{ cm}^2 < 5.94 \text{ cm}^2 < 28.125 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

Como se puede ver el área de acero propuesto es mayor al acero mínimo y menor al acero máximo por lo que cumple para usar este refuerzo. Este refuerzo se usará para todas las vigas en la estructura.

4.3.3.4. Refuerzo de corte

Este refuerzo será debido a las cargas por gravedad y cargas inducidas por rotulas plásticas en los extremos de cada viga, se hará el diseño de las 3 vigas del tramo 1-6 para encontrar los estribos de las vigas. Primero se encuentran los momentos nominales encontrando las alturas de bloque equivalente de refuerzo:

$$a_p(+) = \frac{A_{s_{inf}} * F_y}{0.85 * f'_c * b_v} \quad (E. 105)$$

$$a_p(-) = \frac{A_{s_{sup}} * F_y}{0.85 * f'_c * b_v} \quad (E. 106)$$

Donde:

- $A_{s_{inf}}$ = Área acero inferior = 3.8 cm^2 .
- $A_{s_{sup}}$ = Área acero superior = 5.94 cm^2 .
- $b_v = 25 \text{ cm}$.

$$a_p(+) = 4.194 \text{ cm}$$

$$a_p(-) = 2.684 \text{ cm}$$

Por lo tanto, los momentos nominales positivos y negativos serian:

$$\Phi M_{nv}(+) = \Phi f * A_{s_{inf}} * F_y * \left(d - \frac{a_p(+)}{2} \right) \quad (E. 107)$$

$$\Phi M_{nv}(-) = \Phi f * A_{s_{sup}} * F_y * \left(d - \frac{a_p(-)}{2} \right) \quad (E. 108)$$

Donde:

- $\Phi f = 0.9$ (factor de reducción por flexión).
- $A_{s_{inf}}$ = Área acero inferior.
- $A_{s_{sup}}$ = Área acero superior.

$$\Phi M_{nv}(+) = 9671.032 \text{ kg} * \text{m}$$

$$\Phi M_{nv}(-) = 6298.384 \text{ kg} * \text{m}$$

Los momentos nominales serán los mismos para todos los tramos, ya que cuentan con la misma área de acero. La longitud de confinamiento de refuerzo se da con:

$$L_c = 2 * h_v \quad (E. 109)$$

Donde:

- h_v = Altura de viga = 50 cm.

$$L_c = 100 \text{ cm}$$

Ahora se encuentran los momentos probables de la viga, donde se usa la siguiente ecuación para el bloque de esfuerzo a compresión:

$$a_{traccion} = \frac{As * Fy * 1.25}{0.85 * f'c * bv} \quad (E. 110)$$

Donde:

- As_{inf} = Área acero inferior.
- $bv = 25 \text{ cm}$.

$$a_{traccion} = 3.356 \text{ cm} \text{ (apoyo A)}$$

$$a_{traccion} = 5.243 \text{ cm} \text{ (apoyo B)}$$

Por lo tanto, los momentos probables serán:

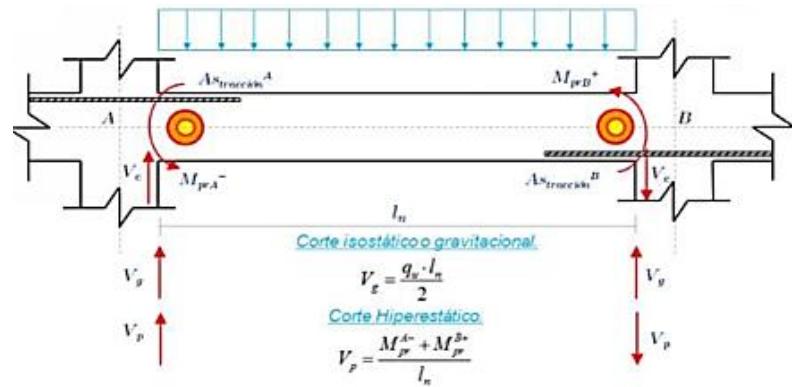
$$M_{pr} = As_{inf} * Fy * 1.25 * \left(d - \frac{a_{traccion}}{2} \right) \quad (E. 111)$$

$$M_{pr} = 8680.519 \text{ kg*m} \text{ (apoyo A)}$$

$$M_{pr} = 13267.838 \text{ kg*m} \text{ (apoyo B)}$$

Figura 61.

Cortantes en viga apoyo A-B

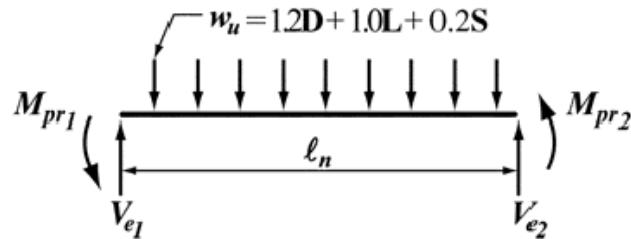


Nota. Esquema de momentos en viga. Elaboración propia, realizado con Photoshop.

Se deberán encontrar el resto de los momentos probables para todos los apoyos de los 3 tramos analizados quedando de la misma manera debido a tener un armado de acero longitudinal igual en todos los tramos.

Figura 62.

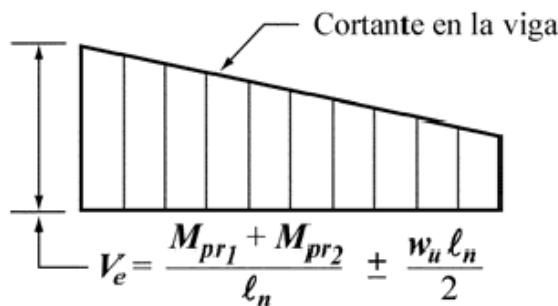
Combinación de cargas de momentos probables



Nota. Esquema de combinación de cargas en vigas. Obtenido de I. Monzón (2016). *Comparación del comportamiento estructural de edificaciones de concreto, utilizando aisladores elastoméricos en la base.*
<http://www.repository.usac.edu.gt/6283/1/Ronald%20Enrique%20Urizar%20Monz%C3%B3n.pdf>, consultado el 20 de abril de 2022. De dominio público.

Figura 63.

Corte de diseño para viga



Nota. Esquema de combinación de cargas en vigas. Obtenido de I. Monzón (2016). *Comparación del comportamiento estructural de edificaciones de concreto, utilizando aisladores elastoméricos en la base.*
<http://www.repository.usac.edu.gt/6283/1/Ronald%20Enrique%20Urizar%20Monz%C3%B3n.pdf>, consultado el 20 de abril de 2022. De dominio público.

Ya con los momentos probables se encuentran los cortes hiperestáticos con:

$$V_p = \frac{M_{pr}(+) + M_{pr}(-)}{L_n} \quad (E. 112)$$

Donde:

- $L_n = L_v - h_c$ (luz libre de viga).

Por lo tanto, se tiene los siguientes cortes hiperestáticos:

- $V_{p1} = 11198.141$ kg (Viga 1).
- $V_{p2} = 11198.141$ kg (Viga 1).
- $V_{p3} = 15033.121$ kg (Viga 2).
- $V_{p4} = 15033.121$ kg (Viga 2).
- $V_{p5} = 8129.021$ kg (Viga 3).
- $V_{p6} = 8129.021$ kg (Viga 3).

El corte gravitacional se obtiene de la combinación de cargas de la figura 45 a partir del modelo ETABS donde se tiene:

- $V_{g1} = 3496.21$ kg.
- $V_{g2} = 1384.93$ kg.
- $V_{g3} = 2114.48$ kg.

Por lo tanto, se puede encontrar el corte diseño que se define como:

$$V_e = V_p + V_g \quad (E. 113)$$

- $V_{e1} = 14694.351 \text{ kg.}$
- $V_{e2} = 16418.051 \text{ kg.}$
- $V_{e3} = 10243.501 \text{ kg.}$

El cortante de concreto será:

$$V_c = b_v * d * \left(2.3 * (\rho)^{\frac{1}{3}} * \sqrt{f'_c} * P_{u_ag} \right) \quad (\text{E. 114})$$

Donde:

- $\rho = \text{cuantía de acero en viga} = 0.005.$
- $P_{u_ag} = 0$ (carga axial se asume cero debido que es un diafragma rígido).

$$V_c = 6895.308 \text{ kg}$$

Para asumir el aporte de corte del concreto $V_c = 0$ el corte hiperestático deberá ser mayor a la mitad del corte de diseño donde se ve que cumple con esto por lo cual se tomará un valor igual a cero para el concreto.

Para la separación del estribo en el área de confinamiento se tiene las condiciones:

$$d/4 = 55/4 = 13.75 \text{ cm}$$

$$\Phi_{\text{varilla}} * 6 = 7.62 \text{ cm} \text{ (Varilla # 4)}$$

$$15 \text{ cm}$$

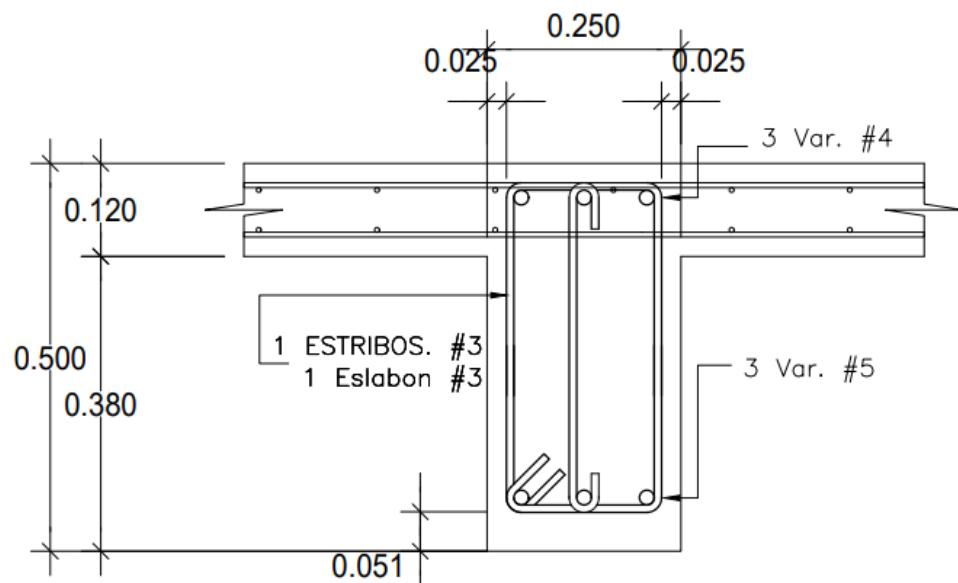
Se elige el menor de los valores que sería $S_1 = 7.62 \text{ cm}$, se aproxima a 7.5 cm y será la separación máxima de estribos en la zona de confinamiento. Y

la separación máxima de la zona no confiada será $S_2 = d/2$ por lo que se tiene $S = 22.5$ aprox. 20 cm.

Por lo tanto, la separación de estribos para cada viga sería 7.5 cm en zona confinada y 20 cm en zona no confinada con estribos acero # 3. El armado quedará como se muestra en las siguientes figuras:

Figura 64.

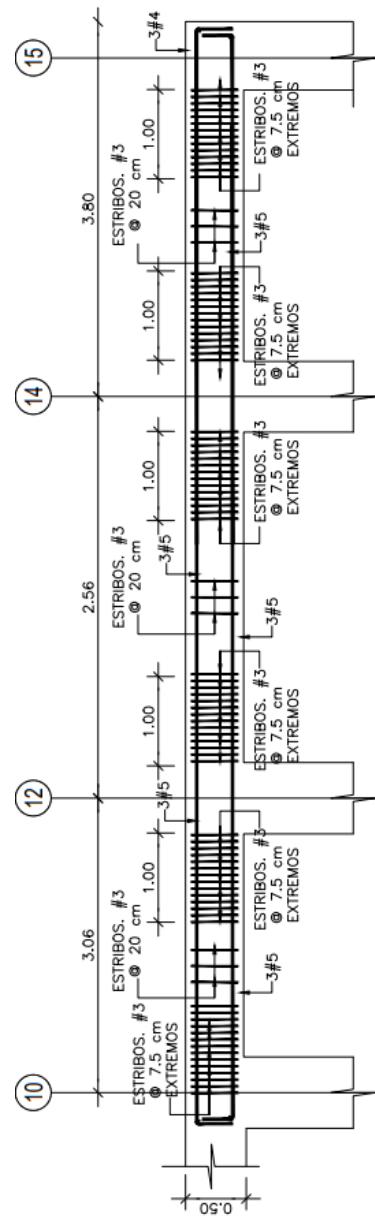
Sección de viga eje E tramo 10-15



Nota. Esquema del armado de acero de refuerzo para viga nivel 0. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

Figura 65.

Armado de viga eje E tramo 10-15



Nota. Esquema del armado de acero de refuerzo para viga nivel 0. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

4.3.4. Pedestales de aisladores

Los pedestales serán columnas cortas de concreto armado donde se coloca cada aislador esto será la subestructura y se puede diseñar con un factor de reducción $R=1$ según ASCE 7-16 y soportarán el peso de la estructura transmitiendo las cargas a la cimentación, tendrán una altura de 1.4 metros y sus dimensiones en planta será 80 cm x 80 cm a modo que ensamble con las placas de acero de 70 cm x 70 cm del aislador. Se procede al diseño de los pedestales:

Se procede a utilizar la cuantía mínima de acero longitudinal la cual contiene un área de $(80\text{cm} \times 80\text{cm}) * (1\%) = 6400 \text{ cm}^2$ el cual requiere la columna analizada y se deberá estar dentro de los límites como indica ACI 318-19, el cual será $1\% < \rho_c < 6\%$. Por lo tanto, el área de acero longitudinal en la columna propuesta será:

$$16 \text{ varillas } \# 8 = 81.073 \text{ cm}^2$$

$$\rho_c = (103.875 / 80 \text{ cm} * 80 \text{ cm}) * 100 = 1.267 \%$$

$$1\% < 1.267\% < 6\% \text{ cumple}$$

Se necesita conocer la carga nominal que soporta la columna utilizando la ecuación:

$$\Phi_c * P_n = \Phi_c * 0.80 * [0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * F'_y] \quad (\text{E. 115})$$

Donde:

- $A_g = 80\text{cm} * 80\text{cm} = 6400 \text{ cm}^2$.
- $\Phi_c = 0.65$ (compresión según ACI 318-19 capítulo 21).

- $A_s = 81.073 \text{ cm}^2$ (Área acero longitudinal columna).
- $F_y = \text{Resistencia de acero} = 4218 \text{ kg/cm}^2$.
- $f'_c = \text{Resistencia de concreto} = 281 \text{ kg/cm}^2$.

$$\Phi c * P_n = 962.646 \text{ Ton}$$

En el cual la resistencia de carga axial nominal deberá ser mayor a la carga axial de diseño:

$$\Phi c * P_n \geq P_u \quad (\text{E. 116})$$

Donde:

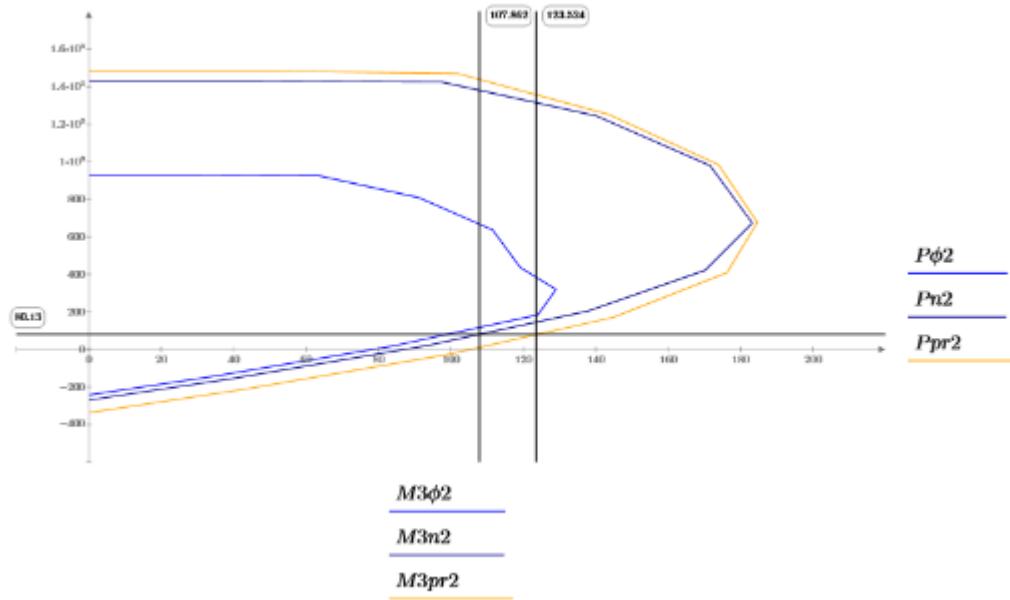
- $P_u = 80.13 \text{ Ton}$ (Dato obtenido del modelo ETABS).

$$962.646 \text{ Ton} \geq 80.13 \text{ Ton cumple}$$

Se procede a encontrar el diagrama de interacción de la columna en donde ese encuentra los momentos nominales y momentos probables para el eje en sentido X y Y de la columna utilizando las combinaciones de carga usadas en el capítulo 3.2.1.

Figura 66.

Diagrama de interacción en sentido antihorario

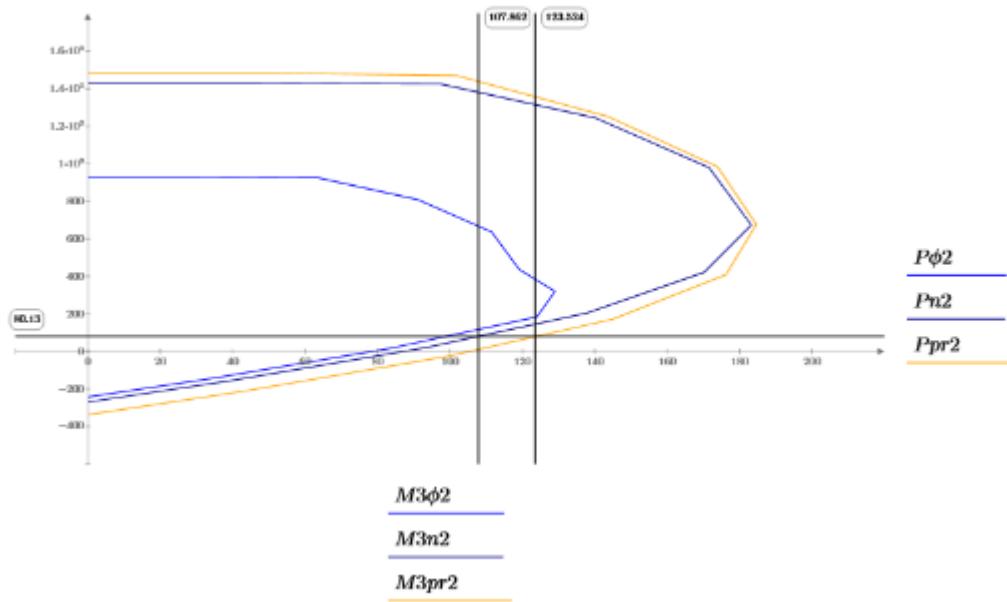


Nota. Esquema para encontrar momentos para diseño de columnas. Elaboración propia, realizado con Mathcad Prime 6.0.

- $MnAH = 107.86$ Ton-m (momento nominal sentido antihorario).
- $MprAH = 123.52$ Ton-m (momento probable antihorario).
- $PuAH = 80.13$ Ton.

Figura 67.

Diagrama de interacción sentido horario



Nota. Esquema para encontrar momentos para diseño de columnas. Elaboración propia, realizado con Mathcad Prime 6.0.

- $M_{nH} = 107.86$ Ton-m (momento nominal sentido horario).
- $M_{prH} = 123.52$ Ton-m (momento probable sentido horario).
- $P_{uH} = 80.13$ Ton.

En este caso tiene los mismos valores para ambos sentidos, por lo tanto, se usará la carga última de diseño $P_u = 80.13$ Ton.

Para el diseño de corte de la columna se necesita encontrar el corte hiperestático con la ecuación:

$$Vp_{c1} = \frac{Mpr_{superior} + Mpr_{inferior}}{Lc} \quad (E. 117)$$

Donde:

- $Lc = 1.4$ m (longitud de columna).
- $Mpr_{superior} = Mpr_{inferior} = 98.88$ Ton-m (momento probable sentido Y).

$$Vp_{c1} = 141257.143 \text{ kg}$$

Se tomará el mayor cortante que actúa sobre la columna el cual será el cortante de diseño entre el cortante en sentido Y que es $Vu = 6596$ kg y corte hiperestático el cual será:

$$Ve = 141257.143 \text{ kg}$$

Para tener un cortante nominal de la columna se debe de obtener el cortante del concreto con las siguientes ecuaciones:

$$Vc1 = bc1 * (hc1 - recc) * (0.53 * \sqrt{f'c} + Pu_{ag}) \quad (E. 118)$$

$$Vc2 = bc1 * (hc1 - recc) * \left(2.1 * \left(\frac{\rho c}{100} \right)^{\frac{1}{3}} * \sqrt{f'c} + Pu_{ag} \right) \quad (E. 119)$$

$$Vc3 = bc1 * (hc1 - recc) * (1.33 * \sqrt{f'c}) \quad (E. 120)$$

Donde:

- ρc = Cuantía de acero de columna = 1.267.
- $f'c$ = Resistencia de concreto = 281 kg/cm².
- $bc1$ = Ancho de columna = 80 cm.

- $hc1$ = largo de columna = 80 cm.
- $recc.$ = recubrimiento mínimo = 5 cm.
- Pu_{ag} = factor de minoración = $Pu / Ag^*6 = 2.087 \text{ kg/cm}^2$.

Se tomará el menor valor de cortante de concreto que resulte de las 3 ecuaciones dadas por lo tanto la respuesta seria:

$$Vc = 61757.074 \text{ kg}$$

Para poder asumir el aporte de corte del concreto $Vc = 0$ el corte hiperestático deberá ser mayor a la mitad del corte de diseño y la carga última de diseño deberá de ser menor al $Ag^*f'c/20$ donde se ve que cumple con esto por lo cual se tomará un valor igual a cero para el concreto.

Para encontrar la longitud de la zona confinada se tomará el mayor valor de las siguientes condiciones:

- $hc = 80 \text{ cm}$.
- $0.167 * Lc = 23.38 \text{ cm}$.
- 45 cm .

Entonces la longitud de la zona confinada seria 80 cm. Para la separación del estribo en el área de confinamiento se tiene las condiciones:

- $0.25 * bc1 = 80 \text{ cm}$.
- $\Phi \text{varilla} * 6 = 15.24 \text{ cm}$ (varilla # 8, el diámetro más pequeño).
- 15 cm .

Por lo tanto, se tomará el menor valor siendo una separación $S = 15$ cm en sentido vertical. Para la zona no confinada de la columna la separación de los estribos se dan las condiciones:

- $S = 15$ cm.
- $\Phi_{\text{varilla}} * 6 = 15.24$ cm (varilla # 8, el diámetro más pequeño).

Por lo tanto, se tomará el menor valor siendo una separación $S = 15$ cm en sentido vertical.

Para las ligaduras de confinamiento de las varillas longitudinales se usan las ecuaciones 39 y 40 del capítulo 3 con los siguientes datos:

- $A_g = \text{Área gruesa de columna} = 6400 \text{ cm}^2$.
- $F_y = 4218 \text{ kg/cm}^2$.
- $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$.
- $Recc = \text{Recubrimiento mínimo} = 5 \text{ cm}$.
- $A_{ch} = \text{Área gruesa columna menos recubrimiento} = 4679.928 \text{ cm}^2$.
- $s = \text{Espaciamiento de refuerzo transversal} = 15 \text{ cm}$.
- $bc = \text{Distancia transversal horizontal o vertical de columna menos el recubrimiento} = 80 - 5*2 - \Phi_{\text{varilla}} \# 5 = 68.41 \text{ cm}$.

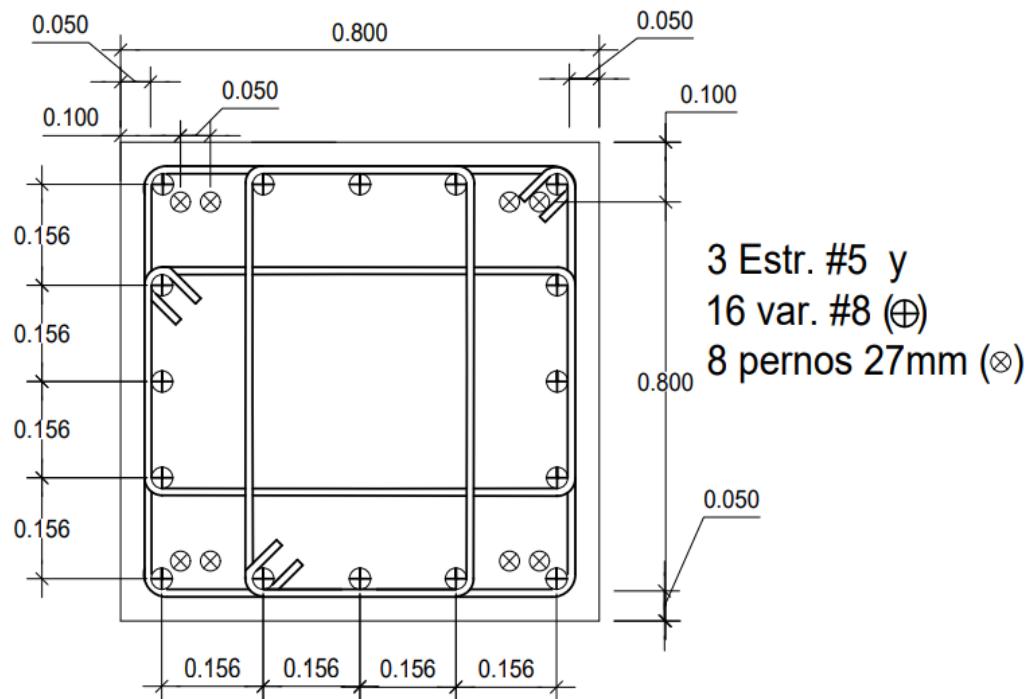
El área de acero transversal mayor para la separación para el sentido vertical y horizontal serán los mismos al tener un refuerzo distribuido uniforme en la columna cuadrada:

- $A_{sh} = 7.538 \text{ cm}^2$.
- $\#\text{ramas horizontales} = A_{sh} / 1.979 \text{ cm}^2 = 3.80$ (usar varilla # 5).
- $\#\text{ramas horizontales} \approx 4$.

Se utiliza la misma distribución de las ligaduras de refuerzo transversal tanto para el sentido X y Y al ser una columna cuadrada.

Figura 68.

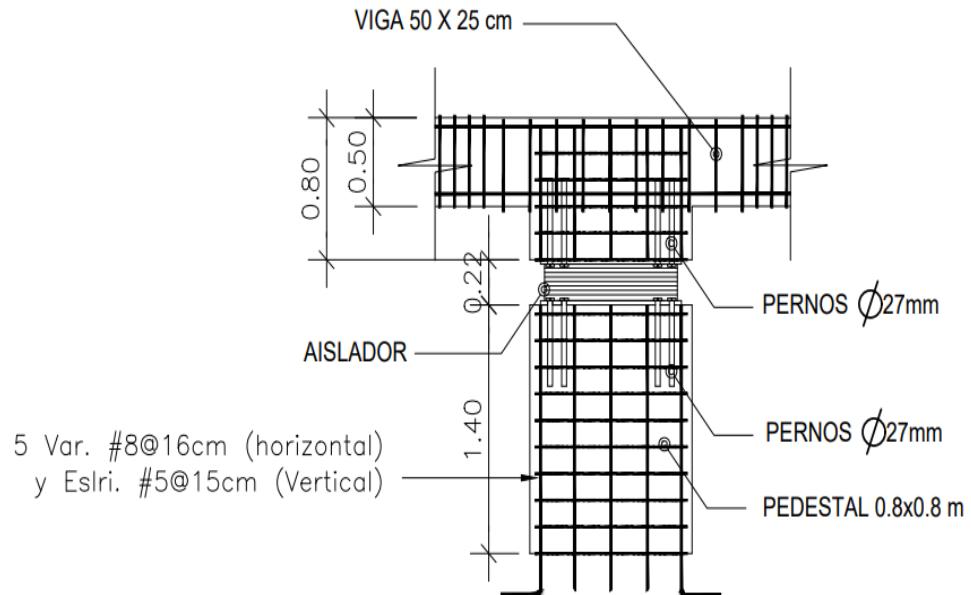
Refuerzo de sección transversal de columna para aisladores



Nota. Planta de armado de acero de refuerzo en columna. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

Figura 69.

Detalle de pedestal y aislador



Nota. Elevación de armado de acero de refuerzo en columna. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

4.3.5. Cimentación de estructura aislada

Debido a la densidad de aisladores aplicados en la base de la estructura se decidió utilizar una losa de cimentación para cubrir en su totalidad y evitar utilizar cimentaciones aisladas, tendrá un espesor de 30 cm, las cargas serán transmitidas a través de los pedestales donde se apoyan los aisladores. Se consideran las siguientes características para la cimentación, usando el software de análisis de cimentaciones SAFE 2016 para el diseño.

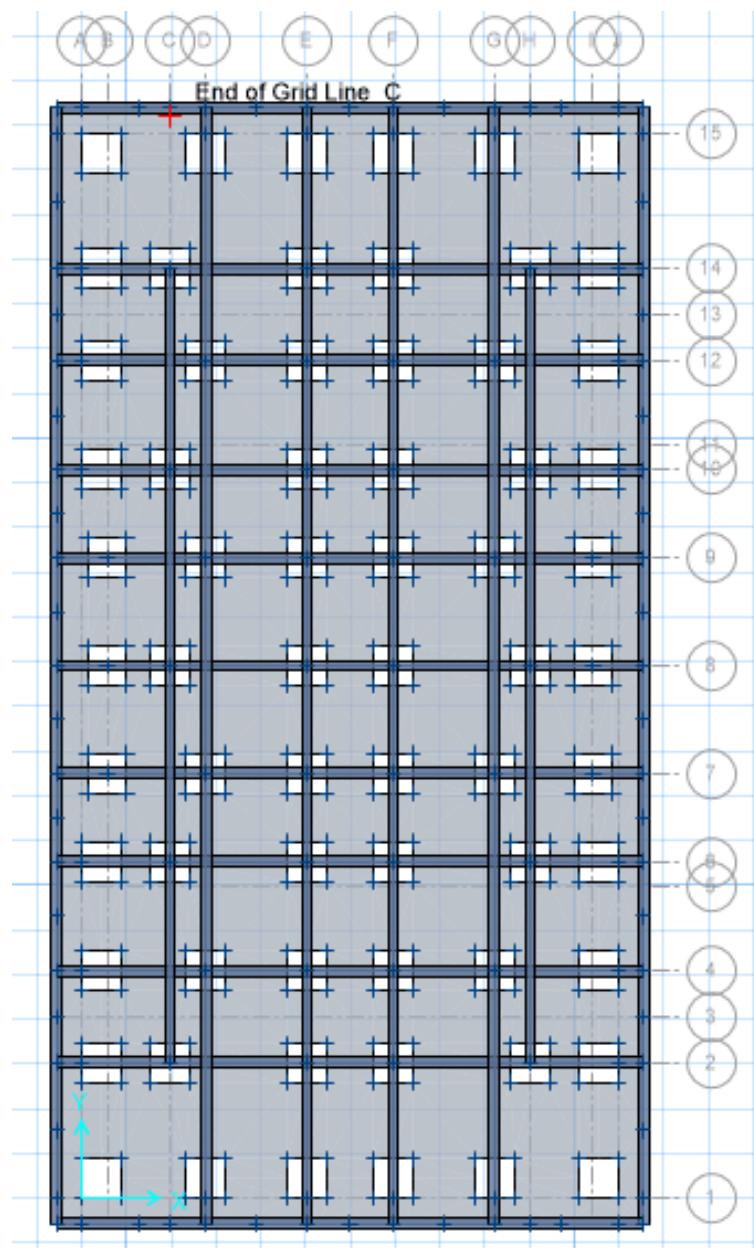
- Las dimensiones de la losa de cimentación serán de 16.38 metros en dirección X y 31.18 metros en dirección Y.

- Se colocarán vigas de cimentación de 0.3 x 0.6 metros que conectarán los pedestales y se representan con líneas azules como se muestran en la figura 70 para darle mayor rigidez a la cimentación.
- Se usaron tiras de diseño las cuales pasan sobre las columnas, ya que son los puntos más críticos de cargas en dirección X y Y las cuales sirven para encontrar las fuerzas cortantes, momentos y cantidad de acero de refuerzo en la placa de cimentación.
- La placa de cimentación se describe como *SLAB* tiene un espesor de 30 cm y se interpreta como el área gris mostrada en la figura 28.
- Las reacciones en la estructura se extrajeron del modelo ETABS 2017 con sus respectivas combinaciones de carga.

En esta ocasión se deben de usar las combinaciones de cargas según AGIES NSE 2 capítulo 9.2 las cuales se describen en las ecuaciones, 54, 55 y 56 del capítulo 3.

Figura 70.

Modelo de losa de cimentación en SAFE

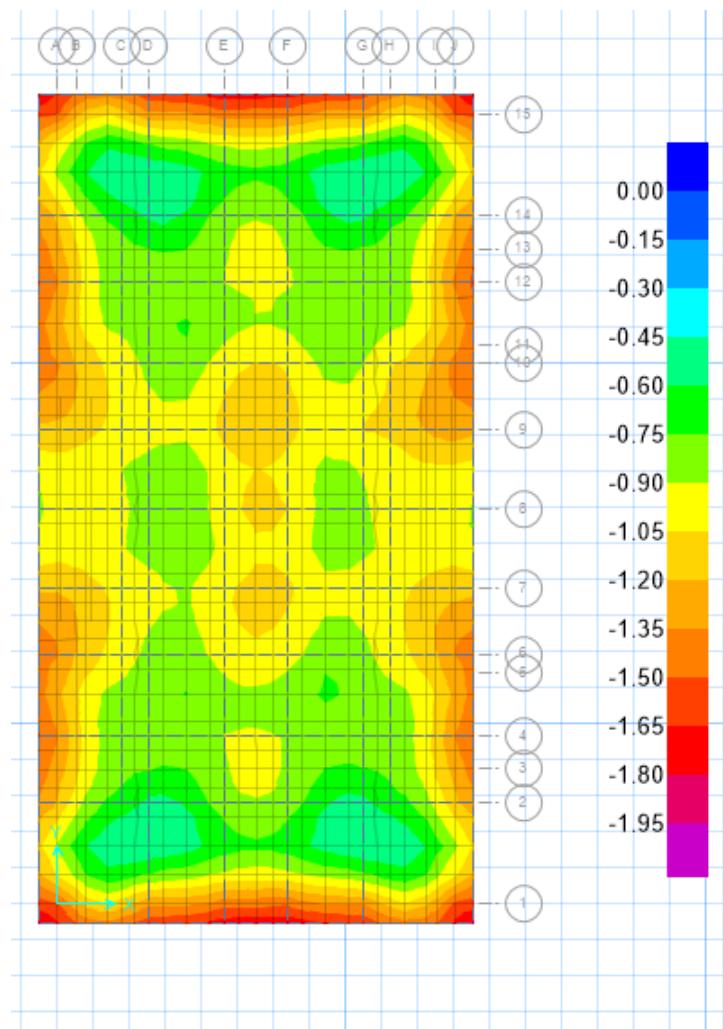


Nota: Planta losa de cimentación para estructura aislada. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Para un módulo de balasto se usarán los mismos datos de la tabla 14 donde se utilizará un módulo de balasto de 6.2 kg/cm^3 por lo cual el suelo tendrá un esfuerzo admisible de 3.1 kg/cm^2 en donde se procede hacer el análisis y se obtiene los siguientes resultados:

Figura 71.

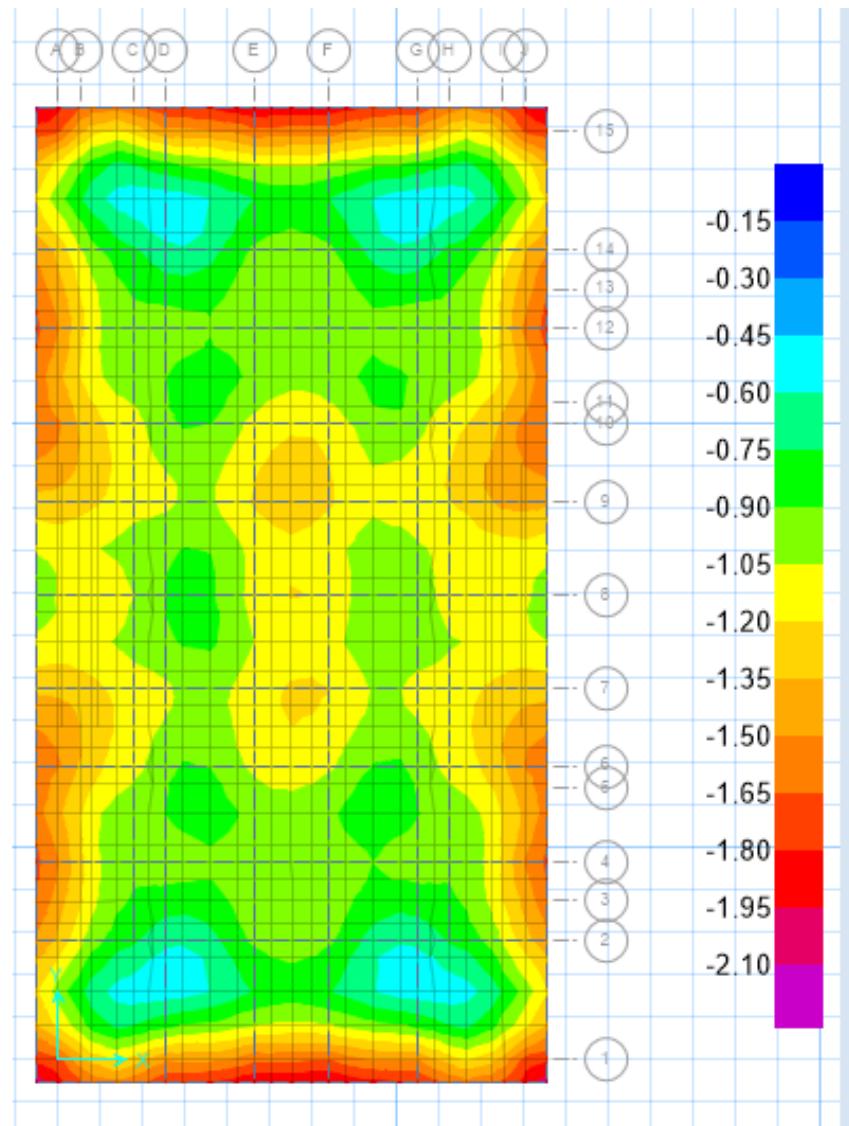
Reacción de suelo combinación $M+V+Vt$ (kg/cm^2)



Nota. Esquema de presiones sobre losa por módulo de balasto. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Figura 72.

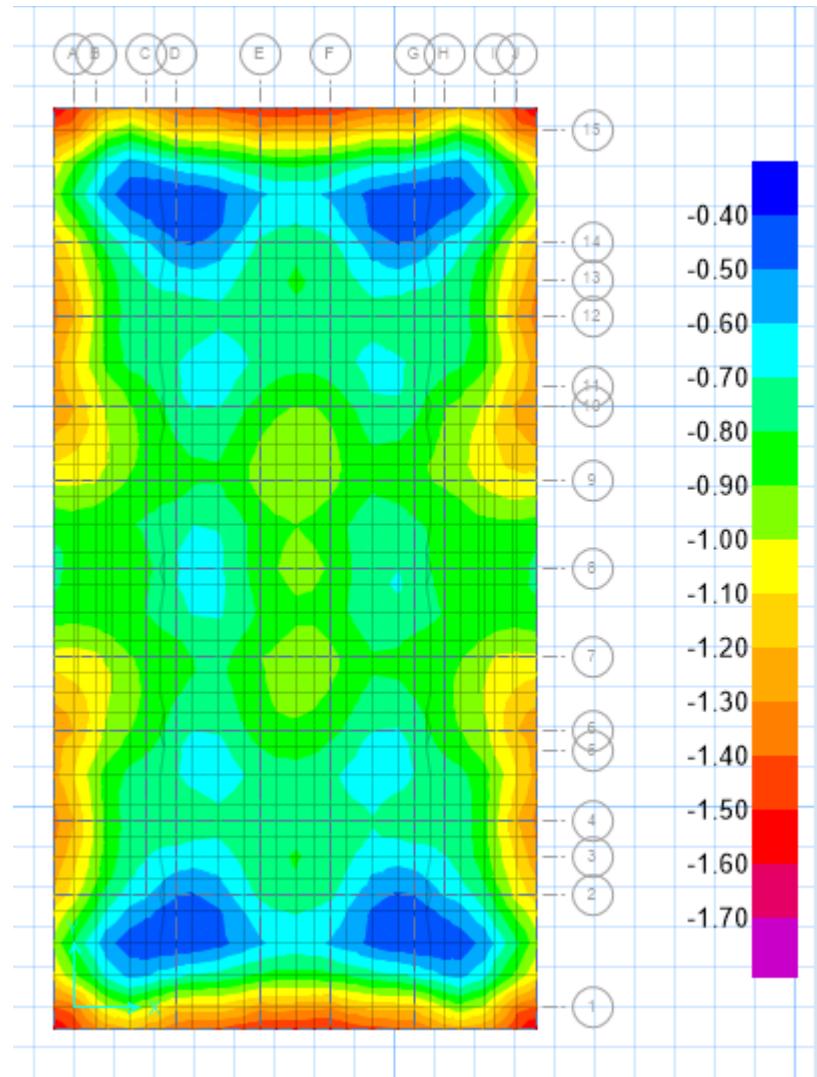
Reacción de suelo combinación 1.133M+V+sh (kg/cm²)



Nota. Esquema de presiones sobre losa por módulo de balasto. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Figura 73.

Reacción de suelo combinación $M+0.7sh$ (kg/cm²)



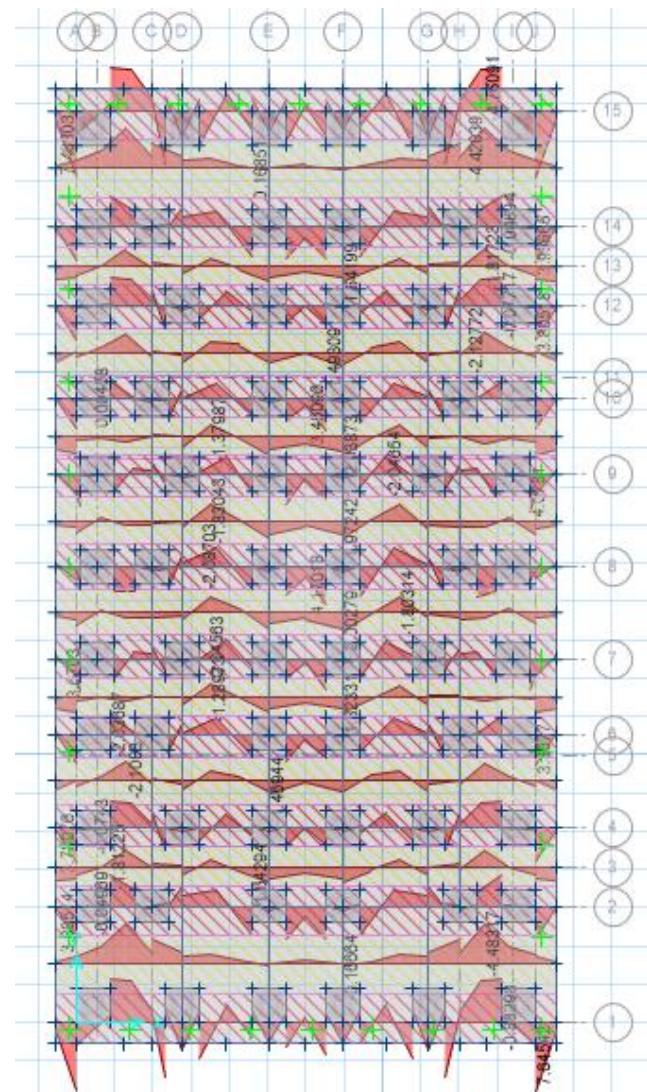
Nota. Esquema de presiones sobre losa por módulo de balasto. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Con los datos encontrados se tiene que el esfuerzo mayor obtenido es 2.1 kg/cm² siendo menor al esfuerzo admisible del suelo como se indicó en la tabla 16 por lo cual cumple.

Para encontrar el acero de refuerzo se deben de conocer los momentos últimos por lo que se encuentran los momentos para la dirección X y Y.

Figura 74.

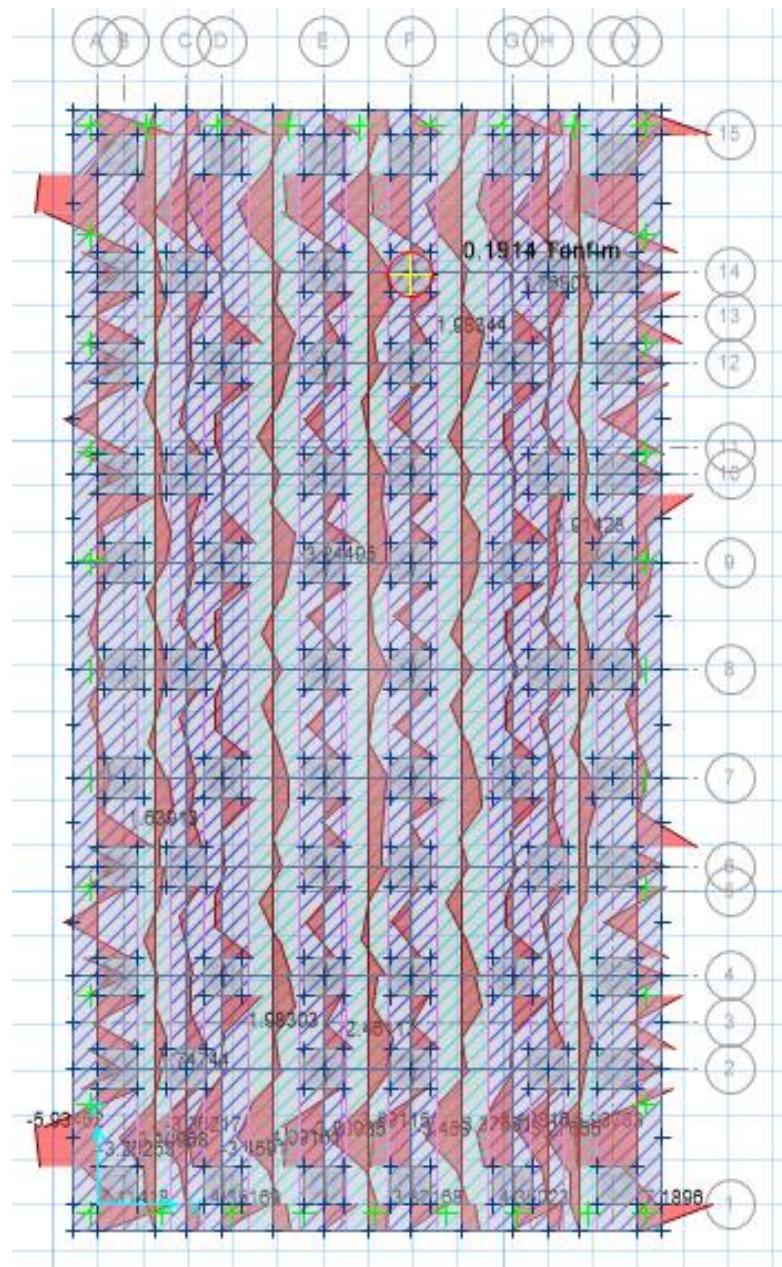
Envolvente de momentos dirección X (Ton-m)



Nota. Esquema de momentos sobre losa por módulo de balasto. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Figura 75.

Envolvente de momentos dirección Y (Ton-m)



Nota. Esquema de momentos sobre losa por módulo de balasto. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Para obtener el área de acero a flexión sobre la losa de cimentación tanto para dirección X y Y se empleará la ecuación 59 con los siguientes datos:

Área de acero en dirección X:

- $M_{uX} (-) = 39.94 \text{ Ton-m}$ (dato obtenido del modelo SAFE dirección X).
- $M_{uX} (+) = 39.94 \text{ Ton-m}$ (dato obtenido del modelo SAFE dirección X).
- $d = 30 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 22.5 \text{ cm}$.
- $b_1 = 165 \text{ cm}$ (ancho de tiras de análisis de armado).

Área de acero en dirección X:

- $M_{uX} (-) = 39.94 \text{ Ton-m}$ (dato obtenido del modelo SAFE dirección X).
- $M_{uX} (+) = 39.94 \text{ Ton-m}$ (dato obtenido del modelo SAFE dirección X).
- $d = 30 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 22.5 \text{ cm}$.
- $b_2 = 180 \text{ cm}$ (ancho de tiras de análisis de armado).
- $\Phi_f = 0.9$ (reducción a flexión según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 21).
- $F_y = 4218 \text{ kg/cm}^2$.
- $f''c = 281 \text{ kg/cm}^2$.

$$A_{sX} (-) = 11.47 \text{ cm}^2 \text{ (dirección X)}$$

$$A_{sX} (+) = 13.14 \text{ cm}^2 \text{ (dirección X)}$$

$$A_{sY} (-) = 11.58 \text{ cm}^2 \text{ (dirección Y)}$$

$$A_{sY} (+) = 11.71 \text{ cm}^2 \text{ (dirección Y)}$$

Se procede a encontrar el acero mínimo distribuido como se indica en ACI 318 capítulo 10 usando la ecuación 60 y 61 del capítulo 3.

$$Asmin_1 = 12.322 \text{ cm}^2 \text{ (dirección X)}$$

$$Asmin_2 = 11.803 \text{ cm}^2 \text{ (dirección X)}$$

$$Asmin_1 = 13.442 \text{ cm}^2 \text{ (dirección Y)}$$

$$Asmin_2 = 12.876 \text{ cm}^2 \text{ (dirección Y)}$$

Se usará el mayor acero mínimo para las verificaciones del diseño por lo tanto quedaría $Asmin = 12.322 \text{ cm}^2$ (dirección X) y el acero mínimo $Asmin = 13.442 \text{ cm}^2$ (dirección Y). En cuanto al acero máximo longitudinal distribuido se encuentra con la ecuación 62 del capítulo 3:

$$As_{max} = 92.813 \text{ cm}^2 \text{ (dirección X)}$$

$$As_{max} = 101.25 \text{ cm}^2 \text{ (dirección Y)}$$

Se encuentra el acero distribuido que llevará la losa de cimentación para la dirección X y Y donde debe cumplir con el mínimo y máximo de acero longitudinal para esto se usarán las mayores áreas de acero que se obtienen de SAFE de sus momentos más críticos.

Acero en dirección X:

- $AsX = 11.47 \text{ cm}^2 / 1.99 \text{ cm}^2 = 5.76 \approx 6$ varillas # 5 (cama acero superior).
- $AsX = 13.14 \text{ cm}^2 / 1.99 \text{ cm}^2 = 6.6 \approx 7$ varillas # 5 (cama acero inferior).

Separación entre varillas:

- $S = b1 / 12 = 165 \text{ cm} / 6 = 27.5 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$ (cama acero superior).
- $S = b1 / 12 = 165 \text{ cm} / 7 = 23.57 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$ (cama acero inferior).
- $S = 165 \text{ cm} / 25 \text{ cm} = 6.6 \text{ cm} \approx 7$ varillas # 5 (cama acero superior).

- $S = 165 \text{ cm} / 20 \text{ cm} = 8.25 \text{ cm} \approx 9 \text{ varillas \# 5 (cama acero superior).}$
- $AsX = 7 * 1.99 \text{ cm}^2 = 13.93 \text{ cm}^2 \text{ (cama acero superior).}$
- $AsX = 9 * 1.99 \text{ cm}^2 = 17.91 \text{ cm}^2 \text{ (cama acero inferior).}$

$$As_{\min} < AsX < As_{\max}$$

$$12.322 \text{ cm}^2 < 13.93 \text{ cm}^2 < 92.813 \text{ cm}^2 \text{ cumple (cama acero superior)}$$

$$12.322 \text{ cm}^2 < 17.91 \text{ cm}^2 < 92.813 \text{ cm}^2 \text{ cumple (cama acero inferior)}$$

Varillas # 5 @25cm acero superior
 Varillas # 5 @20cm acero inferior

Acero en dirección Y:

- $AsY = 11.58 \text{ cm}^2 / 1.99 \text{ cm}^2 = 5.81 \approx 6 \text{ varillas \# 5 (cama acero superior).}$
- $AsY = 11.71 \text{ cm}^2 / 1.99 \text{ cm}^2 = 5.88 \approx 6 \text{ varillas \# 5 (cama acero inferior).}$

Separación entre varillas:

- $S = b2 / 6 = 180 \text{ cm} / 6 = 30 \text{ cm (cama acero superior).}$
- $S = b2 / 6 = 180 \text{ cm} / 6 = 30 \text{ cm (cama acero inferior).}$
- $AsY = 6 * 1.99 \text{ cm}^2 = 11.94 \text{ cm}^2 \text{ (cama acero superior).}$
- $AsY = 6 * 1.99 \text{ cm}^2 = 11.94 \text{ cm}^2 \text{ (cama acero inferior).}$

$$As_{\min} < AsY < As_{\max}$$

$$13.442 \text{ cm}^2 < 11.94 \text{ cm}^2 < 101.25 \text{ cm}^2 \text{ cumple (cama acero superior)}$$

$$13.442 \text{ cm}^2 < 11.94 \text{ cm}^2 < 101.25 \text{ cm}^2 \text{ cumple (cama acero inferior)}$$

Varillas # 5 @30cm acero superior

Varillas # 5 @30cm acero inferior

Para el diseño a corte de la losa de cimentación deberá soportar las cortantes últimas la aportación de resistencia a corte del concreto, ya que no lleva refuerzo de acero por corte por lo tanto se usará la ecuación 63 del capítulo 3 con los siguientes datos:

- $d = 30 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 22.5 \text{ cm}$.
- $b = 165 \text{ cm}$ (ancho de tiras de análisis de armado).
- $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$.
- $\Phi v = 0.75$ (cortante según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 21).

$$\Phi v * V_{cr} = 24737.554 \text{ kg} = 24.738 \text{ Ton}$$

La cortante de diseño máxima deberá cumplir con la siguiente ecuación para ser aceptable en la cimentación conforme a la ecuación 64 del capítulo 3 teniendo las cortantes últimas para cada dirección:

$$V_{uX} = 17.06 \text{ Ton} \text{ (dato obtenido del modelo SAFE dirección X)}$$

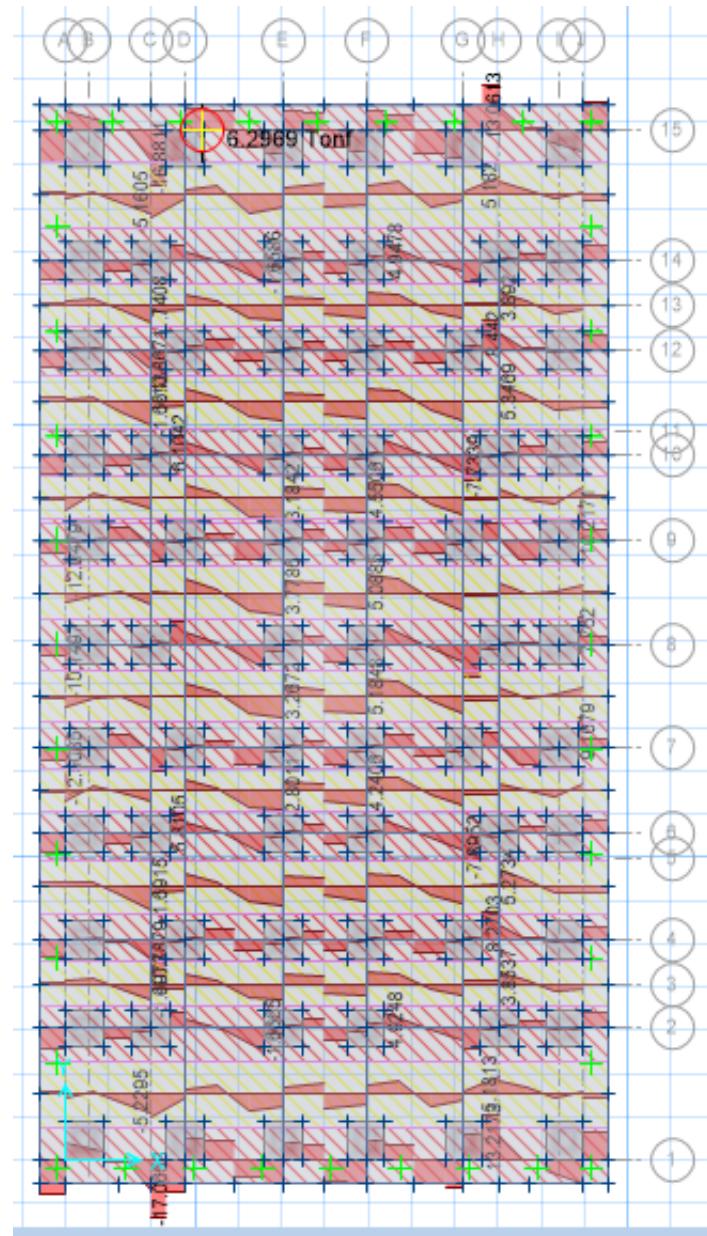
$$V_{uY} = 10.14 \text{ Ton} \text{ (dato obtenido del modelo SAFE dirección Y)}$$

$$24.738 \text{ Ton} \geq 17.06 \text{ Ton} \text{ (dirección X) cumple}$$

$$24.738 \text{ Ton} \geq 10.14 \text{ Ton} \text{ (dirección Y) cumple}$$

Figura 76.

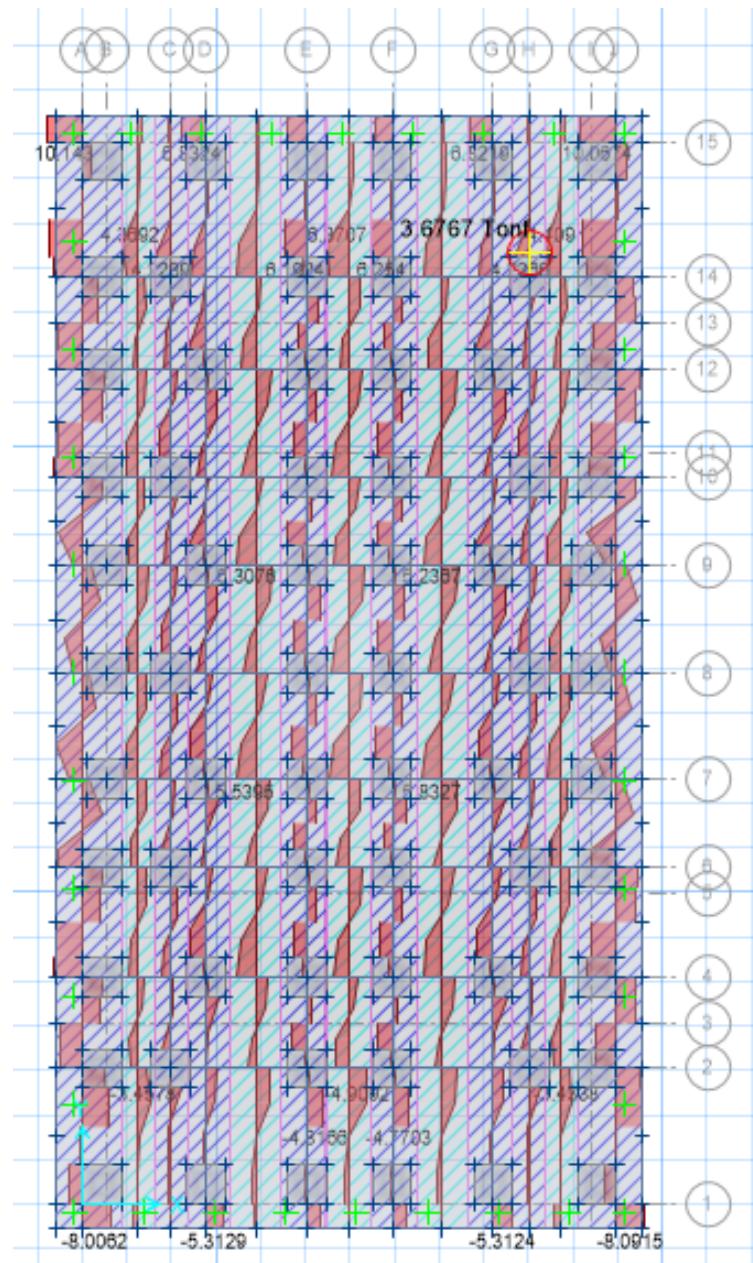
Cortantes últimas dirección X (Ton)



Nota. Esquema de cortantes sobre losa por módulo de balasto. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Figura 77.

Cortantes última dirección Y (Ton)



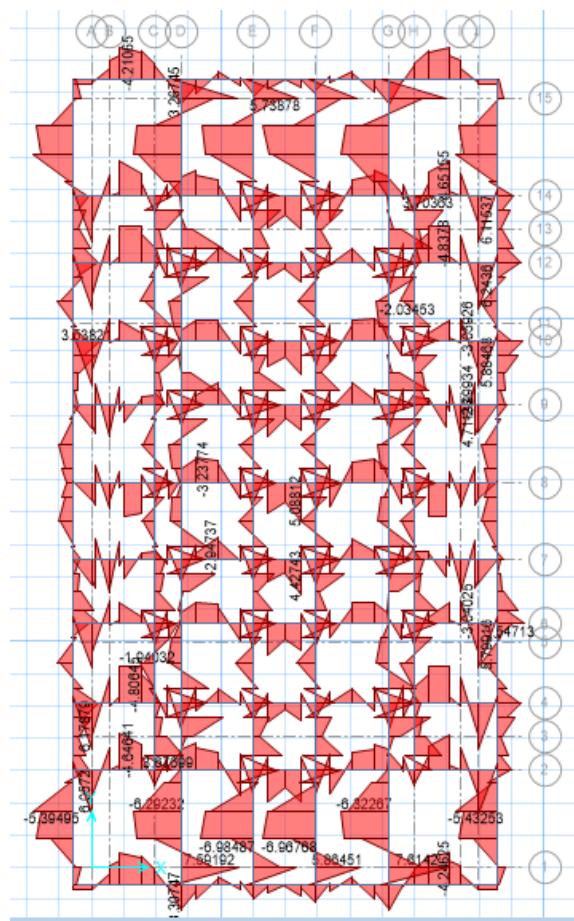
Nota. Esquema de cortantes sobre losa por módulo de balasto. Elaboración propia, realizado con SAFE.

4.3.6. Viga de cimentación

La platea de cimentación llevará vigas de cimentación para aportar mayor rigidez en la cimentación y disminuir cortes sobre esta losa, estas se colocan debajo de los pedestales que trasladan las cargas de la estructura.

Figura 78.

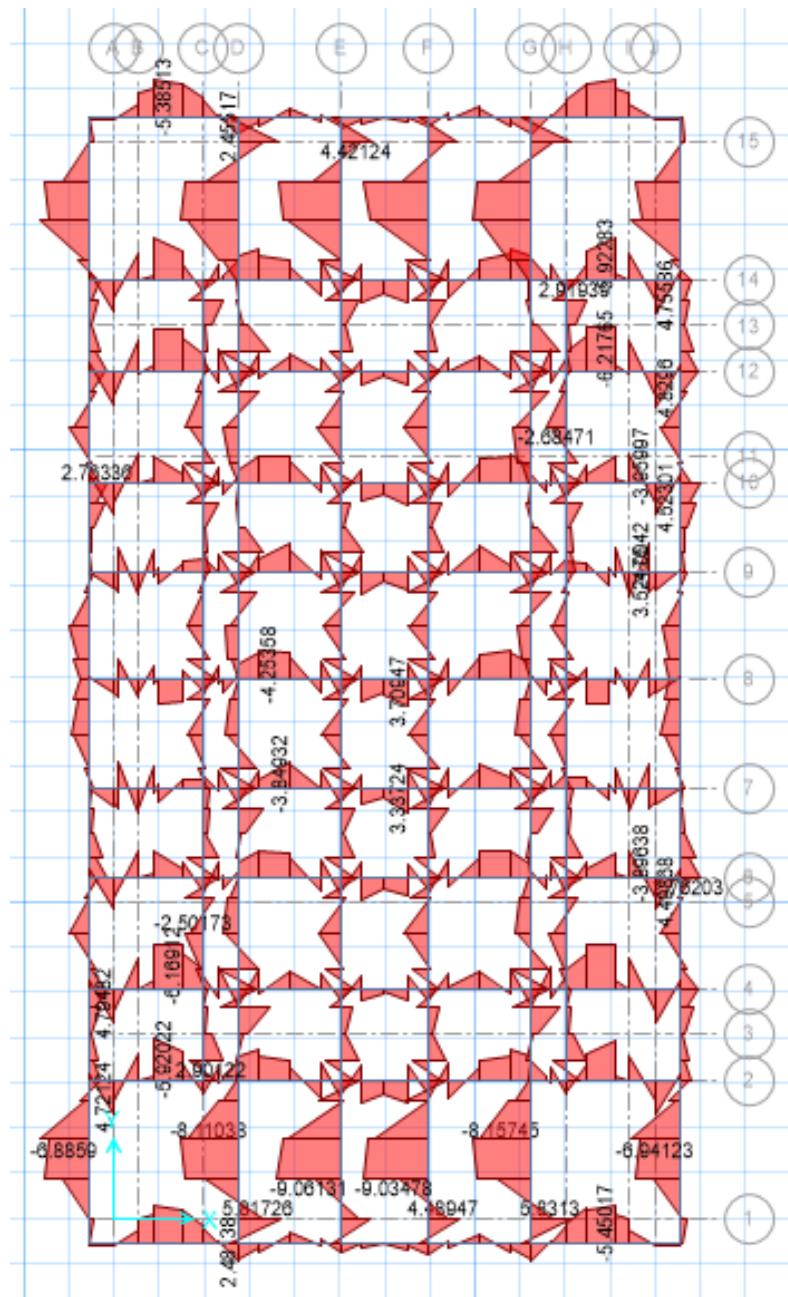
Envolvente de momentos negativo en vigas (Ton-m)



Nota. Esquema de momentos sobre viga de cimentación. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Figura 79.

Envolvente de momentos positivos en vigas (Ton-m)



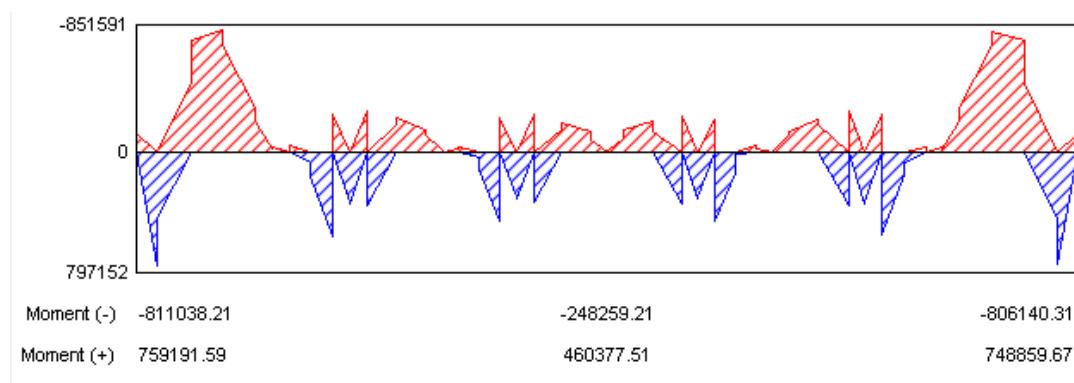
Nota. Esquema de momentos sobre viga de cimentación. Elaboración propia, realizado con SAFE.

Se necesita utilizar la ecuación 59 para encontrar el acero longitudinal de la viga con una sección de 30 cm x 60 cm sometida a flexión como indica la norma ACI 318-19 usando los siguientes datos:

Tramos A-J (eje 15):

Figura 80.

Momentos últimos en viga 1-7 eje D (kg-cm)



Nota. Esquema de momentos sobre viga de cimentación. Elaboración propia, realizado con SAFE.

$$M_u (-) = 811038.21 \text{ kg-cm} \text{ (dato obtenido del modelo SAFE negativo)}$$

$$M_u (+) = 759191.59 \text{ kg-cm} \text{ (dato obtenido del modelo SAFE positivo)}$$

$$d = 60 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 32.5 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$F_y = 4218 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s (-) = 4.16 \text{ cm}^2 \text{ (refuerzo superior)}$$

$$A_s (+) = 3.89 \text{ cm}^2 \text{ (refuerzo inferior)}$$

Para encontrar el acero mínimo en las vigas se encuentra con la ecuación 60 y 61 con los siguientes datos:

- $d = 60 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 32.5 \text{ cm}$.
- $b = 30 \text{ cm}$.
- $F_y = 4218 \text{ kg/cm}^2$.
- $f''c = 281 \text{ kg/cm}^2$.

$$As_{min_1} = 5.228 \text{ cm}^2$$

$$As_{min_2} = 5.007 \text{ cm}^2$$

Se usará el mayor acero mínimo para las verificaciones del diseño por lo tanto quedaría $As_{min} = 5.228 \text{ cm}^2$. En cuanto al acero máximo longitudinal distribuido se encuentra con la ecuación 62 quedando como resultado:

$$As_{max} = 39.375 \text{ cm}^2$$

Se encuentra el acero que llevarán las vigas tanto en la parte superior e inferior donde debe cumplir con el mínimo y máximo de acero longitudinal.

Cama superior:

$$As_{sup} = 4.16 \text{ cm}^2 / 1.99 \text{ cm}^2 = 2.09 \approx 3 \text{ varillas \# 5}$$

$$As_{sup} = 3 * 1.99 \text{ cm}^2 = 5.87 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} < As_{sup} < As_{max}$$

$$5.228 \text{ cm}^2 < 5.87 \text{ cm}^2 < 39.375 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

Como se puede ver el área de acero propuesto es mayor al acero mínimo y menor al acero máximo por lo que cumple para usar este refuerzo longitudinal.

Cama inferior:

$$A_{sinf} = 3.89 \text{ cm}^2 / 1.99 \text{ cm}^2 = 1.95 \approx 2 \text{ varillas } \# 5$$

$$A_{sinf} = 2 * 1.99 \text{ cm}^2 = 3.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} < A_{sinf} < A_{smax}$$

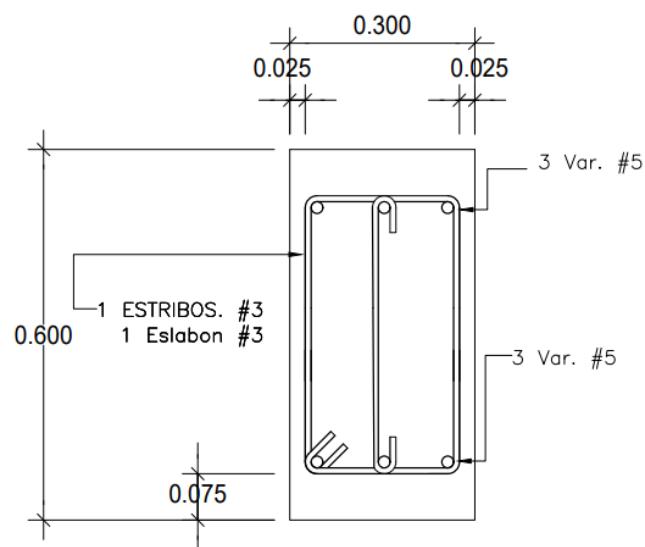
$$5.228 \text{ cm}^2 < 3.98 \text{ cm}^2 < 39.375 \text{ cm}^2 \text{ usar el mínimo}$$

$$A_{sinf} = 5.228 \text{ cm}^2 / 1.99 \text{ cm}^2 = 2.62 \approx 3 \text{ varillas } \# 5$$

$$A_{sinf} = 3 * 1.99 \text{ cm}^2 = 5.97 \text{ cm}^2$$

Figura 81.

Sección viga de cimentación (m)



Nota. Esquema de armado de refuerzo de acero en viga de cimentación. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

Como se puede ver el área de acero propuesto es mayor al acero mínimo y menor al acero máximo por lo que cumple para usar este refuerzo. Este refuerzo longitudinal se usará para todas las vigas en la estructura.

Para el refuerzo por corte de la viga de cimentación se usará la ecuación 63 para encontrar el esfuerzo a corte del concreto sobre la viga con los datos:

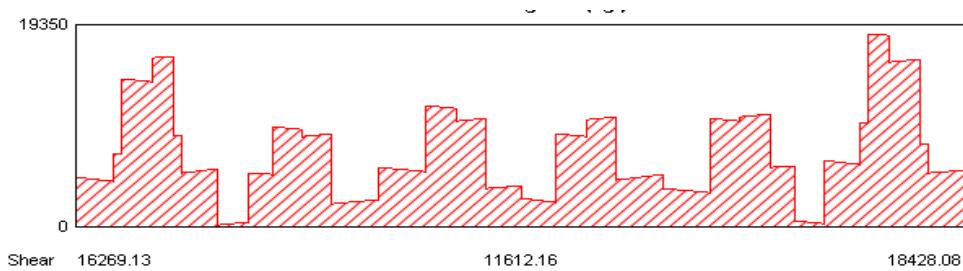
- $d = 60 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 32.5 \text{ cm}$.
- $b = 30 \text{ cm}$ (ancho de viga).
- $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$.
- $\Phi_v = 0.75$ (cortante según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 21).

$$\Phi_v * V_{cr} = 10494.72 \text{ kg} = 10.495 \text{ Ton}$$

Los cortantes últimos deberán cumplir con la condición de que establece la ecuación 64 donde el cortante de diseño deberá ser menor al corte del concreto.

Figura 82.

Cortante últimos en viga 1-7 eje D (kg)



Nota. Esquema de cortantes sobre viga de cimentación. Elaboración propia, realizado con SAFE.

$$V_u = 18428.08 \text{ kg (dato obtenido del modelo SAFE)}$$

$$\Phi v * V_{cr} \leq V_u$$

$$10494.72 \text{ kg} \leq 18428.08 \text{ kg}$$

La norma establece si el cortante último es mayor al corte del concreto se deberá usar acero de refuerzo para corte en este caso estribos. Para la separación del estribo será con las siguientes condiciones:

$$d/2 = 52.5 \text{ cm} / 2 = 26.25 \text{ cm}$$

Se deberá aproximar la separación de estribos quedando $S_1 = 25 \text{ cm}$. Para encontrar la medida de las varillas de los estribos se hará conociendo el número de ramas la cual será 3 tanto del acero inferior y superior longitudinal.

$$A_v = 3 * 0.713 \text{ cm}^2 = 2.139 \text{ cm}^2 \text{ (usar vainilla # 3)}$$

Con la siguiente ecuación se obtiene la separación máxima de los estribos en la zona confinada mediante la ecuación 65 del capítulo 3 con los datos de la viga:

- $V_u = 18428.08 \text{ kg (dato obtenido del modelo SAFE)}$.
- $V_{cr} = 13992.96 \text{ kg (cortante de concreto)}$.
- $d = 60 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 32.5 \text{ cm}$.
- $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$.
- $\Phi v = 0.75$ (cortante según norma AGIES NSE 7.9 capítulo 21).

$$\text{Sep} = 44.799 \text{ cm}$$

Se continúa usando la separación propuesta de $S_1 = 25$ cm de estribos para las zonas confinadas, ya que es menor a la separación calculada de 44.8 cm. Por lo tanto, se despeja la variable Av de la ecuación 65 para obtener el área requerida de estribos por confinamiento:

$$Sep = 25 \text{ cm} \text{ (separación de estribos)}$$

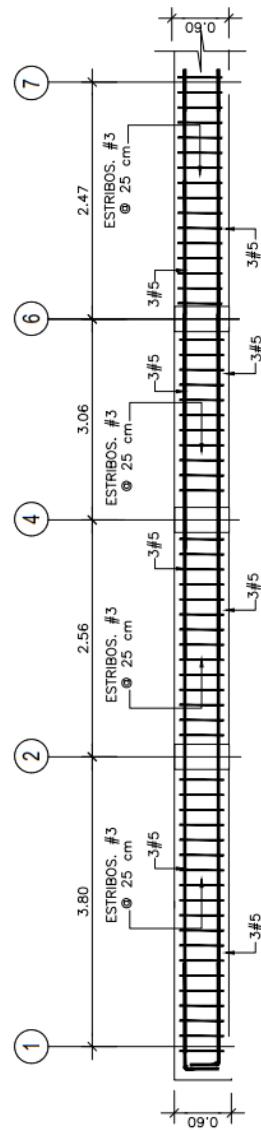
$$Av_{\text{reque}} = 1.194 \text{ cm}^2$$

$$Av_{\text{reque}} / Sep = 0.048 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

El armado final de la viga de cimentación será de la siguiente manera y se aplicará para todas las vigas dentro de la losa de cimentación:

Figura 83.

Armado de viga de cimentación tramo 1-7 eje D sección 1



Nota. Esquema de armado final de vigas de cimentación. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS

Se obtienen los resultados del comportamiento de las estructuras analizados así obtener un parámetro de diseño

5.1. Comparación de parámetros de carga lateral de sismo

En este capítulo se hará una comparación debido a su comportamiento sísmico entre la estructura sin aislamiento y aislada vistos en el capítulo 3 y 4 se debe tomar en cuenta que ambas estructuras fueron sometidas al mismo espectro de respuesta sísmica en donde se espera variación en su comportamiento como aceleraciones, derivas y cambio de dimensiones en sus elementos estructurales.

5.1.1. Período de la estructura

Al momento de hacer la comparación de la estructura se puede observar que con las mismas condiciones sísmicas la estructura sin aislador obtiene un periodo corto esto debido a la rigidez de la estructura, ya que la ser muros de ductilidad limitada no ofrece mayores desplazamientos horizontales, mientras tanto la estructura aislada sigue manteniendo una rigidez alta pero debido a los aisladores le permite mayor libertad de movimiento en su base por ser de menor rigidez al resto de la estructura lo que provoca un periodo más grande lo que provoca disminuir las aceleraciones dando menores fuerzas horizontales debidos al sismo, en la siguiente tabla se observan los resultados.

Tabla 23.*Comparación de periodo de las estructuras*

Estructura sin aislador (segundos)	Estructura aislada (segundos)
0.238	1.833

Nota. Datos obtenidos de ETABS 2017. Elaboración propia, realizado con Excel.

5.1.2. Modo de vibración

En esta comparación de los modos de vibración de la estructura sin aislar alcanzan el 90 % de participación modal mínima en el modo 6 para la dirección X y Y, mientras que la estructura con aislamiento desde el primer modo se obtiene el total de la participación de masa esto se puede deber a que el efecto de torsión se ve disminuido debido a la distribución de los aisladores en su base donde se trató de usar dos aisladores sobre cada muro.

Tabla 24.*Comparación de participación modal*

Modo	Estructura sin aislador		Estructura aislada	
	Dirección X (%)	Dirección Y (%)	Dirección X (%)	Dirección Y (%)
1	65.39	4.62	94.08	3.74
2	65.44	4.62	97.86	97.71
3	70.29	69.53	97.89	97.91
4	89.76	69.88	97.92	97.91
5	89.77	69.88	97.92	97.91
6	90.07	90.26	97.93	97.93

Nota. Datos obtenidos de ETABS 2017. Elaboración propia, realizado con Excel.

5.1.3. Derivas de la estructura

En esta ocasión la comparación de las derivas de la estructura aislada y sin aislador cambian de gran manera por su comportamiento dinámico, en la estructura aislada las derivas son menores pero el desplazamiento total de la estructura es mayor debido a diferencia de rigidez con el aislador donde se disminuyen las cortantes en su base, mientras la estructura sin aislador las derivas son mayores debido a un mayor deformación por la fuerza del sismo pero el desplazamiento total de la estructura es menor debido a que se encuentra empotrado. En sentido X se disminuye la deriva de la estructura aislada un 66 % con respecto a la estructura sin aislador. Y en sentido Y se disminuye la deriva un 67 % todo esto en el nivel 7 como referencia.

Tabla 25.

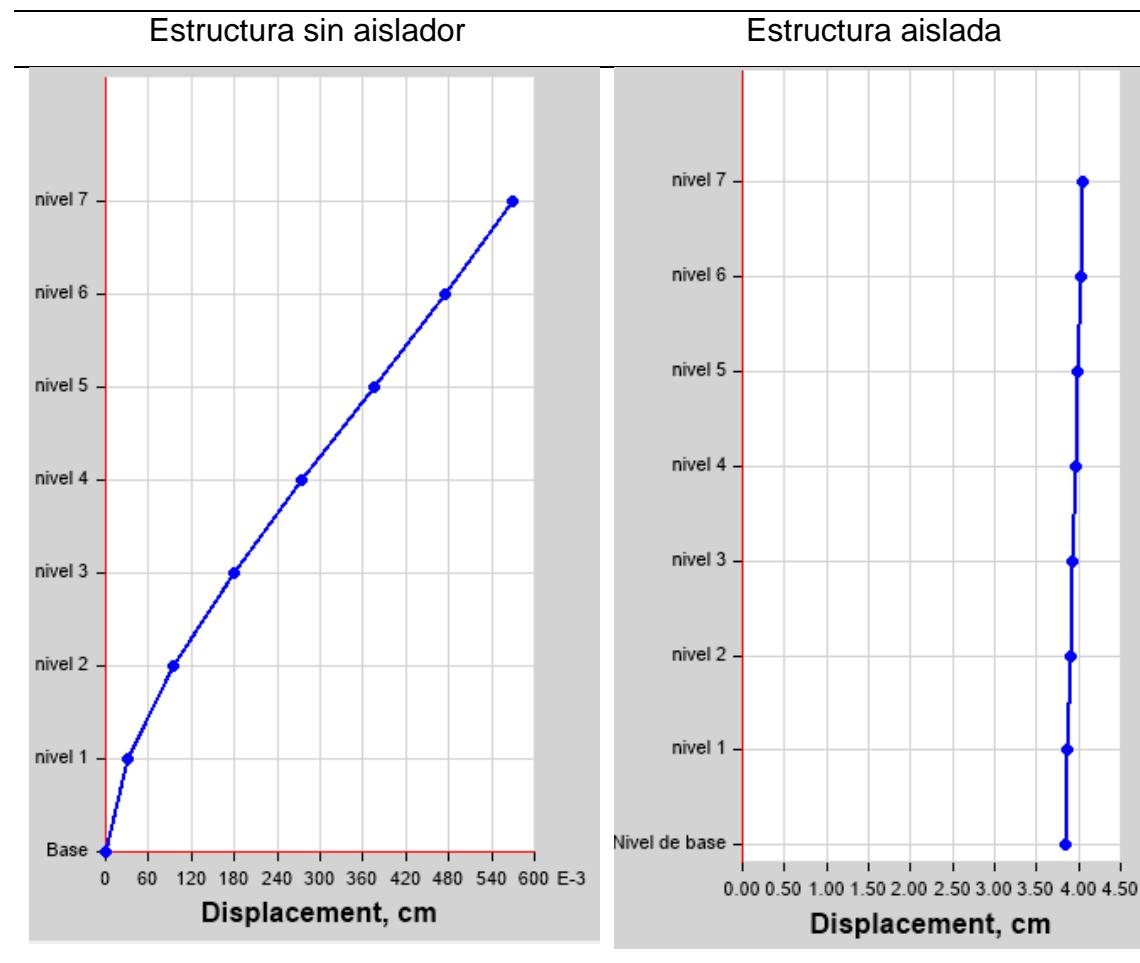
Comparación de derivas en sentido X

NIVEL	Estructura sin aislador			Estructura aislada		
	Despla. absoluto (cm)	Despla. relativo (cm)	Deriva postelástica (cm)	Despla. Absoluto (cm)	Despla. relativo (cm)	Deriva postelástica (cm)
	UX	δcX	δuX	UX	δcX	δuX
0	0	0	0	3.838	0	0
1	0.032	0.032	0.126	3.864	0.026	0.102
2	0.096	0.064	0.256	3.894	0.030	0.121
3	0.179	0.084	0.335	3.926	0.032	0.129
4	0.275	0.095	0.381	3.960	0.033	0.132
5	0.375	0.1	0.4	3.993	0.033	0.133
6	0.474	0.099	0.398	4.025	0.033	0.130
7	0.57	0.096	0.384	4.057	0.032	0.128

Nota. Datos obtenidos de ETABS de ambos modelos. Elaboración propia, realizado con Excel.

Figura 84.

Gráficas de comparación de desplazamientos sentido X



Nota. Esquemas de desplazamientos sobre las estructuras. Elaboración propia, realizado con ETABS.

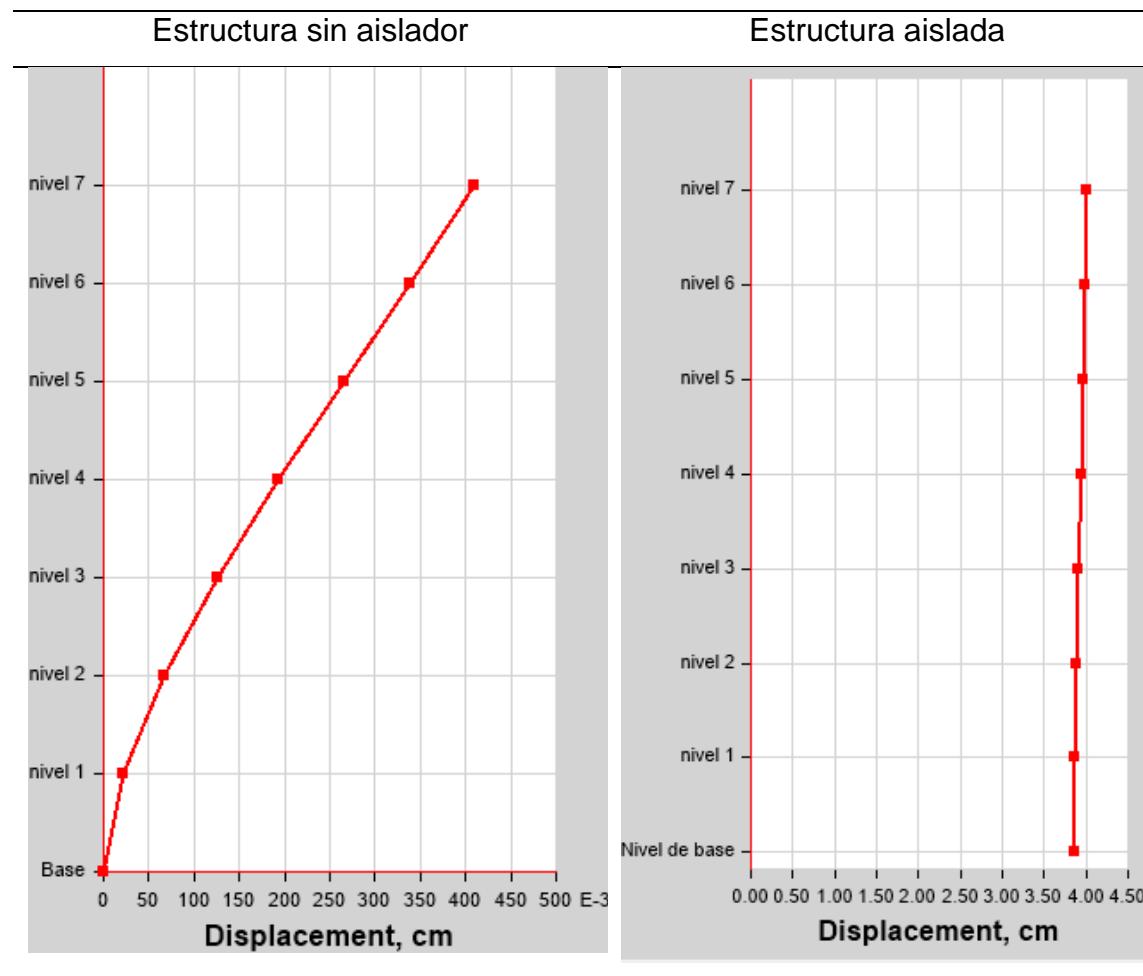
Tabla 26.*Comparación de derivas en sentido Y*

NIVEL	Estructura sin aislador			Estructura aislada		
	Despla. absoluto (cm)	Despla. relativo (cm)	Deriva postelástica (cm)	Despla. absoluto (cm)	Despla. relativo (cm)	Deriva postelástica (cm)
UY	δcY	δuY	UY	δcY	δuY	
0	0	0	0	3.853	0	0.000
1	0.022	0.022	0.088	3.870	0.017	0.068
2	0.066	0.044	0.177	3.891	0.021	0.084
3	0.125	0.059	0.236	3.914	0.023	0.092
4	0.193	0.068	0.272	3.938	0.024	0.095
5	0.266	0.072	0.29	3.962	0.024	0.096
6	0.339	0.073	0.292	3.985	0.024	0.095
7	0.41	0.071	0.285	4.009	0.023	0.093

Nota. Datos obtenidos de ETABS 2017 de ambos modelos. Elaboración propia, realizado con Excel.

Figura 85.

Gráficas de comparación de desplazamientos sentido Y



Nota. Esquemas de desplazamientos sobre las estructuras. Elaboración propia, realizado con ETABS.

Como se puede apreciar en las gráficas de desplazamiento de la estructura con aisladores en dirección X y Y el nivel de la base tendrá un desplazamiento de 3.8 cm debido a la deformación del aislador al momento del sismo lo cual no afecta el resultado final de las derivas de la estructura principal.

5.1.4. Aceleraciones

En esta comparación las aceleraciones son importantes para demostrar el amortiguamiento que aportan los aisladores, ya que a mayor amortiguamiento el espectro de respuesta sísmica se ve afectado disminuyendo las aceleraciones por el contrario de una estructura que no es aislada su amortiguamiento generalmente es del 5 % por lo tanto las aceleraciones serán mayores.

Tabla 27.

Comparación de aceleraciones debido a sismo

Nivel	Estructura sin aislamiento		Estructura aislada	
	Dirección X m/sec ²	Dirección Y m/sec ²	Dirección X m/sec ²	Dirección Y m/sec ²
nivel 7	4.4816	4.4964	0.4814	0.4776
nivel 6	3.3902	3.9189	0.4746	0.4729
nivel 5	2.8229	2.8028	0.469	0.4691
nivel 4	2.5467	3.1738	0.4648	0.466
nivel 3	2.2095	2.314	0.4619	0.4637
nivel 2	1.8444	1.8742	0.4602	0.4621
nivel 1	1.1309	1.1624	0.4593	0.461
Base	0	0	0.4589	0.4603

Nota. Datos obtenidos de ETABS 2017 de ambos modelos. Elaboración propia, realizado con Excel.

La disminución de las aceleraciones serán determinantes para que una estructura no sufra daño en sus elementos estructurales debido a sismos, como se observa en la siguiente tabla la estructura aislada redujo su aceleración en un 89 % con respecto a la estructura sin aislación tomando como referencia en

ultimo nivel. Hay que aclarar que la estructura aislada tendrá una aceleración en la base debido al movimiento de los aisladores al aplicar un sismo mientras la estructura sin aislación tendrá una aceleración igual a cero, ya que se encuentra empotrado en su base.

5.2. Comparación de fuerzas de diseño

A partir de estas propiedades se tiene las fuerzas sísmicas laterales a partir de esto diseñar los elementos estructurales

5.2.1. Cortantes de piso

En la comparación de cortantes se observa una disminución para la estructura aislada debido a que el aislador absorbe en mayor porcentaje la fuerza ocasionada por el sismo por lo tanto en los niveles superiores se tendrá una drástica reducción de cortantes lo que provoca que el diseño de los elementos estructurales tenga menos demanda en refuerzo y dimensiones por lo cual es una ventaja el uso de la aislación sísmica reduciendo costos. En el sentido X y Y se redujo el corte un 77 % de la estructura aislada con respecto a la estructura sin aislador tomando como referencia el primer nivel el cual es el valor más cercano al corte basal.

Tabla 28.

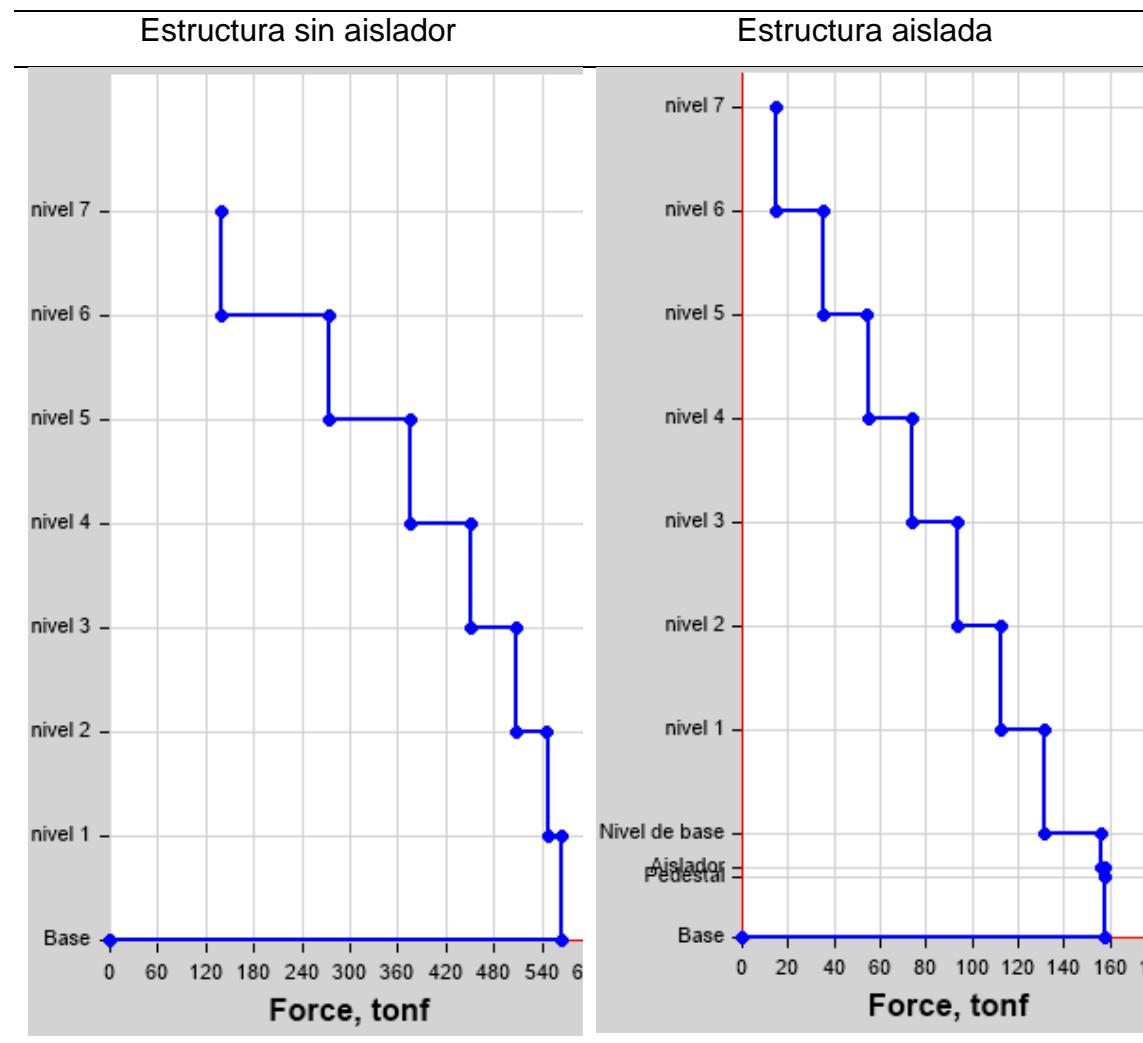
Comparación de cortantes de piso en sentido X

Nivel	Estructura sin aislamiento		Estructura aislada	
	Dirección X		Dirección X	
	Ton	Ton	Ton	Ton
nivel 7	147.98		15.1739	
nivel 6	287.82		34.9529	
nivel 5	393.81		54.6559	
nivel 4	473.98		74.1402	
nivel 3	533.79		93.4514	
nivel 2	573.71		112.6365	
nivel 1	592.46		131.8018	

Nota. Datos obtenidos de ETABS 2017 de ambos modelos. Elaboración propia, realizado con Excel.

Figura 86.

Gráficas de comparación de cortantes sentido X



Nota. Esquemas de fuerzas cortantes sobre las estructuras. Elaboración propia, realizado con ETABS.

Tabla 29.

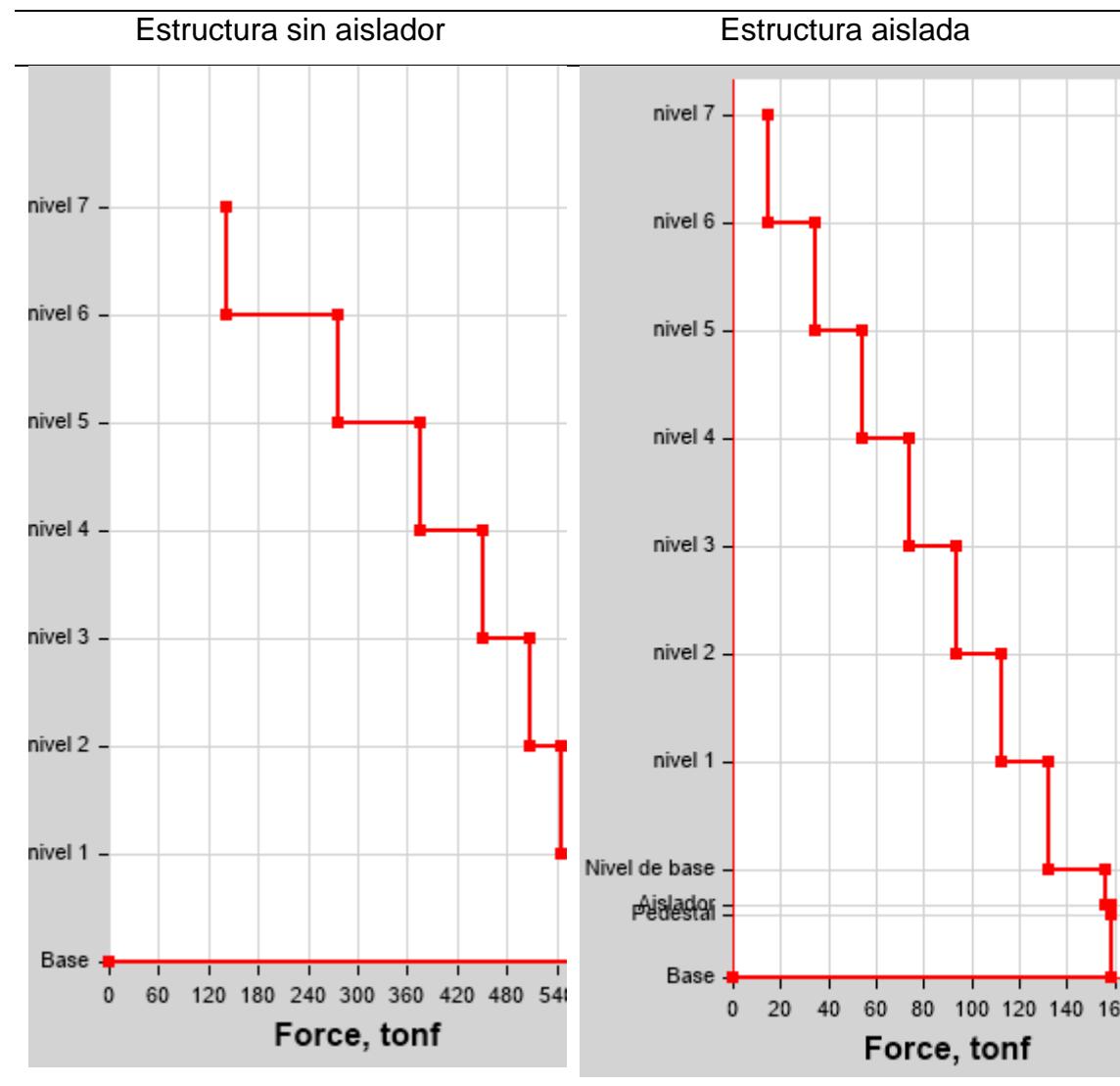
Comparación de cortantes de piso en sentido Y

Nivel	Estructura sin aislamiento		Estructura aislada	
	Dirección Y	Ton	Dirección Y	Ton
nivel 7		141.4394		15.0524
nivel 6		275.8946		34.7665
nivel 5		376.0552		54.4854
nivel 4		451.433		74.0511
nivel 3		507.9314		93.4911
nivel 2		546.2409		112.8353
nivel 1		564.7661		132.1755

Nota. Datos obtenidos de ETABS 2017 de ambos modelos. Elaboración propia, realizado con Excel.

Figura 87.

Gráficas de comparación de cortantes sentido Y



Nota. Esquemas de fuerzas cortantes sobre las estructuras. Elaboración propia, realizado con ETABS.

5.3. Comparación de elementos estructurales

Para este trabajo se hará la comparación limitándose a los muros de ductilidad limitada, ya que el diseño de vigas es para el sistema de aislamiento por lo que los muros son los únicos elementos que se podrán comparar en cuanto a espesores de muro, cantidad de concreto y acero.

5.3.1. Muros

Para estos elementos se necesitaron muros de 16 cm de espesor para la estructura sin aislador y con aislador, en donde hubo una variación en su acero de refuerzo donde disminuyó el acero de refuerzo un 11 % en la estructura con aisladores respecto a la otra.

Tabla 30.

Comparación de muros de ductilidad limitada

Propiedad	Estructura sin aislación	Estructura aislada
Muros de 16 cm de espesor	558 muros	558 muros
Volumen de concreto 4000 psi	588 m ³	588 m ³
Peso de acero	168.71 Ton	150.13 Ton

Nota. Datos obtenidos de ETABS 2017 de ambos modelos. Elaboración propia, realizado con Excel.

5.3.2. Cimentación

Se compara la losa de cimentación que tienen las mismas dimensiones, pero un espesor diferente y vigas de cimentación se hará una comparación de sus dimensiones para los dos tipos de estructuras como se indica en la siguiente tabla. Se disminuyó un 25 % del volumen del concreto y un 54 % del acero de refuerzo distribuido en la losa de cimentación de la estructura aislada con respecto a la no aislada.

Tabla 31.

Comparación de losa de cimentación

Propiedad	Estructura sin aislación	Estructura aislada
Espesor losa de cimentación	40 cm	30 cm
Volumen de concreto 4000 psi en losa de cimentación	204.29 m ³	153.22 m ³
Peso de acero losa cimentación	56.56 Ton	26.24 Ton

Nota. Datos obtenidos de ETABS 2017 de ambos modelos. Elaboración propia, realizado con Excel.

Como se observa en la siguiente tabla las vigas de cimentación tiene las mismas dimensiones en su sección, pero en la estructura con aisladores hay más metros lineales de viga debido a la a que se conectan los pedestales que trasladan las cargas del edificio así se obtiene mayor volumen de concreto sin

embargo el acero de refuerzo es menor, ya que así lo solicita el acero longitudinal del diseño establecido en el capítulo 4.

Tabla 32.

Comparación de vigas de cimentación

Propiedad	Estructura sin aislación	Estructura aislada
Sección de viga de cimentación	30x60 cm	30x60 cm
Volumen de concreto 4000 psi de viga de cimentación	66.48 m ³	73.73 m ³
Peso de acero viga de cimentación	14.28 Ton	13.64 Ton

Nota. Datos obtenidos de ETABS 2017 de ambos modelos. Elaboración propia, realizado con Excel.

5.3.3. Volumen total de materiales

Aquí se analizará el total de materiales usados en las dos estructuras donde se tomará en cuenta todos los elementos estructurales tanto en acero como en concreto.

Tabla 33.*Comparación de materiales total*

Propiedad	Estructura sin aislación	Estructura aislada
Muros de 16 cm de espesor	558 muros	558 muros
Volumen de concreto 4000 psi	588 m ³	588 m ³
Volumen de concreto 4000 psi en vigas	-----	46.30 m ³
Volumen de concreto 4000 psi en vigas de cimentación	66.48 m ³	73.73 m ³
Volumen de concreto 4000 psi en losas de entrepiso	301 m ³	344 m ³
Volumen de concreto 4000 psi en losas de cimentación	204.29 m ³	153.22 m ³
Volumen de concreto 4000 psi en pedestal	-----	79.32 m ³
Peso de acero # 3 muros	152.36 Ton	146.78 Ton
Peso de acero # 4 muros	16.14 Ton	3.35 Ton
Peso de acero # 5 muros	0.21 Ton	-----
Peso de acero # 3 vigas	-----	7.49 Ton
Peso de acero # 4 vigas	-----	2.68 Ton
Peso de acero # 5 vigas	-----	4.27 Ton
Peso de acero # 3 vigas de cimentación	3.79 Ton	4.20 Ton
Peso de acero # 5 vigas de cimentación	4.26 Ton	9.44 Ton
Peso de acero # 6 vigas de cimentación	6.23 Ton	-----
Peso de acero # 5 losa de cimentación	-----	26.24 Ton

Continuación de la Tabla 33.

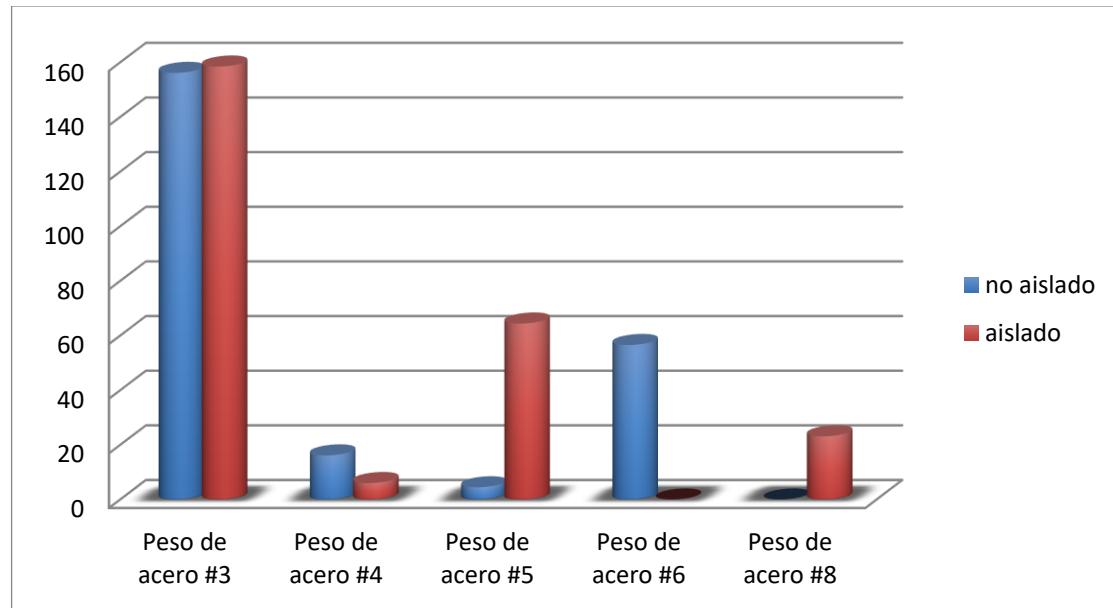
Propiedad	Estructura sin aislación	Estructura aislada
Peso de acero # 6 losa de cimentación	56.56 Ton	-----
Peso de acero # 5 de columna	-----	24.46 Ton
Peso de acero # 8 de columna	-----	23.14 Ton

Nota. Datos obtenidos de ETABS 2017 de ambos modelos. Elaboración propia, realizado con Excel.

En la siguiente gráfica se tiene el peso del acero usado en la estructura sin aislador y aislado donde el acero # 3 es mayor volumen en las dos estructuras, ya que fue el principal refuerzo usado en los muros a menor medida se tiene un refuerzo en el acero # 4, en cuanto a el refuerzo # 5 es mayor en la estructura aislada debido a las vigas, los estribos de las columnas y acero en cimentación el acero # 6 se utilizó solamente en la cimentación de la estructura sin aislación, mientras el acero # 8 se utilizó en los pedestales. Al hacer una comparación del peso total del acero se tiene un peso de 233.32 Ton en la estructura sin aislación y 252.05 Ton para la superestructura en la estructura aislada donde hay un aumento del 7 % en el acero de refuerzo de la estructura aislada con respecto a la otra.

Figura 88.

Comparación peso total de acero (ton)

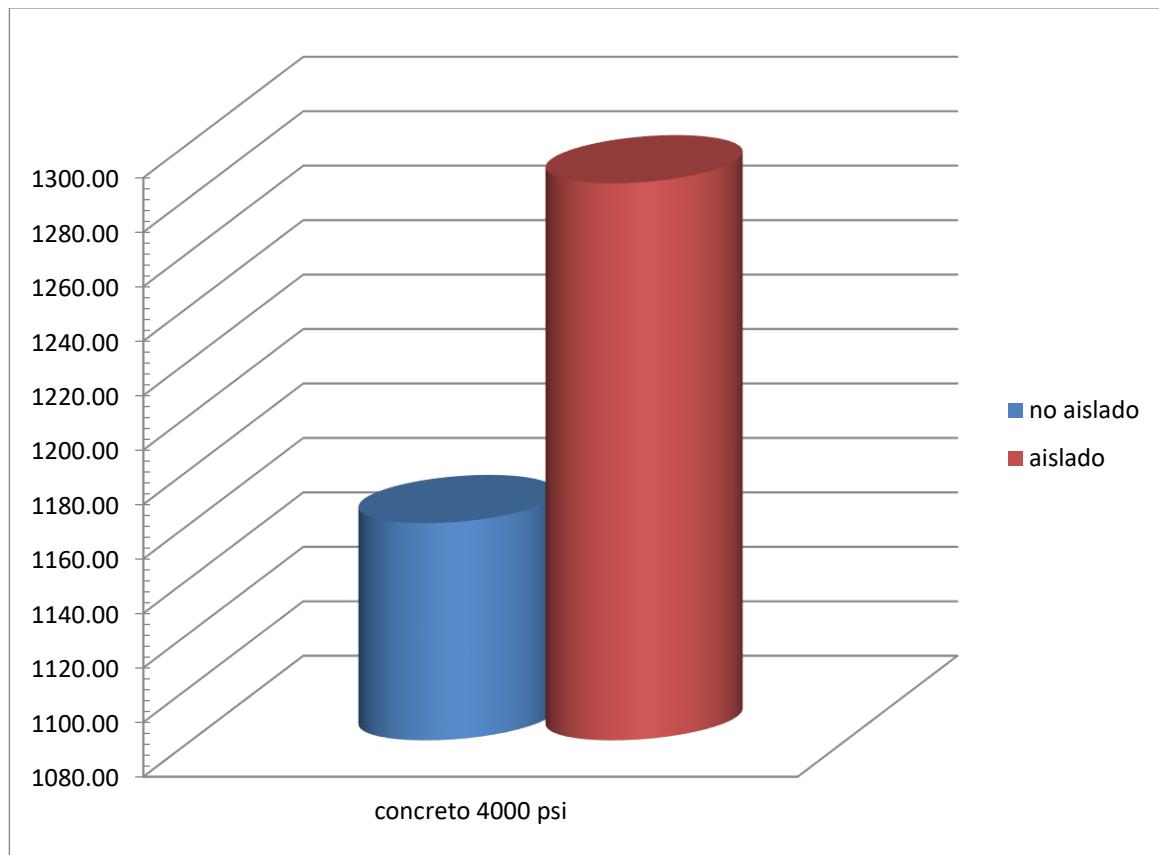


Nota. Datos del peso de acero por tamaño. Elaboración propia, realizado con Excel.

En el volumen de concreto la estructura aislada aporta más concreto debido a que tiene más elementos como la losa en el sistema de aislamiento y las vigas sobre los aisladores estructurales y las columnas que soportan los aisladores donde tiene un aumento del 10 % con respecto a la estructura sin aisladores.

Figura 89.

Comparación volumen concreto (m³)



Nota. Datos del concreto usado para las ambas estructuras. Elaboración propia, realizado con Excel.

5.3.4. Peso de la estructura

En este apartado de comparación el peso de la estructura afecta directamente al costo, ya que varía la cantidad de materiales entre las dos estructuras, que se usará el peso sísmico que sirve para el corte basal, lo que se puede observar en la siguiente tabla es un aumento en el peso muerto de la estructura aislada debido a que se agregó una losa y vigas sobre el nivel del

suelo y aparte los pedestales que forman parte de la subestructura. Por lo que se puede observar que hubo un aumento de peso del 18 % para la estructura aislada.

Tabla 34.

Comparación de peso de estructuras

Estructura sin aislador (Ton)	Estructura aislada (Ton)
2787.92	3418.25

Nota. Datos obtenidos de ETABS 2017 de ambos modelos. Elaboración propia, realizado con Excel.

5.4. Discusión de resultados

En cuanto a los resultados obtenidos se puede notar que la cantidad de acero de refuerzo en los muros es de un valor menor para la estructura con aislamiento; sin embargo, debido a que existen otros elementos estructurales en esta misma estructura donde aumenta la cantidad de refuerzo de acero y también en el volumen de concreto donde se esperaba una disminución de material para la estructura aislada. Por esta razón, se aumentaría el costo de la estructura aislada donde se considera que no es viable el uso de aisladores a nivel económico, pero hay otros aspectos donde si es mejor la estructura aislada por la no aislada como:

- El periodo de la estructura es mayor por lo tanto disminuye su velocidad haciendo que disminuya el riesgo de daño debido a sismos resguardando a los ocupantes.

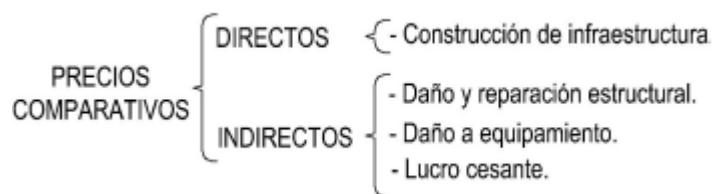
- El aislador absorbe el corte basal sobre la estructura por lo que se pueden disminuir las dimensiones de muros y tipo de refuerzo.
- Los cortes en los entrepisos son menores en la estructura aislada que es que esta propiedad también demanda menor refuerzo en los muros, donde se logró reducir un 77 %.
- Existe una menor torsión para la estructura con aisladores por lo tanto en los modos de vibración la participación modal cumple con el 90 % desde el primer modo.
- Se logró disminuir las derivas un 66 % en sentido X y un 67 % en sentido Y para ambos sentidos de la estructura aislada lo cual mejora su desempeño sísmico donde no se tiene necesidad de llegar la límite postelástico el cual es muy limitado para este tipo de estructuras.
- A pesar de que el número de muros de 16 cm de espesor es el mismo para los dos tipos de estructuras cantidad global de materiales en la estructura con aisladores será mayor por lo que no será conveniente usar aisladores sísmicos para este tipo de estructuras principalmente por el aspecto económico.

6. COMPARACIÓN DE COSTOS

Se debe recalcar que en este análisis de costos no se tomó en cuenta acabados e instalaciones únicamente la estructura principal. En este caso se busca la viabilidad económica también para largo plazo los cuales son los costos indirectos por reparaciones producidos por sismos en donde la teoría dice que la estructura aislada es la que menos daños sufrirá. Los precios de materiales y mano de obra corresponden a Guatemala pasado a dólares.

Figura 90.

Componente de costos de las estructuras



Nota. Desglose de los costos que conllevan las construcciones. Elaboración propia, realizado con Word.

6.1. Costos directos de la estructura sin aisladores

Los costos de esta estructura serán los costos directos como manos de obra, materiales, herramientas, trabajos administrativos que serán parte del costo indirecto. Los gastos serán para la estructura únicamente compuesta por muros y cimentación, sus costos unitarios serán referidos en el Apéndice 2. En la siguiente tabla se presentan el resumen del presupuesto para esta estructura.

Tabla 35.*Estimación de costos de estructura sin aislación*

Núm.	Descripción de renglón	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Costo renglón
1.00 Trabajos preparativos					
1.10	Limpieza preliminar	Ha	0.05	\$ 2,923.06	\$149.08
1.20	Replanteo topográfico	Ha	0.05	\$ 2,745.70	\$140.03
SUB TOTAL					\$ 289.11
2.00 Movimiento de tierras					
2.10	Movimiento de tierra para excavación	m3	510.73	\$ 8.83	\$ 4,509.73
SUB TOTAL					\$ 4,509.73
3.00 Construcción de muros					
3.10	Muros de concreto 4000 psi	m3	588.19	\$ 728.68	\$ 428,600.95
SUB TOTAL					\$ 428,600.95
4.00 Cimentación					
4.10	Viga de cimentación de concreto armado de 4000 psi	m3	66.48	\$ 644.90	\$ 42,873.73
4.20	Losa de cimentación 4000 psi	m3	204.29	\$ 618.12	\$ 126,276.58
SUB TOTAL					\$ 169,150.31
COSTO ESTIMADO DEL PROYECTO					\$ 602,550.10

Nota. Presupuesto de gastos para ejecución de estructura sin aisladores. Elaboración propia, realizado con Excel.

Entonces se tiene un gasto de ejecución de la estructura de \$ 602,550.10 que corresponde al costo directo incluyendo mano de obra y costos indirectos por gastos administrativos.

6.2. Costos directos de la estructura con aisladores

Se usarán los mismos parámetros calculados en la estructura sin aislación, pero en este caso se adicionan los elementos del sistema de aislación como vigas, pedestales y costo de los aisladores. Los costos unitarios se pueden consultar en los Apéndices y el resumen de costos se encuentra en la Tabla 25.

Entonces se tiene un costo de \$ 991,738.14, se observa una considerable elevación de costos debido a los aisladores sísmicos y demás elementos estructurales para hacer el sistema de aislación.

6.3. Costos indirectos de las estructuras

En los costos indirectos se toma en cuenta los costos de daños de elementos estructurales, no estructurales (cielo falso, tabiquería, tuberías, entre otros.) y contenido que ocupa la edificación (mobiliario, equipo, entre otros.). Para encontrar estos costos indirectos debido a daños por sismos se usará una escala basada en índice de daño como se propone en Park y Ang (1985) la cual indica la calibración del daño observado en 9 edificios de concreto armado y en la siguiente tabla se muestran los índices de daño estructural:

Tabla 36.*Estimación de costos de estructura aislada*

Núm.	Descripción de renglón	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Costo renglón
1.00 Trabajos preparativos					
1.10	Limpieza preliminar	Ha	0.05	\$ 2,923.06	\$ 149.08
1.20	Replanteo topográfico	Ha	0.05	\$ 2,745.70	\$ 140.03
SUB TOTAL					\$ 289.11
2.00 Movimiento de tierras					
2.10	Movimiento de tierra para excavación	m3	1,404.50	\$ 8.83	\$ 12,401.76
SUB TOTAL					\$ 12,401.76
3.00 Construcción de muros					
3.10	Muros de concreto 4000 psi	m3	588.19	\$ 697.47	\$ 410,243.60
SUB TOTAL					\$ 410,243.60
4.00 Vigas					
4.10	Viga de concreto armado de 4000 psi	m3	46.30	\$ 740.80	\$ 34,300.89
SUB TOTAL					\$ 34,300.89
5.00 Cimentación					
5.01	Losa de 4000 psi del sistema de aislación	m3	153.22	\$ 513.78	\$ 78,720.61
5.02	Viga de concreto armado de 4000 psi	m3	73.73	\$ 615.53	\$ 45,384.01
SUB TOTAL					\$ 124,104.62
6.00 Columnas					
6.01	Columna de soporte de aisladores 4000 psi	m3	79.32	\$ 1,013.65	\$ 80,398.16
SUB TOTAL					\$ 80,398.16
5.00 Aisladores sísmicos					
5.01	Aislador núcleo de plomo Diámetro 650 mm, altura 217.5 mm	Unidad	66.00	\$ 5,000.00	\$ 330,000.00
SUB TOTAL					\$ 330,000.00
COSTO ESTIMADO DEL PROYECTO					\$991,738.14

Nota. Presupuesto de gastos para ejecución de estructura con aisladores. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 37.*Relación entre nivel y grado de daño*

Nivel de daño	Grado de daño	Estado	Daño esperado (%)	Apariencia física
1	Ligero	Reparable	0 - 10	Ocurrencia esporádica de grietas.
2	Menor		10 - 20	Grietas menores en el edificio (vigas y columnas).
3	Moderado		20 - 40	Grietas grandes importantes, desprendimiento del concreto en miembros más débiles.
4	Severo	Pérdida total	40 - 100	Grietas importantes del concreto, visibilidad del refuerzo pandeado.
5	Colapso		100	Colapso parcial o total del edificio.

Nota. Tabla de grados de los daños provocados por sismos en estructuras. Obtenido de R. Bonett (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada.* (<https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93542>), consultado el 20 de mayo de 2022. De dominio público.

En esta ocasión el daño estructural en la estructura aislada se considerará un daño ligero alrededor del 10 % asumiendo que no tendrá mayor daño debido a los sismos y para la estructura sin aislador un daño severo para estructuras tipo cajón de 40 % aunque podría llegar al colapso total si se considera un valor más crítico estos porcentajes se multiplican por la inversión total de construcción de cada estructura.

Para el daño de mobiliario y equipo en el apartamento se usará los mismos porcentajes del daño estructural de 40 % y 10 % que es utilizado por las aseguradoras internacionales mediante un precio promedio de mobiliario y

equipo en zona 10 de la Ciudad de Guatemala se tiene un costo de \$ 75/m² y teniendo los metros cuadrados totales de ambas estructuras de 2940 m² dando un total para la estructura sin aislador y con aislación de \$ 220,500.00 de mobiliario y equipo.

El daño por lucro cesante se refiere a al haber un evento sísmico de una gran magnitud la estructura queda en daño parcial, ruptura de vidrios, caída de cielo falso, daño en tubería y desperfecto en ascensores dando una suspensión por un periodo de tiempo de los servicios esenciales dentro del edificio en esta ocasión se tomará una porcentaje de 10 % del costo directo para la estructura sin aislación y un 1 % de su costo directo para la estructura aislada debido a que este sistema garantiza el funcionamiento de los servicios en el postseísmo. Se obtiene un costo indirecto para la estructura sin aislación de \$ 389,475.05 y costos indirectos de \$ 131,141.20 para la estructura aislada. Por lo tanto, se tiene la siguiente tabla con los costos directos e indirectos de las estructuras.

Tabla 38.*Resumen total de costos en estructuras*

	Sin aislador	Aislado
COSTOS DIRECTOS		
Costos de construcción	\$602,550.10	\$991,738.14
COSTOS INDIRECTOS		
Daño y reparación estructural	40 %	10 %
Costo daño	\$ 241,020.04	\$ 99,173.81
Costo de mobiliario y equipo	\$ 220,500.00	\$ 220,500.00
Costo daño	\$ 88,200.00	\$ 22,050.00
Lucro cesante	10 %	1 %
Costo daño	\$ 60,255.01	\$ 9,917.38
COSTO INDIRECTO TOTAL	\$ 389,475.05	\$ 131,141.20
COSTO TOTAL	\$ 992,025.15	\$ 1,122,879.34

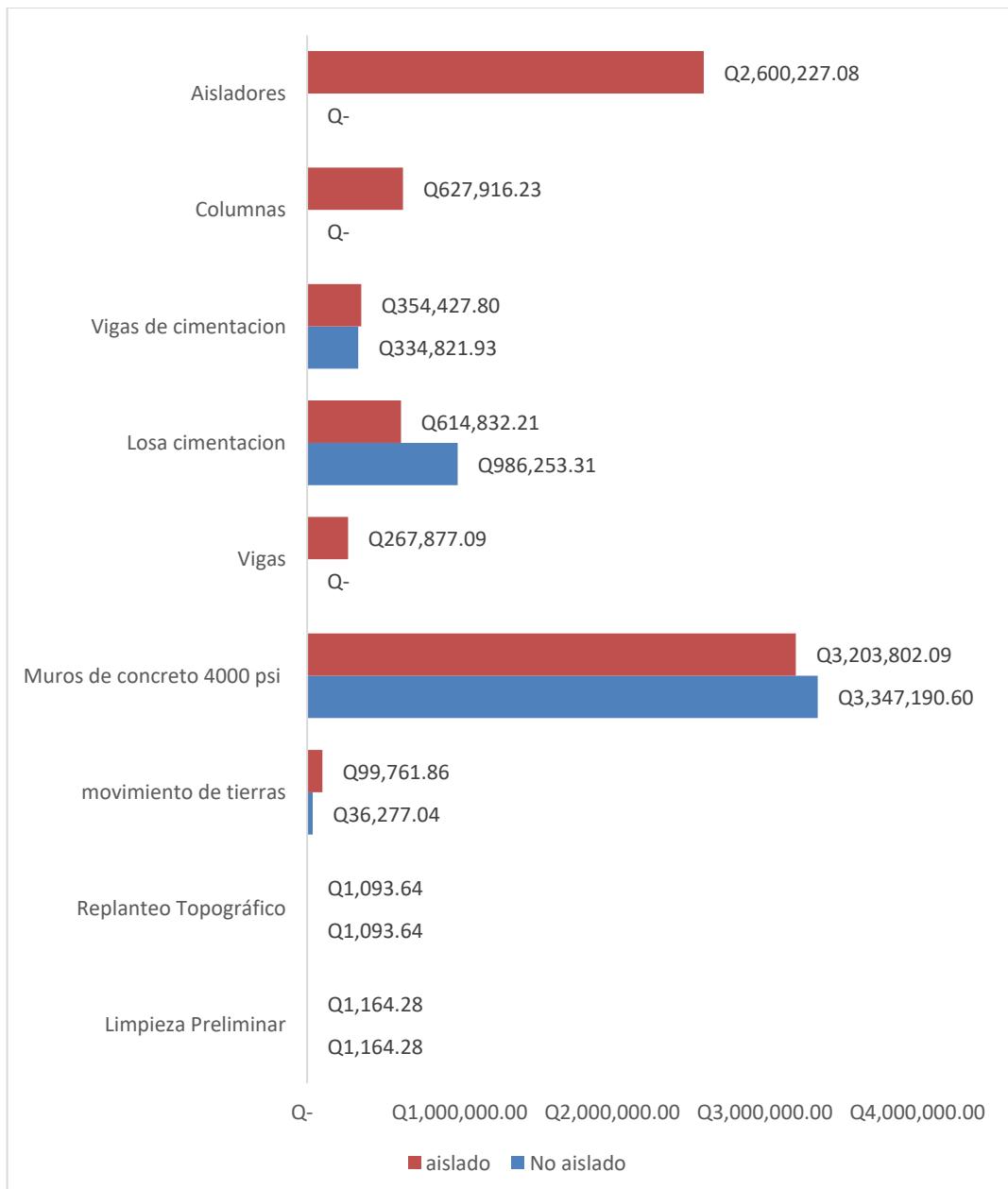
Nota. Presupuesto de gastos totales de ambas estructuras aisladores. Elaboración propia, realizado con Excel.

6.4. Análisis comparativo de costos

En la comparación de los costos de ambas estructuras existe una diferencia de costos directos para su construcción es de \$389,188.04 donde la estructura aislada es de mayor valor en costos de construcción que la estructura sin aislamiento a pesar de tener los mismos espesores y disminuir el acero de refuerzo de los muros según los requerimientos de diseño, se agregaron otros elementos estructurales para conformar el sistema de aislamiento lo cual aumento el costo final de la estructura aislada sobre la otra en la siguiente gráfica se encontrará la variación de costos de cada renglón de las estructuras:

Figura 91.

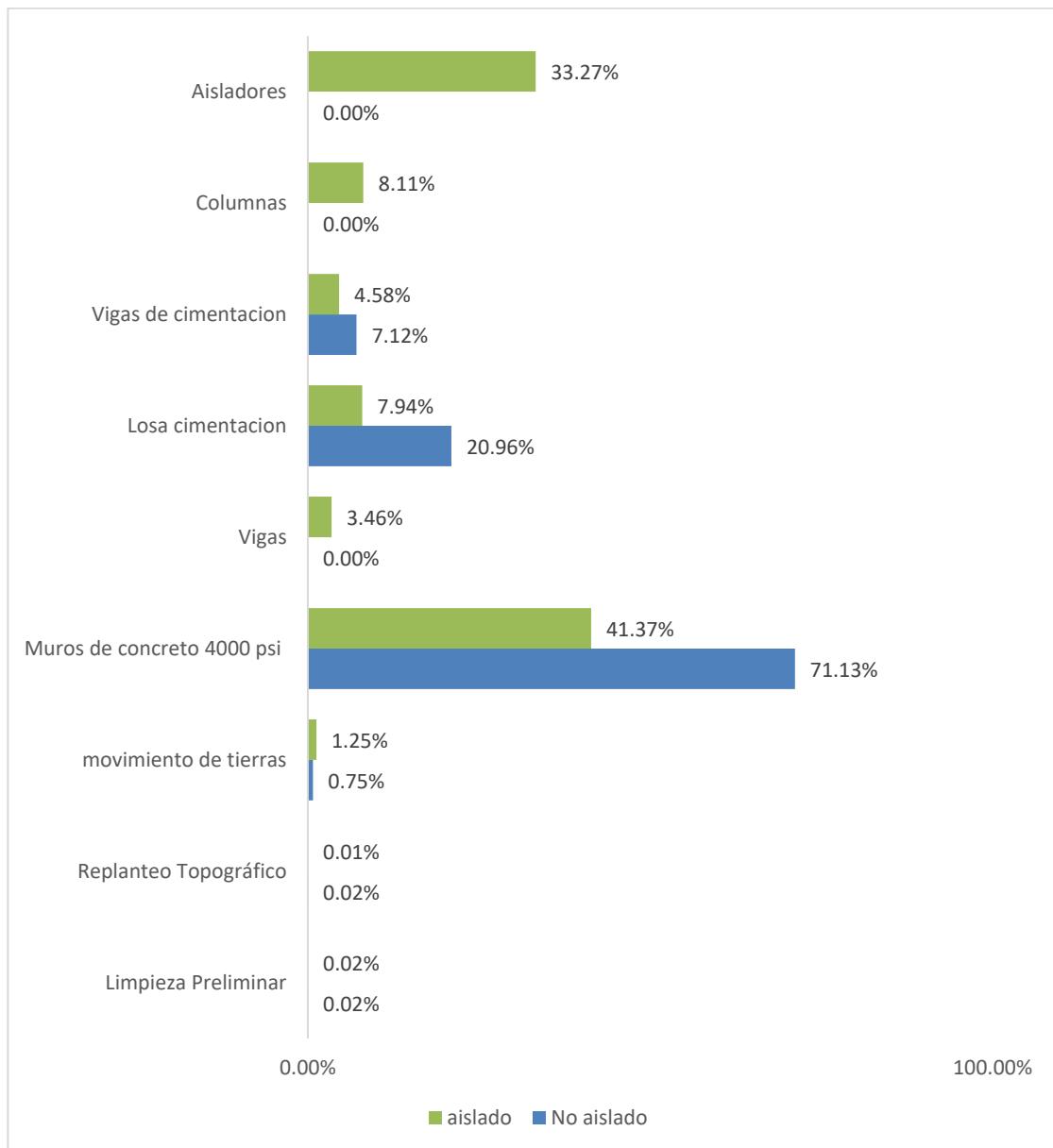
Comparación de costos directos por renglón



Nota. Esquema de gastos directos para ambas estructuras. Elaboración propia, realizado con Excel.

Figura 92.

Comparación de costos directos en porcentajes

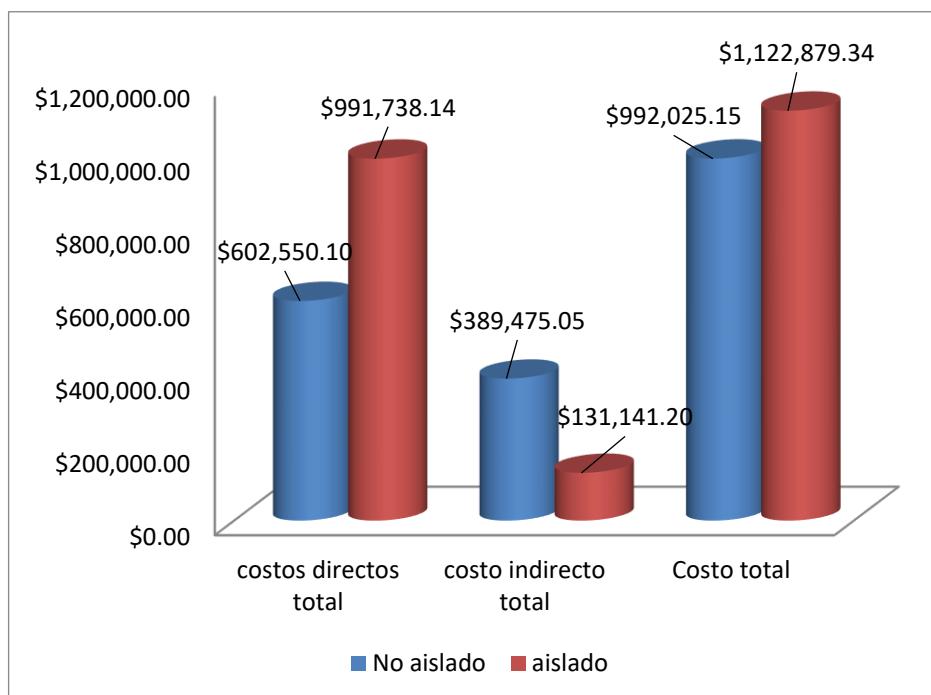


Nota. Esquema de gastos indirectos para ambas estructuras. Elaboración propia, realizado con Excel.

En cuanto costos indirectos de las dos estructuras habrá una diferencia de \$ 258,333.85 donde la estructura sin aislación presenta más gastos a largo plazo debido a daño estructurales e instalaciones ocasionadas por sismos severos disminuyendo así los costos indirectos un 66 % en la estructura aislada, ya que, los aisladores sísmicos resguardan la vida humana y el funcionamiento del edificio ante una sismo; sin embargo, los costos totales de la estructura aislada será de mayor valor con una diferencia de \$130,854.19 con respecto a la otra estructura aumento un 12 % del costos total con respecto a la estructura sin aislación.

Figura 93.

Resumen de costos totales



Nota. Esquemas de comparación de costos para ambas estructuras. Elaboración propia, realizado con Excel.

CONCLUSIONES

1. Los aisladores sísmicos en las estructuras con ductilidad limitada mejoran su capacidad sísmica al poder disminuir deformaciones laterales en un 66 % en sentido X y 67 % en sentido Y, y cortantes de pisos disminuyendo un 77 % en sentido X y Y, lo cual indica menor acero de refuerzo en los muros.
2. Los parámetros sísmicos indican que existe un mayor amortiguamiento en la estructura aislada del 30 % mientras la estructura sin aislador es 5 % reduciendo las aceleraciones un 89 %, mientras el periodo de la estructura sin aislación fue 0.238 segundos y se aumentó el periodo de la estructura aislada 1.83 segundos obteniendo la disminución de sus pseudoaceleración en la gráfica de espectro de respuesta sísmica.
3. Existe un aumento en los costos de construcción del 40 % en la estructura aislada, esto se debe al sistema de aislación agregando elementos estructurales, pero los costos indirectos por daños postseísmo serán mayores en la estructura sin aislación en un 66 %, ya que los aisladores ofrecen disminución de los daños sísmicos donde el costo total será mayor un 12 % en la estructura aislada con respecto a la que no tiene aislación; sin embargo, ofrece un beneficio financiero a largo plazo al ser una estructura resiliente resguardara los bienes inmuebles y ocupantes de la edificación.
4. Tras aplicar el procedimiento y parámetros establecidos en las normas nacionales AGIES NSE y la norma internacional ASCE 7-16 fue posible

realizar el diseño estructural del edificio con base fija y base aislada, cumpliendo los requisitos necesarios para las estructuras de acero.

5. Por medio del análisis modal espectral se demostró el mejoramiento estructural al aplicar aisladores sísmicos, con lo que se demostró que el edificio con base fija logra la ocupación inmediata según el objetivo de desempeño y el edificio con base aislada logra un objetivo de operación continua.

RECOMENDACIONES

1. No se debe usar aisladores en suelos que sean blandos, ya que se corre el riesgo de licuefacción debido al volteo que genera la estructura cuando está en movimiento debido a sismos.
2. Es conveniente usar la aislación sísmica en estructuras de gran importancia como hospitales o escuelas, ya que asegura el menor número de daños dentro de las instalaciones, resguardando la integridad de los habitantes.
3. Se pueden eliminar algunos muros de concreto en la estructura y ser sustituidos por muros de mampostería, ya que se requieren menos solicitudes de diseño lo cual generaría menores costos.
4. Tomar en cuenta los altos costos de los aisladores sísmicos derivado que son producto importados; sin embargo, se piensa en los beneficios a largo plazo al ser una estructura resiliente ante el impacto de un sismo de grandes magnitudes en un futuro.
5. Se deberá consultar la norma ASCE 7-16 capítulo 17 para el diseño de las estructuras aisladas, ya que existe una propuesta para el uso de aisladores según AGIES sin embargo aún no está aprobada.

REFERENCIAS

- Abarca, S., Jeysson, R., y Vera, H. (2017). *EDIFICACIONES DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA*. [Tesis pregrado, Universidad privada del norte]. Archivo digital. <https://es.slideshare.net/HctorEliasVeraSalvad/sistema-de-muros-de-ductilidad-limitada-smdl-per>
- ACI-318. (2019). *Requisitos de reglamento para concreto estructural*. <https://www.udocz.com/apuntes/53414/aci-318-19-espanol>
- AGIES. (2020). *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. <https://www.agies.org/bibliotecas/>
- American Society of Civil Engineers. (2010). *ASCE STANDARD ASCE /SEI 7-10*. Obtenido de <https://aulaseproinca.blogspot.com/2017/12/descarga-el-codigo-ascesei-7-16-pdf.html>
- Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. [Tesis doctoral, Universidad politécnica de cataluña]. Archivo digital. <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93542>
- Delgado, R., y Rodríguez, C. (2006). *Edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada*. [Tesis maestria, Pontifica Universidad Católica de Perú]. Archivo digital. <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/169>

Dynamic Isolation System. (s.f.). *Aislamiento sismico para edificaciones y puentes*. Obtenido de www.dis-inc.com

Efeprimace. (2020). *Isladores sismicos para edificios antisismicos*. Obtenido de <https://www.efeprimace.co/proteccion-sismica/isladores-sismicos/#principios>

Flores, H., y Cauhata, F. (2015). *Analisis y diseño estructural con aisladores sismicos y analisis comparativa de respuesta sismica y costos de edificacion convencional*. [Tesis pregrado, Universidad nacional de San Agustin]. Archivo digital. <https://repositorio.unsa.edu.pe/items/63fde93f-8b6b-4393-9b6f-386e40f61e14>

Genatios, C., y Lafuente, M. (2016). *Introduccion al uso de aisladores sismicos y disipadores en estructuras*. <http://scioteca.caf.com/handle/123456789/1213>

Herrera, F. (2016). *Procedimiento general de diseño de estructuras de concreto reforzado utilizadas en el sistema de construcción industrializado en serie*. [Tesis pregrado, Universidad de San Carlos de Guatemala]. Archivo digital. <http://www.repositorio.usac.edu.gt/3787/1/Fredy%20Javier%20S%C3%A1nchez%20Herrera.pdf>

Joya, L. (2016). *Disipadores y aisladores sísmicos, modelo de puente vehicular con disipador y sin disipador de energía, comparación de la respuesta sísmica*. [Tesis maestría, Universidad Catolica de Colombia]. Archivo digital.

https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/13931/4/Laura%20Tatiana%20Leon_Trabajo%20de%20grado.pdf

Monzón, I. (2016). *Comparación del comportamiento estructural de edificaciones de concreto, utilizando aisladores elastoméricos en la base*. [Tesis maestría, Universidad de San Carlos]. Archivo digital. <http://www.repositorio.usac.edu.gt/6283/1/Ronald%20Enrique%20Urizar%20Monz%C3%B3n.pdf>

Morrison, N. (1993). *Interaccion Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler*. [Tesis de maestría, Universidad Politecnica de Cataluña]. Archivo digital. https://www.academia.edu/7339456/Modulo_de_Reaccion_del_Suelo_Datos_para_SAFE

Park, Y., y Ang, A. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *diario de ingenieria estructural*, 111(4), 15-20. https://etarjome.com/storage/btn_uploaded/2020-06-15/1592214174_10738-etaljome%20English.pdf

Policarpio, A. (2014). *Revisión de los aspectos sísmicos y del método de la carga sísmica equivalente de la norma de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala Agies 2010*. [Tesis pregrado, Universidad de San Carlos de Guatemala]. Archivo digital. http://www.repositorio.usac.edu.gt/809/1/08_3681_C.pdf

Solar, J. (2009). *Manual para el detallamiento de elementos de hormigón armado*. <https://es.slideshare.net/paztantaquispe/detalle-refuerzo-acero>

Taboada, I. (s.f.). *CDV ingenieria antisismica.* <http://www.cicpec.com/documentos/PRESENTACION ANTISISMICA ECUADOR COL EGIO INGENIEROS.pdf>

Valerio, J. (2015). *Análisis comparativo de un edificio fijo en la base vs un edificio aislado utilizando 4 tipos de aisladores sísmicos.* [Tesis maestria, Universidad Politecnica de Cataluña]. Archivo digital. <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/80231>

Vikingo, G. (10 de septiembre de 2020). *Cauchos vikingo.* <https://cauchosvikingo.com/aisladores-sismicos/>

Villareal, D. (8 de julio de 2015). Muros de ductilidad limitada. <http://edificacionesdecalidad.com/muros-ductilidad-peru>

Yon, M., Monzón, A., Monzón, H., & Hang, R. (2015). *Paredes de Baja Ductilidad, de Concreto con Refuerzo utilizadas como Elementos Principales de Soporte.* <https://www.agies.org/wp-content/uploads/2018/08/Gu%C3%ADa-T%C3%A9cnica-DSE-7.9.pdf>

Zapata, J. A. (14 de 10 de 2014). *aisladores y disipadores sismicos.* Estructurando. <https://estructurando.net/2014/10/14/aisladores-y-disipadores-sismicos/>

APÉNDICES

Apéndice 1.

Tabla para diseñar aisladores, marca DSI (DYNAMIC ISOLATION SYSTEM)

Propiedades del aislador: Unidades métricas

TAMANO DEL DISPOSITIVO			DIMENSIONES DE LA PLACA DE SOPORTE						
Diámetro Aislador, D _i (mm)	Altura Aislador, H (mm)	Número de capas de caucho, N	Diámetro del plomo, D _L (mm)	L (mm)	t (mm)	Cantidad Orificios	Orificio Ø (mm)	A (mm)	B (mm)
305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-
355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-
405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-
455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-
520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50
570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50
650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50
700	205-430	8-30	0-205	750	32	8	33	65	75
750	230-455	8-30	0-230	800	32	8	33	65	75
800	230-510	8-33	0-230	850	32	8	33	65	75
850	230-535	8-35	0-255	900	38	12	33	65	95
900	255-560	9-37	0-255	955	38	12	33	65	95
950	255-585	10-40	0-280	1005	38	12	33	65	95
1000	280-635	11-40	0-280	1055	38	12	40	75	115
1050	305-660	12-45	0-305	1105	44	12	40	75	115
1160	330-760	14-45	0-330	1205	44	12	40	75	115
1260	355-760	16-45	0-355	1335	44	16	40	75	115
1360	405-760	18-45	0-380	1435	51	16	40	75	115
1450	430-760	20-45	0-405	1525	51	20	40	75	115
1550	455-760	22-45	0-405	1625	51	20	40	75	115

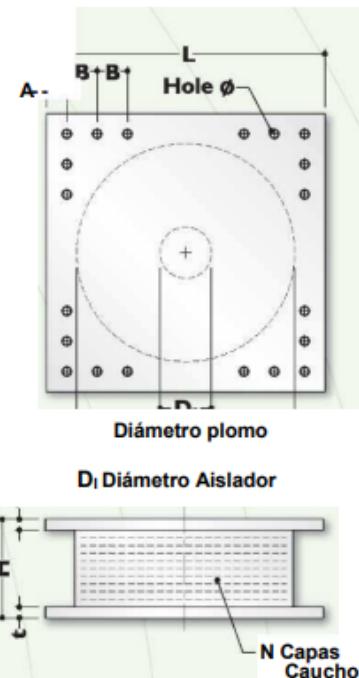
(1) Las capacidades de carga axial corresponden a los máximos desplazamientos basados en los límites de diseño del 250% de tensión de corte del de caucho o 2/3 del diámetro del aislador. El desplazamiento real de un aislador y la capacidad de carga dependen del módulo y número de capas de caucho.

(2) Los Rubber Shear Moduli (G) están disponibles desde 0.38 N/mm² hasta 0.70 N/mm².

(3) Para el modelado analítico bilineal de la rigidez elástica, utilice K_e=10*Kd.

Continuación del Apéndice 1.

PROPIEDADES DE DISEÑO				Desplazamiento o Máximo, D _{max} (mm)	Capacidad Carga Axial P _{max} (kN)
Diámetro Aislador, D _i (mm)	Rigidez Producida, K _d (kN/mm)	Resistencia Características Q _d (kN)	Rigidez a la compresión, K _v (kN/mm)		
305	0.2-0.9	0-65	>50	150	450
355	0.2-1.2	0-65	>100	150	700
405	0.3-1.6	0-110	>100	200	900
455	0.3-2.0	0-110	>100	250	1,150
520	0.4-2.3	0-180	>200	300	1,350
570	0.5-2.8	0-180	>500	360	1,800
650	0.5-3.5	0-220	>700	410	2,700
700	0.5-4.2	0-220	>800	460	3,100
750	0.7-4.7	0-265	>900	460	3,600
800	0.7-5.3	0-265	>1,000	510	4,000
850	0.7-6.1	0-355	>1,200	560	4,900
900	0.7-6.1	0-355	>1,400	560	5,800
950	0.7-6.1	0-490	>1,800	610	6,700
1000	0.8-6.3	0-490	>1,900	660	7,600
1050	0.9-6.3	0-580	>2,100	710	8,500
1160	1.1-6.5	0-665	>2,800	760	13,800
1260	1.2-6.7	0-755	>3,700	810	20,500
1360	1.4-7.0	0-890	>5,100	860	27,600
1450	1.6-7.2	0-1,025	>5,300	910	33,400
1550	1.8-7.4	0-1,025	>6,500	910	40,000



Nota. Propiedades para diseño de aislador sismico. Obtenido de Dynamic Isolation System. (s.f.).

Aislamiento sismico para edificaciones y puentes. (www.dis-inc.com), consultado el 5 de abril de 2022. De dominio público.

Apéndice 2.

Precios unitarios de estructura sin aisladores

Descripción del Renglón	Cantidad	Unidad	P.U.	Total
Limpieza Preliminar	1.00	Ha	\$ 2,923.06	\$ 2,923.06
Nota:				
Descripción de Maquinaria y Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
vehículo para transporte de personal	3.00	viaje	\$ 12.80	\$ 38.41
			Total con IVA	\$ 38.41
			Total sin IVA	\$ 34.29
Descripción de Combustible y Lubricantes	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Gasolina superior	9.00	galón	\$ 3.20	\$ 28.81
			Total con IVA	\$ 28.81
			Total sin IVA	\$ 25.72
Descripción de Mano de Obra	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Mano de obra calificada	84.00	jornal	\$ 14.79	\$ 1,242.25
Mano de obra no calificada	68.00	jornal	\$ 8.74	\$ 594.24
			Total	\$ 1,836.49
HERRAMIENTA			2%	\$ 36.73
COSTO DIRECTO (Materiales + Mano de Obra + Herramientas)				\$ 1,933.24
TOTAL COSTO INDIRECTO			35%	\$ 676.63
SUB-TOTAL DEL RENGLON				\$ 2,609.87
IVA			12%	\$ 313.18
COSTO TOTAL				\$ 2,923.06

Continuación del Apéndice 2.

Descripción del Renglón	Cantidad	Unidad	P.U.	Total
Replanteo Topográfico	1.00	Ha	\$ 2,745.70	\$ 2,745.70
Nota:				
Descripción de Maquinaria y Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Equipo de topografía	5.00	dia	\$ 38.41	\$ 192.06
Transporte de maquinaria y/o equipo	1.00	global	\$ 9.60	\$ 9.60
			Total con IVA	\$ 201.66
			Total sin IVA	\$ 180.05
Descripción de Combustible y Lubricantes	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Gasolina para transporte de equipo y personal	15.00	galones	\$ 3.20	\$ 48.02
			Total con IVA	\$ 48.02
			Total sin IVA	\$ 42.88
Descripción de Materiales	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Trompos, marcación	1000.00	unidad	\$ 0.13	\$ 128.04
Cal hidratada, (25kg)	50.00	saco 25kg	\$ 4.61	\$ 230.47
Transporte de material	1.00	Global	\$ 17.93	\$ 17.93
			Total con IVA	\$ 376.44
			Total sin IVA	\$ 336.11
Descripción de Mano de Obra	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Topografo	7.00	día	\$ 77.63	\$ 543.39
Cuadrilla 3 cadeneros	7.00	día	\$ 98.41	\$ 688.87
			Total	\$ 1,232.26
HERRAMIENTA			2%	\$ 24.65
COSTO DIRECTO (Materiales + Mano de Obra + Herramientas)				\$ 1,815.94
TOTAL COSTO INDIRECTO			35%	\$ 635.58
SUB-TOTAL DEL RENGLON				\$ 2,451.52
IVA			12%	\$ 294.18
COSTO TOTAL				\$ 2,745.70

Continuación del Apéndice 2.

<i>Descripción del Renglón</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Unidad</i>	<i>P.U.</i>	<i>Total</i>
Movimiento de tierra para corte (incluye acarreo material sobrante)	510.73	m3	\$ 8.83	\$ 4,509.73
Nota:				
Descripción de Maquinaria y Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Retro Excavadora CAT 416 (x1 máquina)	13.00	hr-maquina	\$ 42.89	\$ 557.62
Camion de volteo (x1 máquina)	52.00	viaje	\$ 42.89	\$ 2,230.47
			Total con IVA	\$ 2,788.09
			Total sin IVA	\$ 2,489.37
Descripción de Combustible y Lubricantes	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Combustible diesel	208.00	galones	\$ 2.56	\$ 532.65
			Total con IVA	\$ 532.65
			Total sin IVA	\$ 475.58
Descripción de Mano de Obra	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Ayudantes (x 1)	2.00	dias	\$ 8.74	\$ 17.48
			Total	\$ 17.48
HERRAMIENTA			2%	\$ 0.35
COSTO DIRECTO (Materiales + Mano de Obra + Herramientas)				\$ 2,982.78
TOTAL COSTO INDIRECTO			35%	\$ 1,043.97
SUB-TOTAL DEL RENGLON				\$ 4,026.75
IVA			12%	\$ 483.21
COSTO TOTAL				\$ 4,509.96

Continuación del Apéndice 2.

Descripción del Renglón	Cantidad	Unidad	P.U.	Total
Muros de concreto 4000 psi	1.00	m3	\$ 728.68	\$ 728.68
Nota:				
Descripción de Maquinaria y Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
camion bomba	0.16	hora	\$ 170.04	\$ 27.21
Transporte de maquinaria y/o equipo	1.00	global	\$ 1.36	\$ 1.36
			Total con IVA	\$ 28.57
			Total sin IVA	\$ 25.51
Descripción de Combustible y Lubricantes	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Combustible Gasolina	0.00	galón	\$ 3.20	\$ -
			Total con IVA	\$ -
			Total sin IVA	\$ -
Descripción de Materiales	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Paneles metálicos modulares	0.04	m2	\$ 193.60	\$ 8.52
Estructura soporte de sistema de encofrado vertical	0.04	Unidad	\$ 266.27	\$ 11.72
Pasamuros de PVC para tensores del encofrado	2.67	Unidad	\$ 1.31	\$ 3.49
Aerosol de 750 cm ³ de espuma de poliuretano	0.084	Unidad	\$ 8.47	\$ 0.71
Agente desmoldeante	0.20	l	\$ 1.75	\$ 0.35
Separador homologado para muros	8.00	Unidad	\$ 0.09	\$ 0.69
Acero en varillas corrugadas 5/8" grado 60	0.360	Kg	\$ 0.68	\$ 0.25
Acero en varillas corrugadas 1/2" grado 60	27.433	Kg	\$ 0.68	\$ 18.72
Acero en varillas corrugadas 3/8" grado 60	259.033	Kg	\$ 0.68	\$ 176.78
Alambre de amarre galvanizado 130mm	5.74	Libra	\$ 0.73	\$ 4.19
Concreto premezclado 4000 psi agragado 1/2"	1.05	m3	\$ 183.17	\$ 192.33
Transporte de material	1.00	global	\$ 20.89	\$ 20.89
			Total con IVA	\$ 438.63
			Total sin IVA	\$ 391.63
Descripción de Mano de Obra	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Encofrado y desencofrado	1.78	hora	\$ 6.59	\$ 11.75
Ayudante de encofrador.	1.95	hora	\$ 4.92	\$ 9.57
Armador	2.73	hora	\$ 6.59	\$ 17.98
Ayudante de armado	3.47	hora	\$ 4.92	\$ 17.07
Fundicion de muro	0.27	hora	\$ 6.59	\$ 1.78
ayudante de fundidor	1.08	hora	\$ 4.92	\$ 5.32
Albañil	0.01	hora	\$ 4.55	\$ 0.05
			Total	\$ 63.52
HERRAMIENTA			2%	\$ 1.27
COSTO DIRECTO (Materiales + Mano de Obra + Herramientas)				\$ 481.93
TOTAL COSTO INDIRECTO			35%	\$ 168.68
SUB-TOTAL DEL RENGLON				\$ 650.61
IVA			12%	\$ 78.07
COSTO TOTAL				\$ 728.68

Continuación del Apéndice 2.

Descripción del Renglón	Cantidad	Unidad	P.U.	Total
Losa de cimentacion 4000 psi	1.00	m2	\$ 618.12	\$ 618.12
Nota:				
Descripción de Maquinaria y Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
camion bomba	0.04	hora	\$ 170.04	\$ 7.14
Regla vibrante de 3m	0.333	hora	\$ 4.66	\$ 1.55
Transporte de maquinaria y/o equipo	1.00	global	\$ 0.43	\$ 0.43
			Total con IVA	\$ 9.12
			Total sin IVA	\$ 8.14
Descripción de Materiales	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Tablero de madera tratada, de 22 mm de espesor	0.04	m2	\$ 44.06	\$ 1.94
Estructura soporte para encofrado recuperable	0.007	m2	\$ 98.76	\$ 0.69
Puntal metálico telescopico	0.03	Unidad	\$ 18.64	\$ 0.50
Madera de pino	0.003	m3	\$ 344.21	\$ 1.03
Tubo de PVC liso, de varios diámetros	0.02	m	\$ 7.64	\$ 0.15
Separador homologado para cimentaciones	5.00	Unidad	\$ 0.15	\$ 0.74
Acero en varillas corrugadas 3/4" grado 60	276.845	Kg	\$ 0.68	\$ 188.94
Alambre de amarre galvanizado 130mm	5.54	Libra	\$ 0.73	\$ 4.05
Concreto premezclado 4000 psi agragado 1/2"	1.05	m3	\$ 183.17	\$ 192.33
Aqua	0.01	m3	\$ 1.45	\$ 0.01
Transporte de material	1.00	global	\$ 19.52	\$ 19.52
			Total con IVA	\$ 409.90
			Total sin IVA	\$ 365.98
Descripción de Mano de Obra	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Encofrador	0.49	hora	\$ 6.33	\$ 3.08
Ayudante encofrador	0.54	hora	\$ 6.46	\$ 3.49
Armador	1.92	hora	\$ 6.59	\$ 12.62
Ayudante de armado	2.87	hora	\$ 4.92	\$ 14.11
Fundicion de muro	0.011	hora	\$ 6.59	\$ 0.07
ayudante de fundidor	0.13	hora	\$ 4.92	\$ 0.64
			Total	\$ 34.01
HERRAMIENTA			2%	\$ 0.68
COSTO DIRECTO (Materiales + Mano de Obra + Herramientas)				\$ 408.81
TOTAL COSTO INDIRECTO			35%	\$ 143.08
SUB-TOTAL DEL RENGLON				\$ 551.89
IVA			12%	\$ 66.23
COSTO TOTAL				\$ 618.12

Nota. Tabla de precio unitario. Elaboración propia, realizado con Excel.

Apéndice 3.

Precios unitarios de estructura aislada

Descripción del Renglón	Cantidad	Unidad	P.U.	Total
Limpieza Preliminar	1.00	Ha	\$ 2,923.06	\$ 2,923.06
<i>Nota:</i>				
Descripción de Maquinaria y Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
vehículo para transporte de personal	3.00	viaje	\$ 12.80	\$ 38.41
			Total con IVA	\$ 38.41
			Total sin IVA	\$ 34.29
Descripción de Combustible y Lubricantes	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Gasolina superior	9.00	galón	\$ 3.20	\$ 28.81
			Total con IVA	\$ 28.81
			Total sin IVA	\$ 25.72
Descripción de Mano de Obra	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Mano de obra calificada	84.00	jornal	\$ 14.79	\$ 1,242.25
Mano de obra no calificada	68.00	jornal	\$ 8.74	\$ 594.24
			Total	\$ 1,836.49
HERRAMIENTA			2%	\$ 36.73
COSTO DIRECTO (Materiales + Mano de Obra + Herramientas)				\$ 1,933.24
TOTAL COSTO INDIRECTO			35%	\$ 676.63
SUB-TOTAL DEL RENGLON				\$ 2,609.87
IVA			12%	\$ 313.18
COSTO TOTAL				\$ 2,923.06

Continuación del Apéndice 3.

Descripción del Renglón	Cantidad	Unidad	P.U.	Total
Replanteo Topográfico	1.00	Ha	\$ 2,745.70	\$ 2,745.70
Nota:				
Descripción de Maquinaria y Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Equipo de topografía	5.00	dia	\$ 38.41	\$ 192.06
Transporte de maquinaria y/o equipo	1.00	global	\$ 9.60	\$ 9.60
			Total con IVA	\$ 201.66
			Total sin IVA	\$ 180.05
Descripción de Combustible y Lubricantes	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Gasolina para transporte de equipo y personal	15.00	galones	\$ 3.20	\$ 48.02
			Total con IVA	\$ 48.02
			Total sin IVA	\$ 42.88
Descripción de Materiales	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Trompos, marcación	1000.00	unidad	\$ 0.13	\$ 128.04
Cal hidratada, (25kg)	50.00	saco 25kg	\$ 4.61	\$ 230.47
Transporte de material	1.00	Global	\$ 17.93	\$ 17.93
			Total con IVA	\$ 376.44
			Total sin IVA	\$ 336.11
Descripción de Mano de Obra	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Topografo	7.00	día	\$ 77.63	\$ 543.39
Cuadrilla 3 cadeneros	7.00	día	\$ 98.41	\$ 688.87
			Total	\$ 1,232.26
HERRAMIENTA			2%	\$ 24.65
COSTO DIRECTO (Materiales + Mano de Obra + Herramientas)				\$ 1,815.94
TOTAL COSTO INDIRECTO			35%	\$ 635.58
SUB-TOTAL DEL RENGLON				\$ 2,451.52
IVA			12%	\$ 294.18
COSTO TOTAL				\$ 2,745.70

Continuación del Apéndice 3.

<i>Descripción del Renglón</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Unidad</i>	<i>P.U.</i>	<i>Total</i>
Movimiento de tierra para corte (incluye acarreo material sobrante)	1,404.50	m3	\$ 8.73	\$ 12,261.31
<i>Nota:</i>				
<i>Descripción de Maquinaria y Equipo</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Unidad</i>	<i>Costo</i>	<i>Sub Total</i>
Retro Excavadora CAT 416 (x1 máquina)	36.00	hr-maquina	\$ 42.89	\$ 1,544.17
Camion de volteo (x1 máquina)	141.00	viaje	\$ 42.89	\$ 6,048.02
			Total con IVA	\$ 7,592.19
			Total sin IVA	\$ 6,778.74
<i>Descripción de Combustible y Lubricantes</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Unidad</i>	<i>Costo</i>	<i>Sub Total</i>
Combustible diesel	564.00	galones	\$ 2.56	\$ 1,444.30
			Total con IVA	\$ 1,444.30
			Total sin IVA	\$ 1,289.55
<i>Descripción de Mano de Obra</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Unidad</i>	<i>Costo</i>	<i>Sub Total</i>
Ayudantes (x 1)	5.00	dias	\$ 8.74	\$ 43.69
			Total	\$ 43.69
HERRAMIENTA			2%	\$ 0.87
COSTO DIRECTO (Materiales + Mano de Obra + Herramientas)				\$ 8,112.86
TOTAL COSTO INDIRECTO			35%	\$ 2,839.50
SUB-TOTAL DEL RENGLON				\$ 10,952.36
IVA			12%	\$ 1,314.28
COSTO TOTAL				\$ 12,266.65

Continuación del Apéndice 3.

Descripción del Renglón	Cantidad	Unidad	P.U.	Total
Muros de concreto 4000 psi	1.00	m3	\$ 697.47	\$ 697.47
Nota:				
Descripción de Maquinaria y Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
camion bomba	0.16	hora	\$ 170.04	\$ 27.21
Transporte de maquinaria y/o equipo	1.00	global	\$ 1.36	\$ 1.36
			Total con IVA	\$ 28.57
			Total sin IVA	\$ 25.51
Descripción de Combustible y Lubricantes	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Combustible Gasolina	0.00	galón	\$ 3.20	\$ -
			Total con IVA	\$ -
			Total sin IVA	\$ -
Descripción de Materiales	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Paneles metálicos modulares	0.04	m2	\$ 193.60	\$ 8.52
Estructura soporte de sistema de encofrado vertical	0.04	Unidad	\$ 266.27	\$ 11.72
Pasamuros de PVC para tensores del encofrado	2.67	Unidad	\$ 1.31	\$ 3.49
Aerosol de 750 cm ³ de espuma de poliuretano	0.084	Unidad	\$ 8.47	\$ 0.71
Agente desmoldeante	0.20	l	\$ 1.75	\$ 0.35
Separador homologado para muros	8.00	Unidad	\$ 0.09	\$ 0.69
Acero en varillas corrugadas 5/8" grado 60	0.000	Kg	\$ 0.68	\$ -
Acero en varillas corrugadas 1/2" grado 60	5.693	Kg	\$ 0.68	\$ 3.89
Acero en varillas corrugadas 3/8" grado 60	249.545	Kg	\$ 0.68	\$ 170.30
Alambre de amarre galvanizado 130mm	5.10	Libra	\$ 0.73	\$ 3.73
Concreto premezclado 4000 psi agragado 1/2"	1.05	m3	\$ 183.17	\$ 192.33
Transporte de material	1.00	global	\$ 19.79	\$ 19.79
			Total con IVA	\$ 415.51
			Total sin IVA	\$ 370.99
Descripción de Mano de Obra	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Encofrado y desencofrado	1.78	hora	\$ 6.59	\$ 11.75
Ayudante de encofrador.	1.95	hora	\$ 4.92	\$ 9.57
Armador	2.73	hora	\$ 6.59	\$ 17.98
Ayudante de armado	3.47	hora	\$ 4.92	\$ 17.07
Fundicion de muro	0.27	hora	\$ 6.59	\$ 1.78
ayudante de fundidor	1.08	hora	\$ 4.92	\$ 5.32
Albañil	0.01	hora	\$ 4.55	\$ 0.05
			Total	\$ 63.52
HERRAMIENTA			2%	\$ 1.27
COSTO DIRECTO (Materiales + Mano de Obra + Herramientas)				\$ 461.29
TOTAL COSTO INDIRECTO			35%	\$ 161.45
SUB-TOTAL DEL RENGLON				\$ 622.74
IVA			12%	\$ 74.73
COSTO TOTAL				\$ 697.47

Continuación del Apéndice 3.

Descripción del Renglón	Cantidad	Unidad	P.U.	Total
Viga de concreto armado de 4000 psi	1.00	m3	\$ 615.53	\$ 615.53
Nota:				
Descripción de Maquinaria y Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
camion bomba	0.15	hora	\$ 170.04	\$ 25.00
Transporte de maquinaria y/o equipo	1.00	global	\$ 1.25	\$ 1.25
			Total con IVA	\$ 26.25
			Total sin IVA	\$ 23.44
Descripción de Combustible y Lubricantes	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Combustible Gasolina	0.04	galón	\$ 3.20	\$ 0.12
			Total con IVA	\$ 0.12
			Total sin IVA	\$ 0.11
Descripción de Materiales	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Tablero de madera 22 mm de espesor	0.19	m2	\$ 44.14	\$ 8.47
Estructura para encofrado	0.03	m2	\$ 98.76	\$ 3.16
Puntal metálico telescopico	0.11	Unidad	\$ 18.64	\$ 2.07
Madera de pino	0.01	m3	\$ 344.17	\$ 4.47
Agente desmoldeante	0.13	l	\$ 1.75	\$ 0.22
Separador homologado para vigas	4.00	Unidad	\$ 0.09	\$ 0.34
Acero en varillas corrugadas 5/8" grado 60	128.04	kg	\$ 0.68	\$ 87.38
Acero en varillas corrugadas 3/8" grado 60 para estribos	57.01	kg	\$ 0.68	\$ 38.91
Alambre de amarre galvanizado 130mm	3.70	Libra	\$ 0.73	\$ 2.71
Concreto premezclado 4000 psi agragado 1/2"	1.05	m3	\$ 183.17	\$ 192.33
Transporte de material	1.00	global	\$ 17.00	\$ 17.00
			Total con IVA	\$ 357.06
			Total sin IVA	\$ 318.81
Descripción de Mano de Obra	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Encofrado y desencofrado	1.78	hora	\$ 6.59	\$ 11.75
Ayudante de encofrador.	1.95	hora	\$ 4.92	\$ 9.57
Armador	2.73	hora	\$ 6.59	\$ 17.98
Ayudante de armado	3.47	hora	\$ 4.92	\$ 17.07
Fundicion de viga	0.27	hora	\$ 6.59	\$ 1.78
ayudante de fundidor	1.08	hora	\$ 4.92	\$ 5.32
			Total	\$ 63.47
HERRAMIENTA			2%	\$ 1.27
COSTO DIRECTO (Materiales + Mano de Obra + Herramientas)				\$ 407.10
TOTAL COSTO INDIRECTO			35%	\$ 142.48
SUB-TOTAL DEL RENGLON				\$ 549.58
IVA			12%	\$ 65.95
COSTO TOTAL				\$ 615.53

Continuación del Apéndice 3.

Descripción del Renglón	Cantidad	Unidad	P.U.	Total
Viga de concreto armado de 4000 psi	1.00	m3	\$ 740.80	\$ 740.80
Nota:				
Descripción de Maquinaria y Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
camion bomba	0.15	hora	\$ 170.04	\$ 25.00
Transporte de maquinaria y/o equipo	1.00	global	\$ 1.25	\$ 1.25
			Total con IVA	\$ 26.25
			Total sin IVA	\$ 23.44
Descripción de Combustible y Lubricantes	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Combustible Gasolina	0.04	galón	\$ 3.20	\$ 0.12
			Total con IVA	\$ 0.12
			Total sin IVA	\$ 0.11
Descripción de Materiales	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Tablero de madera 22 mm de espesor	0.19	m2	\$ 44.14	\$ 8.47
Estructura para encofrado	0.03	m2	\$ 98.76	\$ 3.16
Puntal metálico telescopico	0.11	Unidad	\$ 18.64	\$ 2.07
Madera de pino	0.01	m3	\$ 344.17	\$ 4.47
Agente desmoldeante	0.13	l	\$ 1.75	\$ 0.22
Separador homologado para vigas	4.00	Unidad	\$ 0.09	\$ 0.34
Acero en varillas corrugadas 5/8" grado 60	92.19	kg	\$ 0.68	\$ 62.92
Acero en varillas corrugadas 1/2" grado 60	57.92	kg	\$ 0.68	\$ 39.53
Acero en varillas corrugadas 3/8" grado 60 para estribos	161.72	kg	\$ 0.68	\$ 110.37
Alambre de amarre galvanizado 130mm	6.24	Libra	\$ 0.73	\$ 4.56
Concreto premezclado 4000 psi agragado 1/2"	1.05	m3	\$ 183.17	\$ 192.33
Transporte de material	1.00	global	\$ 21.42	\$ 21.42
			Total con IVA	\$ 449.86
			Total sin IVA	\$ 401.66
Descripción de Mano de Obra	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Encofrado y desencofrado	1.78	hora	\$ 6.59	\$ 11.75
Ayudante de encofrador.	1.95	hora	\$ 4.92	\$ 9.57
Armador	2.73	hora	\$ 6.59	\$ 17.98
Ayudante de armado	3.47	hora	\$ 4.92	\$ 17.07
Fundicion de viga	0.27	hora	\$ 6.59	\$ 1.78
ayudante de fundidor	1.08	hora	\$ 4.92	\$ 5.32
			Total	\$ 63.47
HERRAMIENTA			2%	\$ 1.27
COSTO DIRECTO (Materiales + Mano de Obra + Herramientas)				\$ 489.95
TOTAL COSTO INDIRECTO			35%	\$ 171.48
SUB-TOTAL DEL RENGLON				\$ 661.43
IVA			12%	\$ 79.37
COSTO TOTAL				\$ 740.80

Continuación del Apéndice 3.

Descripción del Renglón	Cantidad	Unidad	P.U.	Total
Losa de 4000 psi del sistema de aislacion	1.00	m2	Q 513.78	Q 513.78
Nota:				
Descripción de Maquinaria y Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
camion bomba	0.04	hora	\$ 170.04	\$ 7.14
Regla vibrante de 3m	0.333	hora	\$ 4.66	\$ 1.55
Transporte de maquinaria y/o equipo	1.00	global	\$ 0.43	\$ 0.43
			Total con IVA	\$ 9.12
			Total sin IVA	\$ 8.14
Descripción de Materiales	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Tablero de madera tratada, de 22 mm de espesor	0.04	m2	\$ 44.06	\$ 1.94
Estructura soporte para encofrado recuperable	0.007	m2	\$ 98.76	\$ 0.69
Puntal metálico telescopico	0.03	Unidad	\$ 18.64	\$ 0.50
Madera de pino	0.003	m3	\$ 344.21	\$ 1.03
Tubo de PVC liso, de varios diámetros	0.02	m	\$ 7.64	\$ 0.15
Separador homologado para cimentaciones	5.00	Unidad	\$ 0.15	\$ 0.74
Acero en varillas corrugadas 5/8" grado 60	171.248	Kg	\$ 0.68	\$ 116.87
Alambre de amarre galvanizado 130mm	3.42	Libra	\$ 0.73	\$ 2.50
Concreto premezclado 4000 psi agragado 1/2"	1.05	m3	\$ 183.17	\$ 192.33
Agua	0.01	m3	\$ 1.45	\$ 0.01
Transporte de material	1.00	global	\$ 15.84	\$ 15.84
			Total con IVA	\$ 332.61
			Total sin IVA	\$ 296.97
Descripción de Mano de Obra	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Encofrador	0.49	hora	\$ 6.33	\$ 3.08
Ayudante encofrador	0.54	hora	\$ 6.46	\$ 3.49
Armador	1.92	hora	\$ 6.59	\$ 12.62
Ayudante de armado	2.87	hora	\$ 4.92	\$ 14.11
Fundicion de muro	0.011	hora	\$ 6.59	\$ 0.07
ayudante de fundidor	0.13	hora	\$ 4.92	\$ 0.64
			Total	\$ 34.01
HERRAMIENTA			2%	\$ 0.68
COSTO DIRECTO (Materiales + Mano de Obra + Herramientas)				\$ 339.80
TOTAL COSTO INDIRECTO			35%	\$ 118.93
SUB-TOTAL DEL RENGLON				\$ 458.73
IVA			12%	\$ 55.05
COSTO TOTAL				\$ 513.78

Continuación del Apéndice 3.

Descripción del Renglón	Cantidad	Unidad	P.U.	Total
Columna de soporte de aisladores 4000 psi	1.00	m3	\$ 1,013.65	\$ 1,013.65
Nota:				
Descripción de Maquinaria y Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
camion bomba	0.16	hora	\$ 170.04	\$ 26.87
Transporte de maquinaria y/o equipo	1.00	global	\$ 1.34	\$ 1.34
			Total con IVA	\$ 28.21
			Total sin IVA	\$ 25.19
Descripción de Materiales	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Panel metálico diseñado para su manipulación con grúa	0.06	m2	\$ 89.50	\$ 5.19
Puntal metálico telescopico, de hasta 3 m de altura	0.03	Unidad	\$ 18.73	\$ 0.51
Berenjeno de PVC, de varias dimensiones y 2500 mm	1.30	Unidad	\$ 0.54	\$ 0.70
Agente desmoldeante	0.11	l	\$ 1.75	\$ 0.19
Separador homologado para muros	12.00	Unidad	\$ 0.08	\$ 0.98
Acero en varillas corrugadas 5/8" grado 60	308.436	Kg	\$ 0.68	\$ 210.49
Acero en varillas corrugadas 1" grado 60	291.765	Kg	\$ 0.68	\$ 199.12
Alambre de amarre galvanizado 130mm	12.00	Libra	\$ 0.73	\$ 8.78
Concreto premezclado 4000 psi agragado 1/2"	1.05	m3	\$ 183.17	\$ 192.33
Transporte de material	1.00	global	\$ 30.91	\$ 30.91
			Total con IVA	\$ 649.19
			Total sin IVA	\$ 579.63
Descripción de Mano de Obra	Cantidad	Unidad	Costo	Sub Total
Encofrado y desencofrado	1.26	hora	\$ 6.59	\$ 8.32
Ayudante de encofrador.	1.44	hora	\$ 4.92	\$ 7.08
Armador	3.82	hora	\$ 6.59	\$ 25.14
Ayudante de armado	4.25	hora	\$ 4.92	\$ 20.92
Fundicion de muro	0.108	hora	\$ 6.59	\$ 0.71
ayudante de fundidor	0.43	hora	\$ 4.92	\$ 2.13
			Total	\$ 64.30
HERRAMIENTA			2%	\$ 1.29
COSTO DIRECTO (Materiales + Mano de Obra + Herramientas)				\$ 670.41
TOTAL COSTO INDIRECTO			35%	\$ 234.64
SUB-TOTAL DEL RENGLON				\$ 905.05
IVA			12%	\$ 108.61
COSTO TOTAL				\$ 1,013.65

Nota. Tabla de precio unitario. Elaboración propia, realizado con Excel.