



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“DISEÑO SISMO RESISTENTE DE CENTRO DE SALUD TIPO B EN EL
BARRIO URBIRRIOS DE MANTA-ECUADOR”**

PROYECTO DE GRADO

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

JAVIER ENRIQUE GARCIA SABANDO

SILVIO FABIÁN MARÍN GOROTIZA

GUAYAQUIL-ECUADOR

2018

DEDICATORIA

Al Padre Celestial, Dios de amor y bondad.

A mis Padres Javier García y Jessica Sabando, con su infinito amor, siempre estarán conmigo. A toda mi familia, amigos, a todas aquellas personas que me han ayudado a ser una mejor persona cada día y me han brindado su apoyo incondicional.

Javier Enrique García Sabando

DEDICATORIA

A Dios por la vida que me ha dado hasta la actualidad.

A mi abuelita Olga Valdiviezo, que se convirtió en padre y madre para mí, que con su cariño y amor me ha guiado por el camino del bien y formado con valores. A toda mi familia y amigos, que han formado parte de mi vida y me han apoyado en todo momento durante mi vida estudiantil.

Silvio Fabián Marín Gorotiza

AGRADECIMIENTO

A la Escuela Superior Politécnica del Litoral y a todos los profesores de la Facultad de Ciencias de la Tierra que han contribuido en nuestra formación académica. Al MSc. Carlos Quishpe y al Ph.D. Miguel Ángel Chavez por su apoyo y guía durante la realización de este trabajo.

Javier Enrique García Sabando

Silvio Fabián Marín Gorotiza

TRIBUNAL DEL PROYECTO

**Ph.D. Hugo Egüez Álava
PRESIDENTE DEL TRIBUNAL**

**Ph.D. Miguel Ángel Chávez
DIRECTOR DE MATERIA INTEGRADORA**

**Ph.D. Miguel Ángel Chávez
MIEMBRO EVALUADOR**

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de este Proyecto de Grado, nos corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma, a la Escuela Superior Politécnica del Litoral”

(Reglamento de Exámenes y Títulos Profesionales de la ESPOL)

Javier Enrique García Sabando

Silvio Fabián Marín Gorotiza

RESUMEN

El presente trabajo detalla tres alternativas para el diseño estructural sísmo resistente de un centro de salud tipo B en el barrio Urbiríos ubicado en la periferia de la ciudad de Manta-Ecuador. El objeto de este estudio es mitigar los daños estructurales y en la mampostería en edificaciones esenciales ante movimientos telúricos como es el caso de un centro de salud.

Para esto, además del diseño sísmo resistente de la edificación, se seleccionó una zona alta de la ciudad de Manta no propensa a inundaciones, dónde se tienen formaciones rocosas sedimentarias. Inicialmente se presenta la propuesta del diseño del centro de salud, su justificación y la población beneficiada por la construcción de esta.

Luego de analizar las tres alternativas, se llegó a determinar que la más conveniente y segura consiste en una edificación de pórticos de acero resistentes a momento dotada de muros estructurales de hormigón armado ubicados en las esquinas de la estructura. Los muros de hormigón brindan gran

rigidez al sistema; que se traducirá en deformaciones pequeñas y daño mínimo o nulo al momento de un terremoto de mediana a gran magnitud.

La cimentación consta de zapatas corridas en una dirección sobre capas de arena de compacidad media a muy densa. La obra tendrá un tiempo estimado de construcción de 6 meses con un costo de aproximadamente 440 mil dólares obtenido de un análisis de precios unitarios.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	IV
TRIBUNAL DEL PROYECTO	V
DECLARACIÓN EXPRESA	VI
RESUMEN.....	VII
ÍNDICE GENERAL.....	IX
ABREVIATURAS	XVIII
SIMBOLOGÍA	XIX
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XXVI
ÍNDICE DE TABLAS	XXXII
CAPÍTULO 1.....	39
INTRODUCCIÓN	39
1.1 Descripción del problema.....	41

1.2 Objetivos	45
1.2.1 Objetivo General	45
1.2.2 Objetivos específicos	46
1.3 Justificación	46
CAPÍTULO 2.....	48
DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO.....	48
2.1 Aspecto físico.....	49
2.2 Aspectos Naturales.....	52
2.2.1 Topografía.....	52
2.2.2 Geología	52
2.3 Aspecto poblacional.....	56
CAPÍTULO 3.....	59
CRITERIOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO SISMO RESISTENTE.....	59
3.1 Criterios básicos.	60
3.2 Configuración Geométrica.	60
3.2.1 Configuración Geométrica Horizontal.	60
3.2.2 Configuración Geométrica Vertical.	61
3.3 Golpeteo entre edificios.	64
3.4 Torsión en planta.	65

3.5 Descripción de la estructura.....	67
3.6 Reglamentos a utilizarse.....	70
3.7 Software a utilizarse.....	71
3.8 Características de los materiales.....	71
CAPÍTULO 4.....	73
PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS PARA EL DISEÑO DE LA	
EDIFICACIÓN.....	73
4.1 Estimación de cargas de servicio de la estructura.....	74
4.1.1 Carga muerta.....	74
4.1.2 Carga viva.....	78
4.1.3 Resumen de cargas.....	79
4.2 Estimación de período y fuerza sísmica de la estructura.....	79
4.2.1 Determinación del período.....	80
4.2.2 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.....	81
4.2.3 Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	85
4.2.4 Factor de importancia I.....	86
4.2.5 Peso Sísmico.....	87
4.2.6 Cortante Basal.....	88
4.2.7 Distribución de fuerzas sísmicas vertical.....	90
4.3 Predimensionamiento de vigas principales (Dirección Y).....	92

4.3.1 Momento por sismo Alternativa I eje Y.....	94
4.3.2 Momento por sismo Alternativa II eje Y.....	96
4.3.3 Momento por sismo Alternativa III eje Y.....	98
4.3.4 Determinación del momento último eje Y.....	100
4.3.5 Selección y comprobación de los perfiles eje Y	101
4.4 Predimensionamiento de vigas principales (Dirección X)	104
4.4.1 Momento por sismo Alternativa I eje X.....	106
4.4.2 Momento por sismo Alternativa II eje X.....	107
4.4.3 Momento por sismo Alternativa III eje X.....	108
4.4.4 Determinación del momento último eje Y.....	110
4.4.5 Selección y comprobación de los perfiles eje Y	110
4.5 Predimensionamiento de vigas secundarias.....	112
4.5.1 Selección y comprobación de los perfiles.	113
4.6 Predimensionamiento de columnas	114
4.7 Diseño de Miembros sujetos a carga axial combinados con flexión. .	118
4.8 Comprobación de criterio de columna fuerte – viga débil	122
CAPÍTULO 5.....	126
ANÁLISIS Y ELECCIÓN DE ALTERNATIVA	126
5.1 Método de análisis	127
5.2 Análisis Alternativa I.....	132

5.3 Análisis Alternativa II.....	137
5.4 Análisis Alternativa III.....	143
5.5 Costos de la super-estructura de las alternativas	148
5.6 Comparación de alternativas	150
5.7 Elección de alternativa.	153
CAPÍTULO 6.....	155
DISEÑO DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA.....	155
6.1 Criterio de Columna Fuerte – Viga Débil.....	156
6.2 Diseño de Miembros sujetos a carga axial combinados con flexión.....	158
6.3 Diseño de Vigas I.....	168
6.3.1 Resistencia de Diseño a Flexión (Piso 1 Eje X)	168
6.3.2 Resistencia de Diseño al Cortante (Piso 1 Eje X)	172
6.3.3 Cálculo de Deflexiones (Piso 1 Eje X).....	174
6.3.4 Resistencia de Diseño a Flexión (Piso 1 Eje y).....	176
6.3.5 Resistencia de Diseño al Cortante (Piso 1 Eje Y)	177
6.3.6 Deflexiones (Piso 1 Eje Y)	178
6.3.7 Diseño de vigas de piso 2 y 3	179
6.4 Diseño de muros de corte de hormigón armado	182
6.4.1 Cuantía de refuerzo	183
6.4.2 Resistencia al cortante.....	185

6.4.3 Flexo-Compresión en el muro.....	190
6.4.4 Necesidad de elementos de borde	193
6.4.5 Elementos de borde.....	200
6.4.6 Diseño Final del muro	201
6.4.7 Confinamiento del alma	205
6.4.8 Diagramas de interacción de los muros Demanda-Capacidad	207
CAPÍTULO 7.....	210
ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	210
7.1 Selección del tipo de cimentación.....	211
7.2 Estudio de suelo.	211
7.3 Estudio Geotécnico	213
7.4 Resultados del estudio de suelo	214
7.5 Caracterización geotécnica.....	218
7.6 Predimensionamiento de zapata de muro.....	221
7.7 Predimensionamiento de zapatas de la estructura.	222
7.8 Bases del diseño estructural de la cimentación	228
7.9 Diseño de zapata Eje 3.....	233
7.10 Diseño de zapata Eje 2 y 4	237
7.11 Diseño de zapata eje 1 y 5.....	241
7.12 Diseño de zapata de muro en dirección Y	245

CAPÍTULO 8.....	250
ESTUDIO PLAN DE MANEJO AMBIENTAL.....	250
8.1 Antecedentes.....	251
8.2 Objetivos.....	251
8.2.1 Objetivo General.....	251
8.2.2 Objetivo Específicos.....	252
8.3 Legislación Ambiental.....	252
8.3.1 Constitución de la República de Ecuador.....	252
8.3.2 Código Penal Integral Orgánico.....	253
8.3.3 Derecho a los recursos hídricos uso y uso de agua, publicado en el registro oficial 305 de 06 de agosto de 2014.....	255
8.3.4 Texto unificado de la legislación ambiental secundaria (TULSMA).....	256
8.4 Descripción de la Línea Base.....	258
8.5 Actividades a evaluar.....	259
8.6 Evaluación ambiental.....	259
8.6.1 Matriz de intensidad.....	260
8.6.2 Matriz de Extensión.....	261
8.6.3 Matriz de Duración.....	262
8.6.4 Matriz de Signo.....	263
8.6.5 Matriz de Magnitud.....	264

8.6.6 Matriz de Reversibilidad.....	265
8.6.7 Matriz de Riesgo	266
8.6.8 Matriz de Valoración de Impacto Ambiental (V.I.A).....	267
8.6.9 Rango de Significancia de la matriz de VIA	269
8.7 Plan de mitigación y prevención de impacto ambiental	270
8.7.1 Residente de obra y obreros.....	270
8.7.2 Área del terreno	270
8.7.3 Movimiento de tierra.....	271
8.7.4 Armado y encontrado de la cimentación	271
8.7.5 Construcción de vigas y columnas metálicas.....	272
8.7.6 Montaje de vigas y columnas.....	273
8.7.7 Mampostería	273
8.7.8 Generación de desechos sólidos y aguas residuales	273
8.8 Cronograma valorado para las actividades de mitigación.....	275
CAPÍTULO 9.....	279
PRESUPUESTO REFERENCIA.....	279
9.1 Estimación de presupuesto.....	280
9.2 Cronograma valorado del centro de salud tipo B	286
CAPÍTULO 10.....	287

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... 287

CONCLUSIONES 288

RECOMENDACIONES..... 291

ANEXOS

BIBLIOGRAFÍA

ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
AISC	American Institute of Steel Construction
ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
PARM	Pórticos de Acero Resistente a Momento
APU	Análisis de Precios Unitarios
EIA	Estudio de Impacto Ambiental

SIMBOLOGÍA

Asp	Área de acero proporcionado
Asr	Área de acero requerido
c	Profundidad del eje neutro a la fibra de compresión
f'c	Resistencia última del concreto a la compresión
fy	Resistencia a la fluencia del acero
Kg/cm ²	Kilogramos por centímetro cuadrado
t	Toneladas
bw	Epesor del alma de viga I
bf	Ancho del ala de viga I

t_f	Espesor del ala de viga I
d	Altura total de viga I/Peralte efectivo de viga de hormigón armado
h	Distancia del centroide del ala superior al centroide del ala inferior de viga I
B	Ancho de la cimentación
H_{req}	Altura de viga de cimentación requerida
H_{pro}	Altura de viga de cimentación proporcionada
Cont.	Contaminantes
C_s	Coefficiente de respuesta sísmica
ρ_v	Cuantía de acero vertical
ρ_n	Cuantía de acero transversal
Φ	Diámetro de la varilla
\emptyset	Factor de reducción de resistencia

e	Espesor
Es	Módulo de elasticidad del acero
Ec	Módulo de elasticidad del concreto
ex,ey	Excentricidad real medida desde el centro de masa de la estructura más el 5% de la dimensión en planta del edificio
Fa	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos del sitio
Fs	Coeficiente de amplificación del suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación el período del sitio. Depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones

FS	Factor de seguridad
g	Aceleración de la gravedad
hi	Altura del piso i
hn	Altura total del edificio
le	Coefficiente de importancia de la estructural
Ln	Luz libre entre caras de la columna
m	Metro
m ²	Metro cuadrado
mm	Milímetro
mm ²	Milímetro cuadrado
Mn	Momento Nominal
ØMn	Momento de diseño
Mp	Momento plástico
Mpr	Momento probable a la flexión de los elementos a flexión

msnm	Metros sobre el nivel del mar
Mu	Momento último mayorado
PGA	Valor de aceleración sísmica máxima en el terreno (Peak Ground Acceleration)
Pi	Carga de servicio de la columna
Pu	Carga axial mayorada
P-Δ	Efectos de segundo orden
qa	Esfuerzo admisible del suelo
qe	Esfuerzo admisible efectivo
Qi	Índice de estabilidad del piso i
qu	Esfuerzo último del suelo
rec	Recubrimiento
R	Factor de reducción de respuesta sísmica
Sa	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

S_{D1}	Aceleración espectral para un período de 1 segundo
s	Segundos
S_{M1}	Aceleración para el sismo de diseño para un período de 1 segundo
Sup.	Superficial
Subt.	Subterránea
T_i	Período de la estructura
V_c	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto
V_s	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo cortante.
V_u	Fuerza cortante última mayorada
V_x, V_y	Cortante basal en la dirección X y la dirección Y
W	Peso sísmico

WD	Carga Muerta
WL	Carga Viva
Wpp	Carga muerta elementos estructurales
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Hospital del IEES de Manta luego del terremoto del 2016.....	41
Figura 1.2 Representación del suelo.....	42
Figura 1.3 Perfil estratigrafico en zona cero de Manta.....	42
Figura 1.4 Centro de Salud de Manta.....	43
Figura 1.5 Estado de los centros de salud de Manta.....	45
Figura 2.1 Ubicación del terreno en la ciudad de Manta.....	49
Figura 2.2 Accesos al terreno de contrucción.....	50
Figura 2.3 Accesos al terreno de construcción.....	50
Figura 2.4 Vista del terreno para el centro de salud.....	51
Figura 2.5 Relieve del sector.....	52
Figura 2.6 Formaciones geologicas en el sector.....	53
Figura 2.7 Placas tectónicas del mundo.....	55
Figura 2.8 Subducción de las placas.....	55
Figura 2.9 Barrios del sector.....	57
Figura 2.10 Escuela y Registro Civil cercanos al terreno.....	58
Figura 2.11 Escuela y Registro Civil en el sector.....	58

Figura 3.1	Configuraciones favorables y desfavorables.....	60
Figura 3.2	Soluciones a las configuraciones.....	61
Figura 3.3	Mecanismo de piso débil.....	62
Figura 3.4	Estructura uniforme y no uniforme.....	62
Figura 3.5	Columna fuerte – Viga débil.....	63
Figura 3.6	Muros estructurales en sistemas de pórticos.....	64
Figura 3.7	Golpeteo entre edificaciones en Japón.....	64
Figura 3.8	Golpeteo entre edificios en México.....	65
Figura 3.9	Torsión debido la excentricidad del centro de rigidez.....	66
Figura 3.10	Vista en eje Y de la estructura.....	68
Figura 3.11	Vista en eje X de la estructura.....	69
Figura 3.12	Vista en planta de la estructura.....	69
Figura 3.13	Vista 3D de la estructura.....	70
Figura 4.1	Steel Panel.....	75
Figura 4.2	Espectro de aceleraciones.....	82
Figura 4.3	Curva de peligro sísmico, Portoviejo.....	83
Figura 4.4	Espectro elástico de aceleraciones.....	85
Figura 4.5	Momentos de viga doblemente empotrada.....	93
Figura 4.6	Fuerzas sísmicas eje Y alternativa I.....	95
Figura 4.7	Alternativa II eje Y.....	96

Figura 4.8 Fuerzas sísmicas eje Y alternativa II.....	97
Figura 4.9 Alternativa III eje Y.....	98
Figura 4.10 Fuerzas sísmicas eje Y alternativa III.....	99
Figura 4.11 Viga I eje Y.....	102
Figura 4.12 Fuerzas sísmicas eje X alternativa I.....	106
Figura 4.13 Alternativa II eje X.....	107
Figura 4.14 Fuerzas sísmicas Alternativa II eje X.....	108
Figura 4.15 Alternativa III eje X.....	109
Figura 4.16 Fuerzas sísmicas eje X alternativa III.....	109
Figura 4.17 Coeficientes de momento de viga secundaria.....	112
Figura 4.18 Sección tubular de columna.....	117
Figura 4.19 Nomograma para columnas no arriostradas.....	120
Figura 4.20 Estimación del momento probable.....	123
Figura 5.1 Excentricidad Sismo X.....	130
Figura 5.2 Excentricidad Sismo Y.....	131
Figura 5.3 Período en X de alternativa I.....	132
Figura 5.4 Período en Y de alternativa I.....	133
Figura 5.5 Comparación de fuerzas sísmicas eje Y y X (Alternativa I).....	135
Figura 5.6 Comparación de derivas del eje X y Y (Alternativa I).....	136
Figura 5.7 Comparación del índice de estabilidad eje Y y X (Alternativa I).....	137

Figura 5.8 Período en X de alternativa II.....	138
Figura 5.9 Período en Y de alternativa II.....	138
Figura 5.10 Comparación de fuerzas sísmicas eje Y y X (Alternativa II).....	140
Figura 5.11 Comparación de derivas del eje X y Y (Alternativa II).	141
Figura 5.12 Comparación del índe de estabilidad eje Y y X (Alternativa II). ...	142
Figura 5.13. Período en X de alternativa III.....	143
Figura 5.14 Período en X de alternativa III.....	144
Figura 5.15 Comparación de fuerzas sísmicas eje Y y X (Alternativa III).....	146
Figura 5.16 Comparación de derivas del eje X y Y (Alternativa III).	147
Figura 5.17 Comparación del índe de estabilidad eje Y y X (Alternativa III). ..	148
Figura 5.18 Comparación de derivas eje X.	150
Figura 5.19 Comparación de derivas eje Y.	150
Figura 5.20 Comparación del índice de estabilidad eje X.	151
Figura 5.21 Comparación del índice de estabilidad eje Y.	152
Figura 5.22 Comparación de costos de alternativas.	153
Figura 6.1 Sección de columna.....	160
Figura 6.2 Columnas de piso 1, 2 y 3.....	166
Figura 6.3 Viga I del piso 1 eje X.	169
Figura 6.4 Viga I del piso 1 eje X.	176
Figura 6.5 Prediseño de muro en sentido X.	184

Figura 6.6 Prediseño de muro en sentido Y.....	185
Figura 6.7 Envolvente de fuerza cortante.	186
Figura 6.8 Envolvente de cortante de muro en eje X.	187
Figura 6.9 Envolvente de cortante de muro en eje X.	188
Figura 6.10 Diagrama de interacción de muro en eje X.	191
Figura 6.11 Diagrama de interacción de muro en eje Y.	193
Figura 6.12. Necesidad de elementos de borde caso 1.	195
Figura 6.13 Necesidad de elementos de borde caso 2.	197
Figura 6.14 Elemento de borde.....	200
Figura 6.15 Sección de muro esquinero.	201
Figura 6.16 Armado de muro en sentido X.	202
Figura 6.17 Malla de Acero muro en sentido X.	203
Figura 6.18 Armado de muro en sentido Y.	204
Figura 6.19 Malla de Acero muro en sentido X.	204
Figura 6.20 Diagrama de interacción Muro X.....	207
Figura 6.21 Diagrama de interacción Muro X.....	209
Figura 7.1 Ubicación del colegio Replica Manta.	212
Figura 7.2 Distancia del colegio al terreno del centro de salud.	212
Figura 7.3 Perfil de suelo en colegio Manta.	215
Figura 7.4 Punto de excavación del terreno.....	216

Figura 7.5 Calicata realizada en el terreno.	216
Figura 7.6 Esquema de cimentación en el terreno.....	217
Figura 7.7 Falla por capacidad de carga en un suelo con cimentación.....	220
Figura 7.8 Zapata del eje 5.	226
Figura 7.9 Zapata del eje 4.	226
Figura 7.10 Zapata del eje 3.	226
Figura 7.11 Zapata del eje 2.	226
Figura 7.12 Zapata del eje 1.	227
Figura 7.13 Parámetros de zapata.....	228
Figura 7.14 Parámetros de viga de arriostamiento.	231
Figura 7.15 Armado de zapata del eje 3.	237
Figura 7.16 Armado de zapata del eje 2 y 4.	240
Figura 7.17 Armado de zapata del eje 1 y 5 sentido X.....	245
Figura 7.18 Armado de zapata del eje 1 y 5 sentido Y.....	249

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I. Centros de salud de la ciudad de Manta.	43
Tabla II. Cordenadas el terreno.	51
Tabla III. Formaciones geológicas.	53
Tabla IV. Uso por piso del centro de salud.	68
Tabla V. Características del Steel Panel.	75
Tabla VI. Capacidades de carga de Novalosa.	76
Tabla VII. Carga Muerta Piso 1-2.	77
Tabla VIII. Carga Muerta Piso 3.	77
Tabla IX. Carga viva Piso 1-2.	78
Tabla X. Resumen de cargas.	79
Tabla XI. Valores de C_t y α para estructuras.	80
Tabla XII. Períodos estructurales.	81
Tabla XIII. Espectro elástico.	84
Tabla XIV. Aceleración máxima de alternativas.	85
Tabla XV. Valores de R para estructuras.	86
Tabla XVI. Valores de importancia de las estructuras.	87

Tabla XVII. Peso puntal por cada piso.	88
Tabla XVIII. Cortante Basal de alternativas.....	89
Tabla XIX. Calculo de K.	91
Tabla XX. Distribución de cortante Basal de alternativas.	91
Tabla XXI. Cargas de viga eje Y.....	93
Tabla XXII. Distribución de fuerza sísmica Alternativa I.	95
Tabla XXIII. Distribución de fuerza sísmica Alternativa II.	97
Tabla XXIV. Distribución de fuerza sísmica Alternativa III.....	99
Tabla XXV. Secciones de las vigas en el eje Y de la estructura.	103
Tabla XXVI. Secciones sísmicamente compactas eje Y.....	103
Tabla XXVII. Carga de viga en eje X.	105
Tabla XXVIII. Secciones de las vigas en el eje X de la estructura.....	111
Tabla XXIX. Secciones sísmicamente compactas eje X.....	111
Tabla XXX. Secciones de las vigas secundarias.....	113
Tabla XXXI: Secciones compactas vigas secundarias.....	114
Tabla XXXII. Secciones de columna.	117
Tabla XXXIII. Determinación de K para cada alternativa.....	120
Tabla XXXIV. Parametros de columna.....	121
Tabla XXXV. Comprobación de carga axial en columna.....	121
Tabla XXXVI. Factor de sobre-resistencia.....	123

Tabla XXXVII. Parámetros para el momento probable.....	124
Tabla XXXVIII. Comprobación de criterio de columna fuerte-viga débil.	124
Tabla XXXIX. Peso sísmico de alternativa I.	133
Tabla XL. Distribución de fuerzas sísmicas alternativa I.	134
Tabla XLI. Derivas de piso alternativa I.....	135
Tabla XLII. Cargas de servicio (Alternativa I).	136
Tabla XLIII. Índice de estabilidad de alternativa I.	136
Tabla XLIV. Peso sísmico de alternativa II.....	139
Tabla XLV. Distribución de fuerzas sísmicas alternativa II.....	140
Tabla XLVI. Derivas de piso alternativa II.	141
Tabla XLVII. Cargas de servicio (Alternativa II).....	142
Tabla XLVIII. Índice de estabilidad de alternativa II.....	142
Tabla XLIX. Peso sísmico de alternativa III.....	144
Tabla L. Distribución de fuerzas sísmicas alternativa III.....	145
Tabla LI. Derivas de piso alternativa III.	146
Tabla LII. Cargas de servicio (Alternativa III).....	147
Tabla LIII. Índice de estabilidad de alternativa III.	147
Tabla LIV. Cálculo de volumen de hormigón.....	149
Tabla LV. Costo de muros.....	149
Tabla LVI. Costo de cada alternativa.	149

Tabla LVII. Criterio columna fuerte-viga débil eje X.	157
Tabla LVIII. Criterio columna fuerte-viga débil eje Y.	157
Tabla LIX. Calculo de rigideces relativas de cada elemento.	158
Tabla LX. Factores de relacion de rigideces relativas en cada nudo.	158
Tabla LXI. Determinación de k.	159
Tabla LXII. Resistencia axial de columnas.	167
Tabla LXIII. Carga axial de columnas.	167
Tabla LXIV. Determinación de tipo de carga axial.	167
Tabla LXV. Determinación de columna satisfactoria.	168
Tabla LXVI. Longitud entre soportes eje X.	179
Tabla LXVII. Resistencia a flexión y cortante eje X.	179
Tabla LXVIII. Calculo de deflexiones en el eje X.	180
Tabla LXIX. Longitud entre soportes eje Y.	180
Tabla LXX. Resistencia a flexión y cortante eje Y.	180
Tabla LXXI. Calculo de deflexiones en el eje Y.	181
Tabla LXXII. Resistencia a flexión y cortante eje Y.	181
Tabla LXXIII. Resistencia a flexión y cortante de vigas secundarias.	181
Tabla LXXIV. Calculo de deflexiones en las vigas secundarias.	182
Tabla LXXV. Relación de momento, cortante y longitud de muros.	183
Tabla LXXVI. Fuerza cortante ultima del muro.	187

Tabla LXXVII. Resistencia al corte del muro.	190
Tabla LXXVIII. Diagrama de interacción de muro en eje X.	190
Tabla LXXIX. Diagrama de interacción de muro en eje Y.	192
Tabla LXXX. Necesidad de elementos de borde caso 1 (Muro X).	198
Tabla LXXXI. Necesidad de elementos de borde caso 2 (Muro X).	198
Tabla LXXXII. Necesidad de elementos de borde caso 1 (Muro Y).	199
Tabla LXXXIII. Necesidad de elementos de borde caso 2 (Muro Y).	199
Tabla LXXXIV. Datos del muro en X.	202
Tabla LXXXV. Datos del muro en Y.	203
Tabla LXXXVI. Diagrama de interacción Muro X.	207
Tabla LXXXVII. Diagrama de interacción Muro Y.	208
Tabla LXXXVIII. Valores típicos de ángulo de fricción.	218
Tabla LXXXIX. Ancho de zapata de muro.	221
Tabla XC. Matriz de cargas de servicio en columnas.	222
Tabla XCI. Determinación del centro de cargas.	223
Tabla XCII. Ancho de zapata de cada eje.	225
Tabla XCIII. Carga de cada zapata.	227
Tabla XCIV. Coeficientes de momento negativo.	232
Tabla XCV. Coeficientes de momento positivo.	232
Tabla XCVI. Coeficientes de cortante.	232

Tabla XCVII. Diseño a cortante zapata eje 3.....	234
Tabla XCVIII. Diseño a flexión de zapata de eje 3.	234
Tabla XCIX. Refuerzo por temperatura zapata de eje 3.....	235
Tabla C. Momentos en la viga del eje 3.	235
Tabla CI. Refuerzo a flexión de viga del eje 3.	236
Tabla CII. Diseño a corte de viga del eje 3.....	236
Tabla CIII. Diseño a cortante zapata eje 2 y 4.....	237
Tabla CIV. Diseño a flexión de zapata de eje 2 y 4.....	238
Tabla CV. Refuerzo por temperatura zapata de eje 2 y 4.	238
Tabla CVI: Momentos en la viga del eje 2 y 4.	239
Tabla CVII. Refuerzo a flexión de viga del eje 2 y 4.....	239
Tabla CVIII. Diseño a corte de viga del eje 2 y 4.....	240
Tabla CIX. Determinación de esfuerzo de diseño de zapata 1 y 5.....	241
Tabla CX. Diseño a cortante zapata eje 1 y 5 sentido x.	241
Tabla CXI. Diseño a flexión de zapata de eje 1 y 5 sentido X.	242
Tabla CXII: Refuerzo por temperatura zapata de eje 1 y 5 sentido X	242
Tabla CXIII. Momentos en la viga del eje 1 y 5 sentido X.	243
Tabla CXIV. Refuerzo a flexión de viga del eje 1 y 5 sentido X.....	243
Tabla CXV. Diseño a corte de viga del eje 1 y 5 sentido X.	244
Tabla CXVI. Diseño a flexión de zapata de eje 1 y 5 sentido Y.....	246

Tabla CXXVII. Refuerzo por temperatura zapata de eje 1 y 5 sentido Y.	246
Tabla CXXVIII. Momentos en la viga del eje 1 y 5 sentido Y.	247
Tabla CXXIX. Refuerzo a flexión de viga del eje 1 y 5 sentido X.	247
Tabla CXX. Diseño a corte de viga del eje 1 y sentido Y.	248
Tabla CXXI. Matriz de Intesidad.	260
Tabla CXXII. Matriz de Extensión.	261
Tabla CXXIII. Matriz de Duración.	262
Tabla CXXIV. Matriz de Signo.	263
Tabla CXXV. Matriz de Magnitud.	264
Tabla CXXVI. Matriz de Reversibilidad.	265
Tabla CXXVII. Matriz de Riesgo.	266
Tabla CXXVIII. Matriz VIA.	268
Tabla CXXIX. Matriz de significancia.	269
Tabla CXXX. Cronograma valorado de actividades de mitigación.	275
Tabla CXXXI. Presupuesto.	281
Tabla CXXXII. Cronograma.	286

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

El aspecto más importante en el trabajo que se está presentando consistió en la elección y selección de un sitio del puerto de Manta en donde el terreno presenta condiciones estables. En el reconocimiento del campo se constató que en el sitio elegido ninguna vivienda o infraestructura importante había sufrido daños.

Debido a que un centro de salud no debe sufrir daños significativos cuando ocurren sismos o cuando existen fenómenos del niño, se eligió un sitio que está aproximadamente en la cota 95 (msnm) y está conformado por rocas de la formación tablazo **meteorizadas**, razón por la cual se adoptó la solución de cimentación más apropiada para un correcto funcionamiento de la estructura.

La estructura puede resistir aceleraciones sísmicas superiores a 0.5 g siendo este valor establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, por lo que se garantiza la estabilidad y funcionalidad de la estructura

1.1 Descripción del problema

Debido al sismo ocurrido el 16 de abril del 2016 con epicentro en la ciudad de Pedernales, muchas edificaciones colapsaron o sufrieron daños severos. Reconociéndose que el barrio Tarqui de la ciudad de Manta que ha sido denominada zona cero fue la más afectada se debió buscar y seleccionar un sitio con mejores condiciones geológicas para proponer la solución de una alternativa resistente a embates sísmicos´.



Figura 1.1 Hospital del IEES de Manta luego del terremoto del 2016.

Fuente: Diario El Comercio, 2016.

En su mayoría el suelo de la ciudad de Manta se compone de arenas y arenas limosas que cerca de la costa llegan a una profundidad de 40 m a 60 m. Bajo condiciones inadecuadas, como alto nivel freático y compacidades

sueltas y muy sueltas, en un evento sísmico estos suelos son susceptibles a licuefacción. En la figura 1.3 se muestra un perfil de suelo del sector de Tarqui. Se puede observar la capa de arena de gran espesor (capa color blanco) y el nivel freático a escasos metros de la superficie; combinaciones que causaron problemas de licuefacción en los suelos de este sector.



Figura 1.2 Representación del suelo.
Fuente: Geoestudios, 2016.

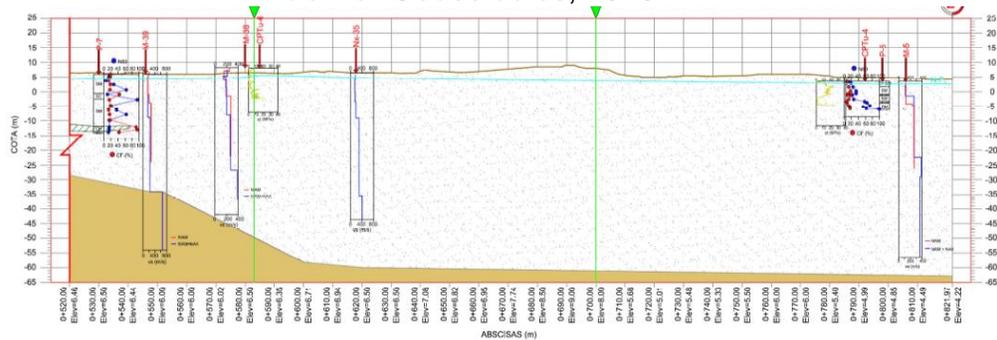


Figura 1.3 Perfil estratigrafico en zona cero de Manta.
Fuente: Geoestudios, 2016.

La ciudad de Manta actualmente cuenta con 16 centros de salud y un nuevo hospital que está en construcción actualmente. Según el Ministerio de Salud Pública del Ecuador (MSP) los centros de salud de atención primaria se clasifican en Tipo A (para una población de hasta 10 mil personas), Tipo B (para una población entre 10 mil y 50 mil personas) y tipo C (para una población entre 25 mil y 50 mil personas). A continuación, se describe la ubicación y el tipo de los centros de salud existentes en la ciudad en la figura 1.4 y en la tabla I:

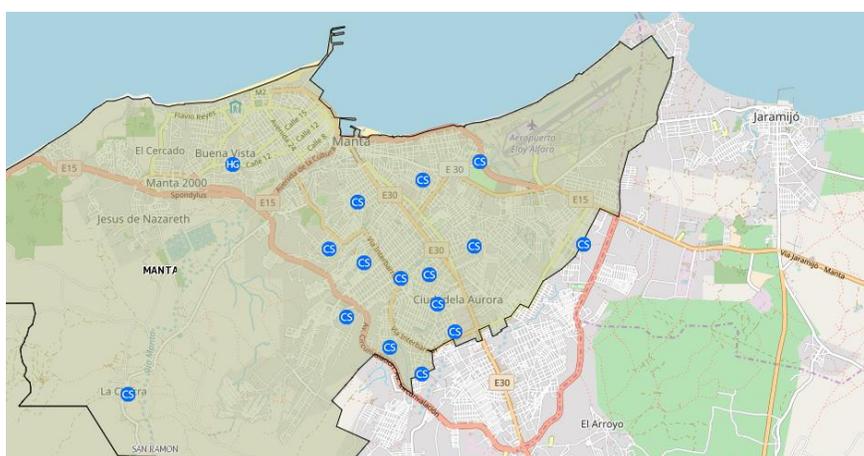


Figura 1.4 Centro de Salud de Manta.
Fuente: Ministerio de Salud, 2017.

Tabla I. Centros de salud de la ciudad de Manta.

Centro de Salud	Tipo
Divino niño	A
Los esteros	A
San José	B
Altamira	A
24 de Mayo	A

Santa Clara	A
Cuba Libre 24H	A
15 de abril	B
Las Cumbres	A
20 de mayo	A
María Auxiliadora	B
Nueva Esperanza	A
Horacio Hidrovo	A
Urbirrios	A
San Juan	A
Navales	C

Fuente: Ministerio de Salud, 2017.

Según el departamento de planificación del Gobierno Descentralizado de la ciudad de Manta al 2015 la población es de 241 448 habitantes, por lo que observando los centros de salud existentes en la ciudad se podría pensar que está cubierta en cuestión de atención primaria de salud, pero hay que destacar que el estado de la mayoría de estos centros es muy viejo y algunos presentan condiciones precarias.

En la figura 1.5 se puede observar la mayoría de los centros de salud tipo A de la ciudad. Como se aprecia están muy deteriorados y no cumplen con la funcionalidad que deberían brindar a las personas. En lo que respecta a los centros de salud tipo B, los de mejores condiciones son el San José y el María Auxiliadora que pertenecen a dos congregaciones católicas que por su vocación de servicio brindan esta ayuda a las poblaciones, pero se puede concluir que en lo que respecta a los centros de salud que debería

proporcionar el gobierno no es suficiente para la población mantense y de sus alrededores que presenta crecimiento poblacional al este y oeste de la ciudad.



Figura 1.5 Estado de los centros de salud de Manta.
Fuente: Ministerio de Salud, 2017.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

- Diseño sismo resistente de una edificación destinada a centro de salud tipo B en una zona segura de la ciudad de Manta-Ecuador.

1.2.2 Objetivos específicos

- Obtener parámetros geotécnicos y de la geología del sitio
- Analizar y comparar las diferentes alternativas propuestas para el diseño estructural sismo resistente.
- Seleccionar la alternativa que presenta los aspectos económicos y estructurales más propicios para el tipo y el lugar del proyecto.
- Diseñar la edificación de la alternativa escogida basándose en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC2015.
- Modelar y simular la estructura del edificio con la ayuda del software ETABS.
- Elaborar los planos arquitectónicos y estructurales de la edificación con la ayuda del software AutoCAD.
- Determinar el presupuesto de construcción de la obra con el análisis de precios unitarios (APU).
- Realizar un plan de manejo ambiental y de mitigación de impactos de la alternativa escogida
- Realizar el cronograma de construcción de la obra

1.3 Justificación

Como consecuencia del sismo ocurrido, se determinó la necesidad de revisar los diseños y los procesos constructivos de edificaciones

primordiales como lo son los hospitales y los centros de salud. Se debe partir del hecho de que ninguna de esas edificaciones debe sufrir daño que imposibilite su funcionamiento en circunstancias catastróficas como la que ocurrió el 16 de abril del 2016 en la ciudad de Manta.

Por las razones expuestas se proponen diseños estructurales tales que tienen la capacidad de soportar los embates sísmicos.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO

2.1 Aspecto físico.

Geográficamente, la ubicación del área de trabajo es el barrio Urbiríos I, parte de la parroquia Tarqui. En la figura 2.1 se muestra la ubicación del terreno en la ciudad de Manta, como se puede observar el terreno se encuentra en periferia suroeste de la ciudad.

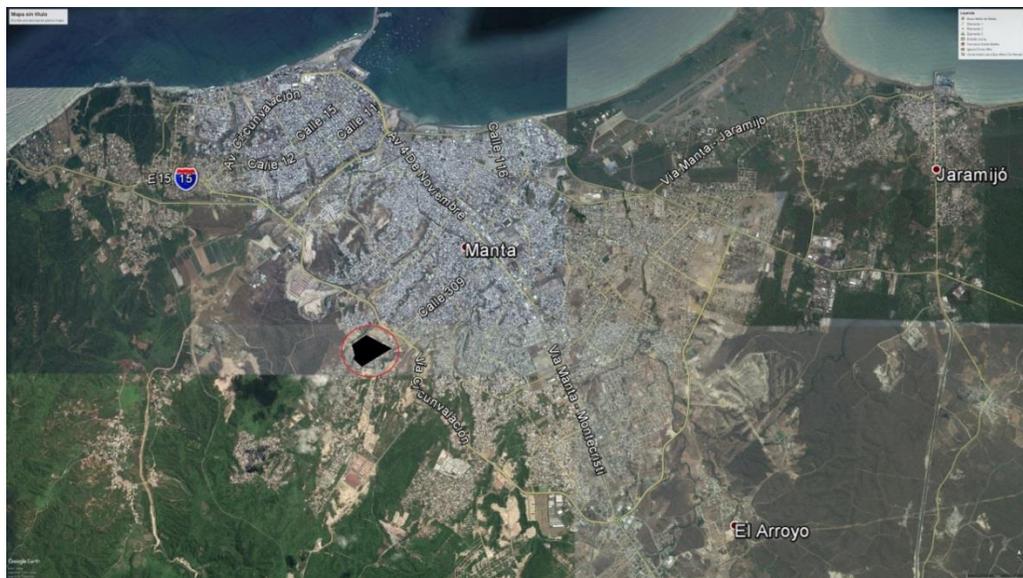


Figura 2.1 Ubicación del terreno en la ciudad de Manta.
Fuente: Google Earth, 2017.

El barrio limita al norte con la avenida circunvalación, arteria importante de la ciudad, pues es una vía perimetral que se extiende alrededor de toda la ciudad. En los otros puntos cardinales, el barrio está rodeado de otros barrios y urbanizaciones que se están empezando a poblar de manera acelerada.



Figura 2.2 Accesos al terreno de construcción.
Fuente: Google Earth, 2017.

Como se puede observar en la figura 2.2, se muestra la avenida Circunvalación, principal arteria de la ciudad de Manta y se puede observar el acceso hacia el centro de salud a escasos 400 metros de la intersección.



Figura 2.3 Accesos al terreno de construcción.
Fuente: Google Earth, 2017.



Figura 2.4 Vista del terreno para el centro de salud.

Fuente: Google Earth, 2017.

En la figura 2.3, se observa que existen dos vías de acceso al terreno. El terreno es casi rectangular de aproximadamente 22 metros de ancho por 50 metros de largo. El terreno está nivelado y por el momento se encuentra vacío como se observa en la figura 2.4.

Las coordenadas UTM del perímetro del terreno son las siguientes:

Tabla II. Cordenadas el terreno.

Punto	Este	Norte
Uno	530981.00	9891278.00
Dos	530987.00	9891300.00
Tres	530933.00	9891303.00
Cuatro	530940.00	9891318.00

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Estas coordenadas fueron tomadas durante el reconocimiento del terreno con un GPS.

2.2 Aspectos Naturales

2.2.1 Topografía

El sector de Urbirrios I se encuentra en la zona alta de la ciudad, aproximadamente sobre los 95 m.s.n.m. Las zonas de mayor elevación se encuentran en la parte más occidental saliendo de la ciudad mientras, que a medida que uno se acerca la ciudad hacia el oriente la cota va disminuyendo.

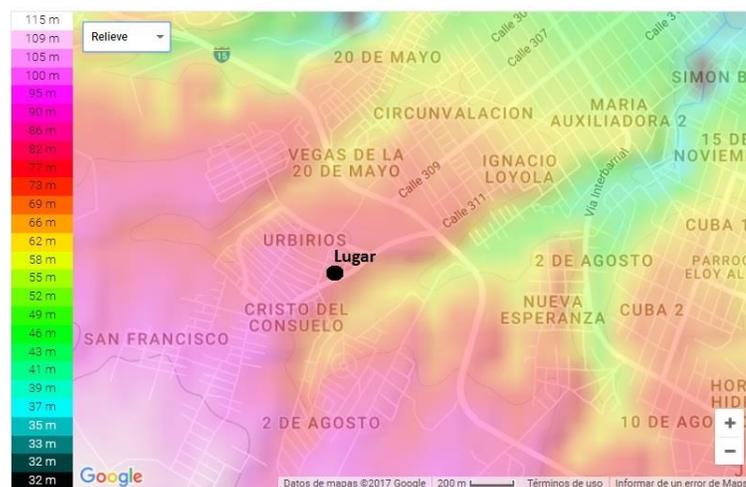


Figura 2.5 Relieve del sector.

Fuente: Google Maps, 2017.

2.2.2 Geología

El Sector de Urbirrios I así como toda la ciudad de Manta están asentados sobre la formación Tablazo. En la figura 2.6 se muestra que el terreno está ubicado sobre la formación tablazo (Color Gris), entre dos ríos.

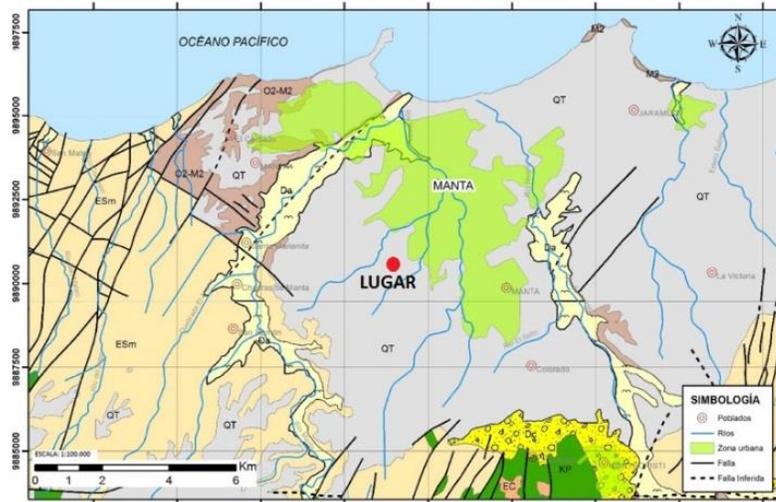


Figura 2.6 Formaciones geológicas en el sector.
Fuente: Geoestudios, 2016.

Tabla III. Formaciones geológicas.

ERATEM A	SISTEMA	SERIE	UNIDAD GEOLÓGIC	LITOLÓGIA	LEYEND A
CENOZOICO	CUATERNARIO	HOLOCENO	DEPÓSITO ALUVIAL	GRAVAS, ARENA	Da
			DEPÓSITO COLUVIAL	GRAVAS ANGULOSAS, SUBANGULOSAS,	Co
	TERCIARIO	PLEISTOCENO	FM. TABLAZO	CONGLOMERADO, ARENISCAS	QT
		MIOCENO	FM. TOSAGUA:	LUTITA BLANCA	M2
			FM. TOSAGUA:	ARCILLA, ARENISCAS	O2-M2
		EOCENO	FM. SAN MATEO	ARENISCAS, ARCILLAS,	ESm
			FM. CERRO	MARGAS TOBÁCEAS,	EC
		MESOZOICO	CRETÁCICO	INFERIOR	FM. PIÑON

Fuente: Geoestudios, 2016.

La formación tablazo es una superficie plana elevada constituida por depósitos de areniscas calcáreas bioclásticas y conglomerados que

descansa sobre cualquier formación anterior y ha sido afectado por la tectónica de fallas cuaternarias y posterior levantamiento costero.

En ciertos lugares la formación Tablazo tiene una consistencia dura a muy dura, al parecer con un cierto grado de matrizamiento cementante de sílice, y formando conglomerados finos, conteniendo abundantes mega fósiles de moluscos, entre los más comunes tenemos Pecten, Mellita y otros, areniscas conchíferas, y bancos calcáreos alterados grisáceos a negruzcos característicos de la formación (Geoestudios, 2016).

Baldock (1982) define la Formación Tablazo como el conjunto de los depósitos de las terrazas marinas compuestas por material bioclástico arenoso, y es evidenciada en la Isla Puna, en las penínsulas de Manta y de Santa Elena.

La costa ecuatoriana forma parte del conocido Cinturón de Fuego del Pacífico, donde se produce gran porcentaje de los movimientos telúricos del planeta. Es a lo largo de casi toda la costa sudamericana, en el océano pacífico (parte del Cinturón de fuego), donde el borde Este de la placa de Nazca se introduce en un movimiento de subducción bajo la placa Sudamericana produciendo gran actividad sísmica y volcánica en esta zona. En la figura 2.7 se aprecian las

diferentes placas tectónicas que hay en la Tierra. En la figura 2.8 se aprecia la subducción de la placa de nazca en la placa sudamericana que es la causante de los sismos en la costa del Pacífico de Sudamérica.

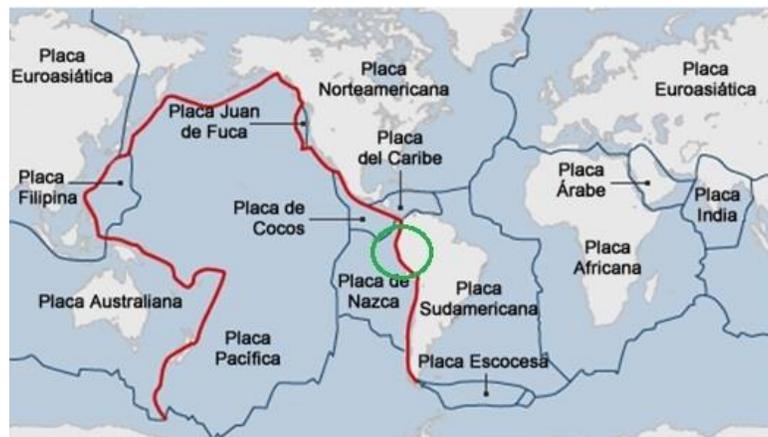


Figura 2.7 Placas tectónicas del mundo.
Fuente: Biblioteca Duoc UC, 2012.



Figura 2.8 Subducción de las placas.
Fuente: Universo y Tierra, 2011.

Es por estas razones que el Ecuador siempre ha sido un país que ha estado sometido a constante actividad sísmica, donde existe registro de que ocurrió el séptimo sismo más fuerte de la historia de la humanidad. Este movimiento telúrico sucedió en la provincia de Esmeraldas, el 31 de enero de 1906 con una magnitud de 8.8 en la escala de Richter y IX en la escala de Mercalli. De acuerdo con investigaciones, el siniestro no generó consecuencias catastróficas en las zonas afectadas debido a que no existían grandes centros urbanos, sin embargo, los estragos se extendieron hasta las provincias norteñas de la Sierra del Ecuador. (Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional, 2012)

2.3 Aspecto poblacional

Este barrio se encuentra se encuentra en un sector a las afueras de la ciudad donde se observa un crecimiento poblacional con barrios formados por planes habitacionales gubernamentales e invasiones. Estos barrios son Urbiríos I, Los Geraneos, Cristo del Consuelo, San francisco, 2 de agosto, Los senderos, Urbiríos II y la Revancha. Se espera que en un futuro gente de otros lados vaya a vivir a estos sectores creando necesidades como las de un centro de salud. La ubicación de estos barrios se observa en la figura 2.9.



Figura 2.9 Barrios del sector.
Fuente: Google Earth, 2017.

Solo en el barrio Urbirrios I, existen aproximadamente 250 casas según el área de Planeamiento urbano del Municipio de Manta. Haciendo un cálculo estimado de 4 personas por vivienda tenemos una población solo en este barrio de 1000 personas aproximadamente. En el sector de Urbirrios II luego del terremoto del 16 de abril se han ejecutado un total de 529 viviendas y el gobierno ha ofrecido 400 lotes más para seguir construyendo más planes habitacionales. Además, la mutualista pichincha donó 100 lotes en el sector de Urbirrios I (Zambrano Macias, 2016). Esto sin contar la población de los otros barrios aledaños al sector de Urbirrios I que permite predecir que la población a la que el centro de salud de atención primaria tipo B cubrirá será mayor a 10 000 habitantes en un futuro cercano.

Cabe acotar que el sector de Urbirrios I cuenta con una Escuela del Milenio "Colegio Réplica Manta" y con un Registro Civil gubernamental a escasos metros del terreno donde se propone el diseño del centro de salud.



Figura 2.10 Escuela y Registro Civil cercanos al terreno.
Fuente: Google Maps, 2017.



Figura 2.11 Escuela y Registro Civil en el sector.
Fuente: Google Earth, 2017.

CAPÍTULO 3
CRITERIOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO SISMO
RESISTENTE

3.1 Criterios básicos.

- Configuración Geométrica: Horizontal y Vertical.
- Golpeteo entre edificios.
- Torsión en planta.

3.2 Configuración Geométrica.

Los edificios con una de sus dimensiones demasiado grandes o pequeñas que las otras dos, generalmente no tienen un buen desempeño sísmico. Estos pueden ser edificios muy altos o esbeltos, muy largos y con demasiada área en planta.

3.2.1 Configuración Geométrica Horizontal.

Los edificios con plantas simples y regulares tienen buen desempeño sísmico. Edificaciones con configuraciones en planta asimétricas como en "T", "L" y curvo deben evitarse porque su comportamiento en sismos suele ser impredecible. (Rojas P. D., 2013)

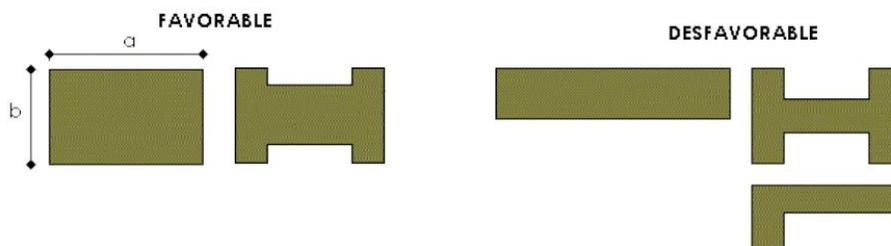


Figura 3.1 Configuraciones favorables y desfavorables.

Fuente: Rojas.P, 2006.

Los edificios con plantas irregulares deben ser subdivididos en plantas simples y regulares mediante juntas sísmicas. (Rojas P. D., 2013)

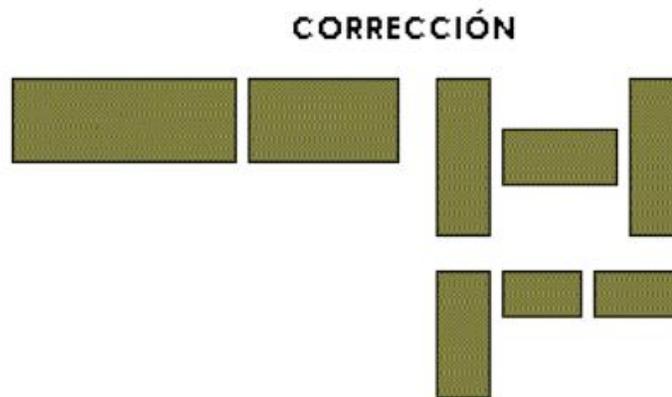


Figura 3.2 Soluciones a las configuraciones.
Fuente: Rojas.P, 2006.

3.2.2 Configuración Geométrica Vertical.

Uno de los problemas más comunes en la configuración vertical de un edificio es el cambio brusco en fuerzas de inercia en el nivel de discontinuidad.

Piso débil: Se refiere a los edificios donde una de las plantas es más débil que las plantas superiores, causado por la discontinuidad de resistencia y rigidez. Este problema es mayor cuando el piso débil es el primero o segundo, en donde las fuerzas sísmicas son mayores (Carvajal, 2008). En la figura 3.3 se observa estructuras con discontinuidad en sus columnas, además de que el primer piso es el único que no tiene paredes lo que crea un piso débil.

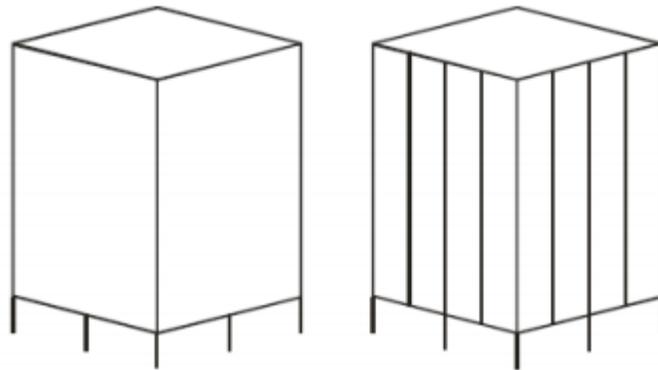


Figura 3.3 Mecanismo de piso débil.

Fuente: Carvajal.K, 2008.

Cambios se secciones: Los cambios bruscos de sección en los miembros es algo que se debe evitar. Además, los muros y/o columnas que no siguen una misma línea, no son recomendables por lo que estas líneas de resistencia deben ser continuas. (Carvajal, 2008)

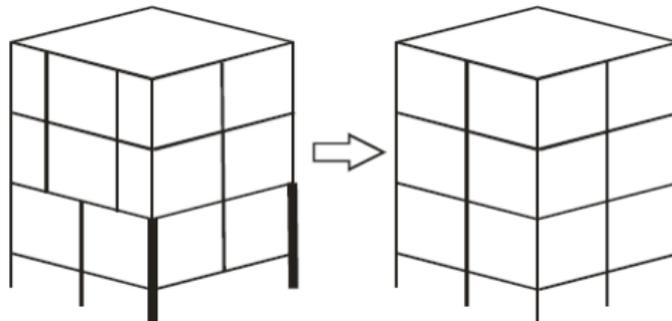


Figura 3.4 Estructura uniforme y no uniforme.

Fuente: Carvajal.K, 2008.

Columna Fuerte – Viga Débil: En sistemas porticados es fundamental para el buen comportamiento de la estructura, que la disipación de energía se inicie en los elementos horizontales, por lo que se debe

anteponer los diseños de columnas fuertes y vigas débiles. (Carvajal, 2008). En la figura 3.5 se observa en el dibujo de la izquierda un edificio con vigas más fuertes que las columnas (no recomendado), mientras que en el dibujo de la derecha se observa un edificio con columnas más fuertes que las vigas (adecuado).

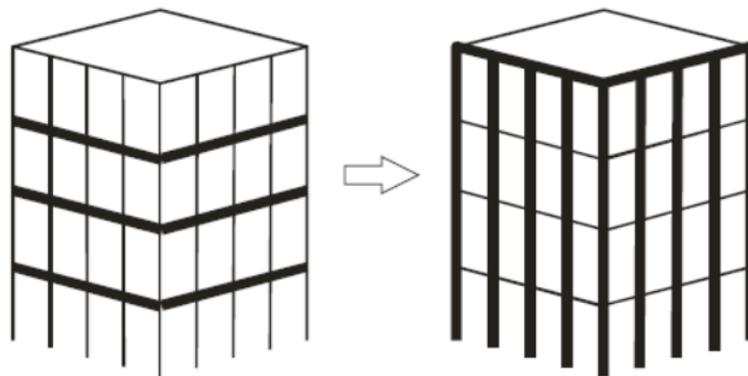


Figura 3.5 Columna fuerte – Viga débil.

Fuente: Carvajal.K, 2008.

Interacción Pórtico – Muro: Las configuraciones con alta rigidez torsional con respecto a su rigidez, poseen mejor comportamiento durante movimientos telúricos, por lo cual los muros deben colocarse en la periferia de la edificación, teniendo así un comportamiento más eficiente. (Carvajal, 2008). En la figura 3.6 se observa la ubicación de los muros en un sistema mixto, además se aprecia las formas de unir las vigas con los muros adecuadamente.

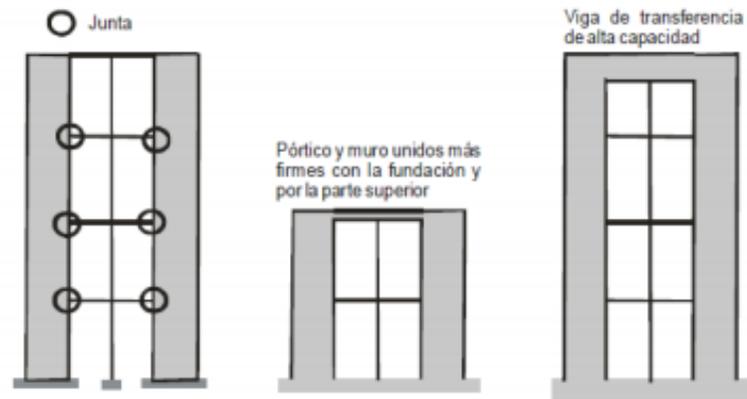


Figura 3.6 Muros estructurales en sistemas de pórticos.
Fuente: Carvajal.K, 2008.

3.3 Golpeteo entre edificios.

Si no existe una separación suficiente entre edificios adyacentes, su manera distinta de vibrar durante un terremoto conduce a que se produzcan golpes o "golpeteo" entre ellos causando severos daños en las estructuras. En la figura 3.7, se tiene el caso de la falla de un edificio por golpes en la junta de construcción por el sismo de Tokachi-Oki en Japón. (Serrano, 2001)

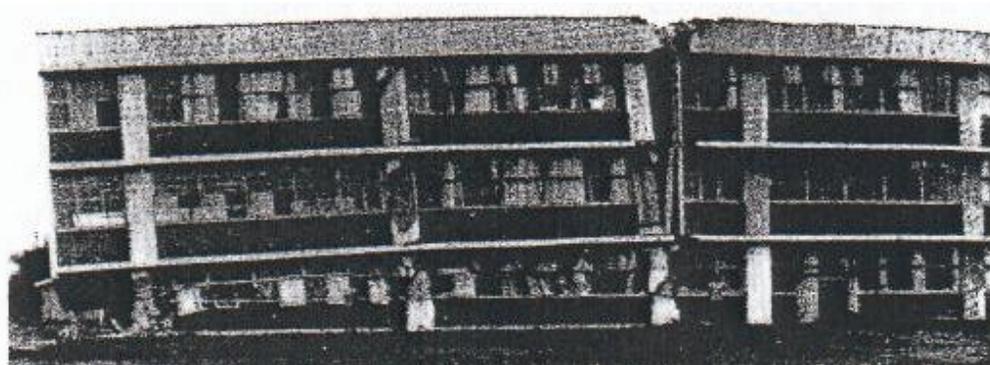


Figura 3.7 Golpeteo entre edificaciones en Japón.
Fuente: Serrano.R, 2001.

Este tipo de falla puede ser mucho más grave cuando los edificios adyacentes no coinciden en la altura de entrepisos, ya que las losas de uno (en la losa se concentra la mayoría de la masa del piso) pueden golpear las partes intermedias de las columnas del otro (Serrano.R, 2001). En la figura 3.8 se muestra un edificio de la ciudad de México en el sismo de 1985.



Figura 3.8 Golpeteo entre edificios en México.
Fuente: Serrano.R, 2001.

3.4 Torsión en planta.

La asimetría en la distribución en planta de los elementos estructurales resistentes de un edificio causa vibración torsional ante un evento sísmico y genera fuerzas elevadas en elementos en la periferia del edificio.

La torsión ocurre cuando el centro de masa de un edificio no coincide con su centro de rigidez. Ante esta acción, la estructura tiende a girar respecto a su

centro de rigidez lo que causa grandes incrementos en las fuerzas laterales que actúan sobre los elementos perimetrales de soporte de manera proporcional a sus distancias al centro de rotación. (Serrano, 2001)

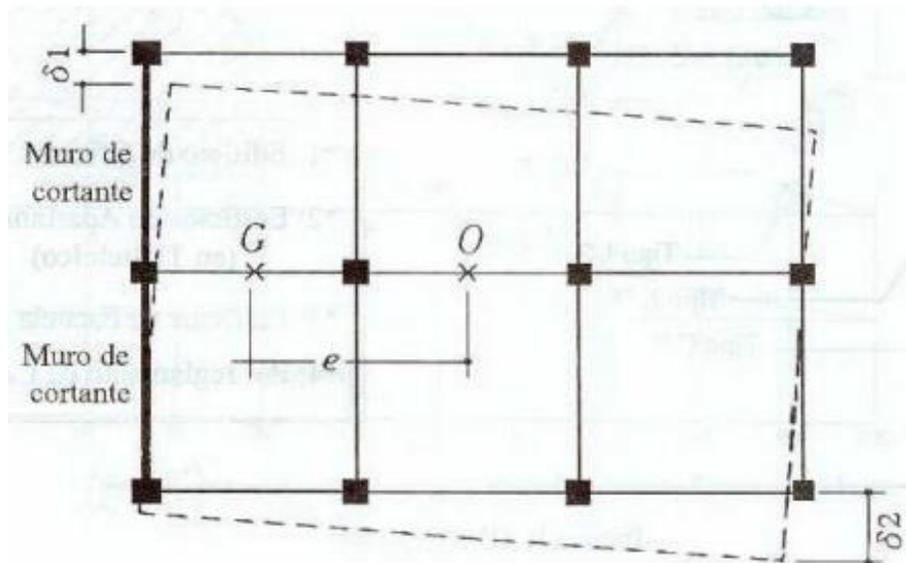


Figura 3.9 Torsión debido a la excentricidad del centro de rigidez.
Fuente: Serrano.R, 2001.

Como se observa en la figura 3.9, los muros de corte a la izquierda brindan gran rigidez a esa parte de la estructura, lo que hace que el centro de rigidez se desplace más hacia ese lado. Esto causa que las columnas más alejadas al centro de rigidez experimenten grandes deflexiones durante un terremoto, llegando a la falla. Es por esto que la solución está en la colocación de los muros de forma simétrica de tal manera que el centro de rigidez casi coincida con el centro de gravedad.

3.5 Descripción de la estructura

El edificio a ser diseñado constará de tres niveles, distribuidos en una planta baja donde se encuentra la recepción, sala de espera, farmacia, guardianía, ayuda social y una cafetería; mientras que, en el primer y segundo piso se encuentran los consultorios polivalentes, laboratorios, y pequeños almacenes para basura y otro para artículos de limpieza.

Se presentan tres alternativas de diseño todas teniendo como base un pórtico de acero resistente a momento (PARM). La primera es un pórtico normal (PARM), la segunda alternativa es un sistema dual de PARM con arrostros de acero dispuestos en las esquinas del edificio; y por último la tercera alternativa es un sistema dual mixto de PARM con muros de corte. La combinación estructural que gobernará el diseño, dependerá de los resultados obtenidos mediante el criterio de daños en la estructura o también conocido como derivas.

Los pórticos están formados por la unión de vigas principales y columnas. Para las columnas se utilizarán secciones tubulares cuadradas de acero, mientras que para las vigas, tanto principales como secundarias, se usarán secciones I de acero. Sobre las vigas principales se apoyaran las vigas secundarias en sentido x, que a su vez cargaran la losa constituida por un Steel Panel de acero y una capa de hormigón. La altura del primer entrepiso

es de 5 metros considerando que la cimentación será aproximadamente a 1.5 metros de profundidad por las condiciones del suelo, mientras que la altura de los demás entresijos será de 3 metros. Las luces en dirección X serán de 5 metros y para la dirección Y serán de 7 metros.

El área de cada piso es de aproximadamente 560 m² (20 m x 28 m).

Tabla IV. Uso por piso del centro de salud.

Piso	Uso
Piso 3	Cubierta
Piso 2	Laboratorios, Sala de reuniones, cuarto de electricidad, almacén general
Piso 1	Consultorios polivalentes, Sala de partos

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

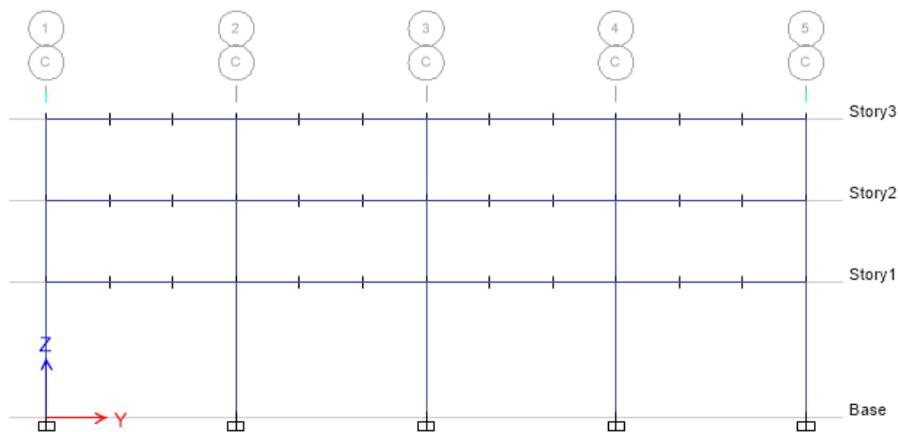


Figura 3.10 Vista en eje Y de la estructura.

Fuente: ETABS, 2018.

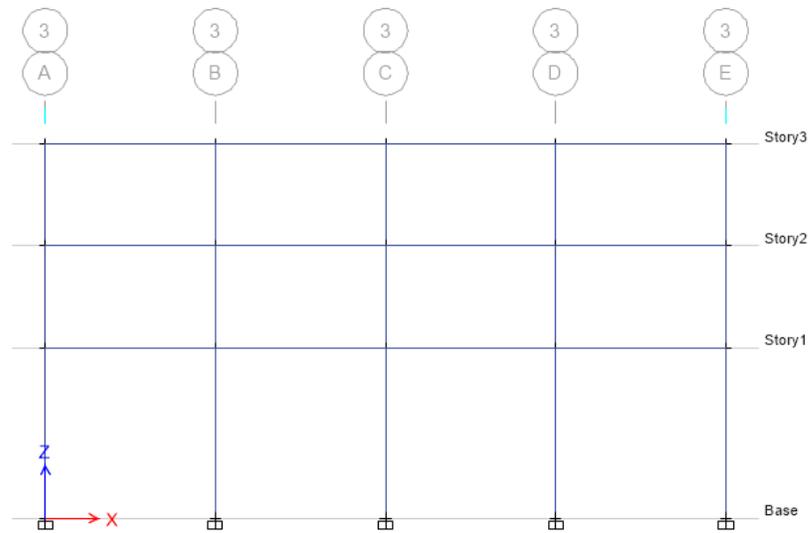


Figura 3.11 Vista en eje X de la estructura.
Fuente: ETABS, 2018.

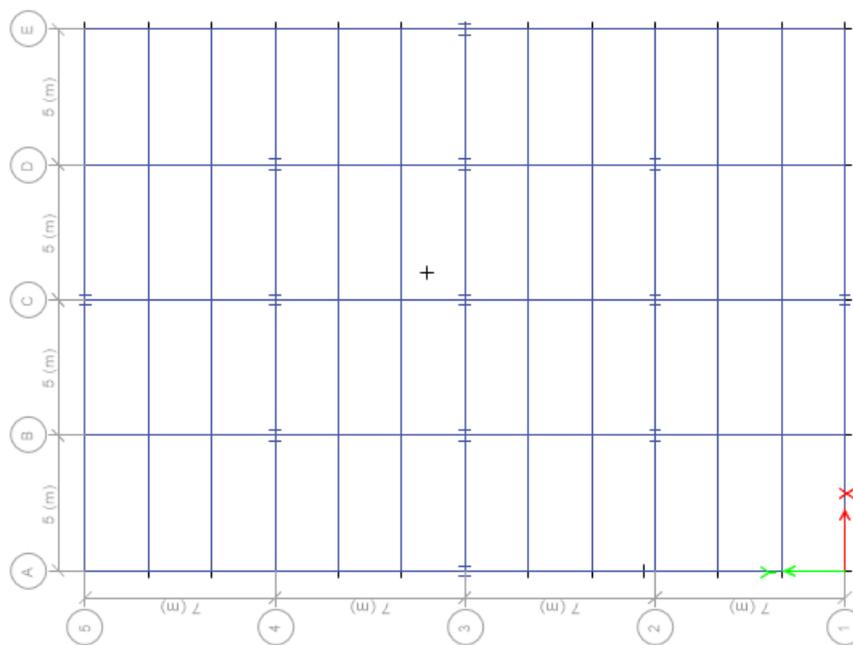


Figura 3.12 Vista en planta de la estructura.
Fuente: ETABS, 2018.

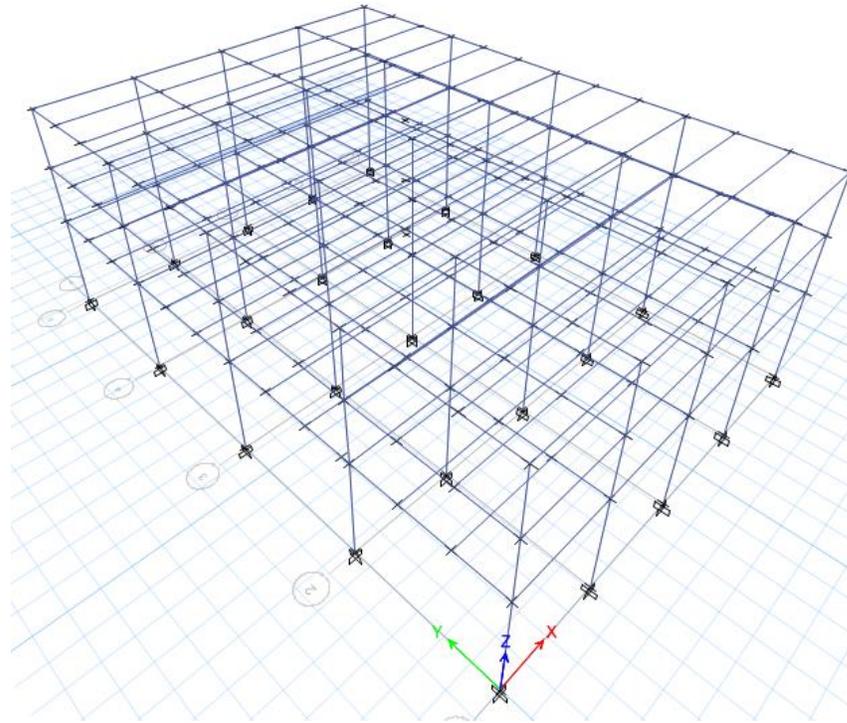


Figura 3.13 Vista 3D de la estructura.
Fuente: ETABS, 2018.

3.6 Reglamentos a utilizarse

Los reglamentos a tener en cuenta para el análisis y diseño estructural de la edificación son:

Principal:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

Auxiliares:

- American Society of Civil Engineers (ASCE 7-10).

- American Institute of Steel Construction (AISC 360-10 y AISC 348-10).
- American Concrete Institute (ACI 318-08).
- Structural Welding Code-Steel (AWS D1.1-2010)

3.7 Software a utilizarse

- ETABS 2016, análisis de la estructura, de la cimentación y diagrama de interacción de los muros de hormigón.
- AutoCAD, dibujo de planos.

3.8 Características de los materiales.

Los materiales a utilizarse para el diseño de los elementos estructurales como vigas principales y secundarias, arrostros, columnas, muros y cimentación serán los siguientes:

Acero para la súper-estructura y arrostros:

Acero estructural A36

- Límite de fluencia: $F_y = 2537 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Resistencia última a tracción: $F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Densidad: $\rho = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
- Módulo de Elasticidad: $E = 2.04 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Hormigón para el muro y la cimentación:

- Resistencia a la compresión: $f'c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Densidad: $\rho = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
- Módulo de Elasticidad: $E = 2.53 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Acero de refuerzo:

- Límite de fluencia mínimo: $f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Límite de fluencia máximo: $f_y \text{ max} = 5500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Resistencia máxima a la tracción: $f_u = 5600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

CAPÍTULO 4
PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS PARA EL
DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN.

Las tres alternativas que se presentaran en este capítulo son las siguientes:

Alternativa I: Sistema Estructural de Pórticos de Acero Resistentes a Momento.

Alternativa II: Sistema Dual de Pórticos de Acero Resistentes a Momento con arrostros.

Alternativa III: Sistema Dual de Pórticos de Acero Resistentes a Momento con muros de corte de hormigón armado.

4.1 Estimación de cargas de servicio de la estructura.

Como ya se mencionó en el capítulo anterior en la descripción de la estructura, el diseño se realiza para un centro de salud cuyas tres alternativas que se presentan se realizaran con pórticos de acero estructural, por lo que la estimación de las cargas de servicio es igual para todas las alternativas.

4.1.1 Carga muerta.

Para la determinación de la carga muerta del edificio, se considera un tipo de losa con Steel Panel que permite aligerar el peso de la estructura. Los datos para hallar el peso del sistema de losa se hacen considerando que se va a utilizar NOVALOSA, que es un producto de la empresa NOVACERO.

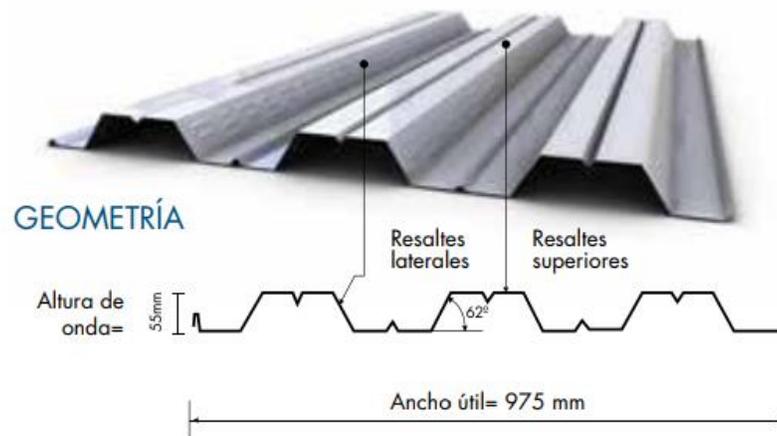


Figura 4.1 Steel Panel.
Fuente: Novacero, 2017.

Tabla V. Características del Steel Panel.

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIMPLE					
Espesor (mm)	Peso (kg/m ²)	I+ (cm ⁴ /m)	S+ (cm ³ /m)	S- (cm ³ /m)	As (cm ² /m)
0.65	6.38	31.56	9.66	10.41	8.13
0.76	7.47	39.37	12.43	13.29	9.51
1.00	9.82	55.99	18.43	19.34	12.51

Fuente: Novacero, 2017.

En la figura 4.1 se observa la plancha de Steel Panel que produce la empresa Novacero para el uso de losas en edificios de acero. En la tabla V se aprecia las características primordiales para el diseño de la losa dependiendo del espesor que se vaya a adquirir; mientras que en la tabla VI los espesores recomendables de hormigón dependiendo de

la máxima luz sin apuntalar que en este caso es la distancia entre las vigas secundarias donde irá apoyada la losa.

Tabla VI. Capacidades de carga de Novalosa.

CUADRO DE CAPACIDADES DE CARGA NOVALOSA 55												
Espesor de losa (cm)	Volumen de hormigón (m ³ /m ²)	Espesor Novalosa (mm)	Máxima luz sin apuntalar (m)		Carga total sobrepuesta (kg/m ²)							
			Condición de apoyo		Separación entre apoyos (m)							
			1 vano	2 o más vanos	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00
5	0.075	0.65	1.46	1.94	1418	1030	861	656	500	378	282	204
		0.76	1.73	2.31	1531	1301	980	742	638	498	486	296
		1.00	2.23	2.96	2000	1638	1225	920	880	699	556	440
6	0.085	0.65	1.41	1.87	1595	1141	1001	761	578	436	323	232
		0.76	1.66	2.22	1699	1463	1088	810	741	577	446	341
		1.00	2.13	2.85	2000	1837	1354	1250	978	767	599	556
10	0.125	0.65	1.24	1.66	2000	2000	1562	1171	875	644	460	312
		0.76	1.45	1.96	2000	1999	1946	1494	1151	884	672	501
		1.00	1.85	2.50	2000	2000	2000	1706	1264	1361	1088	868

Fuente: Novacero, 2017.

Para el sistema de piso de la estructura se implementará el uso de vigas secundarias en el sentido de la menor dimensión en planta del edificio (20 metros) con una longitud de 5 metros. Estas vigas estarán dispuestas de tal manera que existan dos vigas por eje de columna, es decir, estarán dispuesta dos vigas secundarias cada 7 metros; lo que da para el apoyo de la losa 3 vanos entre ejes de columnas de aproximadamente 2.33 metros (máxima luz sin apuntalar). Con estos valores se escoge la Novalosa de espesor 0.76 mm como lo indica la tabla VI, con un espesor de losa total de 5 cm y un volumen de hormigón de 0.075 m³/m².

Datos:

- Espesor de losa= 5 cm
- Volumen de hormigón= 0.075 m³/m²
- Máxima luz sin apuntalar (3 vanos) = 2.34 m
- Peso Volumétrico del hormigón= 2.4 t/m³
- Peso de hormigón de losa= 0.18 t/m²

Tabla VII. Carga Muerta Piso 1-2.

Pisos 1 y 2	Peso (t/m²)
Losa	0,18
Novalosa (Steel Panel) eprom= 0,76	0,01
Baldosas	0,12
Paredes	0,2
Ductos y varios	0,02
Total	0,53

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Tabla VIII. Carga Muerta Piso 3.

Piso 3	Peso (t/m²)
Losa	0,18
Novalosa (Steel Panel) eprom= 0,76	0,01
Baldosas	-
Paredes	0,05
Ductos y varios	0,02
Total	0,26

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Para el caso del piso 3 se consideró un 25% del peso de las paredes y que no hay baldosas.

Para el pre-dimensionamiento se tomó en cuenta el peso propio de los elementos, el cual según la experiencia para estructuras de acero es alrededor de 0.07 toneladas/m².

Entonces se procedió a tomar como peso propio muerto W_{pp} :

$$W_{pp} \text{ (Pisos 1-2)} = 0.07 \text{ t/m}^2$$

$$W_{pp} \text{ (Pisos 3)} = 0.05 \text{ t/m}^2$$

4.1.2 Carga viva.

Basados en la NEC 2015 se tiene las siguientes cargas vivas que son correspondientes a las que comúnmente se tienen en los hospitales.

Tabla IX. Carga viva Piso 1-2.

Pisos 1 y 2	KN/m²
Sala de laboratorios	2,90
Sala de Pacientes	2,00
Corredores en pisos superiores a la planta baja	4,00
Promedio	2,97
Carga Viva asumida	3

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

4.1.3 Resumen de cargas

Tabla X. Resumen de cargas.

Piso	WD (t/m²)	Wpp (t/m²)	WD+Wpp (t/m²)	WL (t/m²)
Piso 3	0,26	0,05	0,31	0,07
Piso 2	0,53	0,07	0,6	0,3
Piso 1	0,53	0,07	0,6	0,3

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

4.2 Estimación de período y fuerza sísmica de la estructura.

A continuación, se procederá a hacer un pre dimensionamiento básico de las alternativas con la determinación de las fuerzas sísmicas que experimentan para poder realizar el análisis de derivas y seleccionar la mejor alternativa.

Según la NEC-2015 en su capítulo de Peligro sísmico en la parte 4.2, la filosofía de diseño sismo resistente permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El sistema estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años.

Para estructuras esenciales, se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para:

Limitación de daño (nivel de seguridad de vida) ante un terremoto de 475 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00211).

No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004).

4.2.1 Determinación del período.

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión (NEC-SE-DS , 2015):

$$T = C_t h_n^\alpha \text{ (Ec. 4.1)}$$

Dónde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura en metros

T Período de vibración.

Para:

Tabla XI. Valores de C_t y α para estructuras.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: NEC-SE-DS , 2015.

Realizando los cálculos para cada una de las alternativas se tiene lo siguiente:

Tabla XII. Períodos estructurales.
Período de Vibración $h_n= 11m$

Tipo de estructura	C_t	α	T
Alternativa I	0,072	0,8	0,49
Alternativa II	0,073	0,75	0,441
Alternativa III	0,055	0,75	0,332

Fuente: García. J, Marín. S, 2017.

4.2.2 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño es consistente con:

- El factor de zona sísmica Z.
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación F_a , F_d , F_s .

En la figura 4.2 se observa la construcción del espectro según la NEC-2015, donde se aprecian 3 regiones.

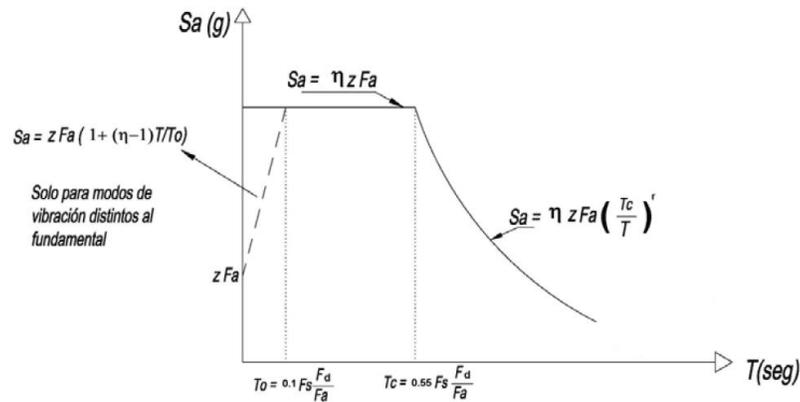


Figura 4.2 Espectro de aceleraciones.
Fuente: NEC-SE-DS , 2015.

$\eta = 1.8$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).

$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente.

Curvas de peligro sísmico.

Para el diseño de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación, es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmicos con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño.

Para los distintos modos de vibración, los valores de aceleración sustituirán al factor Z para diseñar la curva $S_a(T)$, verificando que la aceleración espectral de diseño no sea menor a la obtenida con el espectro antes definido. Para el caso de la ciudad de Manta no se

cuenta con una curva de peligro sísmico, pero se tomará la curva de peligro sísmico de la ciudad de Portoviejo por su cercanía con Manta para poder determinar el espectro de diseño.

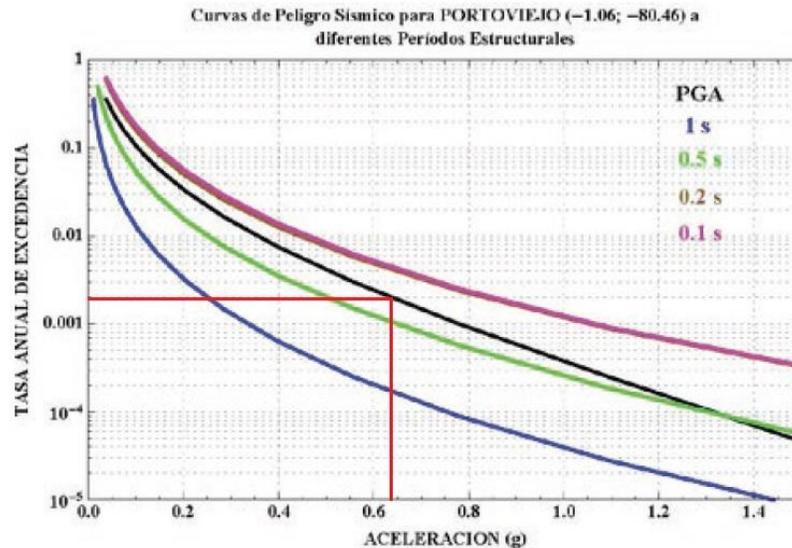


Figura 4.3 Curva de peligro sísmico, Portoviejo.
Fuente: NEC-SE-DS , 2015.

Para el diseño del centro de salud se espera un desempeño sísmico (nivel de seguridad de vida) ante un terremoto de 475 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00211). Luego para esta tasa anual de excedencia se observa la intersección de la línea roja con la curva PGA (Peak Ground Acceleration) y se halla el valor del factor Z:

$$Z=0.65$$

Con esto se procede a calcular el espectro de aceleraciones elástico para cada una de las alternativas basado en un perfil de suelo Tipo D como lo determinó un estudio geotécnico que fue realizado en la zona y que será detallado en el capítulo de diseño de la cimentación.

- $F_a=1,12$
- $F_d=1,11$
- $F_s=1,4$
- $N=1,8$
- $r=1$

Tabla XIII. Espectro elástico.

T	Sa (T)
0	0,728
0,13875	1,3104
0,763125	1,3104
1	0,999999
1,5	0,666666
2	0,4999995
2,5	0,3999996
3	0,333333
3,5	0,285714

4 0,24999975

Fuente: NEC-SE-DS , 2015.

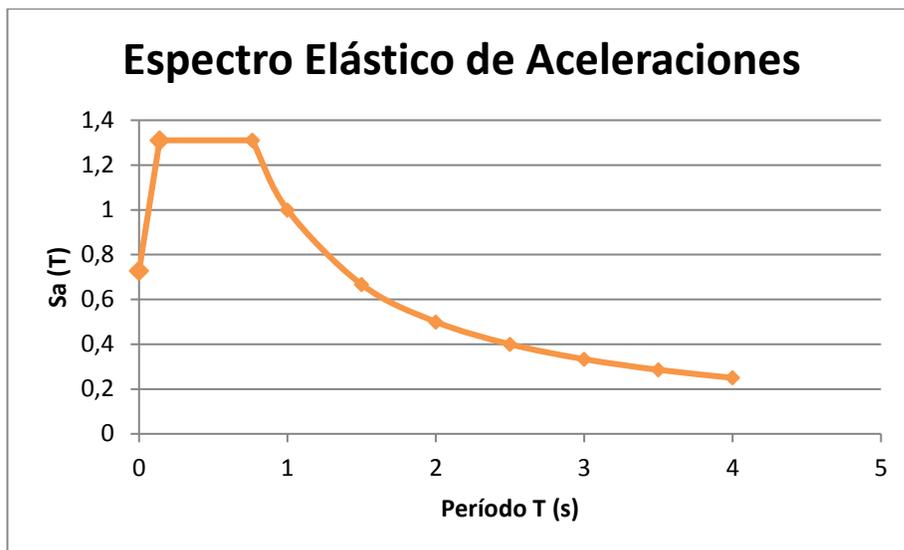


Figura 4.4 Espectro elástico de aceleraciones.

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Tabla XIV. Aceleración máxima de alternativas.

Factores	Alternativa	Alternativa	Alternativa
	I	II	III
Sax	1,008	1,1088	1,3104
Say	1,008	1,1088	1,3104

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

4.2.3 Factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre y cuando las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla predecible y con

adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rotulas plásticas.

Grupos estructurales de acuerdo con R:

Tabla XV.Valores de R para estructuras.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Sistemas Estructurales Dúctiles	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: NEC-SE-DS , 2015.

Para el caso de todas las alternativas se tiene que el factor R es el mismo y es igual a 8 (NEC-SE-DS , 2015).

4.2.4 Factor de importancia I

El propósito del factor de importancia I es incrementar la demanda sísmica para estructuras, que por su uso o importancia deben

permanecer operativas o sufrir menores daños durante y luego de que ocurra el sismo de diseño (NEC-SE-DS , 2015).

Tabla XVI. Valores de importancia de las estructuras.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC-SE-DS , 2015.

Para el caso de este proyecto, un centro de salud como se aprecia claramente en la tabla XVI, entra a la categoría de estructura esencial como ya antes se ha mencionada y el factor de importancia I es igual a 1.5.

4.2.5 Peso Sísmico

El peso sísmico representa la carga reactiva por el sismo. Para el caso general el peso sísmico es el peso muerto total de la estructura. Para el caso de esta estructura el peso sísmico vendría a ser el siguiente:

$$W = D \text{ (Ec. 4.2)}$$

Dónde:

D Carga muerta total de la estructura

Tabla XVII. Peso puntal por cada piso.

Piso	WD (t/m2)	Wpp (t/m2)	WD+Wpp (t/m2)	Área Piso (m2)	Peso Piso (t)
Piso 3	0,26	0,05	0,31	560	173,6
Piso 2	0,53	0,07	0,6	560	336
Piso 1	0,53	0,07	0,6	560	336
$W_{Total} =$					845,6

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

4.2.6 Cortante Basal.

El cortante basal de las estructuras se calculará con la siguiente fórmula (NEC-SE-DS , 2015):

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Dónde:

$S_a(T_a)$ Espectro de diseño en aceleración

ϕ_P y ϕ_E	Coeficientes de configuración en planta y elevación
I	Coeficiente de importancia
R	Factor de reducción de respuesta sísmica
V	Cortante basal total de diseño
W	Peso sísmico
T_a	Período de vibración

Tabla XVIII. Cortante Basal de alternativas.

Parámetro	Alternativa I	Alternativa II	Alternativa III
T_a	0,49	0,441	0,332
$S_a(T_a)$	1,31	1,31	1,31
ϕ_P	1	1	1
ϕ_E	1	1	1
I	1,5	1,5	1,5
R	8	8	8
W	845,6	845,6	845,6
V	207,76	207,76	207,76

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Como se puede observar en la tabla XVIII, todas las alternativas poseen el mismo cortante basal ya que por su período natural todas caen en la meseta del espectro elástico de aceleraciones. El cortante basal es el mismo en la dirección X y la dirección Y debido a que se asume un período igual en ambas direcciones. Esto luego deberá de ser corroborado con el análisis modal del programa ETABS, para luego

hacer el recalcu lo del peso sísmico y fuerza sísmica, hasta que el período en la estructura no difiera de un 10%.

4.2.7 Distribución de fuerzas sísmicas vertical

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular) similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del período fundamental de la estructura T_a .

Basado en un procedimiento de principios dinámicos, las fuerzas sísmicas se distribuyen a lo largo de la altura del edificio de la siguiente manera (NEC-SE-DS , 2015):

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Dónde:

V Cortante total en la base de la estructura

F_x Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

n Número de pisos de la estructura

w_x Peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción del peso sísmico

w_i Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción del peso sísmico

h_x Altura del piso x de la estructura

- h_i Altura del piso i de la estructura
- K Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura

Para determinar k se necesita del período de la estructura:

Tabla XIX. Calculo de K.

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.5 + 0.5T$
$T > 2.5$	2

Fuente: NEC-SE-DS , 2015.

Bajo estas condiciones el valor de k para todas las alternativas estructurales es 1 debido a que los períodos de todos son menores a 0.5 segundos.

Tabla XX. Distribución de cortante Basal de alternativas.

Parámetros		Dirección X, Y				
Piso	Altura(m)	W_x	$w_x * h_x^{kx}$	Cvx	F_x (ton)	V_x (ton)
3	11	173,6	1909,6	0,30	63,20	63,20
2	8	336	2688	0,43	88,96	152,16
1	5	336	1680	0,27	55,60	207,76
		6277,6				

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Asumiendo que para todas las estructuras el peso sísmico es el mismo y sabiendo que el cortante basal también es el mismo entonces la distribución de fuerzas horizontales será la misma para todas las alternativas.

4.3 Predimensionamiento de vigas principales (Dirección Y)

Para predimensionar las vigas en el eje Y se deben determinar los momentos por carga muerta, por carga viga y por el sismo. En el caso del momento por carga muerta y viva en estas vigas, es el mismo para todas las alternativas que se han propuesto debido a que estas cargas son las mismas para cada opción estructural. A continuación, se detalla el predimensionamiento de la sección:

Determinar las cargas puntuales por vigas secundarias. En el caso de las vigas principales en el eje Y, estas reciben cargas puntuales por la acción de las 2 vigas secundarias que se encuentran a L/3 de cada viga principal.

$$P=w \times \delta \times L_x \times S \text{ (Ec. 4.5)}$$

Dónde:

P	Carga puntual sobre viga (t)
w	Carga distribuida sobre área (t/m ²)
δ	Factor de peso propio (1.05)
L _x	Longitud en dirección X (m)

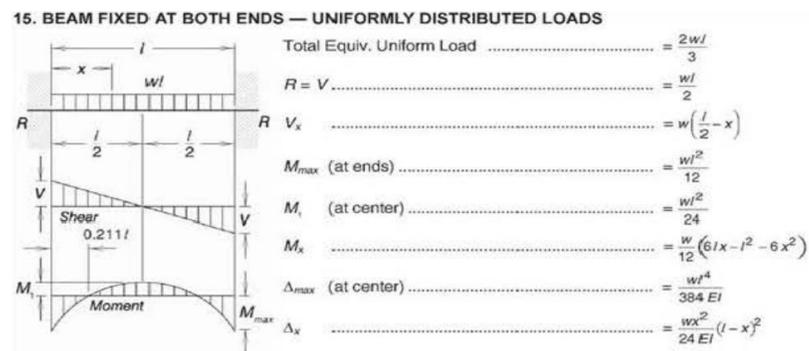
S Ancho de influencia de viga secundaria

Tabla XXI. Cargas de viga eje Y.

Dirección Y	Piso 1 - 2	Piso 3
WD	0,53	0,26
WL	0,3	0,07
Wpp	0,07	0,05
δ	1,05	1,05
Lx	5	5
S	2,33	2,33
PD	6,49	3,19
PL	3,5	0,82

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Determinar el momento máximo producido por el peso propio de las vigas asumiendo que el peso de la viga actúa como una carga distribuida. Usando el diagrama 15, tabla 3.23 del AISC que se observa en la figura 4.5.

**Figura 4.5** Momentos de viga doblemente empotrada.

Fuente: AISC, 2011.

$$M_{max} = \frac{WL^2}{12} \text{ (Ec. 4.6)}$$

$$L = 7 \text{ m}$$

$$M_{max}(\text{Piso 1-2}) = 0.29 \text{ t-m}$$

$$M_{max}(\text{Piso 3}) = 0.20 \text{ t-m}$$

Momentos producidos por las cargas producidas por las vigas secundarias sobre las vigas principales, usando la tabla 3.22 a del AISC.

$$M_{m\acute{a}x} = 0.222PL \text{ (Ec. 4.7)}$$

$$PD = 6.49 \text{ t, PL} = 3.5 \text{ t (Piso 1-2)}$$

$$PD = 3.19 \text{ t, PL} = 0.82 \text{ t (Piso 3)}$$

Finalmente se tienen los siguientes momentos por carga muerta y viva para el predimensionamiento de las alternativas:

$$M_D = 10.38 \text{ t-m (Piso 1-2)}$$

$$M_D = 5.15 \text{ t-m (Piso 3)}$$

$$M_L = 5.44 \text{ t-m (Piso 1-2)}$$

$$M_L = 1.27 \text{ t-m (Piso 3)}$$

4.3.1 Momento por sismo Alternativa I eje Y

En la direcci3n Y se cuenta con 5 p3rticos, por lo que se asume que la fuerza s3smica antes calculada se dividir3 por igual en los 5 p3rticos.

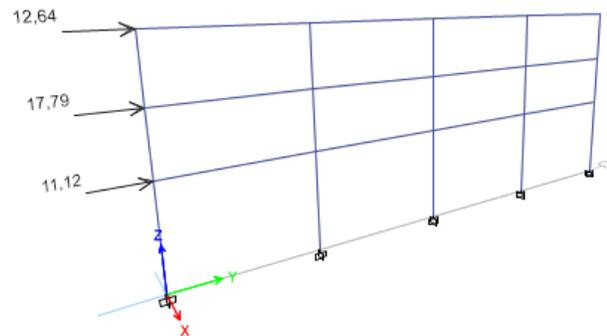
En la tabla XXII se muestra cuanta fuerza s3smica le corresponde a 1 p3rtico de la alternativa I

Tabla XXII. Distribución de fuerza sísmica Alternativa I.

Piso	Fx (t)	Fx (cada pórtico, t)
Piso 3	63,2	12,64
Piso 2	88,96	17,792
Piso 1	55,6	11,12

Fuente: García. J, Marín. S, 2017.

Para el cálculo del momento se simuló en el pórtico en el programa ETABS. Para el predimensionamiento se tomó el momento en la cara de la columna para una viga del piso 2 y 3.

**Figura 4.6** Fuerzas sísmicas eje Y alternativa I.

Fuente: ETABS, 2017.

Realizando el análisis estructural en el programa y asumiendo que la columna es de 25 cm, se obtuvo el siguiente momento por sismo en la viga del segundo y tercer piso:

$$M_E = 7.79 \text{ t-m (Piso 2)}$$

$$M_E=2.29 \text{ t-m (Piso 3)}$$

4.3.2 Momento por sismo Alternativa II eje Y

En la dirección Y se encuentran 5 pórticos como ya antes se ha descrito, de los cuales para esta alternativa 2 tendrán arrostramientos mientras que los otros 3 serán pórticos normales. Basado en la disposición de los arrostramientos que han sido colocados en las esquinas del edificio se pudo comprobar que aproximadamente los pórticos con arrostramientos absorben el 60% del cortante basal mientras que el 40% se va para los pórticos normales. Dicho esto, se predimensiona los 3 pórticos normales con el 40% de la fuerza sísmica correspondiéndole a cada pórtico 1/3 de esta fuerza.

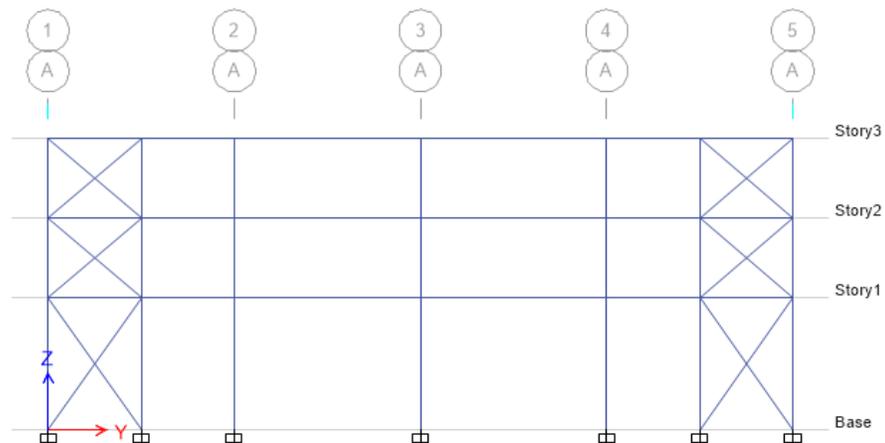


Figura 4.7 Alternativa II eje Y.
Fuente: ETABS, 2017.

Tabla XXIII. Distribución de fuerza sísmica Alternativa II.

Piso	Fx (t)	40% Fx (t)	Fx (cada pórtico, t)
Piso 3	63,2	25,28	8,43
Piso 2	88,96	35,584	11,86
Piso 1	55,6	22,24	7,41

Fuente: García. J, Marín. S, 2017.

Luego se procede a calcular con el programa ETABS los momentos por sismo en las vigas del piso 2 y 3.

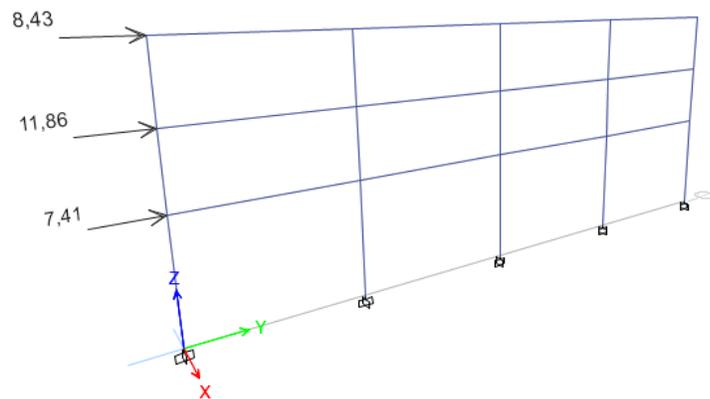


Figura 4.8 Fuerzas sísmicas eje Y alternativa II.
Fuente: ETABS, 2017.

Se obtienen los siguientes momentos por sismo:

$$M_E = 5.19 \text{ t-m (Piso 2)}$$

$$M_E = 1.52 \text{ t-m (Piso 3)}$$

4.3.3 Momento por sismo Alternativa III eje Y

En la dirección Y se encuentran 5 pórticos como ya antes se ha descrito, de los cuales para esta alternativa 2 tendrán muros mientras que los otros 3 serán pórticos normales. Basado en la disposición de los muros que han sido colocados en las esquinas del edificio se pudo comprobar que aproximadamente los pórticos con muros absorben el 75% del cortante basal mientras que el 25% se va para los pórticos normales. Dicho esto, se predimensiona los 3 pórticos normales con el 25% de la fuerza sísmica correspondiéndole a cada pórtico 1/3 de esta fuerza.

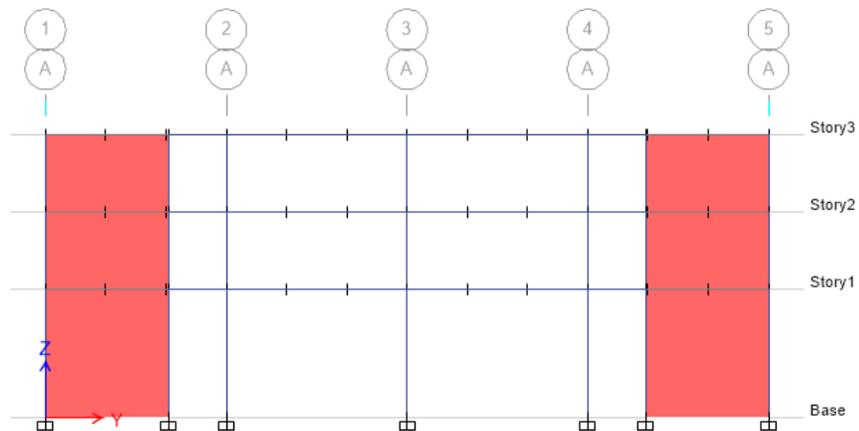


Figura 4.9 Alternativa III eje Y.
Fuente: ETABS, 2017.

En la tabla XXIV se muestra cuanta fuerza sísmica le corresponde a 1 pórtico de la alternativa III.

Tabla XXIV. Distribución de fuerza sísmica Alternativa III.

Piso	Fx (t)	25% Fx (t)	Fx (cada pórtico, t)
Piso 3	63,2	15,8	5,27
Piso 2	88,96	22,24	7,41
Piso 1	55,6	13,9	4,63

Fuente: García J., Marín S., 2017.

Luego se procede a calcular con el programa ETABS los momentos por sismo en las vigas del piso 2 y 3.

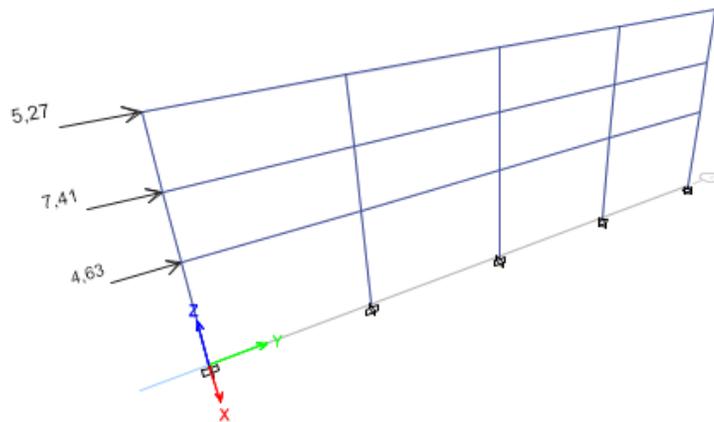


Figura 4.10 Fuerzas sísmicas eje Y alternativa III.
Fuente: ETABS, 2017.

Se obtienen los siguientes momentos por sismo:

$$M_E = 3.24 \text{ t-m (Piso 1-2)}$$

$$M_E = 0.95 \text{ t-m (Piso 3)}$$

4.3.4 Determinación del momento último eje Y

Combinaciones según la NEC 2015 en el capítulo de cargas no sísmicas:

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L
- 1.2D + E + L
- 0.9D + E

Dónde:

D Carga muerta

L Carga viva

E Carga por sismo

De este análisis de carga se obtiene para el piso 1 y 2:

$$M_u = 25.686 \text{ t-m (Alternativa I)}$$

$$M_u = 23.086 \text{ t-m (Alternativa II)}$$

$$M_u = 21.16 \text{ t-m (Alternativa III)}$$

Para el piso 3 se tiene que:

$$M_u = 9.74 \text{ t-m (Alternativa I)}$$

$M_u = 8.27 \text{ t-m}$ (Alternativa II)

$M_u = 8.4 \text{ t-m}$ (Alternativa III)

4.3.5 Selección y comprobación de los perfiles eje Y

Para seleccionar el perfil se utiliza el módulo plástico de la sección, despejando de la fórmula para el momento de plasticidad:

$$\phi M_n = \phi F_y Z \geq M_u \text{ (Ec. 4.8)}$$

Dónde:

- M_n Resistencia nominal a la flexión
- ϕ Factor de reducción de resistencia (0.9)
- F_y Esfuerzo de fluencia del acero A36 (36 ksi)
- Z Módulo plástico de la sección
- M_u Momento último

En base al momento último y el esfuerzo de fluencia del acero se obtiene el valor de z con el cual se selecciona un perfil americano en base a las tablas 1 del AISC 360.

En la figura 4.11 se muestra la sección típica de una viga I de acero, y el significado de los diferentes parámetros como lo son b_f , t_f , b_w , t_w y d que serán de ayuda luego para refinar las secciones a placas para la construcción del perfil que necesitamos para la estructura que se está diseñando.

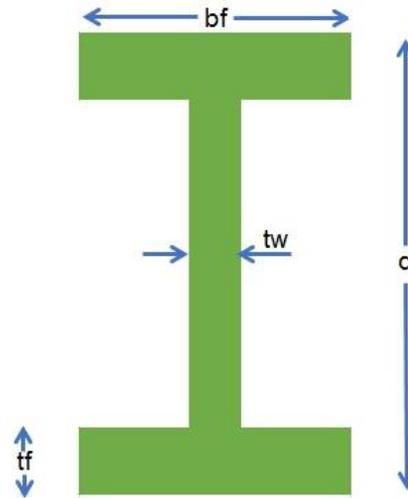


Figura 4.11 Viga I eje Y.

Fuente: García J., Marín S., 2017.

Para los pisos 1 y 2 se escogió:

Perfil W 12x50 (Alternativa I)

Perfil W 12x45 (Alternativa II)

Perfil W 12x40 (Alternativa II)

Para el piso 3 se escogió:

Perfil W 12x22 (Alternativa I)

Perfil W 12x19 (Alternativa II)

Perfil W 12x19 (Alternativa II)

Luego se refinan las dimensiones a unidades en mm para armar los perfiles I con placas o flejes:

Tabla XXV. Secciones de las vigas en el eje Y de la estructura.

Piso 1-2					
Alternativa	d (mm)	tf (mm)	tw (mm)	bf (mm)	Z (mm³)
Alternativa I	310	18	10	210	1291450
Alternativa II	310	15	10	210	1125250
Alternativa III	310	15	8	210	1086050
Piso 3					
Alternativa	d (mm)	tf (mm)	tw (mm)	bf (mm)	Z (mm³)
Alternativa I	315	12	8	110	569322
Alternativa II	310	10	8	110	498200
Alternativa III	310	10	8	110	498200

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Finalmente se comprueba si las secciones son "sísmicamente compactas" con las siguientes formulas:

$$\text{Alas: } \lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} ; \lambda_{ps} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 4.9})$$

$$\text{Alma: } \lambda_w = \frac{h}{t_w} ; \lambda_{ps} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 4.10})$$

Para que las alas y el alma sean sísmicamente compactas se debe cumplir que $\lambda_f < \lambda_{ps}$.

Tabla XXVI. Secciones sísmicamente compactas eje Y.

Piso 1-2						
Alternativa	Alas			Alma		
	λ_f	λ_{ps}	$\lambda_f < \lambda_{ps}$	λ_w	λ_{ps}	$\lambda_w < \lambda_{ps}$
Alternativa I	6,31	8,51	ok	29,51	69,52	ok
Alternativa II	7,01	8,51	ok	32,69	69,53	ok

Alternativa III	7,78	8,51	ok	36,85	69,53	ok
Piso 3						
Alternativa	Alas			Alma		
	λ_f	λ_{ps}	$\lambda_f < \lambda_{ps}$	λ_w	λ_{ps}	$\lambda_w < \lambda_{ps}$
Alternativa I	4,74	8,51	ok	44,03	69,53	ok
Alternativa II	5,73	8,51	ok	48,93	69,53	ok
Alternativa III	5,73	8,51	ok	48,93	69,53	ok

Fuente: García J., Marín S., 2017.

4.4 Predimensionamiento de vigas principales (Dirección X)

Para predimensionar las vigas en el eje X se realiza un proceso similar al que se hizo para determinar las vigas en el eje Y, pero en este eje las vigas reciben carga distribuida en lugar de carga puntal. En el caso del momento por carga muerta y viva en estas vigas, es el mismo para todas las alternativas que se han propuesto debido a que estas cargas son las mismas para cada opción estructural. A continuación, se detalla el predimensionamiento de la sección:

Se determinan los momentos por carga viva y muerta como si fuera una viga con carga distribuida de la siguiente manera:

$$q = w \times S \quad (\text{Ec. 4.11})$$

$$M = \frac{qL_y^2}{12} \quad (\text{Ec. 4.12})$$

Dónde:

- q Carga distribuida sobre viga (t/m)
 w Carga distribuida sobre área (t/m²)
 L_y Longitud en dirección Y (m)
 S Ancho de influencia de viga secundaria
 M Momento Actuante (t-m)

Tabla XXVII. Carga de viga en eje X.
Dirección Y Piso 1 - 2 Piso 3

	Piso 1 - 2	Piso 3
WD	0,53	0,26
WL	0,30	0,07
Wpp	0,07	0,05
Lx	5,00	5,00
S	2,33	2,33
qD	1,40	0,72
qL	0,70	0,16
MD	2,92	1,51
ML	1,46	0,34

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Finalmente se tienen los siguientes momentos por carga muerta y viva para el predimensionamiento de las alternativas:

$$M_D = 2.92 \text{ t-m (Piso 1-2)}$$

$$M_D = 1.51 \text{ t-m (Piso 3)}$$

$$M_L = 1.46 \text{ t-m (Piso 1-2)}$$

$$M_L = 0.34 \text{ t-m (Piso 3)}$$

4.4.1 Momento por sismo Alternativa I eje X

En la dirección X también cuenta con 5 pórticos, por lo que se asume que la fuerza sísmica antes calculada se dividirá por igual en los 5 pórticos siendo esta igual a la distribución obtenida para el eje Y.

Se calculó los momentos actuantes en las vigas del segundo piso y el tercero con el programa ETABS.

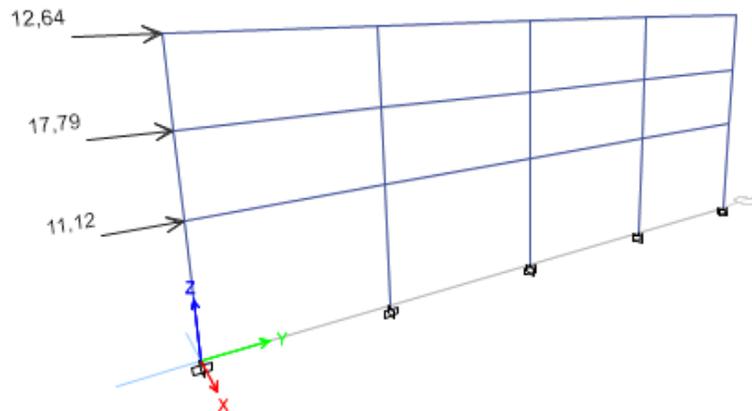


Figura 4.12 Fuerzas sísmicas eje X alternativa I.
Fuente: ETABS, 2017.

Realizando el análisis estructural en el programa y asumiendo que la columna es de 25 cm, se obtuvo el siguiente momento por sismo en la viga del segundo y tercer piso:

$$M_E = 7.81 \text{ t-m (Piso 2)}$$

$$M_E=2.32 \text{ t-m (Piso 3)}$$

4.4.2 Momento por sismo Alternativa II eje X

Como se mencionó antes para la dirección Y, en esta dirección también existen 2 pórticos con sistemas de arriostramientos y 3 pórticos normales. Se asume de nuevo que el 60% de la fuerza sísmica se lo llevan los pórticos con arriostramientos y el 40% se lo llevan los pórticos normales.

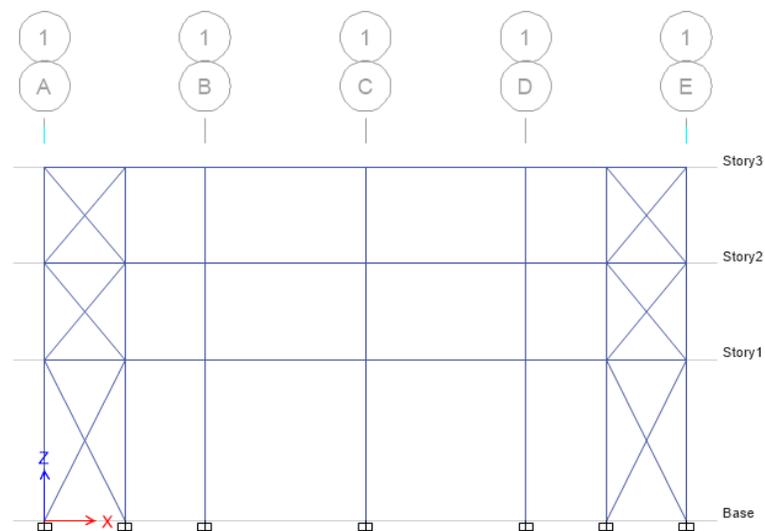


Figura 4.13 Alternativa II eje X.
Fuente: ETABS, 2017.

Luego se procede a calcular con el programa ETABS los momentos por sismo en las vigas del piso 2 y 3.

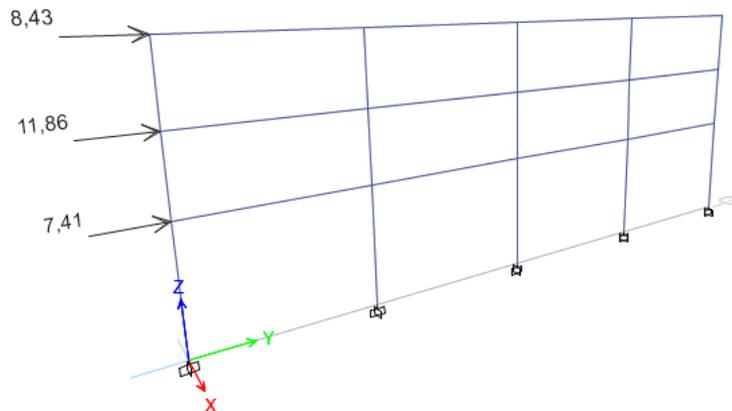


Figura 4.14 Fuerzas sísmicas Alternativa II eje X.
Fuente: ETABS, 2017.

Se obtienen los siguientes momentos por sismo:

$$M_E = 5.22 \text{ t-m (Piso 2)}$$

$$M_E = 1.49 \text{ t-m (Piso 3)}$$

4.4.3 Momento por sismo Alternativa III eje X

Como se mencionó antes para la dirección Y, en esta dirección también existen 2 pórticos con sistemas de muros de corte y 3 pórticos normales. Se asume de nuevo que el 75% de la fuerza sísmica se lo llevan los pórticos con muros y el 25% se lo llevan los pórticos normales.

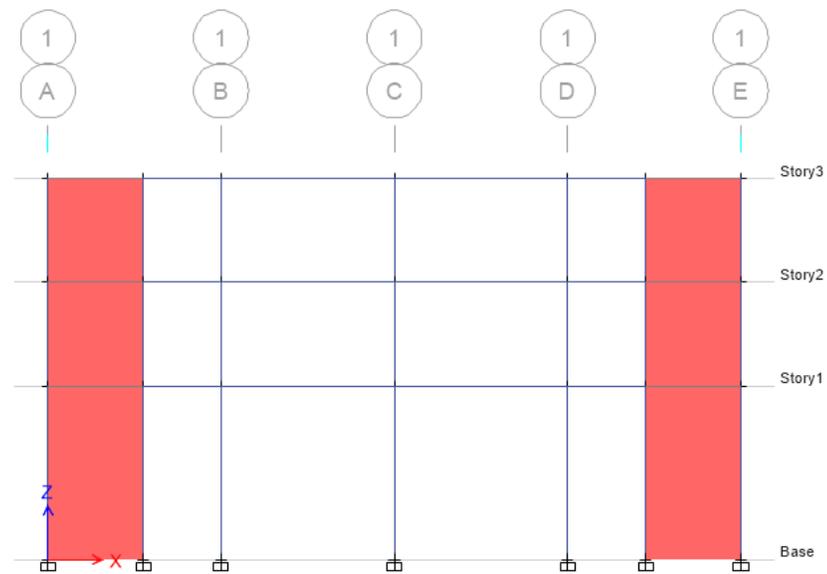


Figura 4.15 Alternativa III eje X.
Fuente: ETABS, 2017.

Luego se procede a calcular con el programa ETABS los momentos por sismo en las vigas del piso 2 y 3.

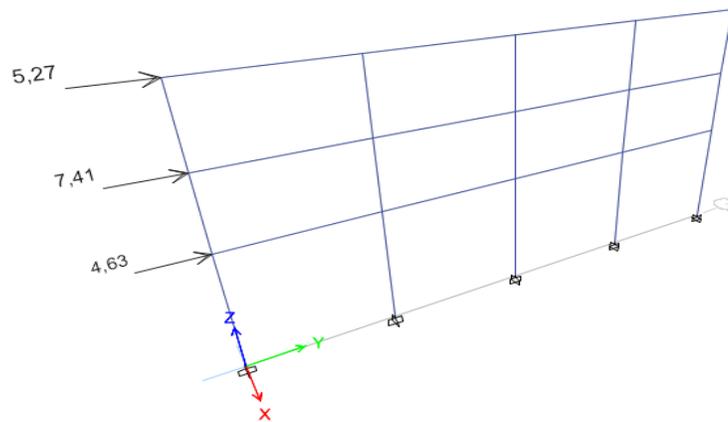


Figura 4.16 Fuerzas sísmicas eje X alternativa III.
Fuente: ETABS, 2017.

Se obtienen los siguientes momentos por sismo:

$$M_E=3.25 \text{ t-m (Piso 2)}$$

$$M_E=1.01 \text{ t-m (Piso 3)}$$

4.4.4 Determinación del momento último eje Y

Se realiza el proceso igual a como se hizo anteriormente.

Para el piso 1 y 2:

$$M_u= 12.75 \text{ t-m (Alternativa I)}$$

$$M_u= 10.15 \text{ t-m (Alternativa II)}$$

$$M_u= 8.20 \text{ t-m (Alternativa III)}$$

Para el piso 3 se tiene que:

$$M_u= 4.44 \text{ t-m (Alternativa I)}$$

$$M_u= 3.67 \text{ t-m (Alternativa II)}$$

$$M_u= 3.10 \text{ t-m (Alternativa III)}$$

4.4.5 Selección y comprobación de los perfiles eje Y

Para la selección del perfil se realiza de la misma manera que en la sección 4.3.5 donde se predimensionan las vigas en el eje Y.

Para los pisos 1 y 2 se escogió:

Perfil W12x26 (Alternativa I)

Perfil W12x22 (Alternativa II)

Perfil W12x19 (Alternativa III)

Para el piso 3:

Perfil W8x13 (Alternativa I)

Perfil W6x12 (Alternativa II)

Perfil W6x12 (Alternativa III)

Se refinan las dimensiones a unidades en mm para armar los perfiles I con placas o flejes:

Tabla XXVIII. Secciones de las vigas en el eje X de la estructura.

Piso 1-2					
Alternativa	d (mm)	tf (mm)	tw (mm)	bf (mm)	Z (mm³)
Alternativa I	310	10	8	170	678200
Alternativa II	315	12	8	110	569322
Alternativa III	310	10	8	110	498200
Piso 3					
Alternativa	d (mm)	tf (mm)	tw (mm)	bf (mm)	Z (mm³)
Alternativa I	210	8	6	110	234214
Alternativa II	160	8	8	110	175232
Alternativa III	160	8	6	110	164864

Fuente: García, J., Marín, S., 2017

Se comprueba si las secciones son "sísmicamente compactas":

Tabla XXIX. Secciones sísmicamente compactas eje X.

Piso 1-2						
Alternativa	Alas			Alma		
	λ_f	λ_{ps}	$\lambda_f < \lambda_{ps}$	λ_w	λ_{ps}	$\lambda_w < \lambda_{ps}$
Alternativa I	8,5	8,51	ok	36,25	69,53	ok
Alternativa II	4,74	8,51	ok	44,04	69,53	ok

Alternativa III	5,73	8,51	ok	48,94	69,53	ok
Piso 3						
Alternativa	Alas			Alma		
	λ_f	λ_{ps}	$\lambda_f < \lambda_{ps}$	λ_w	λ_{ps}	$\lambda_w < \lambda_{ps}$
Alternativa I	6,88	8,51	ok	32,33	69,53	ok
Alternativa II	7,14	8,51	ok	23,78	69,53	ok
Alternativa III	7,14	8,51	ok	23,78	69,53	ok

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

4.5 Predimensionamiento de vigas secundarias

Las vigas secundarias son iguales para las 3 alternativas debido a que solo dependen de la carga muerta y de la carga viva. Para predimensionarlas se asume que la viga es continua en los 4 tramos de 5 metros cada vano. Utilizando la tabla 3.22c del AISC se determina el momento máximo que experimentará la viga.

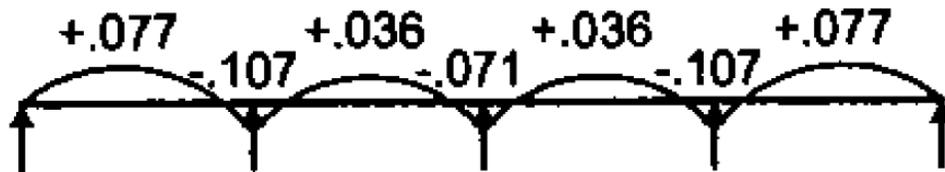


Figura 4.17 Coeficientes de momento de viga secundaria.

Fuente: AISC, 2011.

$$q=w \times S \text{ (Ec. 4.13)}$$

$$M_{\text{máx}}=0.107qL^2 \text{ (Ec. 4.14)}$$

Dónde:

w Carga de área

S Ancho de influencia de viga secundaria

q Carga lineal sobre viga secundaria

L Longitud de viga secundaria

$M_{m\acute{a}x}$ Momento último.

Combinación que gobierna: 1.2D+16L

$$M_u = 3.02 \text{ t-m (Piso 3)}$$

$$M_u = 7.49 \text{ t-m (Piso 1-2)}$$

4.5.1 Selección y comprobación de los perfiles.

Se selecciona un perfil americano de las tablas 1 del AISC:

Perfil W10x19 (Piso 1-2)

Perfil W6x12 (Piso 3)

Se refinan las unidades para armar el perfil I con placas:

Tabla XXX. Secciones de las vigas secundarias.

Piso	d (mm)	tf (mm)	tw (mm)	bf (mm)
Pisos 1 - 2	10,2	0,395	0,25	4,02
Piso 3	6,03	0,28	0,23	4

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

En este caso como las vigas secundarias no se ven afectadas por el sismo sólo se comprueba si son compactas con las siguientes fórmulas:

$$\text{Alas: } \lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} ; \lambda_{ps} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 4.15})$$

$$\text{Alma: } \lambda_w = \frac{h}{t_w} ; \lambda_{ps} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 4.16})$$

Se obtuvo los siguientes valores:

Tabla XXXI: Secciones compactas vigas secundarias.

Piso	Alas			Alma		
	λ_f	λ_p	$\lambda_f < \lambda_{ps}$	λ_w	λ_p	$\lambda_w < \lambda_{ps}$
Pisos 1 - 2	5,09	10,78	OK	37,64	106,70	OK
Piso 3	7,14	10,78	OK	23,78	106,70	OK

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

4.6 Predimensionamiento de columnas

Para el predimensionamiento de las columnas se considera únicamente las cargas muerta y viva, y se verifica el criterio de columna fuerte-viga débil para cada una de las alternativas. Para el predimensionamiento se realizan los siguientes cálculos:

Determinar las cargas y el área crítica de aporte A_i de la columna más cargada, una columna interior del primer piso.

$$L1 = 7 \text{ m}$$

$$L2 = 5 \text{ m}$$

$$A_i = 35 \text{ m}^2$$

Reducir la carga viva. Según la NEC-2015 si $KLL \cdot A_i > 35 \text{ m}^2$ entonces se reduce la carga viva.

$$KLL = 4$$

$KLL \cdot A_i = 140 > 35$ Se reduce carga viva

$$WL = WL_0 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{KLL \cdot A_i}} \right) \text{ (Ec. 4.17)}$$

$$WL = 0.191 \text{ t/m}^2 \text{ (Piso 1-2)}$$

$$WL = 0.045 \text{ t/m}^2 \text{ (Piso 3)}$$

Determinar carga axial mayorada sobre una columna interior del primer piso.

$$P_D = (W_D + W_{pp}) \times A_i \text{ (Ec. 4.18)}$$

$$P_D = 21 \text{ t (Piso 1-2)}$$

$$P_D = 10.85 \text{ t (Piso 3)}$$

$$P_L = W_L \times A_i \text{ (Ec. 4.19)}$$

$$P_L = 6.68 \text{ t (Piso 1-2)}$$

$$P_L = 2.45 \text{ t (Piso 3)}$$

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L \text{ (Ec. 4.20)}$$

$$P_u = 88.72 \text{ t}$$

Determinar área requerida de acero.

$$\phi P_n = \phi_c F_{cr} A_g \geq P_u \text{ (Ec. 4.21)}$$

$$K_{\text{diseño}} = 1.2$$

$$\frac{KL}{r} = 50 \text{ Asumido}$$

$$F_E = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \text{ (Ec. 4.22)}$$

$$\text{Sí } F_E \geq 0.44F_y ; F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_E}\right) F_y \quad \text{Intervalo inelástico (Ec. 4.23)}$$

$$\text{Sí } F_E < 0.44F_y ; F_{cr} = 0.877F_y \quad \text{Intervalo plástico (Ec. 4.24)}$$

$$F_y = 2.34 \text{ t/cm}^2$$

$$E = 2043.19 \text{ t/cm}^2$$

Reemplazando los valores se obtiene:

$$F_E = 8.066 \text{ t/cm}^2$$

$$0.44F_y = 1.116 \text{ t/cm}^2 \text{ Intervalo inelástico}$$

$$F_{cr} = 2.224 \text{ t/cm}^2$$

Finalmente se calcula el área requerida de acero:

$$A_g = 44.33 \text{ cm}^2$$

Seleccionar una sección tubular cuadrada de acero estructural y comprobar que la sección sea sísmicamente compacta.

En la figura 4.18 se observan los parámetros b , h y t que deben ser escogidos dado el área que se tiene para formar la sección de la columna que será cuadrada para esta estructura por poseer las mismas cualidades como inercia y radio de giro en ambas direcciones.

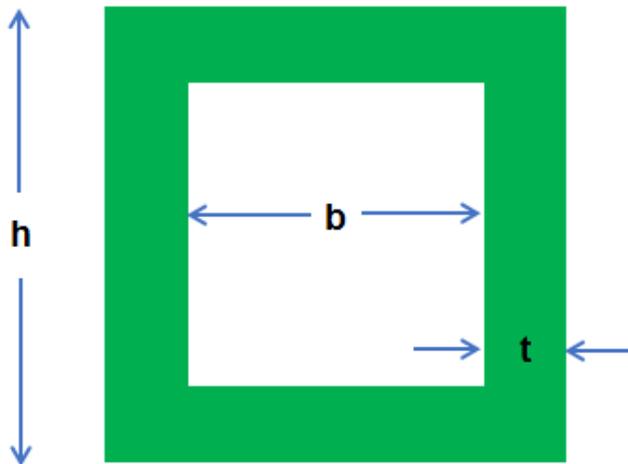


Figura 4.18 Sección tubular de columna.
Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Tabla XXXII. Secciones de columna.

	h (mm)	t (mm)	b (mm)
Sección	300	20	260

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Para comprobar que la sección sea sísmicamente compacta la NEC-2015 en su capítulo de acero estructural establece el siguiente límite para secciones rectangulares huecas:

$$\lambda < \lambda_{ps}$$

$$\lambda_{ps} = 0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 4.25})$$

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad (\text{Ec. 4.26})$$

Finalmente realizando el cálculo en base a la sección estimada se tiene:

$$\lambda = 13$$

$$\lambda_{ps} = 15.61$$

$$\lambda < \lambda_{ps} \quad \text{OK}$$

4.7 Diseño de Miembros sujetos a carga axial combinados con flexión.

Una columna es un elemento que forma parte de un sistema estructura, esto quiere decir que influye en toda la estructura, por lo tanto, cuando son sometidas a una fuerza externa puede ocurrir dos casos: pórtico arriostrado o con desplazamiento lateral y pórtico no arriostrado o sin desplazamiento lateral.

En este caso se diseña una columna de un pórtico interior no arriostrado, por lo tanto, la estabilidad depende enteramente de la rigidez flexionante de las vigas, columnas y nudos. Es necesario determinar la longitud efectiva de la columna (L_e) para poder calcular la carga crítica de pandeo que esta recibe, “ L_e ” depende enteramente de un factor llamado de rigidez que se multiplicará con la longitud real de la columna, $L_e \geq L_c \rightarrow k \geq 1$, es necesario

usar nomogramas que han sido establecidos por la SSRC “Structural Stability Research Council”

El nomograma se usa calculando factores de rigideces relativas de todos los miembros rígidamente conectados al nudo y que se encuentra en el plano de la columna investigada.

$$G = \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\alpha \frac{I_v}{L_v} \right)} \quad (\text{Ec. 4.27})$$

Dónde:

I_c y L_c Inercia de la columna y Longitud de la columna.

I_v y L_v Inercia de la viga y Longitud de la viga.

La SSRC hace las siguientes recomendaciones:

Para columnas articuladas $G \rightarrow \infty$. Usar $G = 10$.

Para conexiones rígidas de columnas a zapatas $G \rightarrow 0$. Usar $G = 1.0$

Si una viga esta rígidamente unida a una columna, su rigidez relativa (I/L) debe multiplicarse por un factor α dependiendo de la condición de apoyo en el extremo alejado de la viga.

En la figura 4.19 se observa el nomograma para columnas no arriostradas del AISC, con los factores de rigidez relativa en cada nudo de la columna se traza una línea recta y en la intersección con el eje central se obtiene k .

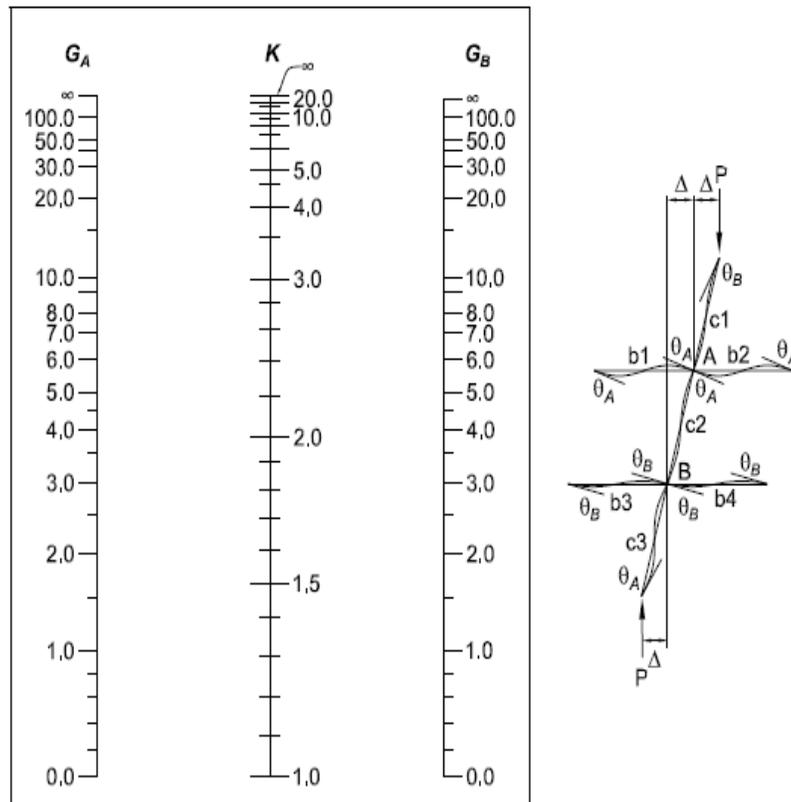


Figura 4.19 Nomograma para columnas no arriostradas.
Fuente: AISC, 2011.

Tabla XXXIII. Determinación de K para cada alternativa.

Dirección X	α	I_v (m ⁴)	I_c (m ⁴)	G_a	G_b	K
Alternativa I	0,67	9,28E-05	0,000294	1	8,83	1,85
Alternativa II	0,67	7,71E-05	0,000294	1	10,6	1,9

Alternativa III	0,67	6,58E-05	0,000294	1	12,5	2
Dirección Y	α	Iv (m4)	Ic (m4)	Ga	Gb	K
Alternativa I	0,67	0,000178	0,000294	1	3,28	1,58
Alternativa II	0,67	0,000155	0,000294	1	3,77	1,62
Alternativa III	0,67	0,000152	0,000294	1	3,86	1,62

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Se calcula si la columna propuesta resiste la fuerza de compresión a la que es aplicada:

Tabla XXXIV. Parametros de columna

Alternativas	K	r (m)	L (m)	KL/r
Alternativa I	1,58	0,11	5,00	68,93
Alternativa II	1,62	0,11	5,00	70,68
Alternativa III	1,62	0,11	5,00	70,68

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Tabla XXXV. Comprobación de carga axial en columna.

Alternativas	Fe (t/cm2)	Fcr (t/m2)	ϕF_{crAg} (t)	Pu (t)	$\phi P_n = \phi F_{crAg}$ > Pu
Alternativa I	4,24	1,97	398,16	88.72	OK
Alternativa II	4,04	1,95	393,08	88.72	OK
Alternativa III	393,08	1,95	224,00	88.72	OK

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

4.8 Comprobación de criterio de columna fuerte – viga débil

El criterio de columna fuerte – viga débil debe ser revisado para cada una de las alternativas con el fin de asegurar que la columna es más fuerte que la viga, de tal manera que para el sismo de diseño las articulaciones plásticas se formen en las vigas y no en las columnas para tener un adecuado comportamiento sismo resistente. Como se trata del predimensionamiento de las alternativas, solo se comprobará el criterio para una columna interior del primer piso. Basado en esto la NEC-2015 en su capítulo de estructuras de acero recomienda que para que se cumpla este criterio se debe dar que:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1 \text{ (Ec. 4.28)}$$

$\sum M_{pc}$ Suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta.

$\sum M_{pv}$ Suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta.

Dónde:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \text{ (Ec. 4.29)}$$

$$\sum M_{pv} = \sum (1.10 R_y F_{yv} \cdot Z_v + M_{uv}) \text{ (Ec. 4.30)}$$

A_g Área de la columna.

F_{yc}, F_{yv} Esfuerzo de fluencia de columna y viga, respectivamente.

P_{uc}	Carga Axial en Columna.
Z_c, Z_v	Módulos plásticos de columnas y viga, respectivamente.
R_y	Factor de sobrerresistencia de las vigas.
M_{uv}	Momento adicional basado en combinaciones DFCR, producido por la fuerza cortante localizado en la articulación plástica cuyo brazo es igual a la distancia existente entre la articulación plástica y la cara de la columna.

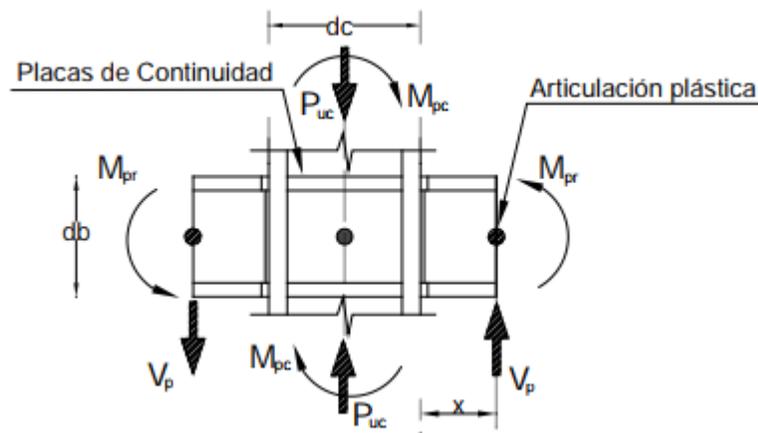


Figura 4.20 Estimación del momento probable.
Fuente: NEC-SE-AC, 2015.

Según la NEC el factor de sobre-resistencia de las vigas es:

Tabla XXXVI. Factor de sobre-resistencia.

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_f)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Fuente: NEC-SE-AC, 2015.

Los parámetros de las vigas son:

Tabla XXXVII. Parámetros para el momento probable.

Dirección X	Zc (cm3)	Zv (cm3)	x (cm)	Vu (t)
Alternativa I	2356	678	62	10,73
Alternativa II	2356	569	63	8,91
Alternativa III	2356	498	62	7,53
Dirección Y	Zc (cm3)	Zv (cm3)	x (cm)	Vu (t)
Alternativa I	2356	1291	62	14,63
Alternativa II	2356	1125	62	13,39
Alternativa III	2356	1086	62	13,39

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Se comprueba que la columna es más fuerte que la viga para todas las alternativas:

Tabla XXXVIII. Comprobación de criterio de columna fuerte-viga débil.

Dirección X	Muv	ΣM_{pc}	ΣM_{pv}	$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pv}}$	>1
Alternativa I	665	10085,13	6250,54	1,61	OK
Alternativa II	562	10085,13	5252,88	1,92	OK
Alternativa III	467	10085,13	4548,02	2,22	OK
Dirección Y	Muv	ΣM_{pc}	ΣM_{pv}	$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pv}}$	>1
Alternativa I	907	10085,13	11182,63	0,9	NO OK
Alternativa II	830	10085,13	9823,06	1,03	OK
Alternativa III	830	10085,13	9538,71	1,06	OK

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Los valores de Vu fueron obtenidos con la combinación 1.2D + E + L que fue en todos los casos la combinación que dio un valor mayor. El cortante por sismo fue obtenido con el programa ETABS 2016 de la misma manera que se obtuvo el momento por sismo para cada uno de los pórticos. Como se

puede observar en la tabla XXXVIII, para la alternativa I de pórtico de acero resistente a momento en la dirección Y no se cumple el criterio de columna fuerte – viga débil por lo que se recomienda aumentar la sección rectangular de 300x300 mm con 20 mm de espesor a 350x350 mm con 20 mm de espesor obteniendo el siguiente resultado:

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pv}} = 1.29 \geq 1 \text{ OK}$$

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS Y ELECCIÓN DE ALTERNATIVA

5.1 Método de análisis

Para analizar y elegir la mejor alternativa se realizó el modelo de cada estructura en el programa ETABS 2016. En base a esto se comparará las derivas, índice de estabilidad y costo de la super-estructura (basada en el peso muerto de la estructura) y se analizará que alternativa es la más adecuada para el centro de salud primaria considerando que esta es una estructura de carácter esencial.

Según la NEC-2015 en su capítulo de peligro sísmico se hará un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. La deriva máxima inelástica se calculará de la siguiente manera:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \text{ (Ec. 5.1)}$$

Dónde:

Δ_M Deriva máxima inelástica

R Factor de reducción de resistencia

Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

Según la NEC-2015 la deriva máxima para estructuras metálicas debe ser menor a 0.02. Además, es necesario calcular el índice de estabilidad de la

estructura para determinar qué tan considerables son los efectos P- Δ que son causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello deben considerarse:

- Para el cálculo de dichos incrementos
- Para la evaluación de la estabilidad estructural global

El índice de estabilidad Q_i , para el piso i y en la dirección bajo estudio, se calculan por la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \text{ (Ec. 5.2)}$$

Dónde:

Q_i Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden

P_i Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i

Δ_i Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso

V_i Cortante sísmico del piso i

h_i Altura del piso i considerado

Se debe cumplir que $Q_i \leq 0.3$

Factor de mayoración $f_{P-\Delta}$

Los efectos P- Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad $Q_i < 0.1$

Para considerar el efecto P- Δ en la dirección bajo estudio y cuando $0.1 < Q_i < 0.3$, se determina un factor de mayoración:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1-Q_i} \text{ (Ec. 5.3)}$$

Dónde:

$f_{P-\Delta}$ Factor de mayoración

Se multiplica por $f_{P-\Delta}$:

- Las derivas de piso calculada, Δ_{EI}
- Las fuerzas internas
- Los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación de cargas de la estructura.

Para la modelación de la fuerza sísmica para cada alternativa, se colocó un punto en el que se ingresan dichas fuerzas. Comúnmente este punto debería coincidir con el centro de masas del piso debido a que la estructura que se propone es totalmente regular; pero, se tomó una excentricidad accidental del 5% de la longitud total de cada piso para colocar la fuerza sísmica.

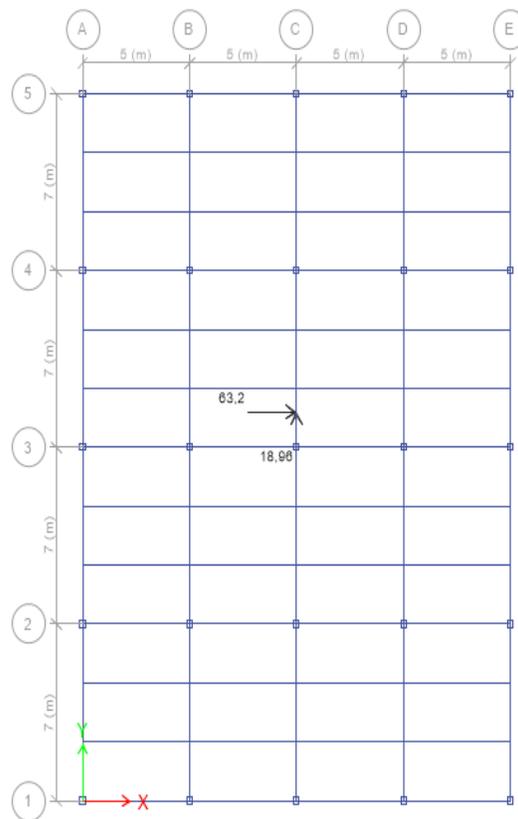


Figura 5.1 Excentricidad Sismo X.
Fuente: ETABS, 2017.

Para el caso de la carga de Sismo en la dirección X (Ex), se coloca el 100% de la fuerza sísmica en dirección X antes calculada y un 30% de la fuerza

sísmica en Y correspondiente al piso. Las fuerzas E_x se colocan a una excentricidad accidental del centro de masas del piso igual al 5% del largo del piso en la dirección Y (28 metros) que es igual a 1.4 metros (5% de 28 metros).

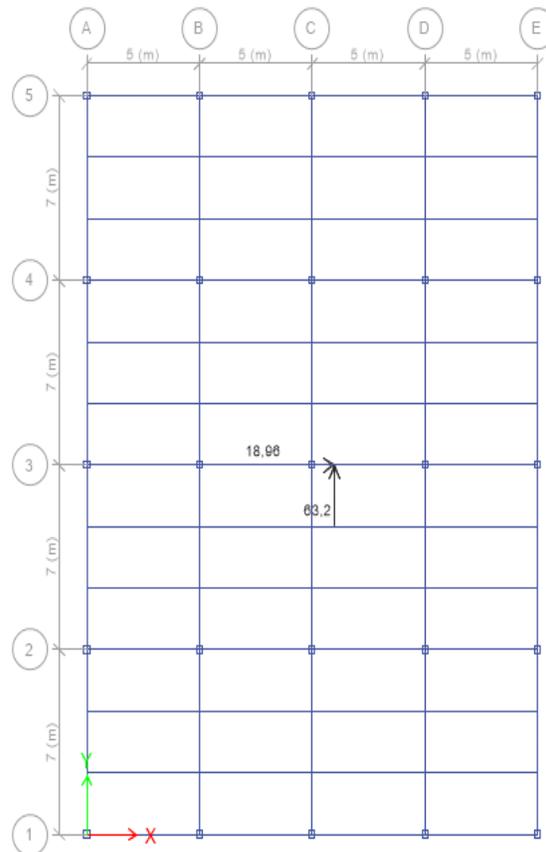


Figura 5.2 Excentricidad Sismo Y.
Fuente: ETABS, 2017.

Para el caso de la carga de Sismo en la dirección Y (E_y), se coloca el 100% de la fuerza sísmica en dirección Y antes calculada y un 30% de la fuerza sísmica en X correspondiente al piso. Las fuerzas E_y se colocan a una

excentricidad accidental del centro de masas del piso igual al 5% del largo del piso en la dirección X (20 metros) que es igual a 1 metro (5% de 20 metros).

5.2 Análisis Alternativa I

Basado en el predimensionamiento de la estructura realizada en el capítulo anterior y modelado en el programa ETABS 2016 se obtiene lo siguiente:

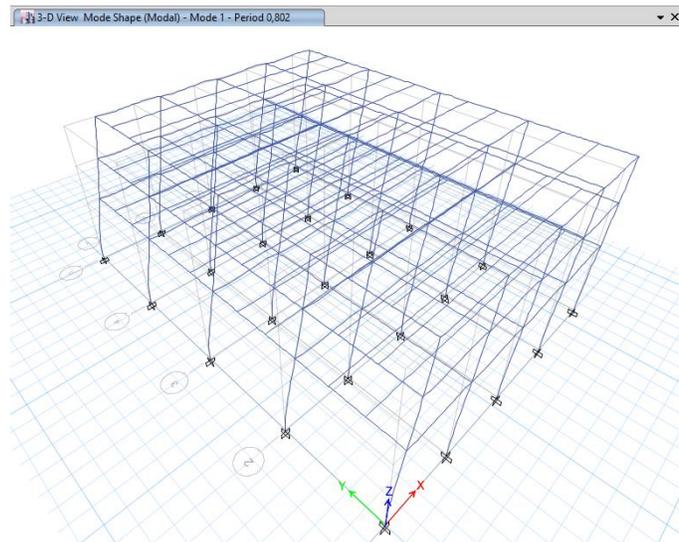


Figura 5.3 Período en X de alternativa I.
Fuente: ETABS, 2017.

En la figura 5.3 y en la figura 5.4 se tienen los períodos estructurales para las direcciones X y Y de la alternativa I que se han obtenido luego de realizar el modelamiento de la estructura de acero en el programa ETABS, utilizando este un análisis modal para determinar estos períodos. Lo mismo se hará para las demás alternativas.

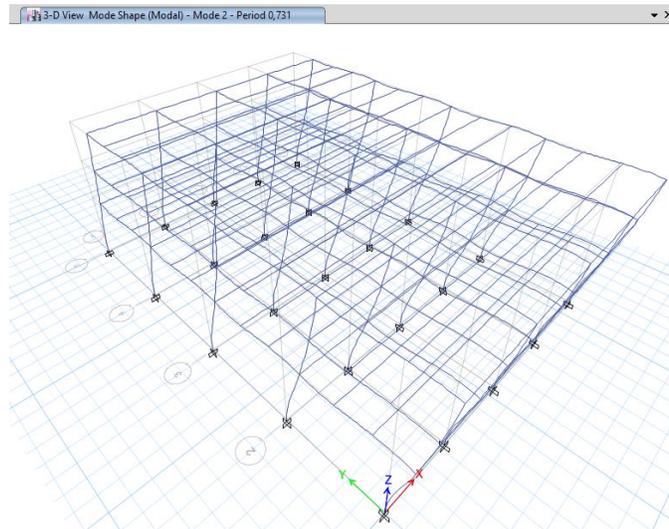


Figura 5.4 Período en Y de alternativa I.
Fuente: ETABS, 2017.

Del análisis modal realizado por el programa se obtuvo que el período de la estructura para la dirección X es de 0.802 segundos en la dirección Y es de 0.731 segundos.

Tabla XXXIX. Peso sísmico de alternativa I.

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
Dead	0	0	845,9758
Live	0	0	375,12

Fuente: ETABS, 2016.

Del mismo análisis se obtiene que el peso muerto real de la estructura es de 845.98 toneladas. Con esto se procede a recalculer el coeficiente de respuesta sísmica (C_s) y las fuerzas sísmicas de cada piso.

$$S_{ax}=1,25$$

$$S_{ay}=1,31$$

$$C_{sx}=0,23$$

$$C_{sy}=0,25$$

Factor k:

$$k_x= 1,151$$

$$k_y= 1,1155$$

Con estos datos se calculan las fuerzas sísmicas como se hizo en el capítulo anterior:

Tabla XL. Distribución de fuerzas sísmicas alternativa I.

Parámetros				Dirección X		
Piso	Altura(m)	Wx	$w_x * h_x^{k_x}$	Cvx	Fx (ton)	Vx (ton)
3	11	173,68	2742,79	0,32	63,34	63,34
2	8	336,15	3679,56	0,43	84,97	148,31
1	5	336,15	2142,17	0,25	49,47	197,78
			8564,52			
Parámetros				Dirección Y		
Piso	Altura(m)	Wx	$w_x * h_x^{k_x}$	Cvx	Fy (ton)	Vy (ton)
3	11	173,68	2518,97	0,32	65,78	65,78
2	8	336,15	3417,72	0,43	89,25	155,03
1	5	336,15	2023,21	0,25	52,83	207,86
			7959,90			

Fuente: García J., Marín S., 2017.

En la figura 5.5 se contrasta la fuerza sísmica por cada piso que se tiene en la alternativa I. Como se puede observar las fuerzas en el eje Y son mayores debido a que el período en este eje cae en la región 2 mientras el del eje X en la región 3.

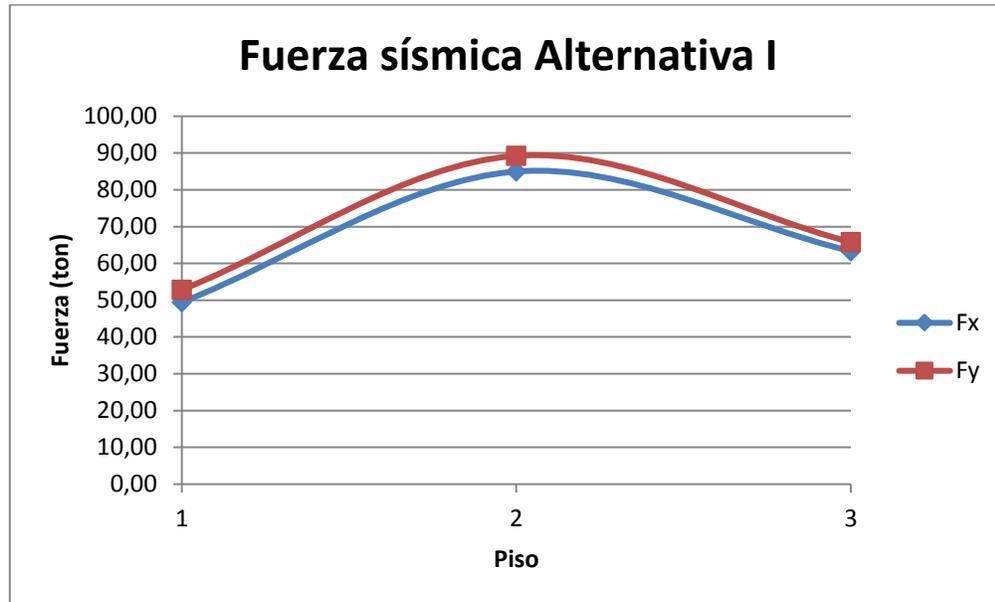


Figura 5.5 Comparación de fuerzas sísmicas eje Y y X (Alternativa I).
Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Calculadas las fuerzas sísmicas reales que experimenta la estructura para el sismo de diseño, se procede a comprobar las derivas del edificio con ese modelo estructural:

Tabla XLI. Derivas de piso alternativa I.

Ex Desplazamiento x					
Piso	d_{xe} (ETABS)	d_{xi}	Θ_x	Θ_{adm}	conclusiones
3	0,0409	0,2454	0,0218	0,02	no ok
2	0,03	0,18	0,0244	0,02	no ok
1	0,0178	0,1068	0,0214	0,02	no ok
Ey Desplazamiento y					
Piso	d_{ye} (ETABS)	d_{yi}	Θ_y	Θ_{adm}	conclusiones
3	0,0327	0,1962	0,0142	0,02	ok
2	0,0256	0,1536	0,0192	0,02	ok
1	0,016	0,096	0,0213	0,02	no ok

Fuente: García, J., Marín, S., 2017

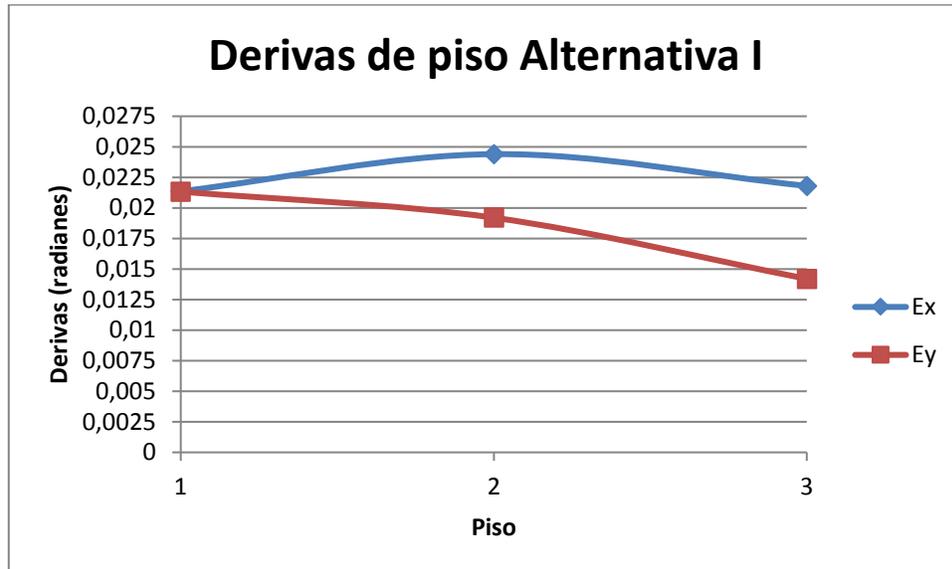


Figura 5.6 Comparación de derivas del eje X y Y (Alternativa I).

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Finalmente se calcula el índice de estabilidad y si deben considerarse los efectos P- Δ :

Tabla XLII. Cargas de servicio (Alternativa I).

Piso	PD	PL	PD+PL
Piso 3	173,7	39,2	212,9
Piso 2	336,2	168,0	504,2
Piso 1	336,2	168,0	504,2

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Tabla XLIII. Índice de estabilidad de alternativa I.

Ex Desplazamiento X					
Pi (t)	Vi (t)	Delta i	hx (m)	Qi	Efectos P- Δ
212,88	63,34	0,011	3	0,012	No se consideran $Qi < 0,1$
717,03	148,31	0,012	3	0,02	No se consideran $Qi < 0,1$
1221,18	197,78	0,018	5	0,022	No se consideran $Qi < 0,1$
Ey Desplazamiento y					
Pi (t)	Vi (t)	Delta i	hx (m)	Qi	Efectos P- Δ
212,88	65,78	0,007	3	0,008	No se consideran $Qi < 0,1$

717,03	155,03	0,01	3	0,015	No se consideran $Q_i < 0,1$
1221,18	207,86	0,016	5	0,019	No se consideran $Q_i < 0,1$

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

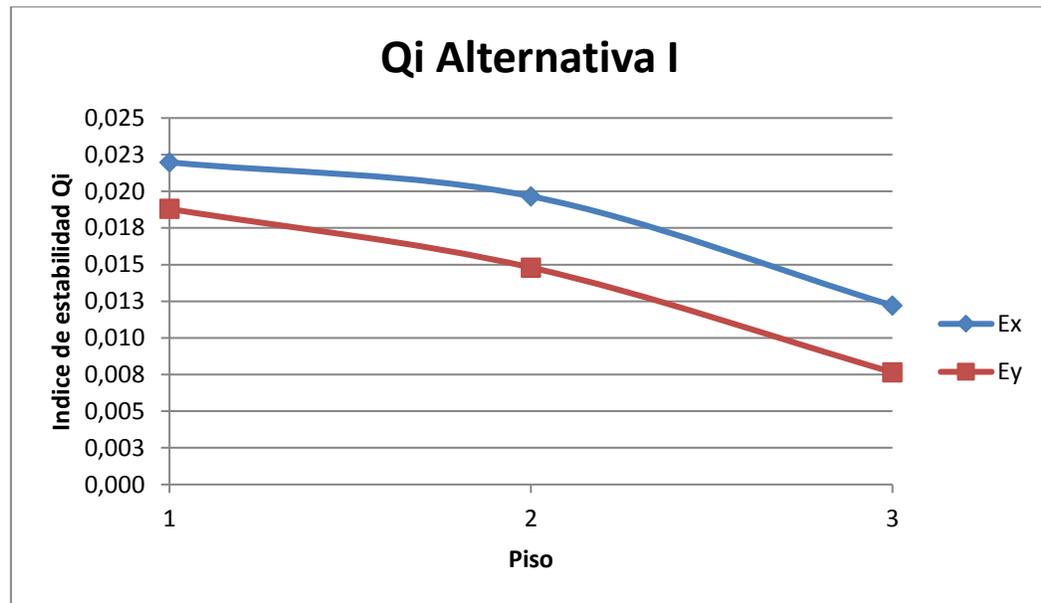


Figura 5.7 Comparación del índice de estabilidad eje Y y X (Alternativa I).

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Debido a que las vigas en la dirección X tienen menor sección que las de la dirección Y se puede distinguir en las figuras 5.6 y 5.7 tanto las derivas como el índice de estabilidad son mayores en el eje X debido a que las vigas en este sentido tienen una inercia menor que las vigas en sentido Y, aunque la fuerza sísmica sea mayor en el eje Y como ya antes se explicó.

5.3 Análisis Alternativa II

Basado en el predimensionamiento de la estructura realizada en el capítulo anterior y modelado en el programa ETABS 2016 se obtiene lo siguiente:

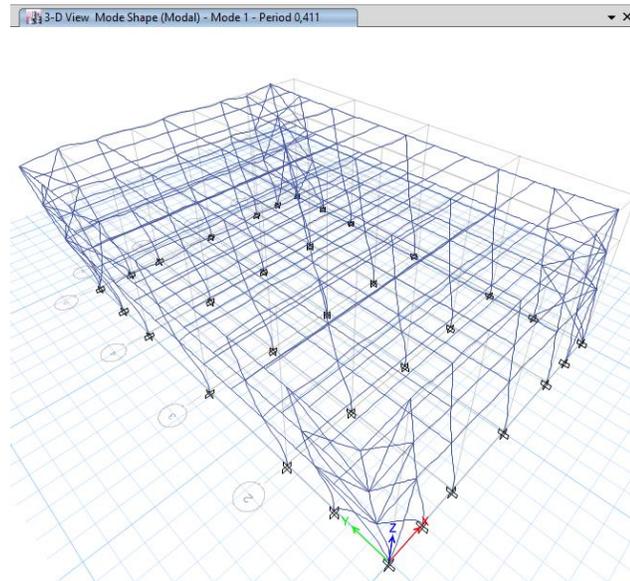


Figura 5.8 Período en X de alternativa II.
Fuente: ETABS, 2017.

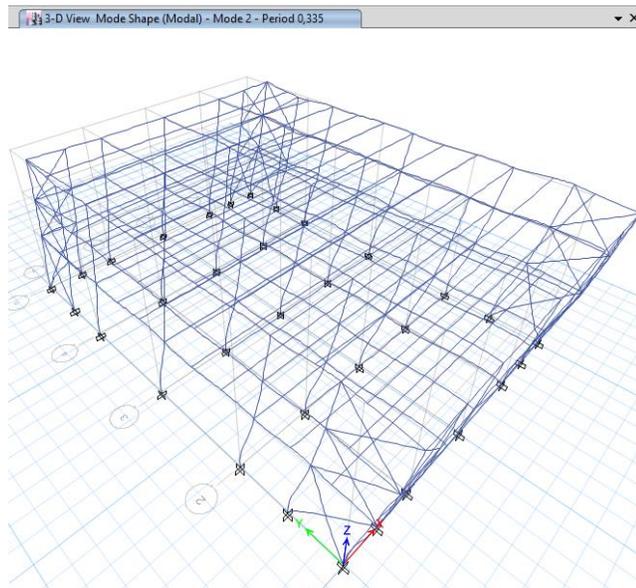


Figura 5.9 Período en Y de alternativa II.
Fuente: ETABS, 2017.

Del análisis modal realizado por el programa se obtuvo que el período de la estructura para la dirección X es de 0.441 segundos y en la dirección Y es de 0.335 segundos.

Tabla XLIV. Peso sísmico de alternativa II.

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
Dead	0	0	878,5156
Live	0	0	387,298

Fuente: ETABS, 2017.

Del mismo análisis se obtiene que el peso muerto real de la estructura es de 878.52 toneladas. Con esto se procede a recalcular el coeficiente de respuesta sísmica (C_s) y las fuerzas sísmicas de cada piso.

$$S_{ax} = 1,2096$$

$$S_{ay} = 1.2096$$

$$C_{sx} = 0.2268$$

$$C_{sy} = 0.2268$$

Factor k

$$k_x = 1$$

$$k_y = 1$$

Con estos datos se calculan las fuerzas sísmicas como se hizo en el capítulo anterior:

Tabla XLV. Distribución de fuerzas sísmicas alternativa II.

Parámetros				Dirección Y		
Piso	Altura(m)	Wx	$w_x * h_x^{kx}$	Cvx	Fx (ton)	Vx (ton)
3	11	180,36	1909,60	0,30	65,66	65,66
2	8	349,08	2688,00	0,43	92,43	158,09
1	5	349,08	1680,00	0,27	57,77	215,85
						6278
Parámetros				Dirección X		
Piso	Altura(m)	Wx	$w_x * h_x^{kx}$	Cvx	Fy (ton)	Vx (ton)
3	11	180,36	1909,60	0,30	65,66	65,66
2	8	349,08	2688,00	0,43	92,43	158,09
1	5	349,08	1680,00	0,27	57,77	215,85
						6277,60

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

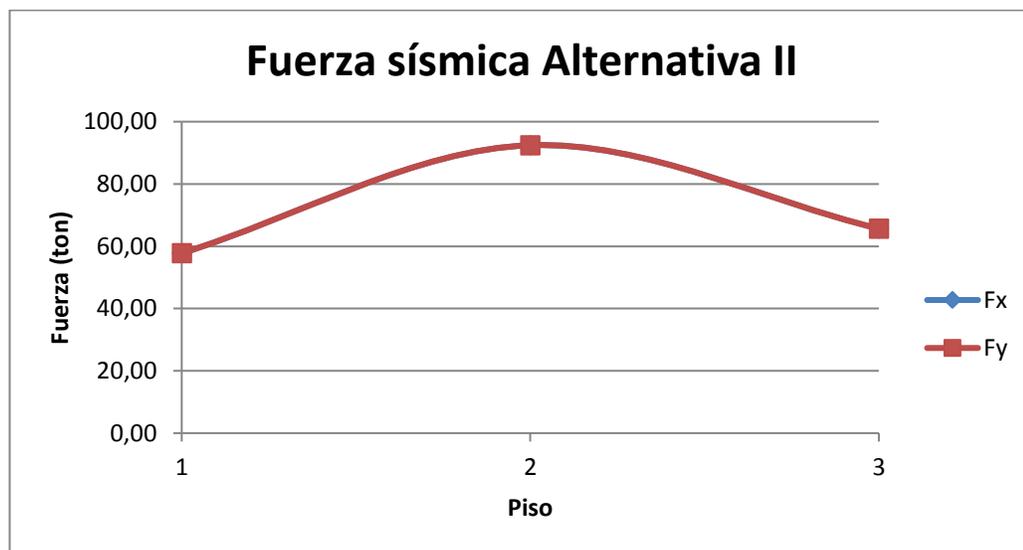


Figura 5.10 Comparación de fuerzas sísmicas eje Y y X (Alternativa II).

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Calculadas las fuerzas sísmicas reales que experimenta la estructura para el sismo de diseño, se procede a comprobar las derivas del edificio con ese modelo estructural:

Tabla XLVI. Derivas de piso alternativa II.

Desplazamiento x					
Ex					
Piso	dxe (ETABS)	dxi	Θ_x	Θ_{adm}	conclusiones
3	0,0105	0,063	0,005	0,02	ok
2	0,008	0,048	0,0056	0,02	ok
1	0,0052	0,0312	0,0062	0,02	ok
Desplazamiento y					
Ey					
Piso	dxe (ETABS)	dxi	Θ_y	Θ_{adm}	conclusiones
3	0,0068	0,0408	0,0028	0,02	ok
2	0,0054	0,0324	0,0036	0,02	ok
1	0,0036	0,0216	0,0048	0,02	ok

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

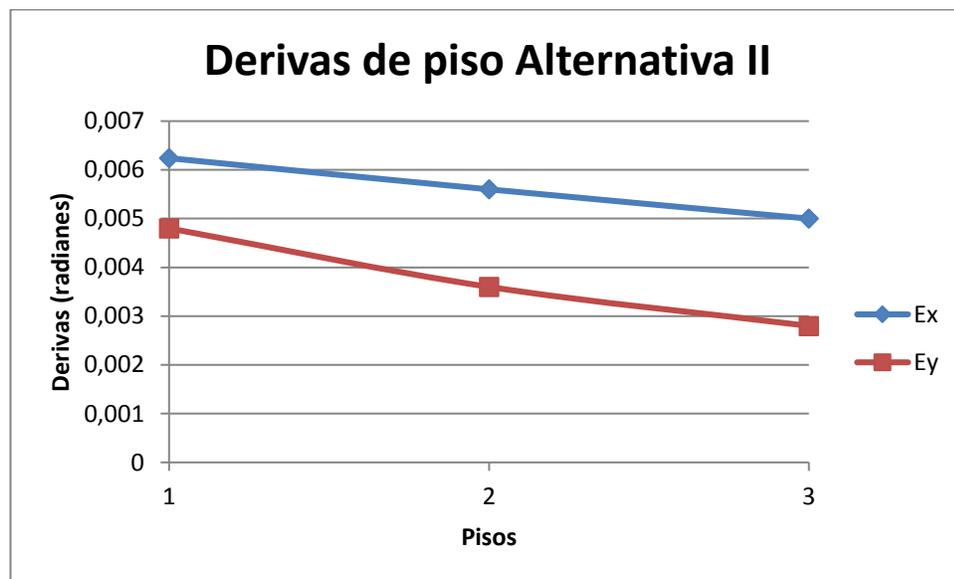


Figura 5.11 Comparación de derivas del eje X y Y (Alternativa II).

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Finalmente se calcula el índice de estabilidad y si deben considerarse los efectos P- Δ :

Tabla XLVII. Cargas de servicio (Alternativa II).

Piso	PD	PL	PD+PL
Piso 3	180,36	39,20	219,56
Piso 2	349,08	168,00	517,08
Piso 1	349,08	168,00	517,08

Fuente: García J., Marín S., 2017.

Tabla XLVIII. Índice de estabilidad de alternativa II.

Ex Desplazamiento X					
Pi (t)	Vi (t)	Delta i	hx (m)	Qi	Efectos P-Δ
219,56	63,34	0,003	3	0,003	No se consideran $Q_i < 0,1$
736,64	148,31	0,003	3	0,005	No se consideran $Q_i < 0,1$
1253,72	197,78	0,005	5	0,007	No se consideran $Q_i < 0,1$
Ey Desplazamiento y					
Pi (t)	Vi (t)	Delta i	hx (m)	Qi	Efectos P-Δ
219,56	65,78	0,001	3	0,002	No se consideran $Q_i < 0,1$
736,64	155,03	0,002	3	0,003	No se consideran $Q_i < 0,1$
1253,72	207,86	0,004	5	0,004	No se consideran $Q_i < 0,1$

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

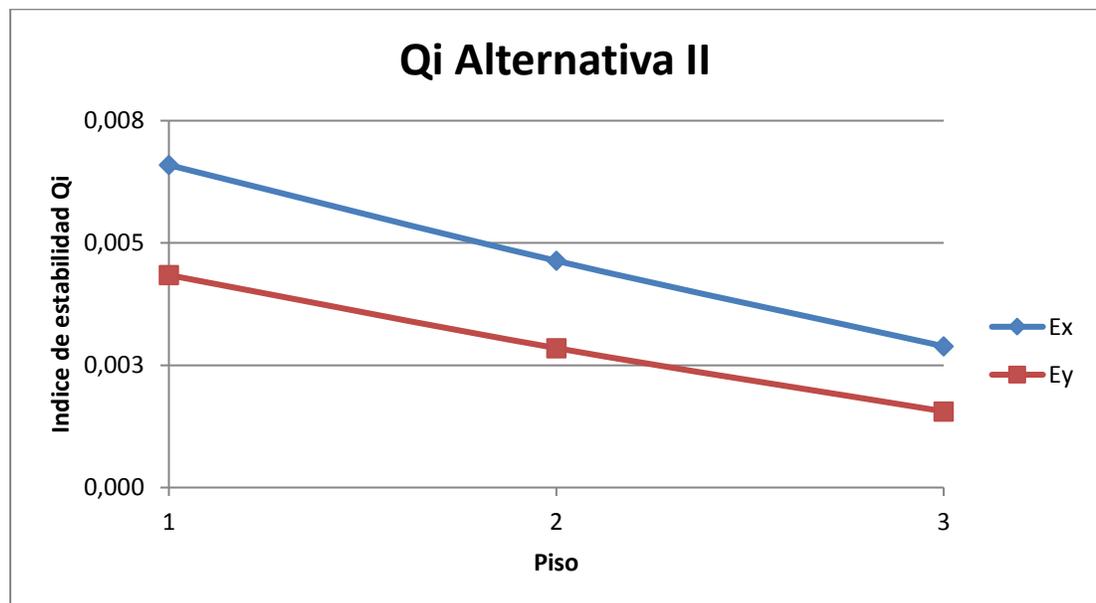


Figura 5.12 Comparación del índice de estabilidad eje Y y X (Alternativa II).

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

5.4 Análisis Alternativa III

Basado en el predimensionamiento de la estructura realizada en el capítulo anterior y modelado en el programa ETABS 2016 se obtiene lo siguiente:

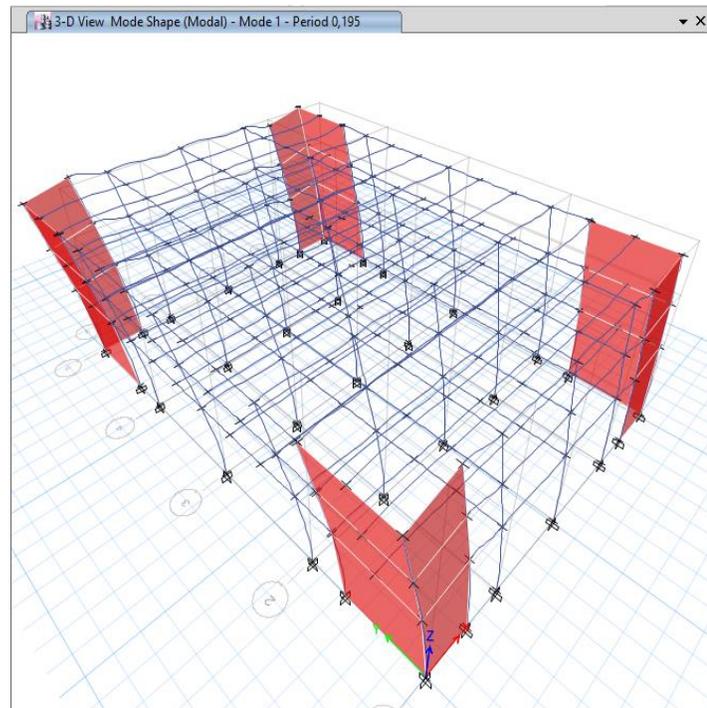


Figura 5.13. Período en X de alternativa III.
Fuente: ETABS, 2017.

Del análisis modal realizado por el programa se obtuvo que el período de la estructura para la dirección X es de 0.195 segundos como se ve figura 5.13; por otro lado, en la dirección Y el período es de 0.119 segundos en la figura 5.14.

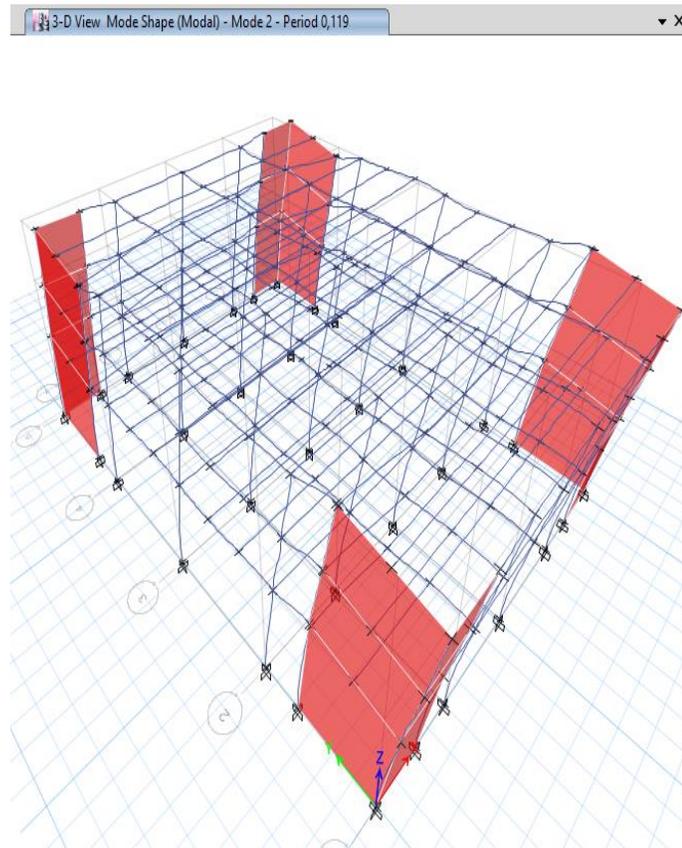


Figura 5.14 Período en X de alternativa III.
Fuente: ETABS, 2017.

Tabla XLIX. Peso sísmico de alternativa III.

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
Dead	0	0	1006,1978
Live	0	0	378,7015

Fuente: ETABS, 2017.

Del mismo análisis se obtiene que el peso muerto real de la estructura es de 1006.2 toneladas. Con esto se procede a recalcular el coeficiente de respuesta sísmica (C_s) y las fuerzas sísmicas de cada piso.

$$S_{ax} = 1.3104$$

$$S_{ay} = 1.22749982$$

$$C_{sx} = 0.2457$$

$$C_{sy} = 0.23015622$$

Factor k

$$k_x = 1$$

$$k_y = 1$$

Con estos datos se calculan las fuerzas sísmicas como se hizo en el capítulo anterior:

Tabla L. Distribución de fuerzas sísmicas alternativa III.

Parámetros				Dirección X		
Piso	Altura(m)	Wx	$w_x * h_x^{k_x}$	Cvx	Fx (ton)	Vx (ton)
3	11	206,57	1909,60	0,30	75,20	75,20
2	8	399,81	2688,00	0,43	105,86	181,06
1	5	399,81	1680,00	0,27	66,16	247,22
						6277,60
Parámetros				Dirección Y		
Piso	Altura(m)	Wx	$w_x * h_x^{k_x}$	Cvx	Fx (ton)	Vx (ton)
3	11	206,57	1909,60	0,30	70,45	70,45
2	8	399,81	2688,00	0,43	99,16	169,61
1	5	399,81	1680,00	0,27	61,98	231,58
						6277,60

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

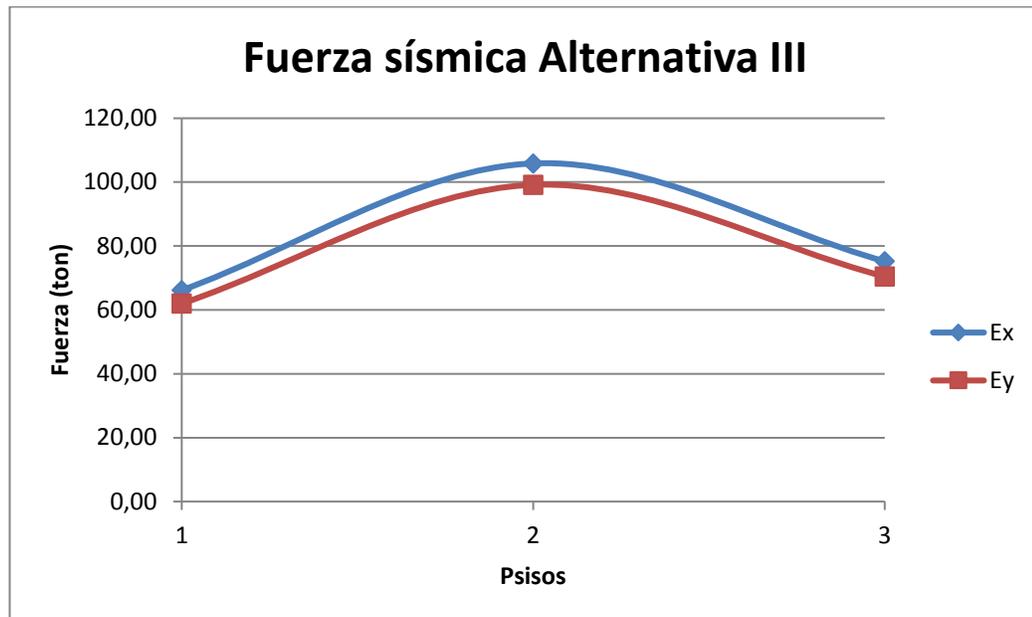


Figura 5.15 Comparación de fuerzas sísmicas eje Y y X (Alternativa III).
Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Calculadas las fuerzas sísmicas reales que experimenta la estructura para el sismo de diseño, se procede a comprobar las derivas del edificio con ese modelo estructural:

Tabla LI. Derivas de piso alternativa III.

Ex Desplazamiento x					
Piso	dxe (ETABS)	dxi	Θ_x	Θ_{adm}	conclusiones
3	0,0025	0,015	0,0016	0,02	Ok
2	0,0017	0,0102	0,0018	0,02	Ok
1	0,0008	0,0048	0,0010	0,02	Ok
Ey Desplazamiento y					
Piso	dxe (ETABS)	dxi	Θ_y	Θ_{adm}	conclusiones
3	0,0009	0,0054	0,0004	0,02	Ok
2	0,0007	0,0042	0,0006	0,02	Ok
1	0,0004	0,0024	0,0005	0,02	Ok

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

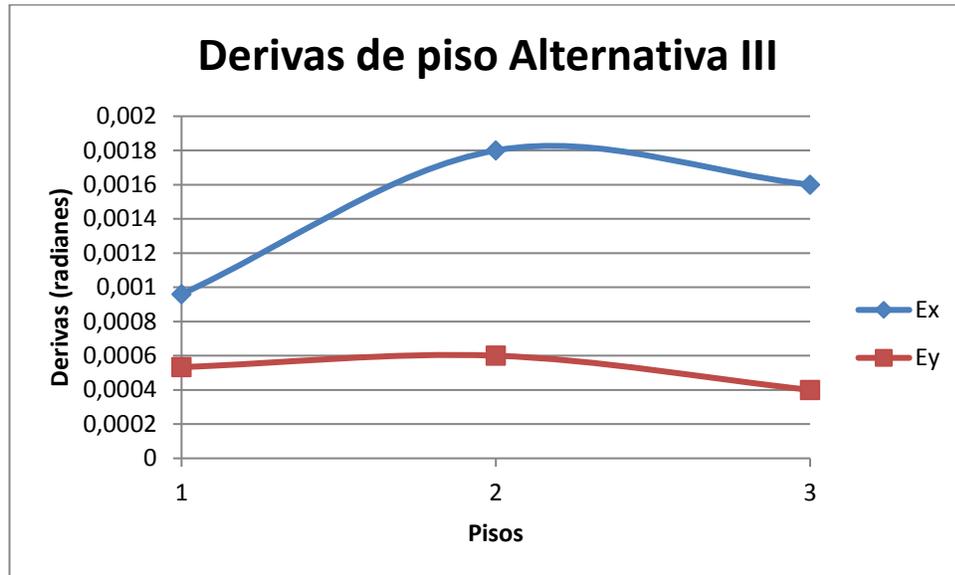


Figura 5.16 Comparación de derivas del eje X y Y (Alternativa III).
Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Finalmente se calcula el índice de estabilidad y si deben considerarse los efectos P- Δ :

Tabla LII. Cargas de servicio (Alternativa III).

Pisos	PD	PL	PD+PL
Piso 3	206,57	39,2	245,8
Piso 2	399,81	168,0	567,8
Piso 1	399,81	168,0	567,8

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Tabla LIII. Índice de estabilidad de alternativa III.

Ex Desplazamiento X					
Pi (t)	Vi (t)	Delta i	hx (m)	Qi	Efectos P- Δ
245,77	63,34	0,001	3	0,001	No se consideran Qi<0,1
813,59	148,31	0,001	3	0,002	No se consideran Qi<0,1
1381,40	197,78	0,001	5	0,001	No se consideran Qi<0,1

Ey Desplazamiento y					
Pi (t)	Vi (t)	Delta i	hx (m)	Qi	Efectos P-Δ
245,77	65,78	0,000	3	0,000	No se consideran $Q_i < 0,1$
813,59	155,03	0,000	3	0,001	No se consideran $Q_i < 0,1$
1381,40	207,86	0,000	5	0,001	No se consideran $Q_i < 0,1$

Fuente: García J., Marín S., 2017.

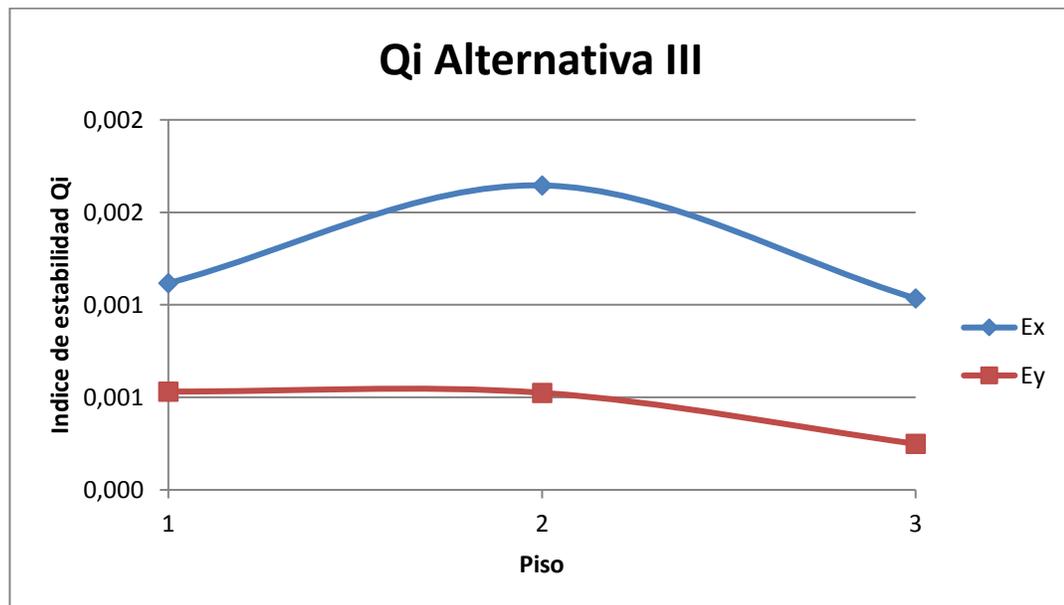


Figura 5.17 Comparación del índice de estabilidad eje Y y X (Alternativa III).

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

5.5 Costos de la super-estructura de las alternativas

Con el fin de hacer un análisis superficial de costos de las alternativas se estima el precio de los elementos viga, columna, arriostramiento y muros de cada alternativa para poder hacer la comparación y posterior elección de la mejor opción.

El cálculo se realiza con el peso muerto calculado con el programa ETABS para cada alternativa, al que se le resta la carga muerta sobre impuesta

para obtener únicamente el valor aproximado del peso de los elementos estructurales. Para el caso del muro se asumió un espesor de muro de 20 cm según las recomendaciones del ACI-318 (longitud mínima: L/25).

Tabla LIV. Cálculo de volumen de hormigón.

Hormigón (Alternativa III)			
Eje	Logitud unitaria (m)	Longitud total (m)	Volumen (m3)
X	2,75	11	24,2
Y	4,75	19	41,8

Fuente: García J., Marín S., 2017

Tabla LV. Costo de muros.

Volumen (m3)	66
Peso muros (t)	158,4
Costo Unitario (\$/m3)	135,98
Costo muros (\$)	8974,68

Fuente: García J., Marín S., 2017.

Tabla LVI. Costo de cada alternativa.

Alternativa	Peso Muerto Total	Peso Carga Muerta (t)	Peso Propio (t)	Costo unitario (\$/kg)	Costo Acero (\$)	Costo total (\$)
Alternativa I	845,98	739,2	106,78	1,74	185797	185797,2
Alternativa II	878,52	739,2	139,32	1,74	242417	242416,8
Alternativa III	1006,2	739,2	108,6	1,74	188964	197938,7

Fuente: García J., Marín S., 2017.

5.6 Comparación de alternativas

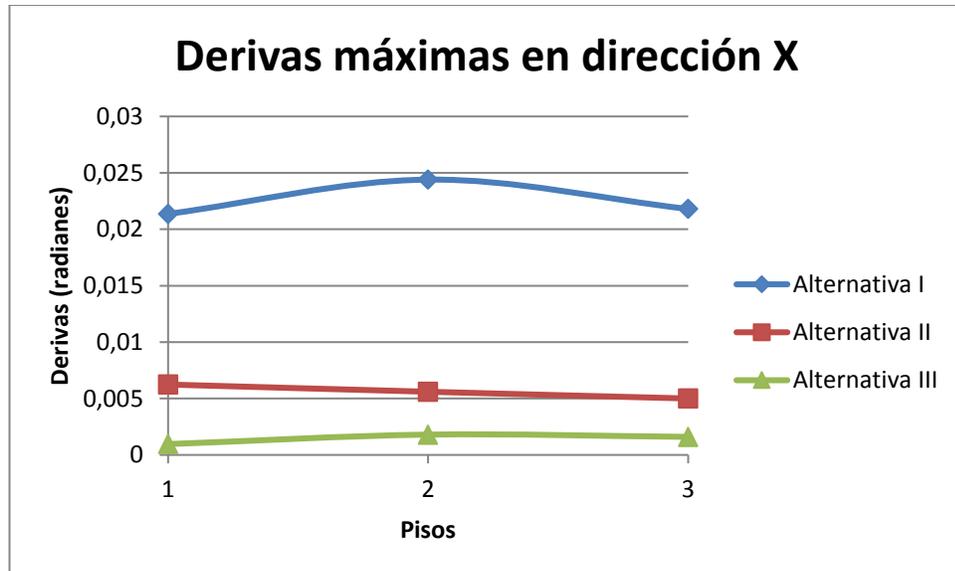


Figura 5.18 Comparación de derivas eje X.
Fuente: García J., Marín S., 2017.

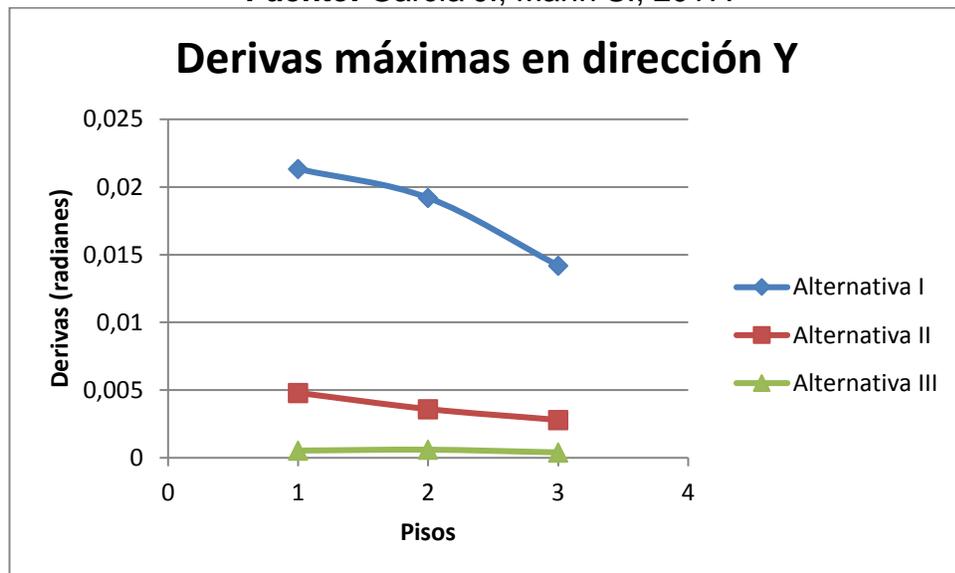


Figura 5.19 Comparación de derivas eje Y.
Fuente: García J., Marín S., 2017.

En lo que respecta a las derivas se puede observar en las figuras 5.18 y 5.19, que la alternativa III es la que presenta menores derivas con respecto a las otras 2 alternativas. Por el contrario, la alternativa I presenta problemas con la deriva admisible máxima (0.02), pues no cumple, por lo que se deberían agrandar secciones para que esto cumpla. Haciendo un análisis cuantitativo las derivas de la alternativa II son 6.5 veces mayores y las de la alternativa I son 22.25 veces mayores que las de la alternativa III. Esto es importante porque al tratarse de una estructura esencial entre menores sean las derivas en un sismo es un indicativo de que menores daños se producirán y la estructura podrá continuar funcional.

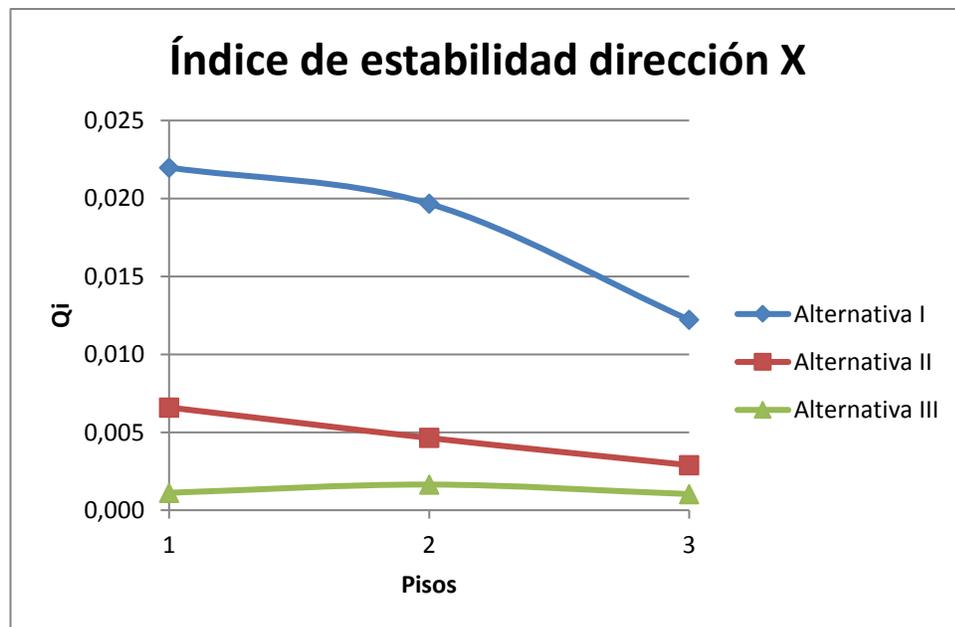


Figura 5.20 Comparación del índice de estabilidad eje X.
Fuente: García J., Marín S., 2017.

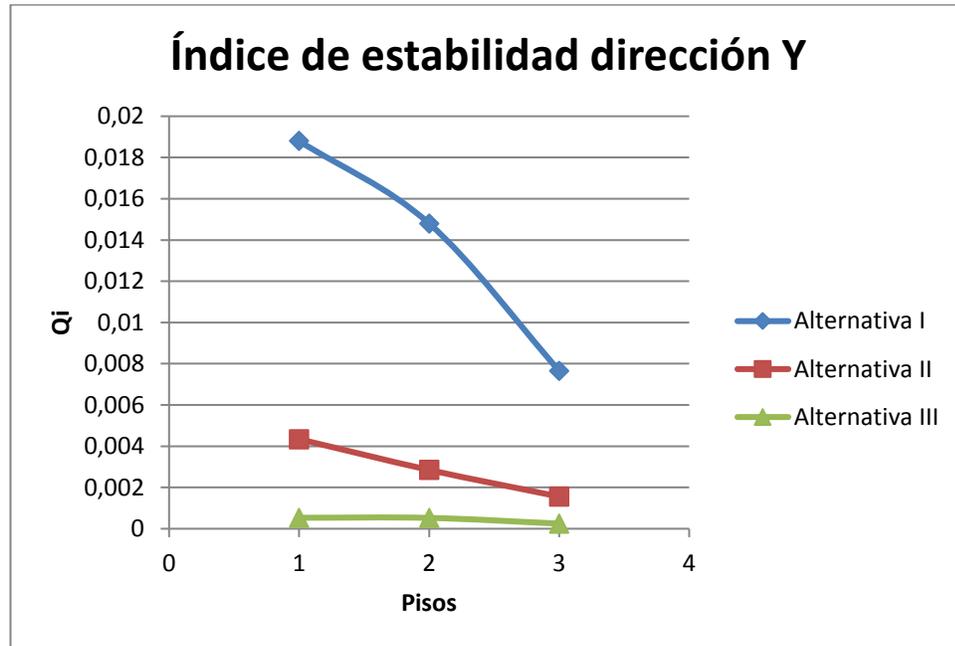


Figura 5.21 Comparación del índice de estabilidad eje Y.
Fuente: García J., Marín S., 2017.

Con respecto a la comparación del índice de estabilidad como era de esperarse porque dependen de las derivas principalmente, es menor para la alternativa III. El tener menor índice de estabilidad quiere decir que la alternativa III será menos susceptible a efectos secundarios en sus elementos causados por cargas excéntricas que pueden producirse en un sismo cuando ocurren deformaciones laterales y las cargas axiales de las columnas crean momentos de segundo orden que aumentan los esfuerzos en los elementos estructurales.

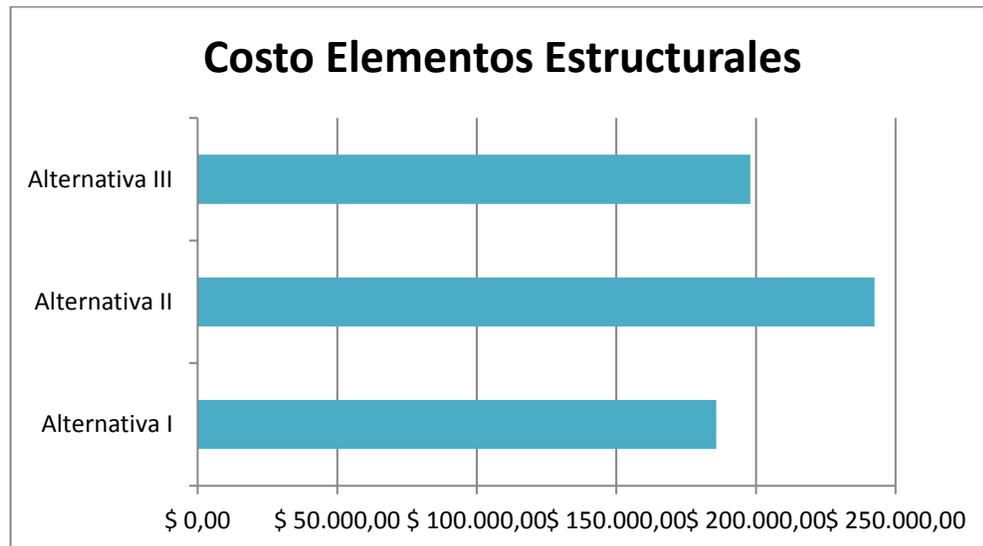


Figura 5.22 Comparación de costos de alternativas.
Fuente: García J., Marín S., 2017.

Analizando los costos de los elementos estructurales la alternativa I es la más económica, pero como ya se explicó antes tiene problemas con los desplazamientos y derivas, los costos podrían aumentar debido al aumento de secciones. Por otro lado, la alternativa III es la segunda más económica por sobre la alternativa II con una diferencia sustancial de \$45,000 que es una suma importante de dinero.

5.7 Elección de alternativa.

Como ha sido detallado en la comparación de alternativas, la alternativa III: Sistema Dual de Pórticos de Acero Resistentes a Momento con muros de corte de hormigón armado, es la alternativa más recomendable para este tipo de estructura debido a la rigidez que le brindan a los pórticos de acero

los muros de hormigón, este sistema mixto tendrá un buen comportamiento sísmico, daño reducido y costo no elevado comparado con la alternativa I, un pórtico normal de acero estructural, pues el excedente es de apenas \$12,000 y en una estructura esencial como esta, es imprescindible el asegurar el no colapso y la operabilidad inmediata del edificio luego de un terremoto.

CAPÍTULO 6

DISEÑO DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

6.1 Criterio de Columna Fuerte – Viga Débil

En el capítulo anterior se comprobó el criterio de columna fuerte – viga débil para el predimensionamiento de las tres alternativas de las cuales solo la II y III pasaron el criterio, entonces como se explica en la selección de alternativa se realiza el diseño para los 3 pisos de la estructura de Pórtico de acero resistente a momento con muros estructurales de hormigón armado el cual fue modelado en el programa ETABS.

Se procede para el diseño final a calcular el criterio antes mencionado para todos los pisos para comprobar si se cumple o no. En el predimensionamiento para el cálculo del V_u (Cortante ultimo) se efectúa manualmente, pero ahora se toma el valor que da el análisis estructural realizado por el software.

1) Calcular P_u

$$P_u = \sum (1.2PD + 1.6PL) * W_i \text{ (Ec. 6.1)}$$

$$A_i = 7 \text{ m} \times 5 \text{ m} = 35 \text{ m}^2$$

$$PD = WD \times A_i \text{ (Ec. 6.2)}$$

$$PL = WL \times A_i \text{ (Ec. 6.3)}$$

2) Determinar la relación $\Sigma M_{pc}/\Sigma M_{pv}$

Tabla LVII. Criterio columna fuerte-viga débil eje X.

Dirección X												
Piso	WD	Wpp	WL	Pu	Σp_u	Ac (cm ²)	M _{pc}	ΣM_{pc}	Vu (ETABS)	d	ΣM_{pv}	$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pv}}$
3	0.26	0.05	0.07	16.94	16.94	184	3889.9	3889.9	2.20	16.00	1337.02	2.91
2	0.53	0.07	0.3	42	58.94	224	5357.3	9247.1	4.70	31.00	4197.65	2.20
1	0.53	0.07	0.3	42	100.94	224	4915.5	10272.8	4.71	31.00	4198.89	2.45

Fuente: García J., Marín S., 2017

Tabla LVIII. Criterio columna fuerte-viga débil eje Y.

Dirección Y												
Piso	WD	Wpp	WL	Pu	Σp_u	Ac (cm ²)	M _{pc}	ΣM_{pc}	Vu (ETABS)	d	ΣM_{pv}	$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pv}}$
3	0.26	0.05	0.07	16.94	16.94	184	3889.9	3889.89	2.21	16.00	3756.29	1.04
2	0.53	0.07	0.3	42	58.94	224	5357.3	9247.14	4.97	31.00	8496.35	1.09
1	0.53	0.07	0.3	42	100.94	224	4915.5	10272.75	4.97	31.00	8496.92	1.21

Fuente: García J., Marín S., 2017.

Como se puede observar las relaciones $\Sigma M_{pc}/\Sigma M_{pv}$ en ambas direcciones se obtiene un valor mayor a 1, cumpliendo con el criterio de columna fuerte – viga débil.

6.2 Diseño de Miembros sujetos a carga axial combinados con flexión

1) Calcular inercia de columnas y vigas

Tabla LIX. Calculo de rigideces relativas de cada elemento.

COLUMNAS			
Piso	Inercia	Altura	Ic/Lc
3	16345.33	300	54.48
2	29418.67	300	98.06
1	29418.67	500	58.84
VIGAS Y			
Piso	Inercia	Lv	Ic/Lc
3	6577.767	700	9.40
2	15181.72	700	21.69
1	15181.72	700	21.69
VIGAS X			
Piso	Inercia	Lv	Ic/Lc
3	1166.814	500	2.33
2	6577.767	500	13.16
1	6577.767	500	13.16

Fuente: García J., Marín S., 2017.

2) Calcular factor de rigidez relativa (G).

Tabla LX. Factores de relacion de rigideces relativas en cada nudo.

Columnas exteriores		Columnas exteriores		
Nudo	G	Nudo	G	
Eje Y	D	8.65	D	34.85
	C	10.50	C	17.31
	B	10.80	B	17.80
	A	1.00	A	1.00

Columna Interiores			Columnas interiores		
	Nudo	G		Nudo	G
Eje Y	H	4.33	Eje X	H	17.42
	G	5.25		G	8.65
	F	5.40		F	8.90
	E	1.00		E	1.00

Fuente: García J., Marín S., 2017.

3) Determinar el valor de K usando los nomogramas del SSRC.

Tabla LXI. Determinación de k.

Columnas exteriores Eje Y				
Piso	Columna	Ga	Gb	Ky
3	D-C	10.50	8.65	2.9
2	C-B	10.80	10.50	3.02
1	B-A	1.00	10.80	2
Columnas exteriores Eje X				
Piso	Columna	Ga	Gb	kx
3	D-C	17.31	34.85	3.6
2	C-B	17.80	17.31	3.4
1	B-A	1.00	17.80	1.97
Columnas interiores Eje Y				
Piso	Columna	Ga	Gb	ky
3	H-G	5.25	4.33	2.18
2	G-F	5.40	5.25	2.2
1	F-E	1.00	5.40	1.72
Columnas interiores Eje X				
Piso	Columna	Ga	Gb	kx
3	K-J	8.65	17.42	2.79
2	J-I	8.90	8.65	2.55
1	I-H	1.00	8.90	1.82

Fuente: García J., Marín S., 2017.

4) Determinar si la columna recibe carga axial grande o pequeña.

En el Predimensionamiento se estableció las siguientes secciones:

Datos:

Módulo de Elasticidad (E) = 2043186 kg/cm².

Fy = 2537 kg/cm².

$$\lambda_p = 0.64 \sqrt{E/F_y} = 18.16$$

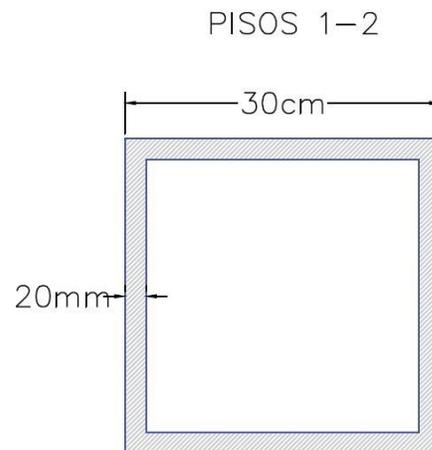


Figura 6.1 Sección de columna.
Fuente: García J., Marín S., 2017.

Se realizará el cálculo para el piso 1

$$\lambda_{columnas} = \frac{b}{t} = 13 < \lambda_p \rightarrow \text{Sección Compacta}$$

$$\bar{y}_{plastico} = 10.518 \text{ cm}$$

$$A_g = 224 \text{ cm}^2$$

$$Z_{x-y} = \frac{A}{2} * \bar{y}_{plastico} = 2356 \text{ cm}^2 \text{ (Ec. 6.4)}$$

$$r_{x-y} = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 11.46 \text{ cm (Ec. 6.5)}$$

$$L_c \text{ piso } 1 = 500 \text{ cm}$$

$$K_x = 1.97 \text{ (Segun el nomgrama)}$$

$$K_y = 2$$

$$\frac{L_{c1} * K_x}{r_x} = 85.95 \text{ (Ec. 6.6)}$$

$$\frac{L_{c1} * K_y}{r_y} = 87.26 \text{ (Escoger mayor)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\frac{L_{c1} * K_y}{r_y}} = 2648.39 \text{ kg/cm (Ec. 6.7)}$$

Se debe verificar el tipo de pandeo a la que estaría susceptible la columna para determinar la fuerza crítica que produce la misma, ya sea inelástico cuando se cumplan la siguiente condición $F_e \geq 0.44F_y$ o elástico cuando $F_e < 0.44F_y$, usar las siguientes ecuaciones:

$$F_{cr} = 0.658 \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} * F_y \text{ (Pandeo Inelástico) (Ec. 6.8)}$$

$$F_{cr} = 0.877 * F_e \text{ (Pandeo Elástico) (Ec. 6.9)}$$

En este caso:

$$F_e \geq 0.44F_y \text{ (Pandeo Inelástico) (Ec. 6.10)}$$

$$F_{cr} = 1698.99 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la resistencia de diseño de la columna axialmente es:

$$\phi_c P_n = 0.9 * F_{cr} * A_g = \mathbf{342.53 \text{ Ton}} \text{ (Ec. 6.11)}$$

Ahora las columnas no solamente esta sujetas a fuerzas axiales, por ende, es necesario analizar el caso en que el miembro este sujeto a carga axial combinada con tensión, que es un caso común en las estructuras.

Para vigas, columnas y miembros conectados se usa un análisis elástico de segundo orden (ETABS), descrito a continuación.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \text{ (Ec. 6.12)}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \text{ (Ec. 6.13)}$$

En donde:

M_{nt} Resistencia requerida a la flexión asumiendo que no hay desplazamiento lateral en el pórtico.

M_{lt} Resistencia requerida a la flexión asumiendo que hay desplazamiento lateral en el pórtico.

B_1 Factor de amplificación para tomar en cuenta el efecto $P - \delta$.

B_2 Factor de amplificación para tomar en cuenta el efecto $P - \Delta$.

α 1.00.

Una vez calculado $\phi_c P_n$, se deben obtener los valores B_1 y B_2 . Dónde:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{el}}} \geq 1 \text{ (Ec. 6.14)}$$

P_{el} Carga de Euler para columnas en pórticos sin desplazamiento lateral

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (\text{Ec. 6.15})$$

C_m Coeficiente basado en análisis elástico de primer orden asumiendo que no hay desplazamiento lateral.

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad (\text{Ec. 6.16})$$

Para miembros a compresión con carga transversal entre sus soportes, el valor de M_1/M_2 debe determinarse por análisis o debe tomarse como 1 conservadoramente, entonces:

$$C_m = 0.20$$

La forma de calcular B_2 es:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}} \geq 1.0 \quad (\text{Ec. 6.17})$$

Dónde:

$\sum P_{nt}$ Carga Axial factorada de todas las columnas de un entrepiso.

α 1.00

$\sum P_{e2}$ Carga de Euler para columnas en pórticos con desplazamiento lateral.

$$\sum P_{e2} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \quad (\text{Ec. 6.18})$$

R_M 0.85 para pórticos resistente a momentos y sistemas combinados.

Δ_H Deflexión lateral de entrepiso debido a fuerzas laterales.

H Cortante de entrepiso en la dirección considerada producido por las fuerzas laterales usadas para calcular Δ_H .

L Altura de entrepiso.

Para determinar los valores del factor de amplificación B2, es necesario determinar derivas elásticas:

$$\theta_x = \frac{\Delta H}{L} = \frac{dx_i - dx_{i-1}}{hx} \leq 0.02 \text{ (Ec. 6.19)}$$

Estas ya fueron obtenidas en el capítulo anterior para la estructura que se está diseñando por lo que se toman esos valores.

$$P_{elx} = \frac{\pi^2(2537)(29418.67)}{(1.97*500)^2}$$

$$P_{elx} = 611.446 \text{ Ton}$$

$$P_{ely} = 593.240 \text{ Ton}$$

De acuerdo al modelo realizado en ETABS se obtiene los siguientes resultados:

$$P_{nt} = 0 \text{ t}$$

$$P_{lt} = 100.602 \text{ t}$$

$$M_{ntx} = 0 \text{ t}$$

$$M_{ltx} = 0.6953 \text{ t-m}$$

$$M_{nty} = 0 \text{ t-m}$$

$$M_{lty} = 0.5486 \text{ t-m}$$

$$P_i = (W_P + W_{DD} + W_L) * A_i \text{ (Ec. 6.20)}$$

Pi:

245.77 Ton (Piso 3)

813.58 Ton (Piso 2)

1381.4 Ton (Piso 1)

$$B_{2x} \text{ Piso 1} = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha * P_i * \theta_x}{R_m * V_i * R}} = 1.00112 \geq 1$$

$$B_{2y} \text{ Piso 1} = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha * P_i * \theta_y}{R_m * V_i * R}} = 1.00049 \geq 1$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} = 100.715 \text{ Ton}$$

$$B_{1x} = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{el}}} = 0.2394 \geq 1$$

$$B_{1x} = 1$$

$$B_{1y} = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{el}}} = 0.2409 \geq 1$$

$$B_{1y} = 1$$

5) Si $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$ (Carga Axial Grande).

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{M_{ny}} \right) \leq 1.0 \text{ (Ec. 6.21)}$$

6) Si $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$ (Carga Axial Pequeña).

$$\frac{Pr}{2P_c} + \left(\frac{Mr_x}{M_{n_x}} + \frac{Mr_y}{M_{n_y}} \right) \leq 1.0 \text{ (Ec. 6.22)}$$

$$\frac{Pr}{P_c} = 0.29 \rightarrow \text{Carga Axial Grande}$$

$$Mr = B_{1x}M_{nt} + B_{2x}M_{lt} = 0.69607 \text{ Ton-m}$$

$$Mr = B_{1y}M_{nt} + B_{2y}M_{lt} = 0.54887 \text{ Ton-m}$$

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 572.39 \text{ cm}$$

$$L_b = \frac{L}{3} = 166.67 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \rightarrow \Phi_b M_{n_x} = \Phi_b M_{n_y} = \Phi_b F_y Z_x$$

$$\Phi_b M_{n_x} = 53.795 \text{ Ton - m}$$

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{n_x}} + \frac{Mr_y}{M_{n_y}} \right) = 0.3146 < 1 \rightarrow \text{Sección Satisfactoria}$$

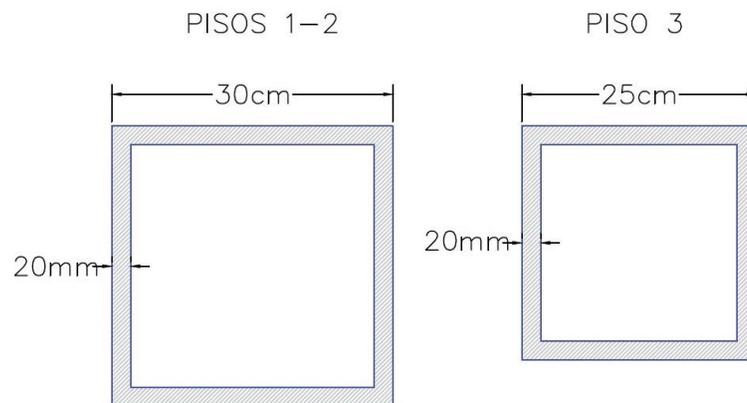


Figura 6.2 Columnas de piso 1, 2 y 3.

Fuente: García J., Marín S., 2017.

A continuación, se procede a hacer el resumen del diseño de los pisos 2 y 3:

Tabla LXII. Resistencia axial de columnas.

	Columna piso 2	Columna piso 3	
F_e	2545.55	1535.804999	
Intervalo Inelástico			
F_{cr}	1671.695461	1270.712729	kg/cm ²
P_c=Φ_cP_n	337.014	210.430	Ton
Pe_{Lx}	570.204	282.588	Ton
Pe_{Ly}	722.727	435.475	Ton
C_{mx=my}	0.2	0.2	

Fuente: García J., Marín S., 2017.

Tabla LXIII. Carga axial de columnas.

Datos de ETABS	Columna Piso 2	Columna Piso 3	
P_{nt}	0	0	Ton
P_{lt}	58.271	16.571	Ton
M_{ntx}	0	0	Ton-m
M_{ltx}	1.723	0.918	Ton-m
M_{nty}	0	0	Ton-m
M_{lty}	0.518	0.219	Ton-m

Fuente: ETABS, 2017

Tabla LXIV. Determinación de tipo de carga axial.

	Columna Piso 2	Columna Piso 3	
B_{1x}	0.2228	0.2125	≥1
B_{1y}	0.2228	0.2079	≥1
B_{2x}	1.0015	1.0011	≥1
B_{2y}	1.0006	1.0004	≥1
Pr	58.36	16.59	Ton
	Carga axial pequeña	Carga axial pequeña	

Fuente: García J., Marín S., 2017.

Tabla LXV. Determinación de columna satisfactoria.

	Columna piso 2	Columna piso 3	
M_{rx}	1.725	0.9189	Ton-m
M_{ry}	0.5182	0.2192	Ton-m
L_p	572.39	470.75	Cm
L_b	100	100	Cm
	Pandeo Plástico	Pandeo Plástico	
M_{nx=ny}	53.79	36.33	Ton-m
Formula de Interacción	0.13	0.071	
	Sección Satisfactoria	Sección Satisfactoria	

Fuente: García J., Marín S., 2017.

6.3 Diseño de Vigas I

6.3.1 Resistencia de Diseño a Flexión (Piso 1 Eje X)

Se debe comprobar que la resistencia nominal de diseño sea mayor a la resistencia ultima obtenida por ETABS $\Phi R_n \geq \Phi R_u$, esto quiere decir que se debe comparar con los momentos y cortantes obtenidos mediante fórmulas con el programa estructural, por último, se debe analizar las deflexiones que se puedan producir en las vigas para determinar si son aptas para el diseño o se requiere cambiar de sección.

En la figura 6.3 se tiene la sección de la viga que se obtuvo para el piso 1 y 2 de la estructura. Está será hecha con placas de 10

milímetros de espesor para las alas y de 8 milímetros de espesor para el alma de la viga.

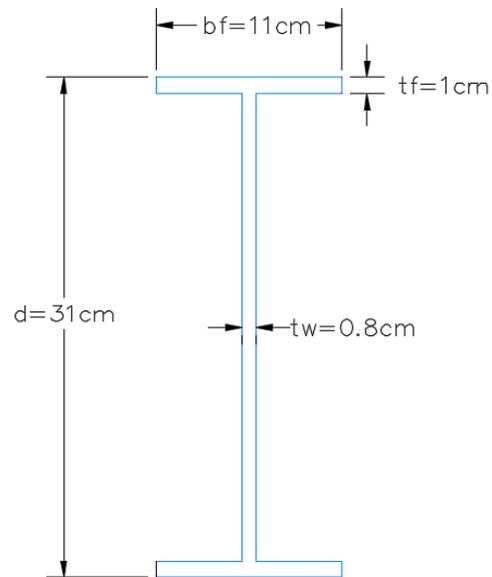


Figura 6.3 Viga I del piso 1 eje X.
Fuente: García J., Marín S., 2017.

$$\lambda_{\text{alas}} = \frac{bf}{2tf} = 5.5 < \lambda_p \rightarrow \text{Alas Compacta}$$

$$\lambda_{\text{alma}} = \frac{h}{tw} = 36.25 < \lambda_p \rightarrow \text{Alma Compacta}$$

$$\bar{y}_{\text{plastico}} = 11.02 \text{ cm}$$

$$A_g = 45.2 \text{ cm}^2$$

$$Z_x = \frac{A}{2} * \bar{y}_{\text{plastico}} = 498.2 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 6577.77 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{c} = 424.37 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 12.06 \text{ cm}$$

$$I_y = 223.07 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 2.21 \text{ cm}$$

$$h_o = d - 2t_f = 30 \text{ cm}$$

$$J = \frac{2bf * t_f^3}{3} + \frac{h * t_w^3}{3} = 12.28 \text{ cm}^4 \text{ (Ec. 6.23)}$$

$$C_w = \frac{t_f * h_o^2 * bf^3}{24} = 49912.5 \text{ cm}^6 \text{ (Ec. 6.24)}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y * C_w}}{S_x} = 7.863 \text{ cm (Ec. 6.25)}$$

$$r_{ts} = 2.80 \text{ cm}$$

- Lb Longitud entre soportes
- Lp Longitud máxima sin soporte lateral para el estado límite de fluencia.
- Lr Longitud máxima sin soporte lateral para el estado límite de pandeo torsional lateral inelástico.

Se pueden dar 3 casos:

- Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo torsional lateral no es aplicable.

- Cuando el $L_p < L_b \leq L_r$ está en el rango de pandeo inelástico.
- Cuando el $L_b > L_r$ está en el rango de pandeo elástico.

$$L_b = \frac{L}{3} = 166.67 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 110.96 \text{ cm (Ec. 6.26)}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} * \frac{E}{0.7F_y} * \sqrt{\frac{J^*c}{S_x^*ho}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.70F_y}{E} * \frac{S_x^*ho}{J^*c} \right)}} \text{ (Ec. 6.27)}$$

$$L_r = 368.00 \text{ cm}$$

$L_p < L_b \leq L_r \rightarrow$ La viga tendrá un pandeo inelástico.

Una vez conocido el tipo de pandeo que tendrá la viga se calcula el Momento nominal de diseño ($\phi_b M_n$).

$$\phi_b M_n = \phi_b C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi_b M_p \text{ (Ec. 6.28)}$$

$$C_b = 1.0$$

$$M_p = F_y * Z_x = 12.64 \text{ ton - m}$$

$$\phi_b M_n = 10.38 \text{ ton - m}$$

Comparando con el ETABS se observa que el máximo momento en las vigas en la dirección x es 4.72 ton -m, entonces se cumple con la relación $\phi_b M_n \geq \phi M_u$.

6.3.2 Resistencia de Diseño al Cortante (Piso 1 Eje X)

Se aplica a las almas de las vigas doblemente simétricas sujetos a corte en el plano del alma, la resistencia al cortante de acuerdo a los estados límites de fluencia por cortante o pandeo por cortante, se define como:

$$\phi_v V_n = \phi_v (0.6 F_y A_w C_v) \quad (\text{Ec. 6.29})$$

Dónde:

$$\phi_v \quad 0.90$$

$$A_w \quad d \cdot t_w$$

C_v Coeficiente de corte del alma.

Para almas de perfiles simple y doblemente simétricos C_v se determina:

$$\text{Para } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}, C_v = 1.0$$

$$\text{Para } 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v E / F_y}}{h / t_w} \quad (\text{Ec. 6.30})$$

$$\text{Para } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51E \cdot k_v}{(h/t_w)^2 F_y} \quad (\text{Ec. 6.31})$$

k_v (coeficiente de pandeo del alma), se define para alma rigidizadas:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (\text{Ec. 6.32})$$

$$k_v = 5 \text{ cuando } \frac{a}{h} > 3 \text{ o } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2 \quad (\text{Ec. 6.33})$$

En donde:

a Distancia libre entre rigidizadores transversales.

H Para secciones armadas soldadas o armadas emperradas, la distancia libre entre alas y líneas de pernos.

$$\frac{h}{t_w} = 36.25$$

$$1.1 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} = 31.22$$

$$1.37 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} = 38.87$$

$$31.22 \leq 36.25 \leq 38.87$$

$$a = L_b = 166.67 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{h} = 5.75 > 3.0 \text{ entonces se calcula } k_v$$

$$k_v = 5.0038$$

$$C_v = 1.926$$

$$A_w = 24.8 \text{ cm}^2$$

$$\phi_v V_n = 65.44 \text{ ton}$$

De la misma que se compara los momentos, hay que realizar con los cortantes.

El máximo cortante según el modelo en ETABS para las vigas en la dirección X es 6.27 ton, entonces se cumple con la relación $\phi_b V_n \geq \phi V_u$.

6.3.3 Cálculo de Deflexiones (Piso 1 Eje X).

Es fundamental calcular las deflexiones que se producen en las vigas de las estructuras, especialmente en las metálicas porque muchas veces controla el diseño, más que el diseño a flexión o cortante, esto ocurre esencialmente porque las deformaciones excesivas pueden dañar los elementos no estructurales como: paredes, ventanas y puerta. Además, afecta a la apariencia de la estructura causando incomodidad y falta de confianza en las personas que la usan.

Las causas de las deflexiones pueden ser:

- Cargas externas.
- Errores de fabricación.
- Asentamiento de los soportes.

- Cambios de temperatura.

Siempre se debe cumplir que:

$$\Delta \leq \Delta a$$

En donde Δa es la deflexión permisible.

Según la AISC las deflexiones por carga viva y muerta deben ser:

$$\Delta a = \frac{L}{240} \text{ (Ec. 6.34)}$$

Sea L = Longitud del claro.

Las vigas en la dirección X poseen carga distribuida y su deflexión estará dada por la ecuación (AISC Tabla 3.23 caso 15):

$$\Delta_{\max} = \frac{wL^4}{384EI} \text{ (Ec. 6.35)}$$

La carga w incluye la que produce el peso propio de la viga, la carga muerta y la carga viva.

$$P_{D+L} = 19.72 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta a = \frac{500}{240} = 2.083 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\max} = 0.238 \text{ cm}$$

La AISC también recomienda analizar las deflexiones que se producen solo por carga viva. Determinada por la siguiente ecuación.

$$\Delta a = \frac{L}{360} = 1.389 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{wL^4}{384EI} = 0.085 \text{ cm}$$

$\Delta_{\max} \leq \Delta_a \rightarrow$ Pasa deflexiones

6.3.4 Resistencia de Diseño a Flexión (Piso 1 Eje y)

De la misma forma se realiza el diseño de vigas para el piso 1 en la dirección Y con unos ligeros cambios al momento de calcular las deflexiones. En la figura 6.4 se observa la sección que tendrá la viga que en este caso tengo un espesor de placas de 15 milímetros para el alma.

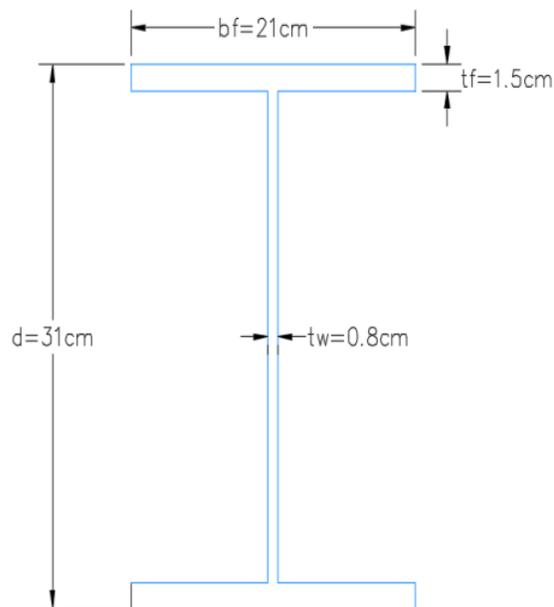


Figura 6.4 Viga I del piso 1 eje X.
Fuente: García J., Marín. S, 2017.

$$L = 700 \text{ cm}$$

$$L_b = 233.33 \text{ cm}$$

$$L_p = 260.13 \text{ cm}$$

$$L_r = 907.35 \text{ cm}$$

$L_p < L_b \leq L_r \rightarrow$ La viga tendrá un pandeo inelástico.

$$\phi_b M_n = 24.80 \text{ ton} - \text{m}$$

Comparando con el ETABS se observa que el máximo momento en las vigas en la dirección X es 21.67 ton -m, entonces se cumple con la relación $\phi_b M_n \geq \phi M_u$.

6.3.5 Resistencia de Diseño al Cortante (Piso 1 Eje Y)

$$1.1 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 6.36})$$

$$31.22 \leq 35 \leq 38.87$$

$$\frac{a}{h} = 8.33 > 3.0 \text{ entonces se calcula } k_v$$

$$k_v = 5.0041$$

$$C_v = 1.995$$

$$A_w = 24.8 \text{ cm}^2$$

$$\phi_b V_n = 67.79 \text{ ton}$$

De la misma que se compara los momentos, hay que realizar con los cortantes.

El máximo cortante según el modelo en ETABS para las vigas en la dirección Y para el primer piso es 13.04 ton, entonces se cumple con la relación $\phi_b V_n \geq \phi V_u$.

6.3.6 Deflexiones (Piso 1 Eje Y)

$$\Delta a = \frac{700}{240} = 2.93 \text{ cm}$$

Como las vigas en Y tiene cargas puntuales a L/3 por lo tanto la ecuación (AISC Tabla 3.23a Caso 3), también hay que considerar la carga por el peso propio de la viga entonces:

$$\Delta_{\max} = \frac{wL^4}{384EI} + \frac{0.008PL^3}{EI} = 0.90 \text{ cm (Ec. 6.37)}$$

La AISC también recomienda analizar las deflexiones que se producen solo por carga viva. Determinada por la siguiente ecuación.

$$\Delta a = \frac{L}{360} = 1.389 \text{ cm (Ec. 6.38)}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{0.008PL^3}{EI} = 0.31 \text{ cm (Ec. 6.39)}$$

$$\Delta_{\max} \leq \Delta a \rightarrow \text{Pasa deflexiones}$$

6.3.7 Diseño de vigas de piso 2 y 3

A continuación, se encuentra un resumen con los resultados obtenidos para el diseño de las vigas en el piso 2 y 3 en las dos direcciones, además de las vigas secundarias:

Tabla LXVI. Longitud entre soportes eje X.

Vigas Principales Dirección X			
	Piso 1-2	Piso 3	
Lb	166.67	166.67	cm
Lp	110.96	129.99	cm
Lr	368.00	496.31	cm

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

$L_p < L_b \leq L_r \rightarrow$ La viga tendrá un pandeo inelástico.

Tabla LXVII. Resistencia a flexión y cortante eje X.

Diseño a Flexión			
	Piso 2	Piso 3	
M_p	12.64	4.18	Ton-m
Φ_bM_n	10.38	3.62	Ton-m
ΦM_u	4.75	1.86	Ton-m
$\Phi_b M_n \geq \Phi M_u$			
Diseño a Cortante			
	Piso 2	Piso 3	
h/tw	31.22	31.22	
λw	36.25	24	
h/tw	38.88		
kv	5.0038	5.0086	
cv	1.93	1	
Φ_bV_n	65.45	13.15	Ton
ΦV_u	6.27	2.42	Ton
$\Phi_b V_n \geq \Phi V_u$			

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

Tabla LXVIII. Calculo de deflexiones en el eje X.

Deflexiones				
		Piso 2	Piso 3	
Carga viva y muerta	Δa	2.08		cm
	Δ_{max}	0.24	0.54	cm
		$\Delta_{max} \leq \Delta a$		
Carga viva	Δa	1.39		cm
	Δ_{max}	0.08	0.11	cm
		$\Delta_{max} \leq \Delta a$		

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

Tabla LXIX. Longitud entre soportes eje Y.

Vigas Principales Dirección Y			
	Piso 2	Piso 3	
Lb	233.33	233.33	cm
Lp	260.13	110.96	cm
Lr	907.35	368.00	cm

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

$L_p < L_b \leq L_r \rightarrow$ La viga tendrá un pandeo inelástico.

Tabla LXX. Resistencia a flexión y cortante eje Y.

Diseño a Flexión			
	Piso 2	Piso 3	
M_p	27.55	12.64	Ton-m
$\Phi_b M_n$	24.80	9.19	Ton-m
ΦM_u	21.66	8.54	Ton-m
	$\Phi_b M_n \geq \Phi M_u$		
Diseño a Cortante			
	Piso 2	Piso 3	
h/t_w	31.22	31.2166571	
λ_w	35	36.25	
h/t_w	38.88	38.88	
k_v	5.0041	5.00380499	

cv	2.00	1.93	
$\Phi_b V_n$	67.79	65.45	Ton
ΦV_u	15.10	5.89	Ton
$\phi_b V_n \geq \phi V_u$			

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

Tabla LXXI. Calculo de deflexiones en el eje Y.

Deflexiones				
		Piso 2	Piso 3	
Carga viva y muerta	Δa	2.92		cm
	Δ_{max}	0.90	0.83	cm
		$\Delta_{max} \leq \Delta a$		
Carga viva	Δa	1.94		cm
	Δ_{max}	0.31	0.17	cm
		$\Delta_{max} \leq \Delta a$		

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

Tabla LXXII. Resistencia a flexión y cortante eje Y.

VIGAS SECUNDARIAS			
	Piso 1-2	Piso 3	
Lb	233.33	233.33	cm
Lp	112.25	129.99	cm
Lr	451.11	496.48	cm

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

$L_p < L_b \leq L_r \rightarrow$ La viga tendrá un pandeo inelástico.

Tabla LXXIII. Resistencia a flexión y cortante de vigas secundarias.

Diseño a Flexión			
	Piso 1-2	Piso 3	
M_p	11.13	4.18	Ton-m
$\Phi_b M_n$	8.68	3.36	Ton-m
ΦM_u	6.46	2.24	Ton-m
$\phi_b M_n \geq \phi M_u$			

Diseño a Cortante			
	Piso 1-2	Piso 3	
h/tw	31.21	31.22	
λw	29.5	24	
h/tw	38.88	38.88	
kv	5.0057	5.009	
cv	1	1	
$\Phi_b V_n$	28.50	13.15	Ton
ΦV_u	6.82	2.54	Ton
$\Phi_b V_n \geq \Phi V_u$			

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

Tabla LXXIV. Calculo de deflexiones en las vigas secundarias.

Deflexiones				
		Piso 2	Piso 3	
	Δa		2.92	cm
Carga viva y muerta	Δ_{max}	1.22	2.92	cm
		$\Delta_{max} \leq \Delta a$		
	Δa		1.94	cm
Carga viva	Δ_{max}	0.43	0.43	cm
		$\Delta_{max} \leq \Delta a$		

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

6.4 Diseño de muros de corte de hormigón armado

Para el diseño de los muros de corte la NEC-2015 en su capítulo de hormigón armado, se toma en cuenta la siguiente relación de la que dependerá el tipo de estudio que se haga del muro:

$$\text{Caso 1: } \frac{M}{V l_w} \geq 2 \text{ (Ec. 6.40)}$$

$$\text{Caso 2: } \frac{M}{V l_w} < 2 \text{ (Ec. 6.41)}$$

Se analiza para los muros en sentido X y sentido Y que tiene la estructura:

Tabla LXXV. Relación de momento, cortante y longitud de muros.

Dirección	lw (m)	Mu (t-m)	Vu (t)	Mu / Vu lw	Caso
Dirección X	2,75	164,51	39,38	1,52	2
Dirección Y	4,75	226,12	41,87	1,14	2

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

Para los sistemas del caso 2 se debe cumplir lo siguiente:

- Se empleará como refuerzo de acero: varilla corrugada o malla electrosoldada.
- La cuantía mínima de refuerzo será: $0.0025 \times 420/f_y$ (MPa) para el eje longitudinal ρ_v , y transversal ρ_n ; se podrá emplear acero electrosoldado con f_y de hasta 600 MPa.
- Espaciamiento máximo entre refuerzos: 450 mm.
- El refuerzo requerido por fuerzas cortantes se debe distribuir uniformemente.

(NEC-SE-HM, 2015).

6.4.1 Cuantía de refuerzo

La cuantía de refuerzo para muros estructurales de hormigón es tal que, tanto en el eje longitudinal ρ_v , como en el eje transversal ρ_n :

$$\rho_v \geq 0.0025$$

$$\rho_n \geq 0.0025$$

Para el diseño de los muros se propone lo siguiente:

Muro en dirección X

- $f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$
- $lw= 2.75 \text{ m}$
- $e= 0.20 \text{ m}$
- $\varnothing= 10 \text{ mm}$
- Número de varilas= 20
- $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Separación entre refuerzos= 30 cm
- $\rho_v= 0.0029$
- Doble malla

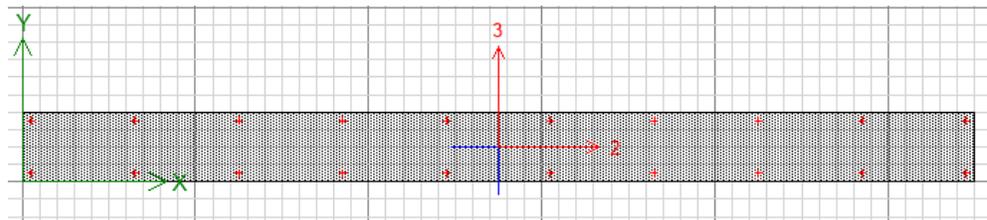


Figura 6.5 Prediseño de muro en sentido X.

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

Muro en dirección Y

- $f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$
- $lw= 4.75 \text{ m}$
- $e= 0.20 \text{ m}$
- $\varnothing= 10 \text{ mm}$

- Número de varilas= 34
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Separación entre refuerzos= 29.5 cm
- $\rho_v = 0.0028$
- Doble malla

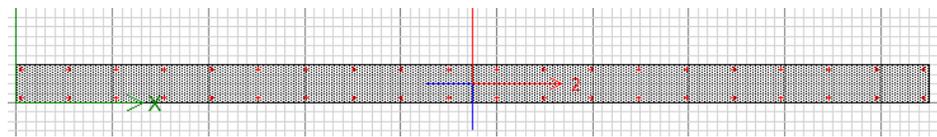


Figura 6.6 Prediseño de muro en sentido Y.

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

6.4.2 Resistencia al cortante

Según la NEC-2015 en su capítulo de hormigón armado, la resistencia cortante última provista a un muro estructural será igual o superior a la envolvente de la figura 6.7.

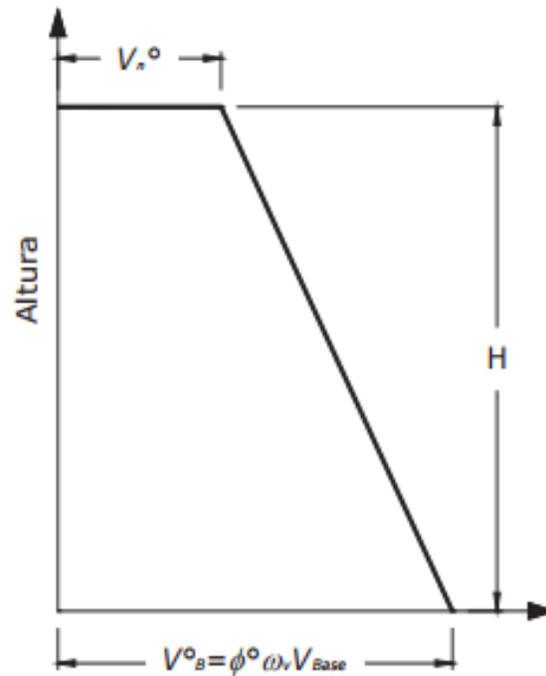


Figura 6.7 Envoltorio de fuerza cortante.
Fuente: NEC-SE-HM, 2015.

Para esto se desarrollaron las siguientes fórmulas que expone la norma:

$$w_v = 1 + \frac{\mu}{\phi^o} C_{2,T} \quad (\text{Ec. 6.42})$$

Dónde:

w_v Factor de amplificación dinámica de corte

T_i Período fundamental de la estructura

$$C_{2,T} = 0.067 + 0.4(T_i - 0.5) \leq 1.15$$

Resistencia por cortante del muro

La resistencia por cortante en la parte superior del muro no será menor que:

$$V_n^0 = (0.9 - 0.3T_i)V_B^0 \geq 0.3V_B^0 \quad (\text{Ec. 6.43})$$

Dónde:

$$V_B^0 = \phi^0 W_v V_{BASE} \quad (\text{Ec. 6.44})$$

Para el caso de los muros que se utilizaran en la estructura se obtuvieron las siguientes envolventes:

Tabla LXXVI. Fuerza cortante ultima del muro.

Dirección	μ	ϕ^0	T_i (s)	$C_{2,T}$	W_v	V_n^0	V_B^0
Dirección x	4	1,25	0,12	0,22	1,70	72,34	83,72
Dirección Y	4	1,25	0,192	0,19	1,61	70,92	84,19

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

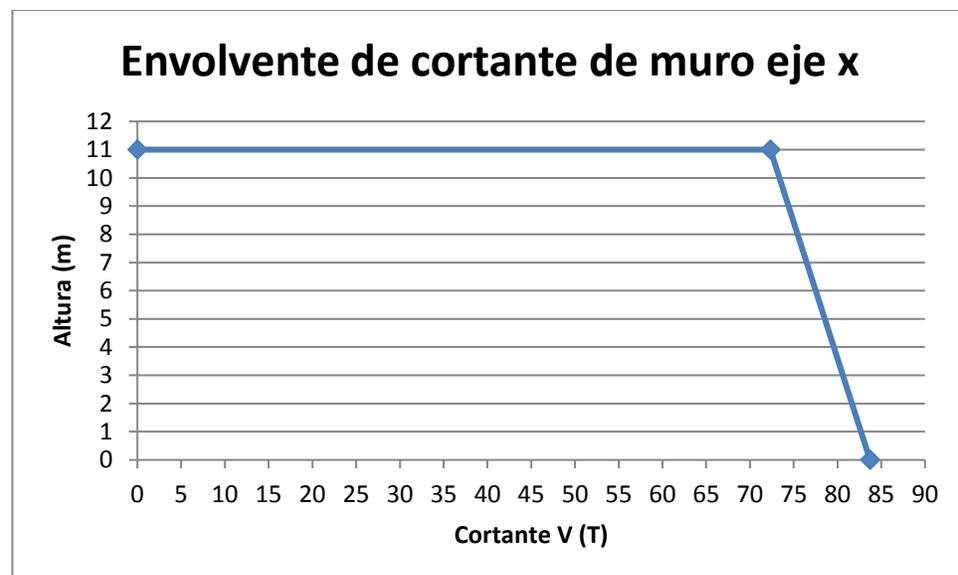


Figura 6.8 Envolvente de cortante de muro en eje X.

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

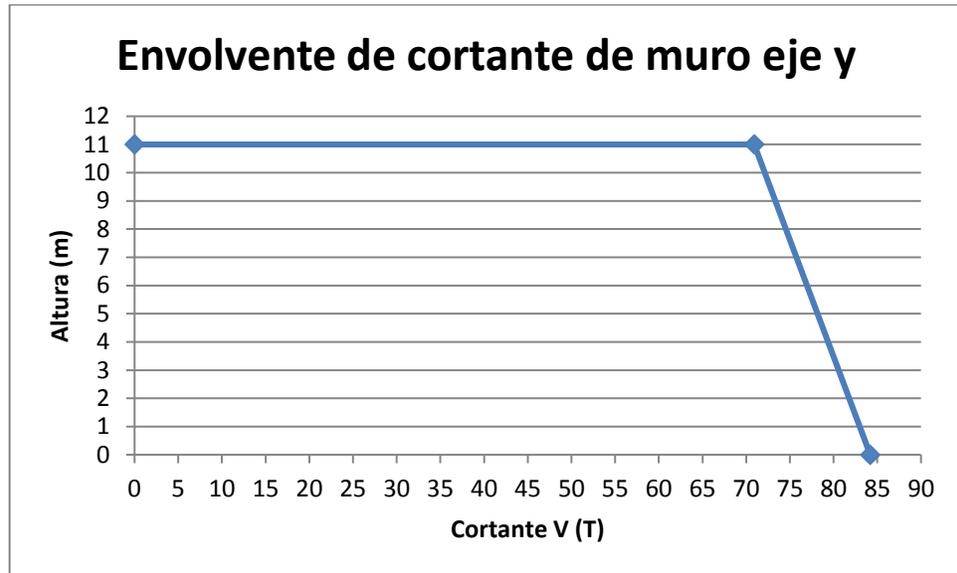


Figura 6.9 Envoltorio de cortante de muro en eje X.
Fuente: García J., Marín. S, 2017.

Capacidad nominal a cortante.

La capacidad nominal a cortante V_n de muros estructurales se debe calcular como:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y) \quad (\text{Ec. 6.45})$$

Dónde:

α_c Coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del hormigón a la resistencia nominal a cortante del muro. Varía linealmente de 1/4 a 1/6 para h_w/l_w entre 1.5 y 2 ($\alpha_c=1/4$ para $h_w/l_w \leq 1.5$; $\alpha_c=1/6$ para $h_w/l_w \geq 2$).

h_w	Altura del muro o del segmento de muro considerado (mm).
l_w	Longitud del muro o del segmento de muro considerado en la dirección de la fuerza cortante (mm).
A_{cv}	Área neta de la sección de hormigón que resiste cortante, producto del espesor del alma multiplicado por la longitud, l_w , de la sección.
ρ_n	Razón del área de refuerzo distribuido paralelo al plano de A_{cv} , respecto al área bruta de hormigón perpendicular a dicho refuerzo.
f'_c	Resistencia en compresión del hormigón (MPa).
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero perpendicular al área A_{cv} (MPa).

Los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido en las dos direcciones ortogonales a su plano:

$$\text{Si } \frac{h_w}{l_w} \leq 2 \rightarrow \rho_v \geq \rho_n \text{ (Ec. 6.46)}$$

Dónde:

ρ_v	Razón del área de refuerzo distribuido perpendicular al plano de A_{cv} , respecto al área bruta de hormigón, que indica la cantidad de refuerzo en el eje longitudinal.
----------	--

La capacidad de muros estructurales no puede exceder:

$$2A_{cv}(f'c)^{0.5}/3 \text{ (Ec. 6.47)}$$

Tabla LXXVII. Resistencia al corte del muro.

Dirección	hw/lw	ρ_n	α_c	Vn(N)	Vn(t)	Vn máx (t)	Vn>Vu
Dirección X	4	0.0029	1/6	1144789	116,7	197,78	OK
Dirección Y	2,32	0.0028	1/6	1959370	199,73	341,62	OK

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

Como $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$ entonces se asumió $\rho_v = \rho_n$.

6.4.3 Flexo-Compresión en el muro

Para comprobar la flexo-compresión en el muro de debe realizar el diagrama de interacción del muro para comprobar si para la carga axial mayorada a la que es sometida el muro, la resistencia nominal a momento es mayor al momento último mayorado del muro.

Basado en el análisis de compatibilidad de deformaciones se realiza el diagrama de interacción. Luego se modeló la sección de muro propuesta en el programa ETABS para comprobar que el cálculo realizado a mano era correcto.

Muro en sentido X

Tabla LXXVIII. Diagrama de interacción de muro en eje X.

Diagrama de interacción del análisis de compatibilidad					
c (cm)	Pn (t)	Mn (t-m)	\emptyset	$\emptyset Pn$ (t)	$\emptyset Mn$ (t-m)
0	-65,9532	0	0,90	-59,3579	0
6	-29,3274	49,45999	0,90	-26,3947	44,51399

13,05	0	87,22904	0,90	0	78,50614
20	28,55358	122,6326	0,90	25,69822	110,3693
45	141,3864	245,2134	0,90	127,2477	220,6921
75	275,7412	359,3114	0,90	248,167	323,3803
110	432,8399	447,7605	0,84	363,5855	376,1189
140	567,5003	484,6235	0,71	402,9252	344,0827
170	706,6811	485,725	0,65	459,3427	315,7213
200	835,0533	455,353	0,65	542,7847	295,9795
220	921,7198	418,4564	0,65	599,1179	271,9967
261	1096,988	305,1106	0,65	713,0422	198,3219
275	1096,988	0	0,65	713,0422	0

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

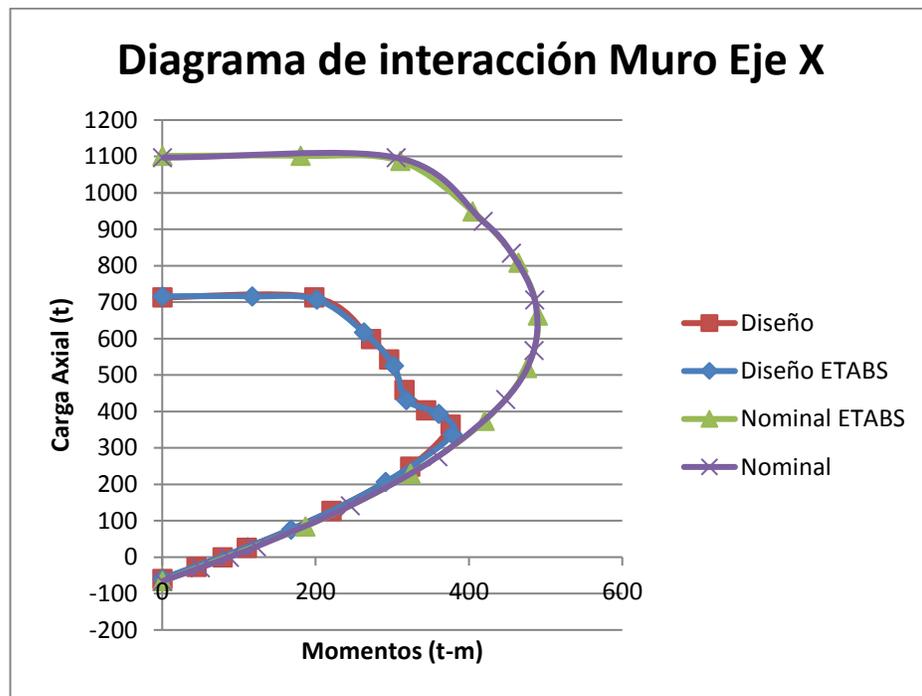


Figura 6.10 Diagrama de interacción de muro en eje X.

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

Muro dirección Y

Tabla LXXIX. Diagrama de interacción de muro en eje Y.

Diagrama de interacción del análisis de compatibilidad					
c (cm)	Pn (t)	Mn (t-m)	Ø	ØPn (t)	ØMn (t-m)
0	-112,135	0	0,90	-100,921	0
20	-17,3186	217,7981	0,90	-15,5867	196,0183
23,68	0	255,42	0,90	0	229,878
25	6,065771	268,4615	0,90	5,459194	241,6153
50	117,8952	497,1269	0,90	106,1057	447,4142
75	230,3844	702,5053	0,90	207,346	632,2548
110	387,7831	948,328	0,90	349,0047	853,4952
130	477,6576	1066,729	0,90	429,8919	960,056
160	612,376	1215,109	0,90	551,1384	1093,598
200	792,3871	1357,421	0,82	649,7574	1113,085
210	859,6967	1394,45	0,78	670,5634	1087,671
250	1017,058	1446,357	0,71	722,1114	1026,914
278	1142,795	1452,938	0,65	742,8166	944,4098
310	1286,356	1423,548	0,65	836,1311	925,3062
350	1462,246	1339,973	0,65	950,4599	870,9822
400	1677,828	1161,669	0,65	1090,588	755,0849
420	1763,143	1067,166	0,65	1146,043	693,6579
450	1890,371	900,3865	0,65	1230,736	585,2512
475	1893,44	0	0,65	1230,736	0

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

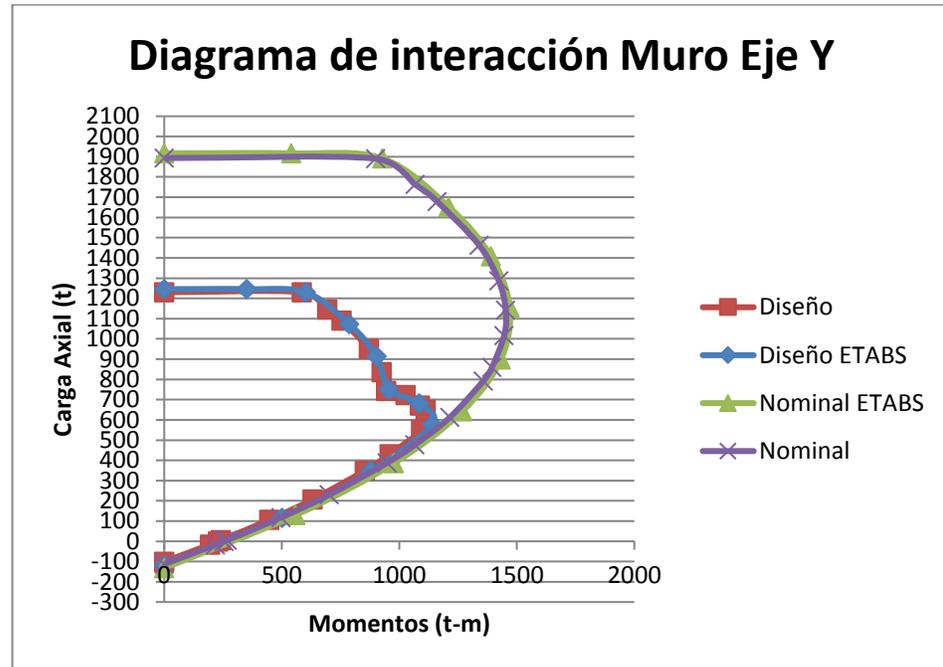


Figura 6.11 Diagrama de interacción de muro en eje Y.
Fuente: García J., Marín. S, 2017.

6.4.4 Necesidad de elementos de borde

Según la NEC-2015 y basado en el ACI 318 se requiere elementos de borde en 2 casos.

Caso 1:

Esto se aplica a muros que son continuos desde sus bases hasta sus partes superiores y diseñados para tener únicamente una sección crítica y carga axial como es el caso de los muros que se están diseñando para la estructura.

Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos de borde cuando:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} \quad (\text{Ec. 6.48})$$

Dónde:

C Distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro, calculada para la carga axial factorizada y el momento nominal, consistentes con el desplazamiento de diseño δ_u resultando en la mayor profundidad del eje neutro.

l_w Longitud del muro o del segmento de muro considerado en la dirección de la fuerza cortante.

δ_u Desplazamiento de diseño.

h_w Altura del muro o del segmento de muro considerado.

Se deberá tener:

$$\frac{\delta_u}{h_w} \geq 0.007$$

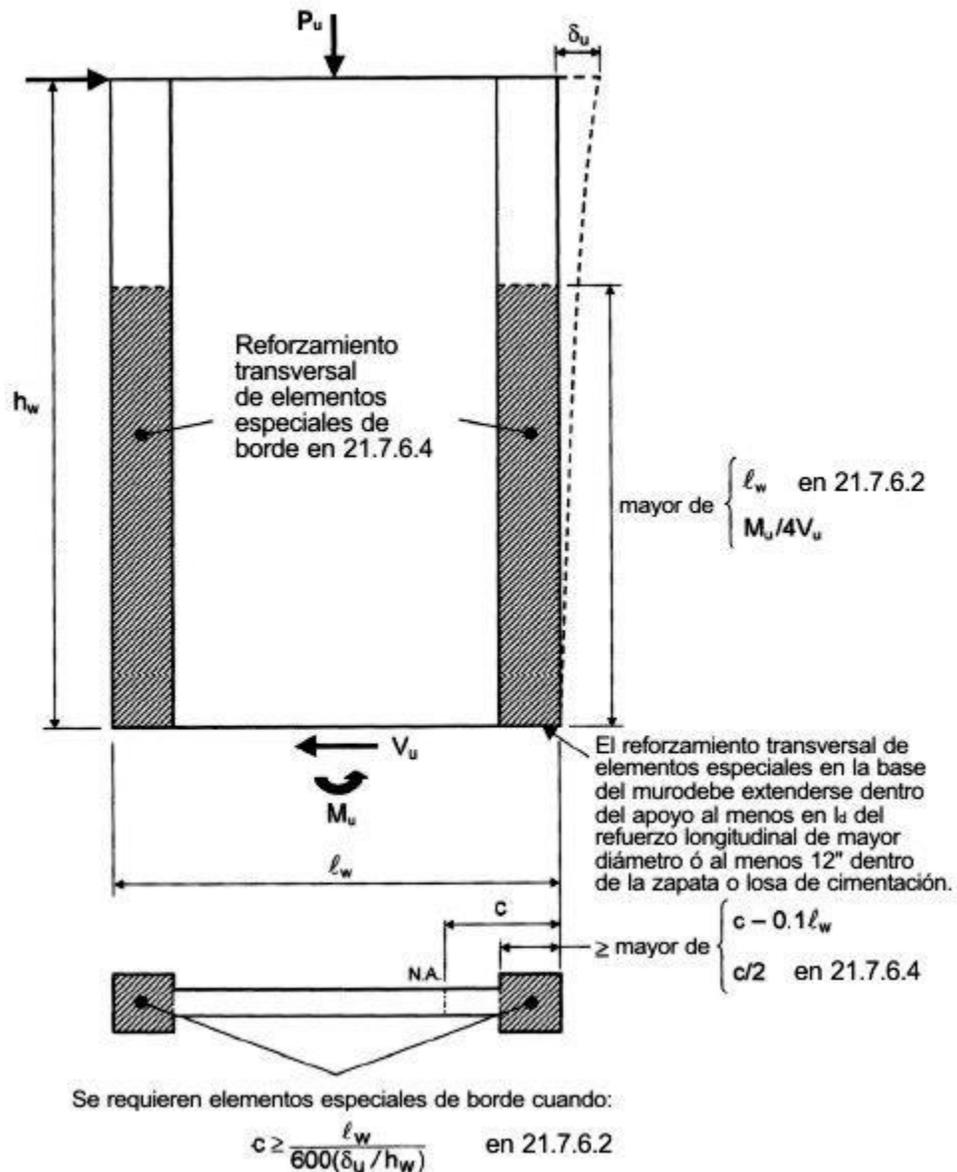


Figura 6.12 Necesidad de elementos de borde caso 1.

Fuente: Rojas P. , 2013.

En la figura 6.12 y en la figura 6.13 se observan ambos casos que indica el ACI-318 para considerar el uso de elementos de borde en los muros estructurales. Además de indicar otros parámetros y

recomendaciones que deben hacerse para que estos tengan un comportamiento adecuado junto al alma del muro.

Caso 2:

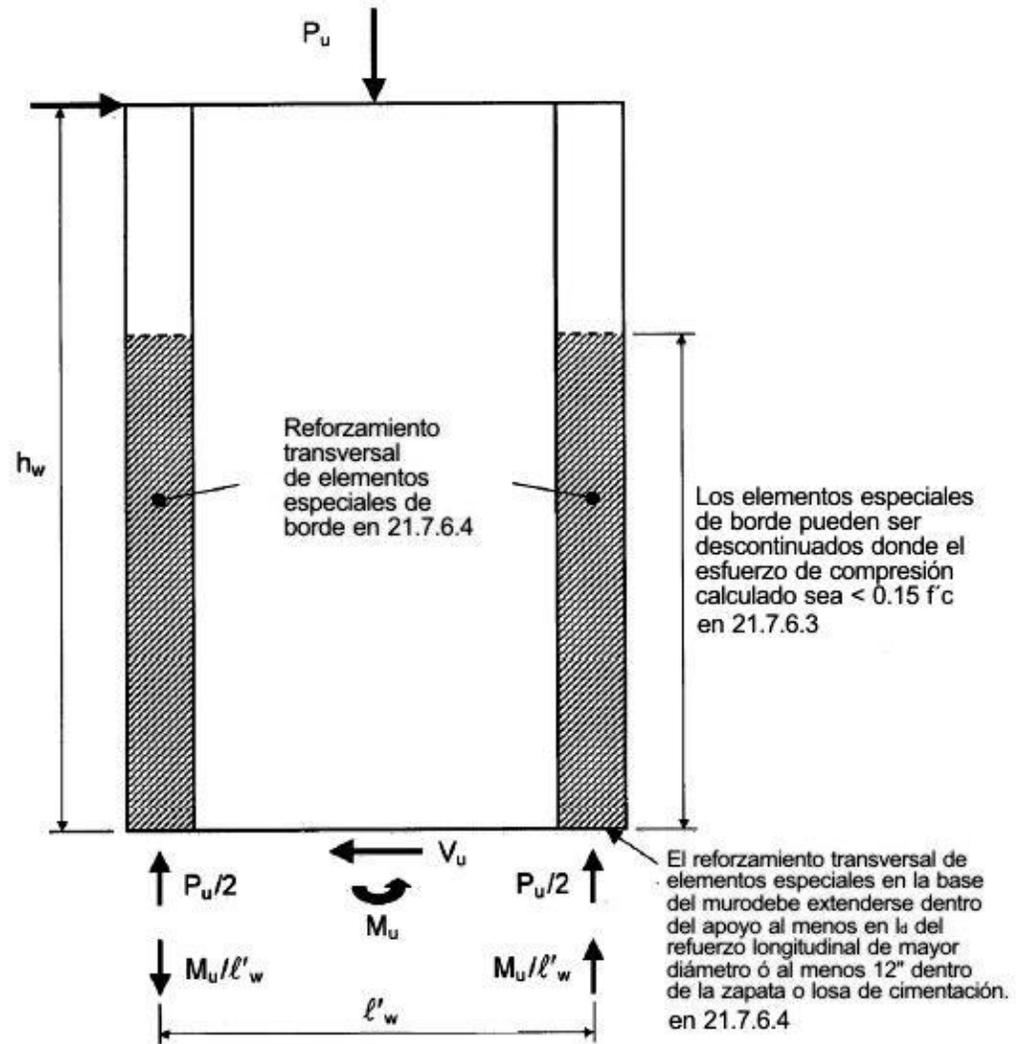
Los muros que no satisfagan los requisitos del caso 1, deben tener elementos de borde en sus extremos y en sus aberturas cuando el refuerzo a compresión máximo en la fibra extrema correspondiente a las cargas factorizadas, con el efecto del sismo, exceda $0.20 f'c$.

Estos elementos se pueden descontinuar en el nivel en el cual los esfuerzos de compresión sean inferiores a $0.15 f'c$.

$$\frac{P_u}{A_g} + \left(\frac{M_u}{I_g} + \frac{l'_w}{2} \right) > 0.2f'c \text{ (Ec. 6.49)}$$

Dónde:

P_u	Carga axial mayorada
M_u	Momento mayorado en la base
A_g	Área gruesa de la sección
I_g	Inercia gruesa de la sección



Se requieren elementos especiales de borde cuando:

$$\frac{P_u}{A_g} + \left(\frac{M_u \times l'_w}{I_g \times 2} \right) > 0.2f'_c \quad \text{en 21.7.6.3}$$

Figura 6.13 Necesidad de elementos de borde caso 2.

Fuente: Rojas P. , 2013.

Muro dirección X

Caso 1:

Del análisis de compatibilidad para este muro se obtiene el valor c del eje neutro.

$$M_u = 164,51 \text{ t-m}$$

$$P_u = 116,55 \text{ t}$$

$$c = 42,4 \text{ cm}$$

Tabla LXXX. Necesidad de elementos de borde caso 1 (Muro X).

δe	0,00281	M
δu	0,01686	M
l_w	2,75	M
h_w	11	M
$\delta u/h_w$	0,007	
C límite	65,47619048	Cm
Elementos de borde	No necesarios	

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Caso 2:

Tabla LXXXI. Necesidad de elementos de borde caso 2 (Muro X).

I_g	34661458,33	cm ⁴
A_g	5500	cm ²
l_w	2,75	M
Esfuerzo	86,45107438	kg/cm ²
0,2f'c	56	kg/cm ²
Elementos de borde	Se necesitan	

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Con esto se puede concluir que se necesitan elementos de borde para el muro en la dirección X.

Muro dirección Y

Caso 1:

Del análisis de compatibilidad para este muro se obtiene el valor c del eje neutro.

$$M_u = 226.12 \text{ t-m}$$

$$P_u = 145.22 \text{ t}$$

$$c = 59.65 \text{ cm}$$

Tabla LXXXII. Necesidad de elementos de borde caso 1 (Muro Y).

δ_e	0,00084	M
δ_u	0,00504	M
lw	4,75	M
hw	11	M
δ_u/hw	0,007	
C límite	113,0952381	Cm
Elementos de borde	No se necesitan	

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Caso 2:

Tabla LXXXIII. Necesidad de elementos de borde caso 2 (Muro Y).

I_g	178619791,7	cm ⁴
A_g	9500	cm ²
lw	4,75	M
Esfuerzo	45,35213296	kg/cm ²
0,2f'c	56	kg/cm ²
Elementos de borde	No se necesitan	

$0.15f'c$	42	kg/cm ²
-----------	----	--------------------

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Con esto se puede concluir que no se necesitan elementos de borde para el muro en la dirección Y. Pero como se puede observar el esfuerzo es mayor a $0.15 f'c$ por lo que se decide que si deben llevar elementos de borde los muros en la dirección Y, además como los muros van a compartir el elemento de borde esquinero obligado es necesario que si el muro en X ya cuenta con un elemento de borde, ambos cuenten con elementos de borde

6.4.5 Elementos de borde

Para los elementos de borde se propone cabezales de acero de 5 milímetros de espesor rellenos de hormigón debido a la facilidad de soldar el cabezal con la viga.

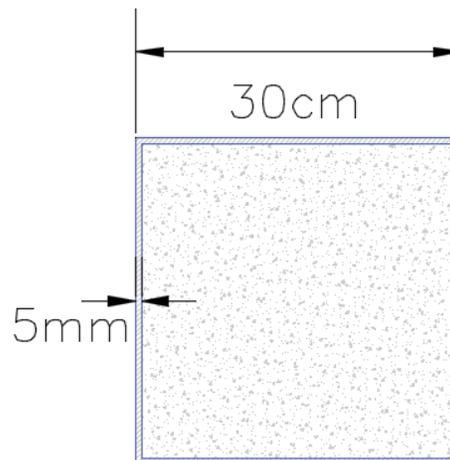


Figura 6.14 Elemento de borde.
Fuente: García J., Marín. S, 2017.

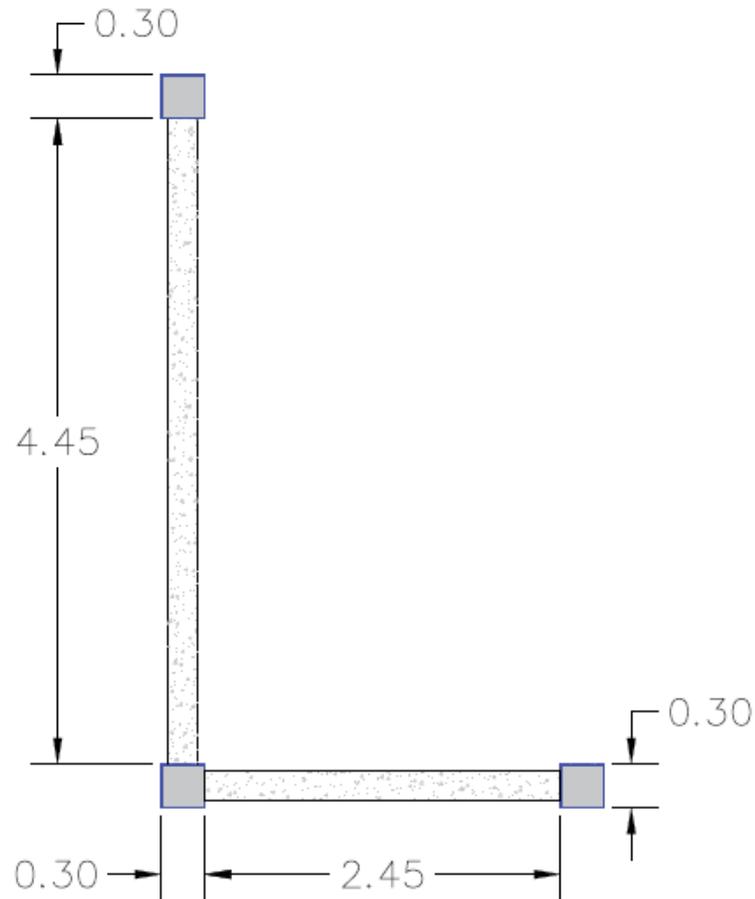


Figura 6.15 Sección de muro esquinero.
Fuente: García J., Marín. S, 2017.

6.4.6 Diseño Final del muro

Con los elementos de borde incluidos ahora en el muro, se procede a recalcular el número de varillas así como la cuantía longitudinal y transversal ya que el alma del muro fue reducida de 4.75 m a 4.45 m en el sentido Y, y de 2.75 m a 2.45 en el sentido X, por lo que se requieren menos varillas en el alma.

Muro en sentido X

Tabla LXXXIV. Datos del muro en X.

l (m)	3,05
lw (m)	2,45
e (m)	0,2
Recubrimiento (cm)	2
N varillas	16
Φ (mm)	10
S (cm)	35
ρ_v	0,00256457
ρ_n	0,00256457
f'_c (kg/cm²)	280
f_y (kg/cm²)	4200
Elemento de borde (cm)	30
Espesor cabezal (mm)	5

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

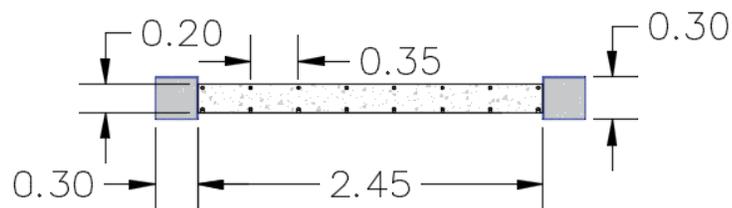


Figura 6.16 Armado de muro en sentido X.

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

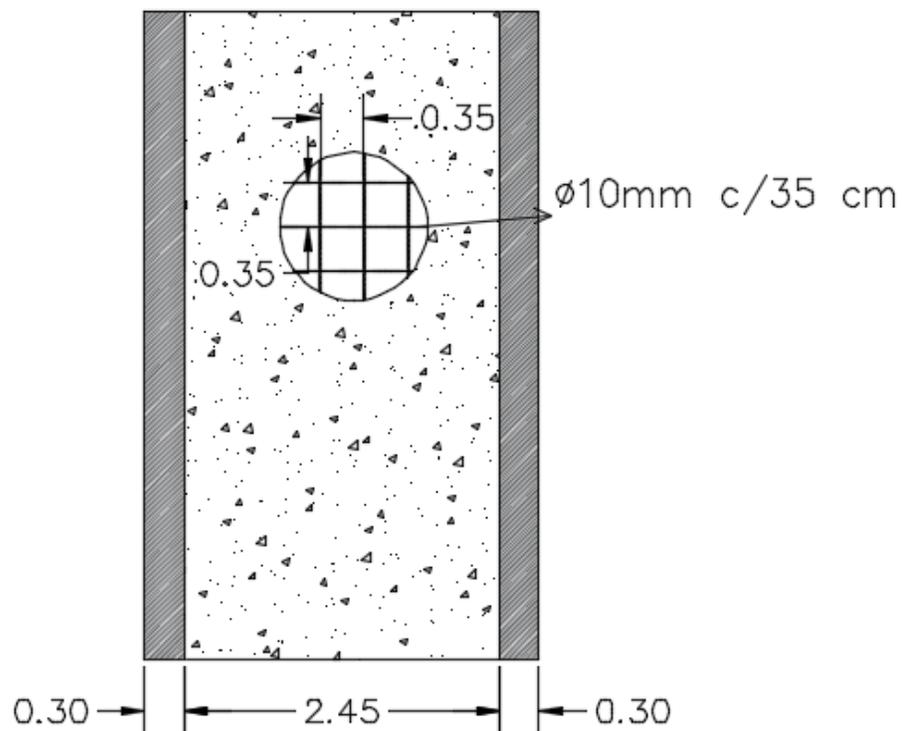


Figura 6.17 Malla de Acero muro en sentido X.
Fuente: García J., Marín. S, 2017.

Muro en sentido Y

Tabla LXXXV Datos del muro en Y.

l (m)	5,05
lw (m)	4,45
e (m)	0,2
recubrimiento (cm)	2
N varillas	30
Φ (mm)	10
S (cm)	30
ρ_v	0.0026
ρ_n	0.0026
f'c (kg/cm²)	280
f_y (kg/cm²)	4200

Elemento de borde (cm)	30
Espesor cabezal (mm)	5

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

Muro en sentido Y

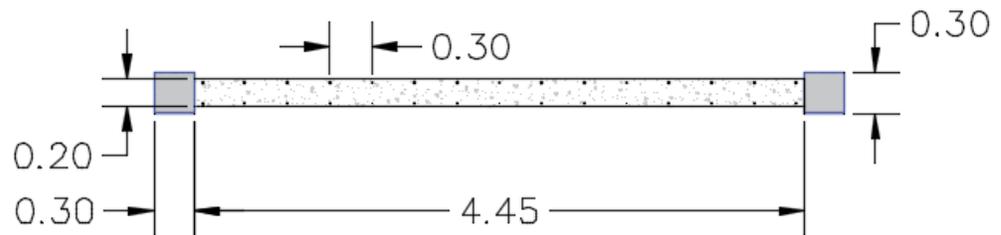


Figura 6.18 Armado de muro en sentido Y.
Fuente: García J., Marín. S, 2017.

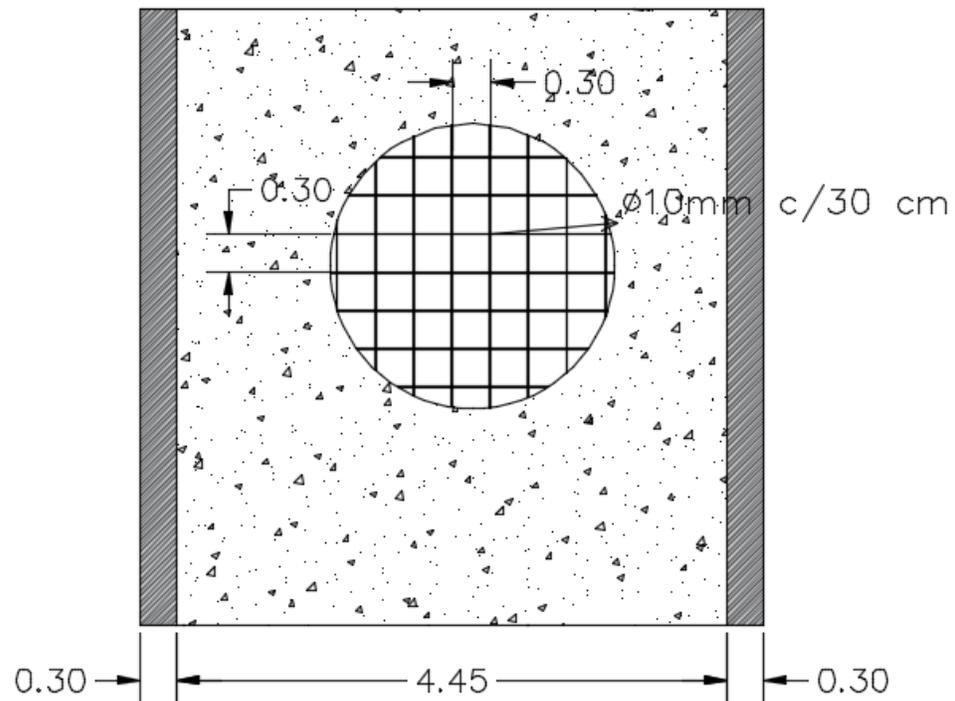


Figura 6.19 Malla de Acero muro en sentido X.
Fuente: García J., Marín. S, 2017.

6.4.7 Confinamiento del alma

1) Los cabezales deben soportar una carga:

$$P_u \text{ CABEZAL} \leq 0.56P_o \text{ (Ec. 6.50)}$$

$$P_u \text{ CABEZAL} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{l} \text{ (Ec. 6.51)}$$

$$P_o = 0.85 * (A_{\text{cabezal hormigon}} * f'_c + A_{\text{cabezal acero}} * f_y) \text{ (Ec. 6.52)}$$

Si esto no se cumple el alma debe confinarse.

Muro en sentido X

$$P_u(t) = 116,55$$

$$M_u(t-m) = 164,51$$

$$l_w(m) = 2,75$$

$$P_u \text{ cabezal}(t) = 97,21848$$

$$P_o(t) = 327,0877$$

$$0,56P_o(t) = 183,1691$$

$$P_u \text{ cabezal} > 0,56P_o \text{ OK}$$

Por lo tanto no es necesario confinar el alma.

Muro en sentido Y

$$P_u(t) = 145,22$$

$$M_u(t-m) = 226,12$$

$$l_w(m) = 4,75$$

$$P_u \text{ cabezal}(t) = 105,946$$

$$P_o(t) = 327,0877$$

$$0,56P_o(t) = 183,1691$$

$$P_u \text{ cabezal} > 0,56P_o = \text{OK}$$

Por lo tanto no se necesita confinamiento en el alma.

2) Según la NEC-2015 y basado en el ACI 318 los muros con elementos de borde deben confinarse en el alma hasta una distancia no menor que:

$$l'_w = \begin{cases} c - 0,1l_w \\ c/2 \end{cases} \quad (\text{Ec. 6.53})$$

Muro en sentido X

$$c \text{ (cm)} = 34,25$$

$$c - 0,1l_w \text{ (cm)} = 6,75$$

$$c/2 = 17,125$$

Como el elemento de borde se extiende hasta 30 cm no es necesario confinar el alma.

Muro en sentido Y

$$c \text{ (cm)} = 45,25$$

$$c - 0,1l_w \text{ (cm)} = -2,25$$

$$c/2 = 22,625$$

Como el elemento de borde se extiende hasta 30 cm no es necesario confinar el alma.

6.4.8 Diagramas de interacción de los muros Demanda-Capacidad

Tabla LXXXVI. Diagrama de interacción Muro X.

Diagrama de interacción Muro Sentido X				
Pn (t)	Mn (t-m)	Ø	ØPn (t)	ØMn (t-m)
-351,44	0,00	0,90	-316,29	0,00
-111,07	354,57	0,90	-99,97	319,11
0,00	501,86	0,90	0,00	451,67
205,44	756,56	0,90	184,90	680,91
345,11	897,72	0,90	310,60	807,95
500,31	1008,64	0,90	450,28	907,77
610,88	1058,50	0,85	519,25	899,72
743,64	1086,75	0,78	580,04	847,66
875,98	1081,23	0,70	613,18	756,86
1046,98	990,47	0,65	680,54	643,81
1230,52	847,13	0,65	799,84	550,63
1372,41	717,26	0,65	892,07	466,22
1372,41	0,00	0,65	892,07	0,00

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

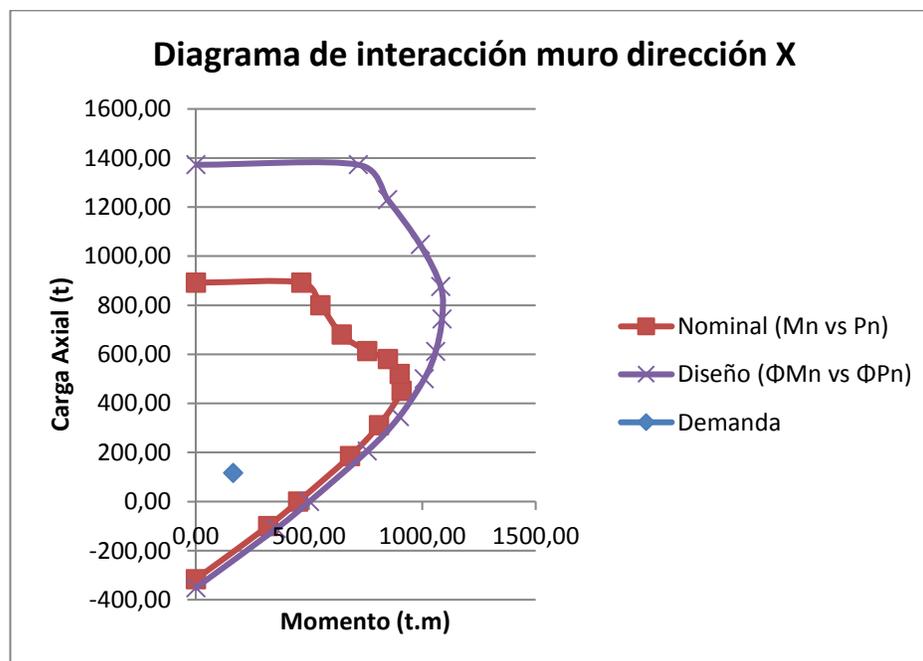


Figura 6.20 Diagrama de interacción Muro X.

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

Tabla LXXXVII. Diagrama de interacción Muro Y.

Diagrama de interacción Muro sentido Y				
Pn (t)	Mn (t-m)	Ø	ØPn (t)	ØMn (t-m)
-397,62	0,00	0,90	-357,86	0,00
-168,39	568,35	0,90	-151,55	511,51
0,00	958,11	0,90	0,00	862,30
159,89	1314,67	0,90	143,90	1183,21
300,06	1596,57	0,90	270,06	1436,91
456,70	1864,85	0,90	411,03	1678,36
590,60	2055,74	0,90	531,54	1850,17
724,44	2211,88	0,90	651,99	1990,69
836,37	2315,04	0,90	752,74	2083,54
947,89	2393,27	0,85	805,71	2034,28
1081,81	2455,13	0,80	865,45	1964,10
1193,58	2479,76	0,76	907,12	1884,62
1349,42	2473,95	0,72	971,58	1781,24
1481,31	2435,51	0,69	1022,11	1680,50
1667,65	2272,68	0,65	1083,97	1477,24
1804,92	2117,40	0,65	1173,20	1376,31
1937,90	1949,70	0,65	1259,64	1267,31
2118,27	1691,31	0,65	1376,87	1099,35
2268,35	1445,68	0,65	1474,43	939,69
2328,99	1336,35	0,65	1513,84	868,63
2328,99	0,00	0,65	1513,84	0,00

Fuente: García J., Marín. S, 2017.

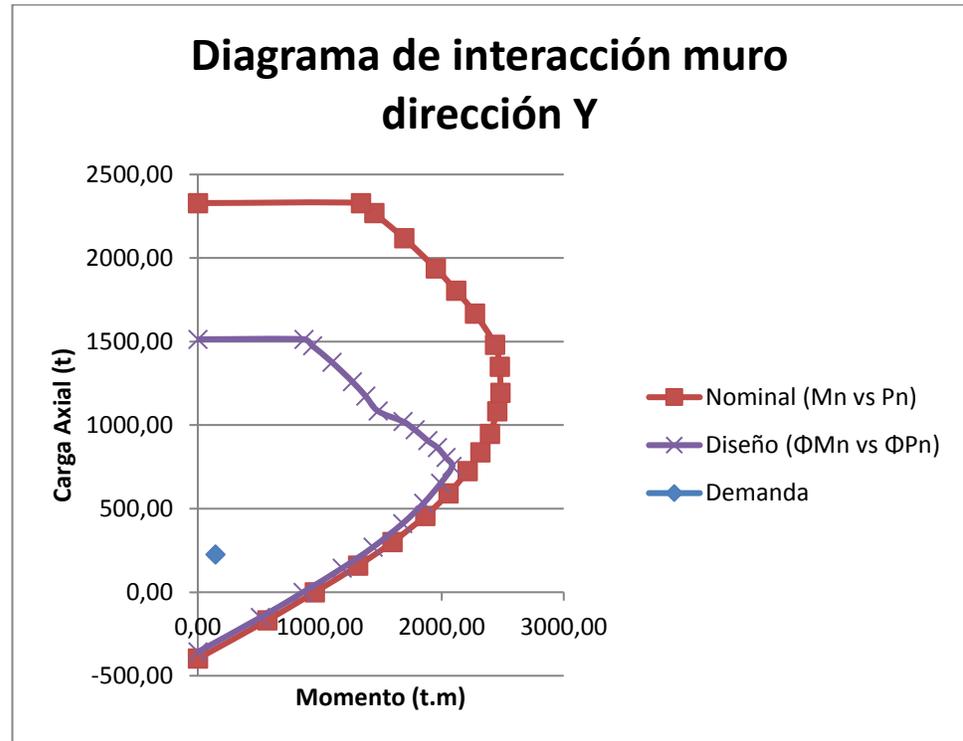


Figura 6.21 Diagrama de interacción Muro X.
Fuente: García J., Marín. S, 2017.

CAPÍTULO 7
ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y DISEÑO DE LA
CIMENTACIÓN

7.1 Selección del tipo de cimentación.

Existen factores determinantes para la selección del tipo de cimentación que se va a usar en la estructura a construir.

- Cargas que debe soportar.
- Función de la cimentación.
- Características arquitectónicas.
- Condiciones de subsuelo.
- No pueden experimentar un desplazamiento, o un asentamiento excesivo.
- Costo de la cimentación.

7.2 Estudio de suelo.

En el capítulo 2 sección 2.1.1, se detalla que el sector donde se va a construir se llama Urbirios I, ubicado en la zona alta de la ciudad de Manta a 95 m.s.n.m. El estudio se encuentra en las coordenadas 17M (531056.81E, 9891501.32S), a 222.44m del lugar de la obra. Esto puede apreciarse de mejor manera en la figura 7.1 y 7.2 donde se observa el punto de estudio del suelo y la distancias desde el punto de estudio hasta el terreno donde se va a construir el centro de salud.



Figura 7.1 Ubicación del colegio Replica Manta.
Fuente: Google Earth, 2017.



Figura 7.2 Distancia del colegio al terreno del centro de salud.
Fuente: Google Earth, 2017.

7.3 Estudio Geotécnico

Con la finalidad de investigar las características geotécnicas del sitio en donde se implementará el centro de salud, como parte de este proyecto, se procedió a la excavación de calicata en la parte central del terreno, determinándose que hasta 1m de profundidad se encontraba una capa de suelo arenoso.

Paralelamente se logró conseguir la información referente a los estudios geotécnicos de una unidad educativa colegio replica manta, la cual se encuentra a solo 222.44 m del sitio de interés y es parte de la misma colina.

Es por este motivo que se puede asumir que la información obtenida de la exploración geotécnica realizada para el centro educativo sirve para determinar parámetros geotécnicos que puedan usarse para la construcción del centro de salud y el hecho de haber encontrado una capa de suelo arenoso en la calicata realizada confirma que puede existir una formación geológica similar a la obtenida del estudio.

Con la finalidad de determinar la estratigrafía, capacidad de carga y demás características del suelo donde se va a realizar la cimentación.

Para la mencionada escuela del milenio se realizaron 7 perforaciones de 4m de profundidad cada una en el terreno y con las muestras recuperadas de

las perforaciones realizaron los ensayos clasificatorios en el laboratorio, a fin de determinar el tipo de suelo existente.

7.4 Resultados del estudio de suelo

Confiando en la información obtenida del estudio de suelos para la construcción de la unidad educativa sobre los resultados obtenidos en los ensayos de campo y laboratorio, se determinó que:

Los estratos explorados presentan un incremento de resistencia a mayor profundidad, lo que confirma que es un estrato natural no relleno.

Se deduce que el subsuelo es perfectamente determinante; la primera capa que se detecta varía entre 0.50 y 0.70m correspondiente a una arcilla arenosa de alta plasticidad y consistencia media.

Las siguientes 3 capas que se encontraron hasta la profundidad explorada de 4m, corresponden a arenas limosas no plásticas de compacidad media, arenas limosas con mediana plasticidad y compacidad densa y arenas limosas no plásticas de compacidad densa.

En la figura 7.3 se observa el perfil de suelo que fue determinado en estudio realizado para la construcción del colegio replica Manta que es muy cercano al terreno de construcción.

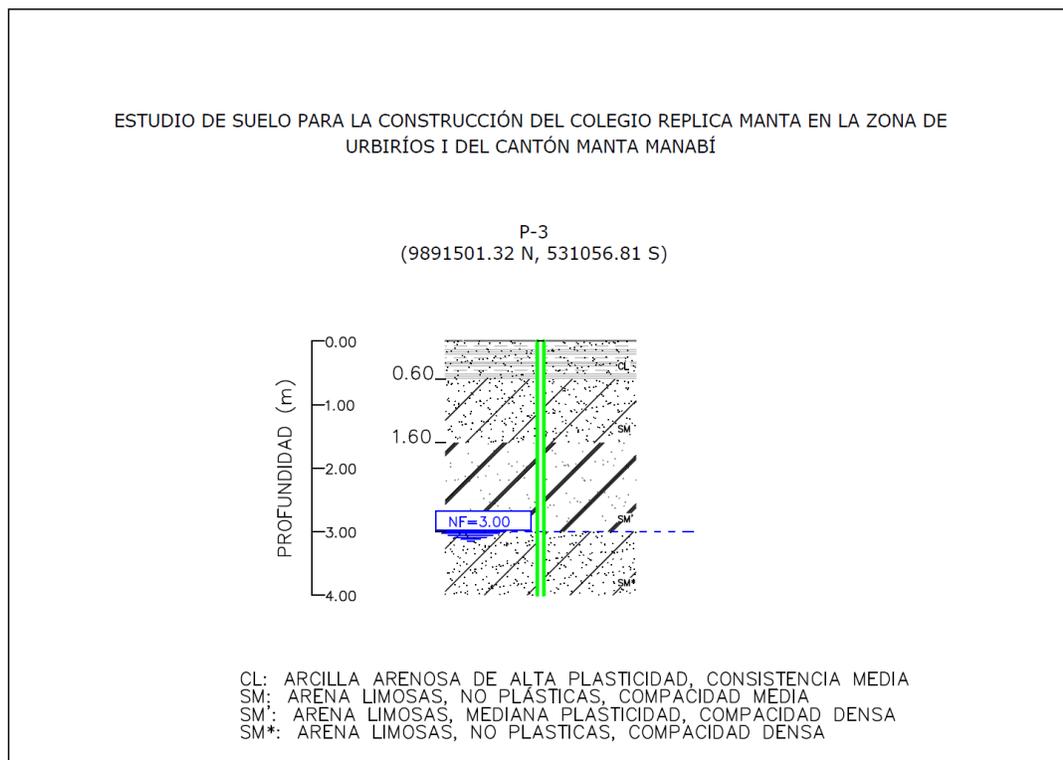


Figura 7.3 Perfil de suelo en colegio Manta.
Fuente: Instituto de Contratación de Obras, 2012.

En las figuras 7.4 y 7.5 se observa la calicata realizada en la visita que se hizo al terreno donde se puede constatar las varias capas de arena que tiene el suelo mantense. Se puede constatar que existe capa firme de suelo a partir del metro de excavación, de tal manera que la mayoría de las construcciones del sector están cimentadas alrededor de esta profundidad según gente del sector y como se pudo constatar no se produjeron daños durante el terremoto del 2016 en las edificaciones del lugar. Según lo observado se está en presencia de capas meteorizadas de la formación tablazo (areniscas).

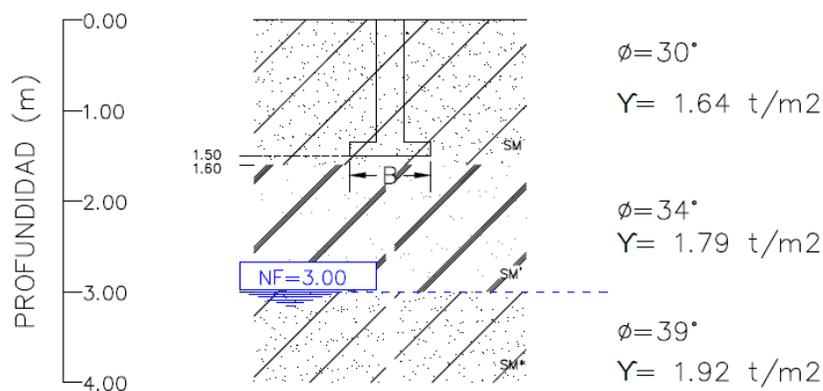


Figura 7.4 Punto de excavación del terreno.
Fuente: García, J., Marín, S., 2017.



Figura 7.5 Calicata realizada en el terreno.
Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

En la excavación realizada en el lugar se constató que las características del suelo son bastante similares por lo que el estudio realizado en la escuela puede ser utilizado para realizar la cimentación. Se observó, que en el terreno la capa de arcilla de alta plasticidad era de menor espesor que la que se encontró en la escuela, siendo de aproximadamente de 20 cm. Esta capa al tener características pobres deberá ser removida y rellena con arena de consistencia media del mismo lugar al tener características aceptables y no elevar tanto los precios por excavación y relleno. Basado en esto se propone que el desplante de la cimentación sea de 1.50 metros para encontrar una resistencia del suelo adecuada.



SM: ARENA LIMOSAS, NO PLÁSTICAS, COMPACIDAD MEDIA
 SM': ARENA LIMOSAS, MEDIANA PLASTICIDAD, COMPACIDAD DENSA
 SM*: ARENA LIMOSAS, NO PLASTICAS, COMPACIDAD MUY DENSA

Figura 7.6 Esquema de cimentación en el terreno.

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

7.5 Caracterización geotécnica

La resistencia al corte de un suelo está definida en términos del esfuerzo efectivo:

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \text{ (Ec. 7.1)}$$

Dónde:

- σ' Esfuerzo normal efectivo en el plano del corte.
- c' Resistencia no drenada, o cohesión aparente.
- ϕ' Ángulo de fricción por esfuerzo efectivo.

Tabla LXXXVIII. Valores típicos de ángulo de fricción.

Estado del empaquetamiento	Densidad relativa (%)	Ángulo de fricción, ϕ' (grados)
Muy suelto	< 20	< 30
Suelto	20-40	30-35
Compacto	40-60	35-40
Denso	60-80	40-45
Muy denso	> 80	> 45

Fuente: Das, B., 2011.

Existen valores típicos para arenas según el estado de compacidad o empaquetamiento que tiene el suelo (tabla LXXXVIII).

También es importante analizar la capacidad de carga de una cimentación, con el objeto de calcular la capacidad de carga admisible de los suelos y estimar las dimensiones de una cimentación superficial.

Para determinar la capacidad última del suelo, se puede usar la teoría de capacidad de carga de Terzaghi (1943) siempre y cuando los cimientos sean cuadrados, circulares o continuas, a poca profundidad y depende de:

- La compactación relativa de la arena.
- La posición del nivel freático.
- El ancho de la cimentación.
- Profundidad de la cimentación.

Según Terzaghi, la capacidad de carga para cimentaciones continuas está definida por:

$$q_{ult} = c'N_c + qN_q + 0.5\gamma'BN_\gamma \quad (\text{Ec. 7.2})$$

Dónde:

c' Cohesión del suelo

γ' Peso específico del suelo

q $\gamma'D_f$

N_c , N_q , N_γ = factores de capacidad de carga que son adimensionales y funciones de un solo ángulo de fricción.

Se tiene planeado realizar zapatas corridas por lo tanto la falla que se puede producir por capacidad de carga estará dada por el siguiente diagrama:

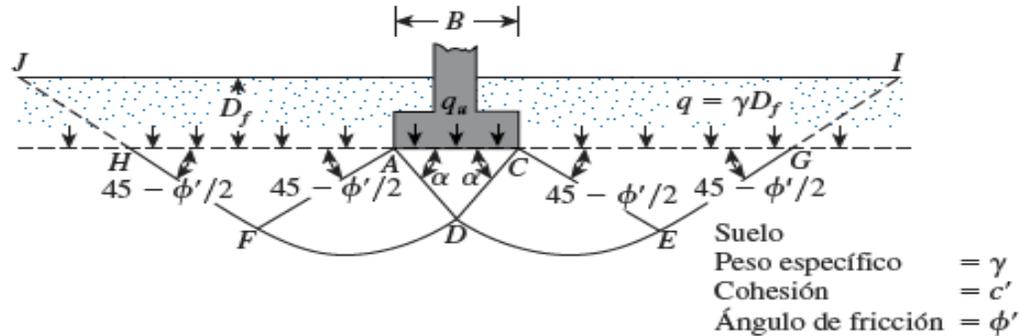


Figura 7.7 Falla por capacidad de carga en un suelo con cimentación.

Fuente: Das, B., 2011.

Utilizando las ecuaciones y los datos obtenidos del informe antes mencionado se obtuvo:

$$\phi = 30 \text{ grados}$$

$$\gamma = 1.64 \text{ ton/m}^3$$

$$c' = 0 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 37.16$$

$$N_q = 22.46$$

$$N_\gamma = 19.13$$

Para el cálculo de la capacidad del suelo se necesita el ancho de la zapata y a su vez para el cálculo del ancho de cada zapata se necesita la capacidad del suelo, por lo que se presenta un cálculo iterativo. Este cálculo ya se realizó y se determinó que el ancho más pequeño de zapata es de 0.80 metros. Se obtiene el siguiente resultado con la fórmula de Terzaghi:

$$q_u \text{ (t/m}^2\text{)} = 67,8$$

$$FS=4$$

$$q_a \text{ (t/m}^2\text{)}=16,95$$

Cabe aclarar que como no hay un estudio geotécnico en el lugar exacto de la implantación, se está considerando un factor de seguridad de 4, que es mayor al que suele utilizarse para estar más seguros del diseño. Considerando que el suelo sobre la zapata que actúa como sobrecarga al suelo se lo resta de la capacidad del mismo para tener más seguridad.

$$D_f \text{ (m)}=1,5$$

$$Y_r \text{ (t/m}^3\text{)}=1,64$$

$$q_s \text{ (t/m}^2\text{)}=2,46$$

$$q_e \text{ (t/m}^2\text{)} =14,49$$

Con esta capacidad portante se determina que la cimentación más idónea para la estructura es una zapata corrida en una dirección.

7.6 Predimensionamiento de zapata de muro

Primero se procede a predimensionar la zapata de los muros, al ser un elemento estructural especial que debe ser predimensionado y diseñado por separado. Utilizando las cargas de servicio (Carga muerta y carga viva sin mayorar) y la capacidad admisible del suelo se calcula el área requerida.

Tabla LXXXIX. Ancho de zapata de muro.

Muro		
Dirección	Dirección X	Dirección Y
PD (t)	26,84	46,04

PL(t)	4,88	7,61
P+L (t)	31,72	53,65
L (m)	2,75	4,75
bi (m)	0,80	0,78
bip (m)	0,80	0,80
Ap (m ²)	2,20	3,80
q (t/m ²)	14,42	14,12

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

7.7 Predimensionamiento de zapatas de la estructura.

Se decidió realizar las zapatas corridas en la dirección X, debido a que en esta dirección la longitud es menor (20 m), lo que permitirá ahorrar algo más de hormigón que realizar las zapatas en la dirección Y. Primero se obtienen las cargas de servicio del programa ETABS.

Tabla XC. Matriz de cargas de servicio en columnas.

MATRIZ CARGA TOTAL D+L (t)						
EJES	A	B	C	D	E	Eix
5	0	31,73	38,62	31,73	0	102,08
4	24,24	75,87	74,61	75,87	24,24	274,83
3	34,14	79,72	71,97	79,72	34,14	299,69
2	24,24	75,87	74,61	75,87	24,24	274,83
1	0	31,73	38,62	31,73	0	102,08
Eiy	82,62	294,92	298,43	294,92	82,62	

Fuente: ETABS, 2017.

De la tabla XCI, se puede observar que para las columnas de los ejes A1,A5,E1 y E5 no hay carga, esto se debe a que en esos lugares se encuentran los muros que debieron ser predimensionados aparte. La columna Eix y la fila Eiy representan la carga total por cada eje que será usada para encontrar el centro de cargas de la estructura.

Muro Eje 5	107,3	28	3004,4
5	102,08	28	2858,24
4	274,83	21	5771,43
3	299,69	14	4195,66
2	274,83	7	1923,81
1	102,08	0	0
Muro Eje 1	107,3	0	0
Muro Eje A	63,44	3,5	222,04
DIRECCIÓN Y			
EJES	E_{iy}	\bar{X}_i	E_{iy}\bar{X}_i
Muro Eje 1	63,44	2,5	158,6
Muro Eje A	107,3	0	0
A	82,62	0	0
B	294,92	5	1474,6
C	298,43	10	2984,3
D	294,92	15	4423,8
E	82,62	20	1652,4
Muro Eje E	107,3	20	2146
Muro Eje 5	63,44	17,5	1110,2

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

En el caso de los muros el E_{ix} y E_{iy} es dos veces la carga de servicio de cada muro porque por cada eje hay dos muros.

$$\sum_{i=1}^5 E_{ix} \bar{Y}_i = 19529,86$$

$$\sum_{i=1}^5 E_{ix} = 1394,99$$

$$Y_{cc} = 14$$

$$\sum_{i=1}^5 E_{ix} \bar{X}_i = 13949,9$$

$$\sum_{i=1}^5 E_{iy} = 1394,99$$

$$X_{cc} = 10$$

Como se puede observar el centro de cargas es (10 m, 14 m) que coincide con el centro geométrico del piso debido a que las cargas son simétricas en ambas direcciones.

Luego se calcula la longitud de la zapata:

$$L_{zx}=2X_{cc} \text{ (Ec. 7.5)}$$

Finalmente se calcula el anchó de la zapata de cada eje de la siguiente manera:

$$B_{ix} \geq \frac{E_{ix}}{q_e L_{zx}} \text{ (Ec. 7.6)}$$

Análisis en X

$$L_{zx}=21 \text{ m}$$

El cálculo da como resultado 20 metros pero como esta distancia es de eje a eje se dejará un sobre ancho de 50 cm en cada lado por motivos de facilidad constructiva.

Tabla XCII. Ancho de zapata de cada eje.

EJES	Bi(m)	Bip(m)	A(m2)
5	0,7045	0,8	16,8
4	0,9032	0,95	19,95
3	0,9849	1	21
2	0,9032	0,95	19,95
1	0,7045	0,8	16,8

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Para el eje 1 y 5 se consideró $L_{zx}=10$ metros, debido a que para el cálculo de estos ejes solo se está determinado el ancho necesario de la zapata para

soportar la carga de esas 3 columnas en el eje 1 y en el 5. El resultado da aproximadamente un ancho de 70 cm, mientras que para los muros en el eje 1 y 5 se necesita un ancho de 80 cm; por lo que por motivos de facilidad constructiva se realizará una sola zapata en el eje 1 y 5 de 80 cm de ancho.

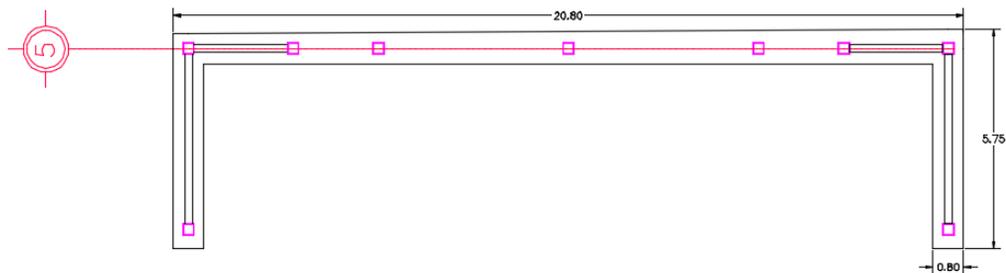


Figura 7.8 Zapata del eje 5.
Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

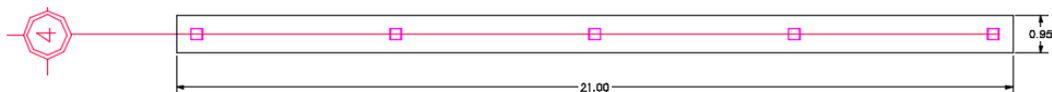


Figura 7.9 Zapata del eje 4.
Fuente: García, J., Marín, S., 2017.



Figura 7.10 Zapata del eje 3.
Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

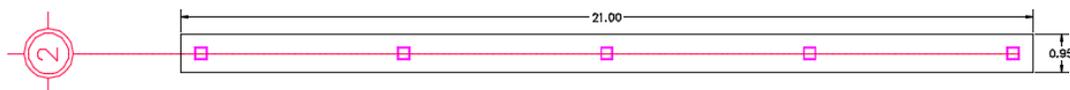


Figura 7.11 Zapata del eje 2.
Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

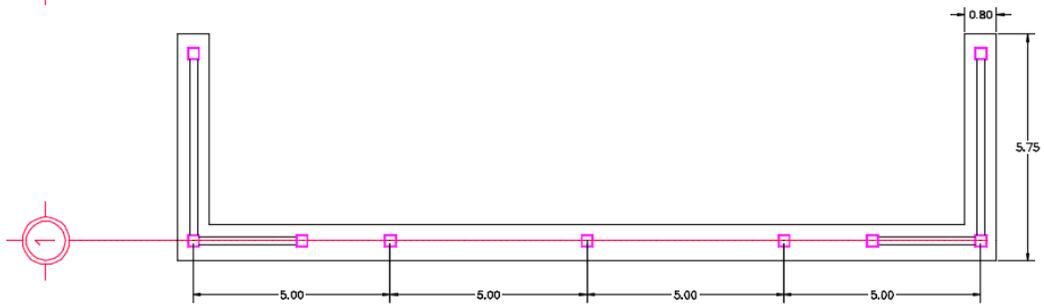


Figura 7.12 Zapata del eje 1.
Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

En las figuras 7.8, 7.9, 7.10, 7.11 y 7.12, se puede observar las medidas de las zapatas de cada eje.

Finalmente se comprueba que el esfuerzo actuante sea menor al esfuerzo resistente del suelo.

Tabla XCIII. Carga de cada zapata.

Zapata	A (m ²)	Carga (t)
Eje 5	26,48	272,82
Eje 4	19,95	274,83
Eje 3	21	299,69
Eje 2	19,95	274,83
Eje 1	26,48	272,82
Suma	113,86	1394,99

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

$$q \text{ (t/m}^2\text{)}=12,25$$

$$q_e \text{ (t/m}^2\text{)}=14,49$$

$$q < q_e \text{ OK}$$

7.8 Bases del diseño estructural de la cimentación

Para realizar el diseño estructural de la cimentación se debe asegurar la resistencia del elemento zapata a cortante y a flexión, donde normalmente la acción que rige el diseño es el cortante como viga.

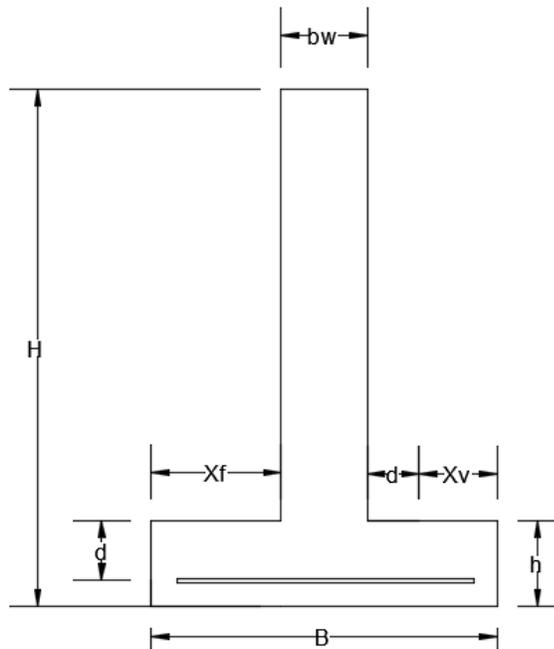


Figura 7.13 Parámetros de zapata.
Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Cálculo de V_u como viga.

$$X_V = \frac{B - b_w}{2} - d \text{ [m]} \text{ (Ec. 7.7)}$$

$$V_u = q_u * X_V \text{ [t/m]} \text{ (Ec. 7.8)}$$

Dónde:

B Ancho de la zapata (m)

- b_w Ancho de riostra de cimentación (m)
 X_v Distancia donde actúa la mayor fuerza cortante (m)
 q_u Esfuerzo mayorado producido en la zapata (t/m²)
 V_u Fuerza cortante última

Resistencia al corte de la zapata.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 \sqrt{f'c} * d \text{ [t/m]} \text{ (Ec. 7.9)}$$

Dónde:

- ϕ Factor de reducción de resistencia para corte (0.75)
 d Peralte efectivo de la zapata (mínimo 15 cm)
 ϕV_c Resistencia del hormigón a la fuerza cortante (t/m)

Se debe cumplir que:

$$\frac{V_u}{\phi V_c} \leq 1 \text{ (Ec. 7.10)}$$

Cálculo de Mu como viga

$$M_u = q_u * \frac{X_f^2}{2} \text{ [t-m/m]} \text{ (Ec. 7.11)}$$

Resistencia a flexión de la zapata

$$\phi M_n = \phi b d^2 f'c \omega (1 - 0.59\omega) \text{ [t-m/m]} \text{ (Ec. 7.12)}$$

Dónde:

- ϕ Factor de reducción de resistencia para momento (0.90)
 b Ancho (1 metro)

ω Cuantía mecánica $\frac{A_s f_y}{b d f'_c}$

ϕM_n Resistencia nominal a la flexión (t-m/m)

Se debe cumplir que:

$$\frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1 \text{ (Ec. 7.13)}$$

Para una cuantía mecánica $\omega=0.18$ se da que el acero requerido a flexión es igual que:

$$A_{sr} = \frac{M_u}{0.9 \phi f_y d} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right) \text{ (Ec. 7.14)}$$

Las varillas deben estar especiadas según el ACI con las siguientes restricciones

$$S_{\min} = \begin{cases} 4/3 & \text{Diámetro máximo del agregado} \\ & d_{\text{varilla}} \end{cases} \text{ (Ec. 7.15)}$$

$$S_{\max} = \begin{cases} 2h \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \text{ (Ec. 7.16)}$$

Acero por retracción

La cuantía requerida por retracción por temperatura es de $\rho_T=0.0018$.

El acero por retracción en cada ala será de:

$$A_{ST} = \rho_T X_f h \text{ (cm}^2\text{)} \text{ (Ec. 7.17)}$$

Viga de arriostramiento

Para el diseño de la viga de arriostamiento que va en la zapata se basa en el diseño de una viga normal por el ACI 318.

Para el predimensionamiento de la viga se usa la siguiente ecuación:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0.145 f'c b_w}} \text{ (cm) (Ec. 7.18)}$$

Para calcular los momentos producidos en la zapata se utilizará los coeficientes del ACI asumiendo una viga continua con una carga distribuida igual a q_u .

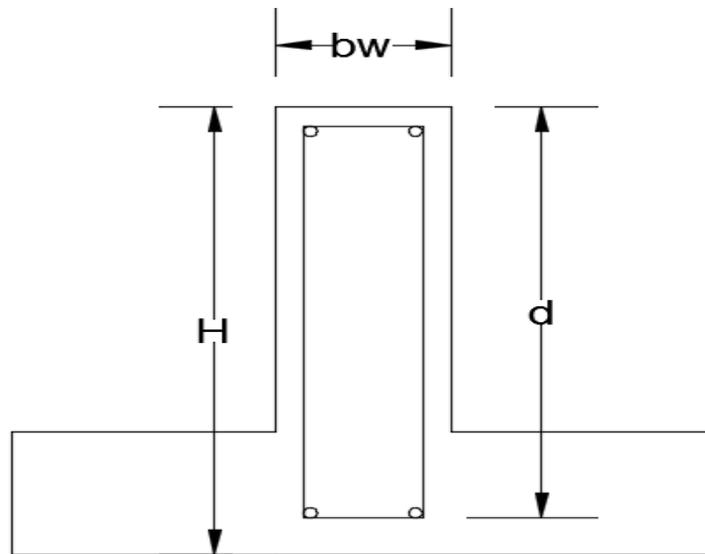


Figura 7.14 Parámetros de viga de arriostamiento.
Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Coeficientes del ACI

Para el diseño de la riostra de cimentación se considera una viga continua de 4 vanos para los ejes 2, 3 y 4.

Para los momentos se tiene:

Tabla XCIV. Coeficientes de momento negativo.

	Primer apoyo	Primer apoyo interior	Apoyo interior
Coeficiente Negativo	1/24	1/10	1/11

Fuente: ACI 318-08, 2008.

Como los vanos extremos son discontinuos fundidos monolíticamente con la columna se considera que el coeficiente que le corresponde es 1/24.

Tabla XCV. Coeficientes de momento positivo.

	Vano extremo	Vano interior
Coeficiente Positivo	1/14	1/16

Fuente: ACI 318-08, 2008.

Los momentos últimos se obtiene como:

$$M_u = \text{Coeficiente} * q_u l_n^2 \text{ (Ec. 7.19)}$$

$$l_n = 5 - 0.3 = 4.7 \text{ m}$$

Para cortante tenemos que:

Tabla XCVI. Coeficientes de cortante.

Tramo	AB	BC	CD	DE
Coef V izq	1	1	1	1,15
Coef V der	1,15	1	1	1

Fuente: ACI 318-08, 2008.

Los cortantes últimos se obtienen como:

$$V_u = \text{Coeficiente} * \frac{q_u l_n}{2} \text{ (Ec. 7.20)}$$

Para el cálculo del refuerzo por cortante se tiene que la separación de estribos es igual a:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (\text{Ec. 7.21})$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (\text{Ec. 7.22})$$

$$s = \frac{f_y A_v d}{V_s} \quad (\text{Ec. 7.23})$$

$$s \leq \begin{cases} 60 \text{ cm} \\ d/2 \end{cases} \quad (\text{Ec. 7.24})$$

$$V_{\text{máx}} = 2.2 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (\text{Ec. 7.25})$$

Sí $V_s \geq 1.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$ entonces

$$s \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ d/4 \end{cases} \quad (\text{Ec. 7.26})$$

7.9 Diseño de zapata Eje 3

Datos:

$$B \text{ (m)} = 1$$

$$b_w \text{ (m)} = 0,25$$

$$H \text{ (m)} = 1,5$$

$$\text{Recubrimiento (cm)} = 7,50$$

$$q_d \text{ (t/m}^2\text{)} = 8,93$$

$$q_l \text{ (t/cm}^2\text{)} = 3,33$$

$$q_u \text{ (t/cm}^2\text{)} = 16,03$$

Tabla XCVII. Diseño a cortante zapata eje 3.

d (cm)	Xv (m)	Vu (t)	ØVc (t)	D/C
15	0,23	3,61	9,98	0,36

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Calculo de h

$$d \text{ (cm)} = 15$$

$$h \text{ (cm)} = 25$$

Flexión

Tabla XCVIII. Diseño a flexión de zapata de eje 3.

Xf (m)	0,375
Mu (t-m/m)	1,13
Asr (cm ² /m)	2,21
φ (mm)	12
Nb	5
s (cm)	20,0
Asp (cm ² /m)	5,65
dagg (cm)	1,905
Smín (cm)	2,54
Smáx (máx)	45
Asmín (cm)	5
w	0,06
ØMn (t-m/m)	3,10
D/C	0,36

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Acero por temperatura

Tabla XCIX. Refuerzo por temperatura zapata de eje 3.

Ast (cm ² /ALA)	1,6875
φ (mm)	10
Nb	3
s (cm)	11,3
Asp (cm ² /m)	2,36
dagg (cm)	1,905
S _{mín} (cm)	2,54
S _{max}	45

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Diseño de viga

Tabla C. Momentos en la viga del eje 3.

Apoyo	Primer apoyo	Primer apoyo interior	Apoyo interior	Primer apoyo interior	Primer apoyo
Mu- (t-m)	14,76	35,42	32,2	35,42	14,76
	Apoyo	Vano extremo	Vano interior	Vano interior	Vano extremo
Mu+ (t-m)		25,3	22,13	22,13	25,3

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Datos

$$b_w \text{ (cm)}=25$$

$$d \text{ (cm)}=60$$

$$\text{Recubrimiento}=7,5$$

$$H_{\text{pro}} \text{ (cm)}=75$$

Tabla CI. Refuerzo a flexión de viga del eje 3.

Apoyo	Asr (cm ²)	Refuerzo	Asp (cm ²)	ω	\emptyset Mn (t-m)	ρ
Primer apoyo	7,23	2 ϕ 28	12,32	0,1232	25,90	0,0082
Primer apoyo interior	17,35	3 ϕ 28	18,47	0,1847	37,33	0,0123
Apoyo interior	15,77	3 ϕ 28	18,47	0,1847	37,33	0,0123
Vano extremo	12,39	3 ϕ 25	14,73	0,1473	30,50	0,0098
Vano interior	10,84	3 ϕ 25	14,73	0,1473	30,50	0,0098

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Diseño de cortante

Tabla CII. Diseño a corte de viga del eje 3.

Vu (t)	43,33
ϕ (mm)	10,00
Av (cm ²)	1,57
Vc (t)	13,30
Vs (t)	44,47
Vs max (t)	55,22
Vs <	27,61
Sr (cm)	8,90
Sp (cm)	7,50
Smax (cm)	15,00

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Usar \emptyset 10 mm cada 7.5 cm por 1500 mm.

Luego para distancias mayores:

Usar \emptyset 10 mm cada 30 cm por 1500 mm.

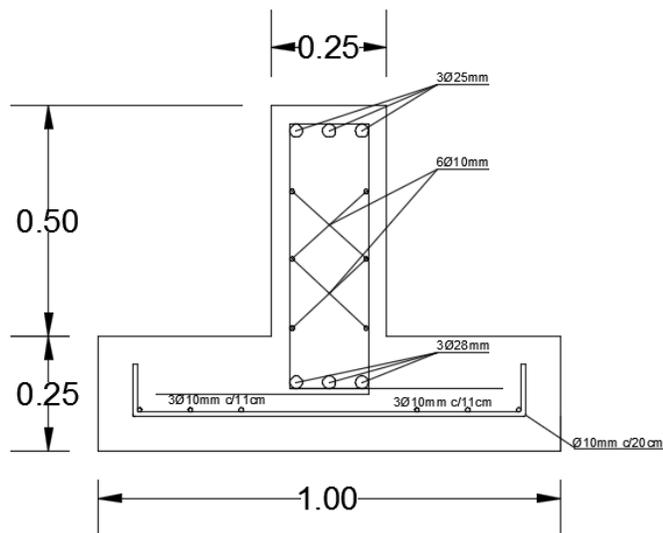


Figura 7.15 Armado de zapata del eje 3.

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

7.10 Diseño de zapata Eje 2 y 4

Datos:

$$B \text{ (m)}=0,95$$

$$b_w \text{ (m)}=0,25$$

$$H \text{ (m)}=1,5$$

$$\text{Recubrimiento (cm)}=7,50$$

$$q_d \text{ (t/m}^2\text{)}=8,93$$

$$q_l \text{ (t/cm}^2\text{)}=3,33$$

$$q_u \text{ (t/cm}^2\text{)}=16,03$$

Tabla CIII. Diseño a cortante zapata eje 2 y 4.

d (cm)	Xv (m)	Vu (t)	ØVc (t)	D/C
15	0,20	3,21	9,98	0,32

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Calculo de h

$$d \text{ (cm)}=15$$

$$h \text{ (cm)}=25$$

Flexión**Tabla CIV. Diseño a flexión de zapata de eje 2 y 4.**

Xf (m)	0,35
Mu (t-m/m)	0,98
Asr (cm ² /m)	1,92
φ (mm)	12
Nb	5
s (cm)	20,0
Asp (cm ² /m)	5,65
dagg (cm)	1,905
Smín (cm)	2,54
Smáx (máx)	45
Asmín (cm)	5
w	0,06
∅Mn (t-m/m)	3,10
D/C	0,32

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Acero por temperatura**Tabla CV. Refuerzo por temperatura zapata de eje 2 y 4.**

Ast (cm ² /ALA)	1,575
φ (mm)	10
Nb	3
s (cm)	10,0
Asp (cm ² /m)	2,36
dagg (cm)	1,905

Smín (cm)	2,54
Smax	45

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Diseño de viga

Tabla CVI: Momentos en la viga del eje 2 y 4.

Apoyo	Primer apoyo	Primer apoyo interior	Apoyo interior	Primer apoyo interior	Primer apoyo
Mu- (t-m)	14,02	33,64	30,59	33,64	14,02
	Apoyo	Vano extremo	Vano interior	Vano interior	Vano extremo
Mu+ (t-m)		24,03	21,03	21,03	24,03

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Datos:

bw (cm)=25

d (cm)=57,5

Recubrimiento=7,5

H (cm)=70

Tabla CVII. Refuerzo a flexión de viga del eje 2 y 4.

Apoyo	Asr (cm ²)	Refuerzo	Asp (cm ²)	ω	$\emptyset M_n$ (t-m)	P
Primer apoyo	7,17	2 ϕ 28	12,32	0,1285	24,74	0,0086
Primer apoyo interior	17,20	3 ϕ 28	18,47	0,1928	35,58	0,0129
Apoyo interior	15,64	3 ϕ 28	18,47	0,1928	35,58	0,0129
Vano extremo	12,29	3 ϕ 25	14,73	0,1537	29,11	0,0102
Vano interior	10,75	3 ϕ 25	14,73	0,1537	29,11	0,0102

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Diseño de cortante

Tabla CVIII. Diseño a corte de viga del eje 2 y 4.

V_u (t)	41,16
ϕ (mm)	10,00
A_v (cm ²)	1,57
V_c (t)	12,75
V_s (t)	42,13
V_s max (t)	52,92
$V_s <$	26,46
S_r (cm)	9,00
S_p (cm)	7,50
S_{max} (cm)	14,38

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Usar $\varnothing 10$ mm cada 7.5 cm por 1400 mm.

Luego para distancias mayores: Usar $\varnothing 10$ mm cada 25 cm por 1700 mm.

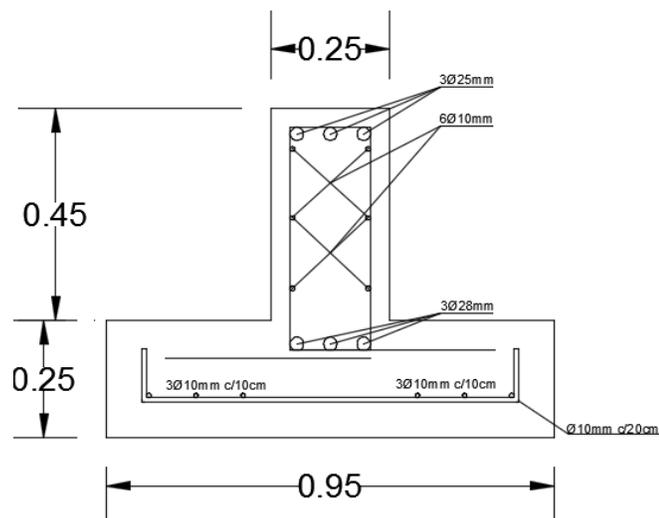


Figura 7.16 Armado de zapata del eje 2 y 4.

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

7.11 Diseño de zapata eje 1 y 5

Para el diseño de la zapata en el eje 1 y 5 donde se encuentran los muros es necesario calcular el mayor esfuerzo que se produce, si este es en los muros o en toda la zapata y con el peor caso calcular el acero requerido.

Tabla CIX. Determinación de esfuerzo de diseño de zapata 1 y 5.

Zapata	Zapata Muro X	Zapata Muro Y	Sistema total
PD	26,84	46,04	1016,31
PL	4,88	7,61	378,68
Ap (m2)	2,20	3,80	113,86
Pu (t)	40,02	67,42	1825,46
qu (t/m2)	18,19	17,74	16,03

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

El mayor esfuerzo se produce en el muro en dirección X por lo que se diseñará la sección con ese valor.

Datos:

$$B \text{ (m)} = 0,8$$

$$b_w \text{ (m)} = 0,25$$

$$H \text{ (m)} = 1,5$$

$$\text{Recubrimiento (cm)} = 7,50$$

$$q_u \text{ (t/cm}^2\text{)} = 18,19$$

Tabla CX. Diseño a cortante zapata eje 1 y 5 sentido x.

d (cm)	Xv (m)	Vu (t)	ϕV_c (t)	D/C
15	0,13	2,27	9,98	0,23

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

CALCULO DE h:

d (cm)=15

h (cm)=25

Flexión:**Tabla CXI. Diseño a flexión de zapata de eje 1 y 5 sentido X.**

Xf (m)	0,275
Mu (t-m/m)	0,69
Asr (cm ² /m)	1,35
φ (mm)	12
Nb	5
s (cm)	20,0
Asp (cm ² /m)	5,65
dagg (cm)	1,905
Smín (cm)	2,54
Smáx (máx)	45
Asmín (cm)	5
w	0,06
∅Mn (t-m/m)	3,10
D/C	0,22

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.**Acero por temperatura****Tabla CXII: Refuerzo por temperatura zapata de eje 1 y 5 sentido X**

Acero por temperatura	
Ast (cm ² /ALA)	1,2375
φ (mm)	10
Nb	3
s (cm)	6,3
Asp (cm ² /m)	2,36
dagg (cm)	1,905
Smín (cm)	2,54

Smax

45

Fuente: García, J., Marín, S., 2017

Diseño de viga**Tabla CXIII.** Momentos en la viga del eje 1 y 5 sentido X.

Apoyo	Primer apoyo	Primer apoyo interior	Apoyo interior 1	Apoyo interior 2
Mu- (t-m)	3,64	7,04	14,63	29,22
Apoyo	Vano extremo	Vano interior 1	Vano interior 2	
Mu+ (t-m)	6,24	3,46	20,09	

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Datos:

bw (cm)=25

d (cm)=57,5

Recubrimiento=7,5

Hpro (cm)=70

Tabla CXIV. Refuerzo a flexión de viga del eje 1 y 5 sentido X.

Apoyo	Asr (cm ²)	Refuerzo	Asp (cm ²)	ω	$\emptyset M_n$ (t-m)	P
Primer apoyo	1,93	2 ϕ 28	12,32	0,1331	23,81	0,0089
Primer apoyo interior	3,73	2 ϕ 28	12,32	0,1331	23,81	0,0089
Apoyo interior 1	7,75	2 ϕ 28	12,32	0,1331	23,81	0,0089
Apoyo interior 2	15,48	3 ϕ 28	18,47	0,1997	34,19	0,0089
Vano extremo	3,30	2 ϕ 18	5,09	0,0550	10,33	0,0037
Vano interior	1,83	2 ϕ 18	5,09	0,0550	10,33	0,0037

1								
Vano interior	10,64	2	ϕ 28	12,32	0,1331	23,81	0,0089	
2								

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Por facilidad constructiva se utilizará 1 solo tipo de varilla para los momentos negativos y 1 solo tipo de varilla para los momentos positivos los cuales serán $3\phi 28$ mm y $2\phi 28$ mm respectivamente.

Diseño de cortante

Tabla CXV. Diseño a corte de viga del eje 1 y 5 sentido X.

Vu (t)	34,20
ϕ (mm)	10,00
Av (cm ²)	1,57
Vc (t)	12,31
Vs (t)	33,29
Vs max (t)	51,08
Vs <	25,54
Sr (cm)	11,00
Sp (cm)	10,00
Smax (cm)	13,88

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Usar $\phi 10$ mm cada 10 cm por 1400 mm.

Luego para distancias mayores:

Usar $\phi 10$ mm cada 25 cm por 1700 mm.

En los vanos bajo el muro y en el vano contiguo utilizar $\phi 10$ mm cada 25 cm.

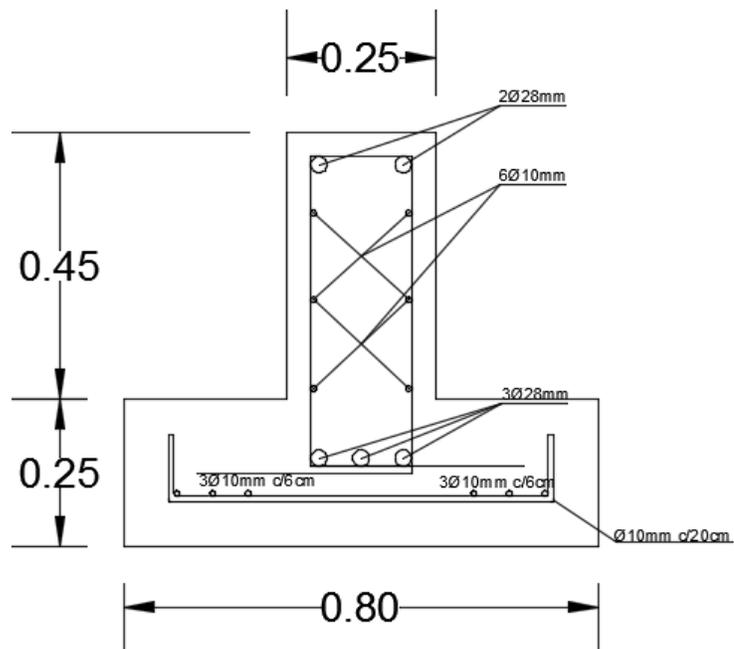


Figura 7.17 Armado de zapata del eje 1 y 5 sentido X.
Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

7.12 Diseño de zapata de muro en dirección Y

Datos:

$$B \text{ (m)}=0,8$$

$$b_w \text{ (m)}=0,25$$

$$H \text{ (m)}=1,5$$

$$\text{Recubrimiento (cm)}=7,50$$

$$q_u \text{ (t/cm}^2\text{)}=17,74$$

Calculo de h:

$$d \text{ (cm)}=15$$

$$h \text{ (cm)}=25$$

Flexión:**Tabla CXVI. Diseño a flexión de zapata de eje 1 y 5 sentido Y.**

Xf (m)	0,275
Mu (t-m/m)	0,67
Asr (cm ² /m)	1,31
φ (mm)	12
Nb	5
s (cm)	20,0
Asp (cm ² /m)	5,65
dagg (cm)	1,905
Smín (cm)	2,54
Smáx (máx)	45
Asmín (cm)	5
w	0,06
∅Mn (t-m/m)	3,10
D/C	0,22

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Acero por temperatura**Tabla CXVII. Refuerzo por temperatura zapata de eje 1 y 5 sentido Y.**

Ast (cm ² /ALA)	1,2375
φ (mm)	10
Nb	3
s (cm)	6,3
Asp (cm ² /m)	2,36
dagg (cm)	1,905
Smín (cm)	2,54
Smax	45

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Diseño de viga

Como se trata de una viga de un solo vano para el caso del muro en sentido Y se hará un promedio entre si la viga estaría doblemente empotrada y simplemente apoyada para obtener los momentos de diseño.

Tabla CXVIII. Momentos en la viga del eje 1 y 5 sentido Y.

L (m)	4,75
Momentos como viga empotrada	
M- (t-m)	26,68
M+ (t-m)	13,34
Momentos como viga apoyada	
M- (t-m)	0,00
M+ (t-m)	40,03
Promedio	
M- (t-m)	13,34
M+ (t-m)	26,68

Fuente: García, J., Marín, S., 2017

Datos:

bw (cm)=25

d (cm)=57,5

Recubrimiento=7,5

Hpro (cm)=70

Tabla CXIX. Refuerzo a flexión de viga del eje 1 y 5 sentido X.

Momento	Asr (cm2)	Refuerzo	Asp (cm2)	ω	$\emptyset M_n$ (t-m)	P
Negativo	6,820519	3 ϕ 18	7,63	0,0818	15,38	0,0055
Positivo	13,64104	3 ϕ 25	14,73	0,1578	28,27	0,0105

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Diseño de cortante**Tabla CXX.** Diseño a corte de viga del eje 1 y sentido Y.

Vu (t)	33,71
ϕ (mm)	10,00
Av (cm ²)	1,57
Vc (t)	12,42
Vs (t)	32,53
Vs max (t)	51,54
Vs <	25,77
Sr (cm)	11,36
Sp (cm)	10,00
Smax (cm)	14,00

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

Usar Ø10 mm cada 10 cm por 1400 mm.

Luego para distancias mayores:

Usar Ø10 mm cada 25 cm por 1450 mm.

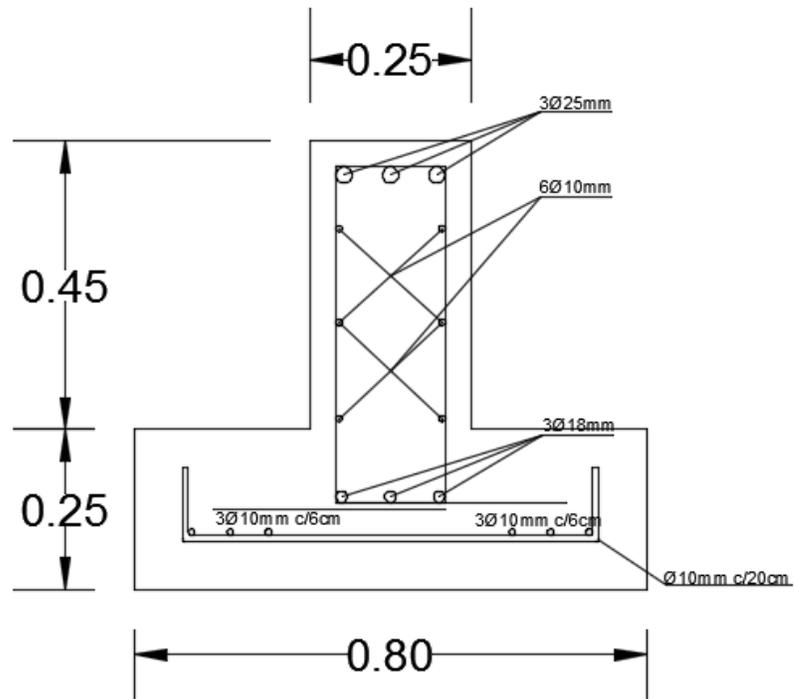


Figura 7.18 Armado de zapata del eje 1 y 5 sentido Y.
Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

CAPÍTULO 8

ESTUDIO PLAN DE MANEJO AMBIENTAL

8.1 Antecedentes

Hoy en día para realizar una obra civil que beneficie a la comunidad o que tenga un impacto social debe tener un estudio de impacto ambiental antes de realizar las actividades constructivas, que garantice el mínimo daño posible al ecosistema donde se incluyen plantas, animales y personas en especial que vivan en el sector de Urbiríos I.

Entonces es necesario garantizar que los contaminantes generados por los procesos en el terreno no afecten el entorno de las personas con material particulado (polvo), ruido o basura, que en muchos casos pueden afectar incluso a su salud.

Por lo tanto, para demostrar y garantizar que el impacto producido por la obra es el menor posible se realiza una auditoría ambiental, en la que todo su proceso debe cumplir con el Texto Unificado de la Ley Secundaria del Medio Ambiente (TULSMA), con el objetivo de implementar soluciones a los impactos que se generen

8.2 Objetivos

8.2.1 Objetivo General

- Realizar una auditoría ambiental de la construcción del centro de salud tipo B en la ciudad de Manta.

8.2.2 Objetivo Específicos

- Determinar las actividades con mayor impacto en el sector de Urbiríos I por la construcción del centro de salud.
- Implementar técnicas de protección ambiental como el reciclaje con los contaminantes que genere la obra civil.
- Cumplir las normativas establecidas por el TULSMA para una correcta construcción.

8.3 Legislación Ambiental

Las leyes que rigen en Ecuador ahora en el ámbito ambiental y el bienestar de las personas y las comunidades son:

8.3.1 Constitución de la República de Ecuador

Se menciona a continuación algunos artículos importantes que resaltan el derecho de vivir en un ambiente saludable:

Art. 14.- Se reconoce el derecho de la población a vivir en un ambiente saludable y ecológicamente equilibrado.

Art. 15.- El Estado promoverá, en los sectores público y privado, el uso de tecnologías ambientalmente limpias y energías alternativas no contaminantes y de bajo impacto.

Capítulo séptimo: Derechos de la naturaleza

Art. 71. La naturaleza o Pacha Mama, donde reproduce y lleva a cabo la vida, tiene derecho a respetar plenamente su existencia y el mantenimiento y la regeneración de sus ciclos de vida, estructura, funciones y procesos evolutivos.

Art. 72.- La naturaleza tiene derecho a la restauración.

En los casos de impacto ambiental grave o permanente, incluidos los causados por la explotación de recursos naturales no renovables, el Estado establecerá los mecanismos más efectivos para lograr la restauración.

Art. 73.- El Estado aplicará medidas cautelares y restrictivas para actividades que puedan conducir a la extinción de especies, la destrucción de ecosistemas.

Art. 74.- Las personas, las comunidades, los pueblos y las nacionalidades tendrán derecho a beneficiarse del medio ambiente y de la riqueza natural que les permita vivir bien.

(Asamblea Nacional Constituyente de Ecuador, Constitución de la República del Ecuador, 2008)

8.3.2 Código Penal Integral Orgánico

Art. 251.- Crímenes contra el agua. La persona que, contraviniendo la normativa vigente, contamina, disuade o interrumpe los cuerpos de agua. Será castigado con una pena de prisión de tres a cinco años.

Art. 252.- Crímenes contra el suelo. La persona que, contraviniendo la normativa vigente, en relación con el uso del suelo y los planes de ordenamiento territorial, cambia el uso del suelo forestal o el suelo destinado al mantenimiento y conservación del ecosistema. Será castigado con una pena de prisión de tres a cinco años.

Art. 253.- Contaminación del aire. La persona que contamina el aire, la atmósfera, que causa un daño grave a los recursos naturales, la biodiversidad y la salud humana, será castigada con una pena de prisión de uno a tres años.

Art. 254.- Gestión prohibida o no autorizada de productos, desechos, desechos o sustancias peligrosas, será sancionada con pena privativa de libertad de uno a tres años.

Art. 255.- La persona que emita o proporcione información falsa u oculte información que sea de sustento para la emisión y otorgamiento de permisos ambientales, estudios de impactos ambientales, permisos o licencias de aprovechamiento forestal, que provoquen el

cometimiento de un error por parte de la autoridad ambiental, será sancionada con pena privativa de libertad de uno a tres años.

(Asamblea Nacional Constituyente del Ecuador, Código Orgánico Penal, 2014)

8.3.3 Derecho a los recursos hídricos uso y uso de agua, publicado en el registro oficial 305 de 06 de agosto de 2014

Art. 79.- Objetivos de prevención y conservación del agua.

- a) Asegurar el derecho humano al agua para vivir bien
- b) Conservar la cantidad de agua y mejorar su calidad
- c) Controlar y prevenir la acumulación en el suelo y el subsuelo de sustancias tóxicas.
- d) Controlar las actividades que pueden causar la degradación del agua y los ecosistemas acuáticos y terrestres
- e) Asegurar la conservación integral y el cuidado de las fuentes de agua
- f) Evitar la degradación de los ecosistemas relacionados con el ciclo hidrológico.(Asamblea Nacional Constituyente de Ecuador, Ley de Recursos Hídricos, Usos y Aprovechamiento del Agua, 2014)

8.3.4 Texto unificado de la legislación ambiental secundaria (TULSMA)

ANEXO 1, LIBRO VI, CALIDAD AMBIENTAL: NORMA DE CALIDAD AMBIENTAL Y DESCARGA DE EFLUENTES: RECURSO HÍDRICO.

4.2.1.5: Se prohíbe cualquier descarga de desechos líquidos a vías públicas, canales de riego y drenaje, o sistemas de recolección de agua de lluvia y aguas subterráneas.

4.2.1.9: Los sistemas de drenaje para el agua doméstica, industrial y de lluvia generada en una industria deberán estar separados en sus respectivos sistemas o colectores.

4.2.1.11: Se prohíbe la descarga de desechos líquidos no tratados en el sistema de alcantarillado o en un cuerpo de agua del lavado y / o mantenimiento de vehículos aéreos y terrestres.

ANEXO 2, LIBRO VI, CALIDAD AMBIENTAL: NORMA DE CALIDAD AMBIENTAL DE LOS RECURSOS DEL SUELO Y CRITERIOS DE REMEDIACIÓN DE SUELOS CONTAMINADOS.

4.1.1.1: Actividades generadoras de desechos sólidos no peligrosos. - Toda actividad productiva que genere residuos sólidos no peligrosos debe implementar una política de reciclaje o reutilización de residuos.

4.1.2.3: Los productos químicos e hidrocarburos deben almacenarse, manipularse y transportarse de una manera técnicamente adecuada.

4.1.2.5: Los contenedores vacíos de pesticidas, aceite mineral, hidrocarburos de petróleo y sustancias peligrosas en general no se deben tirar en la superficie del suelo o con los desechos comunes.

4.1.3.1: Los causantes de acción u omisión de contaminación al recurso del suelo, debido a derrames, deben proceder a la remediación del área afectada.

4.1.3.2: La entidad de control ambiental deberá exigir que el causante remedie el sitio contaminado y monitorear las acciones de remediación, hasta los objetivos o valores de remediación establecidos en esta norma.

4.1.3.5: Cuando ocurran derrames, infiltraciones, descargas o descargas de desechos o productos peligrosos accidentalmente en el suelo, áreas protegidas o áreas ecológicamente sensibles, se debe notificar inmediatamente a la Entidad de Control Ambiental.

ANEXO 6, LIBRO VI, SOBRE LA CALIDAD AMBIENTAL:
MANIPULACIÓN Y DISPOSICIÓN FINAL DE RESIDUOS NO
PELIGROSOS

4.1.22: Las industrias generadoras, de explotación y / o de terceros que producen o manipulan desechos peligrosos deberán llevar a cabo obligatoriamente la separación en la fuente de los desechos sólidos.

4.2.6: Se prohíbe quemar los desechos sólidos a cielo abierto.

4.2.12: Está prohibido que los residuos de generadores de residuos sólidos entreguen personas físicas o jurídicas que carecen de la autorización de la entidad de aseo.

4.2.18: Está prohibido mezclar desechos sólidos peligrosos con desechos sólidos no peligrosos.

(Ministerio del Ambiente, Texto Unificado Legislación Secundaria, Medio Ambiente, Parte I, 2006)

8.4 Descripción de la Línea Base

La línea base se define como la descripción de todo lo que existe en el terreno antes de construir, la palabra “todo” se refiere a flora, fauna, aguas subterráneas, presencia de tuberías ya sean de agua potable o de alcantarillado que forman parte de la red de la ciudad. En el sector de Urbiríos I no hay presencia de aguas subterráneas, existe una pequeña denotación de una escorrentía superficial que pasa cerca del sector, mas no afecta al terreno donde se va a construir.

Si hablamos de la flora y la fauna, se puede presenciar que la zona poco a poco urbanizándose y en su mayoría los arboles han sido extraídos del lugar, lo mismo ocurre con las especies, aparte de los animales domésticos no se encontraron especies que puedan estar en peligro de extinción.

La construcción del centro de salud sí que puede ocasionar polvo y ruido que pueden afectar a las personas que viven en los sectores aledaños por el uso de maquinaria.

8.5 Actividades a evaluar

Descripción de actividades en la fase de construcción:

- Excavaciones en el terreno.
- Desalojo del material con maquinaria.
- Montaje vigas y columnas.
- Mampostería.
- Generación de desechos sólidos y aguas residuales.

8.6 Evaluación ambiental

Para analizar las distintas fases de construcción se generan matrices de evaluación:

8.6.1 Matriz de intensidad

Se evalúa con valores numéricos del 1-10, siendo 10 el valor que indica un mayor impacto ambiental y 0 para impactos leves.

Tabla CXXI. Matriz de Intesidad.

MATRIZ DE INTENSIDAD									
#	Actividades	Biología		Agua		Aire		Aspecto Socioeconómico	
		Flora	Fauna	Superficial	Subterránea	Suelo	Ruido		Cont.
1	Movimiento de tierra	5	5	0	0	10	10	10	10
2	Armado y encofrado de cimentación	1	1	0	0	10	5	0	10
3	Hormigonado de cimentación	1	1	0	0	8	8	3	10
4	Construcción de Vigas y Columnas Metálicas	1	1	0	0	3	8	5	10
5	Montaje de vigas y columnas	1	1	0	0	3	8	3	10
6	Mampostería	0	0	0	0	5	5	0	10
7	Desechos solidos	5	5	0	0	9	0	8	0
8	Aguas Residuales	5	5	0	0	5	0	0	0
		19	19	0	0	53	44	29	60

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

8.6.2 Matriz de Extensión

Esta matriz indica el grado de impacto que tiene las actividades del proyecto a nivel de superficie, toma un valor de 10 para impactos ambientales a nivel regional, 5 a nivel local, 1 para impactos a nivel puntual y 0 si se consideran no causantes de daño.

Tabla CXXII. Matriz de Extensión.

MATRIZ DE EXTENSIÓN									
#	Actividades	Biología		Agua		Aire		Aspecto Socioeconómico	
		Flora	Fauna	Superficial	Subterránea	Suelo	Ruido		
1	Movimiento de tierra	1	1	0	0	5	5	1	5
2	Armado y encofrado de cimentación	1	1	0	0	5	1	1	5
3	Hormigonado de cimentación	1	1	0	0	5	1	1	5
4	Construcción de Vigas y Columnas Metálicas	1	1	0	0	5	1	1	5
5	Montaje de vigas y columnas	1	1	0	0	1	1	1	5
6	Mampostería	0	0	0	0	0	1	0	5
7	Desechos solidos	1	1	0	0	5	0	5	0
8	Aguas Residuales	1	1	0	0	5	0	1	0

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

8.6.3 Matriz de Duración

Esta matriz indica el grado de impacto que tiene las actividades del proyecto hablando en tiempo, toma un valor de 10 para impactos ambientales de más de 10 años, 5 para impacto entre 5 – 10 años, 1 para impactos menores a 5 años y 0 si se consideran no causantes de daño.

Tabla CXXIII. Matriz de Duración.

MATRIZ DE DURACIÓN									
#	Actividades	Biología		Agua		Aire		Aspecto Socioeconómico	
		Flora	Fauna	Superficial	Subterránea	Suelo	Ruido		Cont.
1	Movimiento de tierra	1	1	0	0	1	1	1	1
2	Armado y encofrado de cimentación	0	1	1	0	0	1	1	1
3	Hormigonado de cimentación	1	1	1	0	1	1	1	1
4	Construcción de Vigas y Columnas Metálicas	0	1	0	0	1	1	1	1
5	Montaje de vigas y columnas	0	1	0	0	1	1	1	1
6	Mampostería	0	0	0	0	0	1	0	1
7	Desechos solidos	1	1	0	0	1	0	1	0
8	Aguas Residuales	1	1	1	0	1	0	0	0

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

8.6.4 Matriz de Signo

Indica si las actividades del proyecto tienen un impacto negativo sobre los factores ambientales o factores sociales, toma un valor de -1 para impactos ambientales negativos, 1 para positivos, sin signo para quienes no causan ningún impacto al ambiente.

Tabla CXXIV. Matriz de Signo.

MATRIZ DE SIGNO									
#	Actividades	Biología		Agua		Suelo	Aire		Aspecto Socioeconómico
		Flora	Fauna	Sup.	Sub.		Ruido	Cont.	
1	Movimiento de tierra	-1	-1	0	0	-1	-1	-1	1
2	Armado y encofrado de cimentación	0	-1	-1	0	0	-1	0	1
3	Hormigonado de cimentación	-1	-1	-1	0	-1	-1	-1	1
4	Construcción de Vigas y Columnas Metálicas	0	-1	0	0	-1	-1	-1	1
5	Montaje de vigas y columnas	-1	-1	0	0	-1	-1	-1	1
6	Mampostería	0	0	0	0	0	-1	0	1
7	Desechos solidos	-1	-1	0	0	-1	0	-1	0
8	Aguas Residuales	-1	-1	0	-1	-1	0	0	0

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

8.6.5 Matriz de Magnitud

La matriz de magnitud está dada por las matrices de intensidad, duración y extensión, y cada valor estará multiplicado por un factor que dependerá del grado de relevancia o importancia. Se estableció que la matriz de intensidad un valor de 0.40, la matriz de extensión 0.30 y la matriz de dirección 0.30.

$$MG = \pm [Intensidad * F.INT + Extensión * F.EXT + Duración * F.DUR]$$

Tabla CXXV. Matriz de Magnitud.

MATRIZ DE MAGNITUD									
#	Actividades	Biología		Agua		Suelo	Aire		Aspecto Socioeconómico
		Flora	Fauna	Sup.	Sub.		Ruido	Cont.	
1	Movimiento de tierra	-2.6	-2.6	0.0	0.0	-5.8	-5.8	-4.6	5.8
2	Armado y encofrado de cimentación	0.0	-1.0	-0.3	0.0	0.0	-2.6	0.0	5.8
3	Hormigonado de cimentación	-1.0	-1.0	-0.3	0.0	-5.0	-3.8	-1.8	5.8
4	Const. de Vigas y Columnas Metálicas	0.0	-1.0	0.0	0.0	-3.0	-3.8	-2.6	5.8
5	Montaje de vigas y columnas	-0.7	-1.0	0.0	0.0	-1.8	-3.8	-1.8	5.8
6	Mampostería	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.6	0.0	5.8
7	Desechos solidos	-2.6	-2.6	0.0	0.0	-5.4	0.0	-5.0	0.0
8	Aguas Residuales	-2.6	-2.6	0.0	0.0	-3.8	0.0	0.0	0.0

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

8.6.6 Matriz de Reversibilidad

La matriz de reversibilidad indica el grado en que los impactos ambientales producidos por las actividades del proyecto pueden ser revertidos o restaurar el ambiente a su estado original. Según nivel, toma un valor de 10 para impactos ambientales irreversibles, 8 para reversibles a largo plazo, 5 si son reversibles a corto plazo, 1 si son fácilmente reversibles.

Tabla CXXVI. Matriz de Reversibilidad.

MATRIZ DE REVERSIBILIDAD									
#	Actividades	Biología		Agua		Suelo	Aire		Aspecto Socioeconómico
		Flora	Fauna	Sup.	Subt.		Ruido	Cont.	
1	Movimiento de tierra	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0
2	Armado y encofrado de cimentación	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0
3	Hormigonado de cimentación	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0
4	Construcción de Vigas y Columnas Metálicas	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	0.0
5	Montaje de vigas y columnas	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0
6	Mampostería	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0
7	Desechos solidos	5.0	5.0	0.0	0.0	8.0	0.0	5.0	0.0
8	Aguas Residuales	5.0	5.0	8.0	0.0	5.0	0.0	0.0	0.0

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

8.6.7 Matriz de Riesgo

Su valor indica el riesgo de que ocurra impactos a los componentes ambientales, siendo 10 impactos de alta probabilidad, 5 probabilidad media y 1 probabilidad baja.

Tabla CXXVII. Matriz de Riesgo.

MATRIZ DE RIESGO									
#	Actividades	Biología		Agua		Aire			Aspecto Socioeconómico
		Flora	Fauna	Superficial	Subterránea	Suelo	Ruido	Contaminantes	
1	Movimiento de tierra	5.0	5.0	1.0	0.0	5.0	5.0	5.0	0.0
2	Armado y encofrado de cimentación	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0
3	Hormigonado de cimentación	5.0	5.0	5.0	0.0	5.0	5.0	5.0	0.0
4	Construcción de Vigas y Columnas Metálicas	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0	0.0
5	Montaje de vigas y columnas	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0	5.0	0.0	0.0
6	Mampostería	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0
7	Desechos solidos	5.0	5.0	0.0	0.0	10.0	0.0	1.0	0.0
8	Aguas Residuales	5.0	5.0	10.0	0.0	10.0	0.0	0.0	0.0

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

8.6.8 Matriz de Valoración de Impacto Ambiental (V.I.A)

Se toma en cuenta las matrices de magnitud, riesgo y reversibilidad para obtener el resultado con un factor según el grado influencia que tiene cada uno. Para el centro de salud la matriz de magnitud 0.4, reversibilidad 0.25 y riesgo 0.35, donde V.I.A estará dado como:

$$V.I.A = |Magnitud|^{F.MG} * |Riesgo|^{F.R} * |Reversibilidad|^{F.REV}$$

Tabla CXXVIII. Matriz VIA.

MATRIZ DE VALORACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL.										
#	Actividades	Biología		Agua			Aire		Aspecto Socioeconómico	TOTAL POR ACTIVIDAD
		Flora	Fauna	Superficial	Subterránea	Suelo	Ruido	Contaminante		
1	Movimiento de tierra	2.3	2.3	0.0	0.0	3.0	3.0	2.8	0.0	15.5
2	Armado y encofrado de cimentación	0.0	1.0	0.7	0.0	0.0	1.3	0.0	0.0	3.1
3	Hormigonado de cimentación	1.8	1.8	1.2	0.0	2.8	2.6	2.1	0.0	13.2
4	Construcción de Vigas y Columnas Metálicas	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	2.6	0.0	0.0	4.0
5	Montaje de vigas y columnas	0.9	1.0	0.0	0.0	1.2	2.6	0.0	0.0	6.1
6	Mampostería	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	0.0	0.0	1.5
7	Desechos solidos	4.1	4.1	0.0	0.0	7.7	0.0	2.8	0.0	17.9
8	Aguas Residuales	4.1	4.1	0.0	0.0	5.9	0.0	0.0	0.0	13.4
	TOTAL RECURSO	12.9	15.0	1.7	0.0	21.3	15.5	8.3	0.0	

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

8.6.9 Rango de Significancia de la matriz de VIA

Los rangos indican el impacto que tendrá las actividades en cada factor ambiental, su valor varío de 0 a 10, siendo (10 – 7) alto, (7 – 4) bajo, (1-4)

Tabla CXXIX. Matriz de significancia.

MATRIZ DE SIGNIFICANCIA										
#	Actividades	Biología		Agua		Aire		Aspecto Socioeconómico	TOTAL POR ACTIVIDAD	
		Flora	Fauna	Superficial	Subterránea	Suelo	Ruido			Cont.
1	Movimiento de tierra	B	B	N	N	B	B	B	N	B
2	Armado y encofrado de cimentación	N	B	B	N	N	B	N	N	B
3	Hormigonado de cimentación	B	B	B	N	B	B	B	N	B
4	Construcción de Vigas y Columnas Metálicas	N	B	N	N	N	B	N	N	B
5	Montaje de vigas y columnas	B	B	N	N	B	B	N	N	B
6	Mampostería	B	N	N	N	N	B	N	N	B
7	Desechos solidos	B	B	N	N	A	N	B	N	B
8	Aguas Residuales	B	B	B	N	M	N	N	N	B
	TOTAL RECURSO	B	B	B	N	B	B	B	N	

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

8.7 Plan de mitigación y prevención de impacto ambiental

El plan de prevención y mitigación está enfocado para la fase de construcción, debe cumplir con las normas de seguridad ambiental, así como garantizar la seguridad tanto del personal que trabaja en la construcción como de las personas que viven en el sector de Urbiríos I. Por lo tanto, es necesario observar que se cumpla lo siguiente:

8.7.1 Residente de obra y obreros

- Usar chaleco y casco de seguridad en el interior de la obra
- Usar botas, mascarillas, guantes y orejeras en caso de realizar fundiciones o compactación de terreno especialmente por el material particulado que se encuentra en el aire.
- Los trabajadores que carguen materiales pesados deben usar una faja de seguridad y en caso de realizar trabajos en altura de 3m o más se debe usar un arnés obligatorio de seguridad, para evitar riesgos de caer.
- Al momento de soldar usa mamelucos y chalecos resistentes a alta temperatura, además del respectivo casco para soldar y así evitar afectaciones hacia la vista del soldador.

8.7.2 Área del terreno

- Realizar una delimitación completa del terreno con un buen cerramiento para evitar que las personas puedan ingresar, se puede usar cintas de seguridad o conos para que las personas puedan transitar por los alrededores del terreno.

Como medidas de mitigación de impactos al ambiente durante las actividades de construcción se tiene:

8.7.3 Movimiento de tierra

- Si existe arboles el terreno deben ser reubicados y planteados en otros sectores que se encuentren vacíos.
- Los animales que habitan en el lugar deben ser trasladados a un centro de cuidado animal.
- Humedecer el terreno para que no se produzca polvo.
- La maquinaria y vehículos deben contar con el mantenimiento e inspecciones adecuadas para evitar que se produzca smog, al igual que de ruido.

8.7.4 Armado y encontrado de la cimentación

- Evitar el uso de madera para el encofrado porque no puede reutilizarse y se convierte en un desecho.

- Se puede usar un encofrado metálico porque puede reutilizarse, aunque puede ser un poco más costoso.

Hormigonado de cimentación

- Usar una hormigonera que se haya sido inspeccionada de que hayan recibido los chequeos mecánicos respectivos con el fin de que se produzca el menor ruido posible que afecte a los oídos de los obreros.
- Chequeo continuo de vehículos para evitar posibles fallas mecánicas.
- Establecer zonas para el lavado de la hormigonera, baldes y vehículos.
- No verter aguas contaminadas a los cauces en la ciudad de manta.

8.7.5 Construcción de vigas y columnas metálicas

- Los desechos producidos por el corte de las planchas de acero en el taller deben ser separados y depositados en un lugar diferente a los desechos normales para que puedan ser reciclados
- Instalar un filtro de aire en el lugar donde se construyan las columnas y vigas para atrapar el material particulado que se llegue

a producir y los gases evacuados sean menos dañinos para la atmosfera.

8.7.6 Montaje de vigas y columnas

- Al igual que en la construcción de las vigas y columnas se debe tener en cuenta los desechos producidos por la soldadura, las perforaciones para emperrar y conectar vigas y columnas porque se genera residuos metálicos que pueden ser dañinos para animales que puedan ingerirlos.

8.7.7 Mampostería

- Reutilizar los materiales como la madera para el empastado de paredes y así generar menos basura.

8.7.8 Generación de desechos sólidos y aguas residuales

- Utilizar tachos con diferentes colores para la separación de los residuos y poder aplicar técnicas de reciclaje y reducir el grado de contaminación de la obra.
- Definir lugares específicos para la disposición de la basura y el recolector se pueda llevar sin ningún problema.
- Utilizar señalética apropiada para diferenciación de zonas en donde puedan ocurrir accidentes y prevenirlos.

- No verter aguas contaminadas por químicos o por el hormigonado en los ríos o el mar que pueda encontrarse en manta.
- Construcción y mantenimiento del sistema de drenaje para evitar que el agua se quede estancada y pueda circular o que pueda ocurrir infiltraciones en el suelo de la estructura.

8.8 Cronograma valorado para las actividades de mitigación

Tabla CXXX. Cronograma valorado de actividades de mitigación.

Actividad de Mitigación	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6	
Transportar los residuos resultantes de la limpieza del terreno	\$180	\$180	\$180	\$180	\$180	\$180	Mitigar la generación de desechos solidos
Comunicar a la comunidad sobre la construcción del centro de salud y los beneficios que este tendría para ayudar a las familias, además pedir la comprensión al momento de que se genera ruido o desechos.	\$250	\$250	\$250	\$250	\$250	\$250	
Colocar un contenedor para residuos metálicos	\$10	\$10	\$10	\$10	\$10	\$10	
Colocar contenedor para residuos solidos	\$10	\$10	\$10	\$10	\$10	\$10	

Concientizar con el sector sobre el uso del reciclaje y cuidado del medio ambiente	\$100	\$100	\$100	\$100	\$100	\$100	Mitigar la generación de desechos sólidos
Entregar equipamiento de seguridad a los trabajadores, específicamente chaleco, mascarilla, gafas y casco	\$150	\$150	\$150	\$150	\$150	\$150	
Restaurar la vegetación que haya sido removida o cortada del Urbiríos I						\$300	
Instalar baterías (baños) portátiles para los trabajadores	\$350						Mitigar la generación de desechos líquidos
Construcción y mantenimiento del afluente para el agua contaminadas con productos químicos.	\$250	\$50	\$50	\$50	\$50	\$50	

Colocar la señalización en toda la obra tanto en la parte interior como exterior, al igual de las cintas de seguridad para que las personas puedan prevenir cualquier accidente	\$50						
Mantenimiento mecánico de equipos y vehículos como la concretera, grúa, vehículos durante la construcción	\$100	\$100	\$100	\$100	\$100	\$100	Armado y hormigonado para la construcción de la cimentación, construcción y montaje de vigas y columnas
Humedecer constantemente las vías de ingreso a la obra para evitar que se genere polvo	\$25	\$25	\$25	\$25	\$	\$	
Comprar cascos y mamelucos al momento de soldar para evitar danos a la piel y la vista del soldador.				\$50	\$50	\$50	

Colocar tachos para depositar específicamente residuos producidos por la soldadura y el corte de las placas.				\$10	\$10	\$10	Armado y hormigonado para la construcción de la cimentación, construcción y montaje de vigas y columnas
Subtotal	\$1,475	\$875	\$875	\$935	\$910	\$1,210	\$6,280

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

CAPÍTULO 9

PRESUPUESTO REFERENCIA

9.1 Estimación de presupuesto

La importancia de realizar un análisis del costo de una estructura genera que un incremento de valor de la misma, debido a que muchas veces este factor puede indicar que tipo de materiales o proceso constructivo sea mejor para llevar a cabo la construcción, por ejemplo, para el proyecto del centro de salud tipo B en Manta de las alternativas planteadas en el capítulo 3 se realizó el análisis la estimación de presupuesto de la estructura de acero con muros de hormigón resistentes al corte, en el capítulo mencionado se explica la razón de porque se escoge esta alternativa, pero se puede resumir en que manta es una zona sísmica recurrente y los muros absorben el sismo y evitan que la estructura pueda colapsar, además el tiempo de construcción es menor que una estructura de hormigón armado y esto al final reduce costos.

A continuación, se muestra la tabla del presupuesto referencial de la alternativa escogida:

Tabla CXXXI. Presupuesto.

RUBRO	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO FINAL
1	PREPARACION DEL TERRENO				
1.1	Limpieza del terreno	m2	1000	0.93	925.80
1.2	Trazado y replanteo del terreno	m2	1000	1.55	1546.92
				SUBTOTAL	2472.72
2	INSTALACIONES PROVISIONALES				
2.1	Construcciones provisionales (Bodega, Guardianía)	m2	15	47.45	711.71
2.2	Instalación eléctrica provisional	U	1	174.52	174.52

2.3	Instalación AAPP provisional	U	1	81.43	81.43
2.4	Bateria Sanitaria	U	1	152.49	152.49
2.5	Cerramiento	m	140	35.96	5034.19
				SUBTOTAL	6154.34

3 MOVIMIENTO DE TIERRA					
3.1	Excavación a maquina	m3	1120	3.10	3473.23
3.2	Desalojo del material con maquinaria	m3	1120	6.86	7683.48
3.3	Excavación manual de plintos y cimientos	m3	170.80	7.16	1223.10
3.4	Relleno Compactado	m3	56	13.53	757.75
				SUBTOTAL	13137.56

4 CIMENTACION					
4.1	Replanteo de hormigón simple $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$ $e = 0.05\text{m}$	m ²	113.86	8.21	934.50
4.2	Acero de refuerzo para cimentación $f_y = 4200$ kg/cm^2	kg	3637.50	1.93	7033.92
4.3	Hormigón en zapatas y cuellos de columnas $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Inc. Encofrado)	m ³	51.04	236.33	12062.23
SUBTOTAL					20030.66

5 Estructura Metálica					
5.1	Placas de cimentación 400 x 400	U	16.00	2.87	45.99
5.2	Contrapiso de hormigón $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ ($e = 0.08\text{m}$)	kg	44.80	186.66	8362.19
5.3	Suministros de acero estructural	kg	88934.69	2.04	181636.66

5.4	Construcción de columnas	kg	50868	0.35	17919.87
5.5	Montaje de columnas	kg	50868	0.57	28794.95
5.6	Construcción de vigas	kg	38066.69	0.45	17243.35
5.7	Montaje de vigas	kg	38066.69	0.73	27780.77
5.8	Loseta tipo deck	m3	45.00	231.27	10407.04
5.9	Conexión viga-viga	U	64	7.76	496.53
5.10	Conexión columna-columna	U	32	62.00	1984.07
5.11	Conexión viga-columna	U	240	9.67	2321.82
				SUBTOTAL	296993.22

6 Muros Estructurales					
6.1	Hormigón de muros $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Inc. Encofrado)	m3	72.6	223.58	16231.84
6.2	Acero de refuerzo de muros $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	454.67	1.93	879.21
				SUBTOTAL	17111.04

7 PLAN DE MANEJO AMBIENTAL					
7.1	Plan de manejo ambiental	U	1	6280.00	6280.00
				SUBTOTAL	6280.00

COSTO DIRECTO DE OBRA	362179.54
COSTO INDIRECTO Y UTILIDADES 22%	79679.50
TOTAL	441859.04

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

9.2 Cronograma valorado del centro de salud tipo B

Tabla CXXXII. Cronograma.

RUBRO	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO FINAL	TIEMPO: 90 DIAS													
						1 MES		2 MES		3 MES		4 MES		5 MES		6 MES			
						1er Quinc.	2da Quinc.	3er. Quinc.	4ta. Quinc.	5ta. Quinc.	6ta. Quinc.	7ta. Quinc.	8va. Quinc.	9na. Quinc.	10ma. Quinc.	11va. Quinc.	12ava. Quinc.		
1 PREPARACION DEL TERRENO																			
1.1	Limpieza del terreno	m2	1000	0.93	925.80	100%													
1.2	Trazado y replanteo del terreno	m2	1000	1.55	1546.92	100%													
	SUBTOTAL				2472.72														
2 INSTALACIONES PROVISIONALES																			
2.1	Construcciones provisionales (Bodega, Guardiana)	m2	15	47.45	711.71	100%													
2.2	Instalación eléctrica provisional	U	1	174.52	174.52	100%													
2.3	Instalación AAPP provisional	U	1	81.43	81.43	100%													
2.4	Batería Sanitaria	U	1	152.49	152.49	100%													
2.5	Cerramiento	m	140	35.96	5034.19	100%													
	SUBTOTAL				8154.34														
3 MOVIMIENTO DE TIERRA																			
3.1	Excavación a máquina	m3	1120	3.10	3473.23	100%													
3.2	Desalojo del material con maquinaria	m3	1120	6.86	7683.48	100%													
3.3	Excavación manual de plintos y cimientos	m3	170.80	7.16	1223.10	100%													
3.4	Relleno Compactado	m3	56	13.53	757.75	100%													
	SUBTOTAL				13137.56														
4 CIMENTACION																			
4.1	Replanteo de hormigón simple f'c= 180 kg/cm2 e=0.05m	m2	113.86	8.21	934.50	100%													
4.2	Acero de refuerzo para cimentación fy=4200 kg/cm2	kg	3937.50	1.93	7603.92	70%													
4.3	Hormigón en zapatas y cuellos de columnas f'c = 280 kg/cm2 (Inc. Encofrado)	m3	51.04	236.33	12063.23	60%													
	SUBTOTAL				20030.66														
5 Estructura Metalica																			
5.1	Placas de cimentacion 400 x 400	U	16.00	2.87	45.99	30%													
5.2	Contrapiso de hormigon f'c = 180k/cm2 (e = 0.08m)	kg	44.80	186.66	8362.19	30%													
5.3	Suministros de acero estructural	kg	88934.69	2.04	181636.66	100%													
5.4	Construccion de columnas	kg	50868	0.35	17919.87	40%													
5.5	Montaje de columnas	kg	50868	0.57	28794.95	40%													
5.6	Construccion de vigas	kg	38066.69	0.45	17243.35	40%													
5.7	Montaje de vigas	kg	38066.69	0.73	27780.77	40%													
5.8	Loseta tipo deck	m3	45.00	231.27	10407.04	40%													
5.9	Conexión viga-viga	U	64	7.76	496.53	40%													
5.10	Conexión columna-columna	U	32	62.00	1984.07	40%													
5.11	Conexión viga-columna	U	240	9.67	2321.82	40%													
	SUBTOTAL				296993.22														
6 Muros Estructurales																			
6.1	Hormigón de muros f'c = 280 kg/cm2 (Inc. Encofrado)	m3	72.6	223.58	16231.84	50%													
6.2	Acero de refuerzo de muros fy=4200 kg/cm2	kg	454.67	1.93	879.21	50%													
	SUBTOTAL				17111.04														
7 PLAN DE MANEJO AMBIENTAL																			
7.1	Plan de manejo ambiental	U	1	6280.00	6280.00	5%													
	SUBTOTAL				6280.00														
COSTO DIRECTO DE OBRA						362179.54													
COSTO INDIRECTO Y UTILIDADES 22%						79573.59													
TOTAL						441859.04													

Fuente: García, J., Marín, S., 2017.

CAPÍTULO 10

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Se escogió una zona alta de la ciudad con suelos más firmes y de mejores características que los que se tienen cerca de la costa y que está libre de peligros de inundaciones que son comunes en la etapa invernal por el desbordamiento del río Burro.

El diseño de la cimentación de la estructura se realizó considerando las características del suelo obtenidas del Pliego de construcción del colegio Replica Manta a aproximadamente algo más de 100 metros del terreno destinado para el centro de salud. Se propuso una cimentación de zapatas corrida en la dirección más corta del edificio con vigas de amarre entre las zapatas.

El sector escogido es un sector que está en pleno crecimiento, rodeado de planes habitacionales que tarde o temprano van a necesitar de un centro de salud de atención primaria de manera que la carga de pacientes que asisten a hospitales se reduzca evitando congestiones que por años han sido un problema en varios centros hospitalarios del país.

Se realizó de manera detallada el predimensionamiento de 3 alternativas que tenían como base el acero estructural y se pudo comprobar que la inclusión de muros de corte esquineros de hormigón armado en la estructura aporta

gran rigidez al sistema disminuyendo considerablemente las deformaciones y efectos de segundo orden provocadas por estas.

En una estructura de carácter esencial, como la que se diseñó, las características que brindan los muros serán de mucha utilidad al momento de un evento sísmico, pues se espera que en este evento se produzcan daños nulos o muy pequeños de elementos estructurales y no estructurales, cumpliendo con el objetivo primordial del diseño sismo resistente de una estructura esencial, mantenerse operacional luego de un terremoto.

Se pudo comprobar en el análisis económico realizado en el capítulo 5 donde los elementos estructurales de la alternativa de los muros es la segunda más cara con un costo de 198 mil dólares, por encima de la alternativa I de PARM de 186 mil dólares, lo que representa una diferencia menor si se considera que la alternativa I no cumple con algunos parámetros como derivas y el criterio de columna fuerte - viga débil. Por otro lado, la alternativa II de PARM con arriostramientos de acero tiene un costo de 242 mil muy por arriba de la alternativa escogida y aun así con mayores desplazamientos y derivas producidas para el sismo de diseño.

Se realizó el diseño de la alternativa escogida: PARM con muros de corte cumpliendo con todos los parámetros establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción con el apoyo de otras normas internacionales como el ACI-318 y el AISC 360 y 341. Para el diseño de la estructura se comprobó

que los muros absorben aproximadamente el 75% del cortante basal de la estructura lo que permite que las secciones de vigas y columnas sean más pequeñas debido a que solo absorben aproximadamente el 25% del cortante basal, produciendo un menor gasto en los elementos de acero.

La construcción del centro de salud tipo B de estructura metálica con muros de hormigón resistentes a corte tiene un valor de \$441859.04 dólares americanos obtenido de un análisis de precios unitarios.

RECOMENDACIONES

Debido a que los parámetros del suelo que fueron aplicados a los diseños fueron obtenidos del estudio de suelos de una edificación ubicada a 100 metros del terreno de construcción se deben realizar calicatas comprobatorias de las buenas características del terreno.

Se debe realizar el diseño de las conexiones, se recomienda conexiones soldadas que cumplan con las especificaciones de la norma AWS. Para el caso de la unión del alma del muro de hormigón y los elementos de borde que son cabezales de acero se recomiendan utilizar conectores de corte de manera que estos sean soldados a los cabezales y queden fundidos dentro del hormigón armado, garantizando el trabajo en conjunto de los elementos ante la acción de las cargas.

Contratar personal técnico especializado para realizar de manera adecuada las conexiones de la estructura y los diferentes procesos constructivos.

Debido a que se trata de un centro de salud para dar servicio a un notable número de habitantes es importante que esta edificación sea dotada de los equipos e implementos necesarios, además de las medicinas.

ANEXOS

BIBLIOGRAFÍA

ACI 318-08. (2008). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Farmington Hills: American Concrete Institute.

AISC-341. (2010). *Seismic Provisions for Structural Buildings*. Estados Unidos.

AISC-360. (2011). *Steel Construction Manual* (Catorceava ed.). Estados Unidos.

Asamblea Nacional Constituyente de Ecuador. (2008). *Constitución de la República del Ecuador*. Montecristi.

Asamblea Nacional Constituyente de Ecuador. (2014). *Ley de Recursos Hídricos, Usos y Aprovechamiento del Agua*.

Asamblea Nacional Constituyente del Ecuador. (2014). *Código Orgánico Integral Penal*. Montecristi.

AWS D1.1. (2010). *Structural Welding Code*. Estados Unidos.

Biblioteca Duoc UC . (24 de Abril de 2012). *Sistema de Bibliotecas*. Obtenido de Sistema de Bibliotecas: <http://bibliotecaduocvalparaiso.blogspot.com/2012/04/anillo-de-fuego-del-pacifico.html>

Carvajal, I. K. (2008). *Diseño Antisismico*. Lima: Seismic Design for Arquitects.

Das, B. (2011). *Fundamentos de ingeniería en cimentaciones* (Séptima ed.). México D.F.: Cengage Learning Editores.

Diario El Comercio. (16 de Abril de 2016). *Diario El Comercio*. Obtenido de Diario El Comercio: <http://www.elcomercio.com/actualidad/hospital-iess-manta-danos-terremoto.html>

Geoestudios. (2016). *“ESTUDIO GEOTÉCNICO Y DE RIESGO SÍSMICO DE LA ZONA TARQUI DE LA CIUDAD DE MANTA DE ACUERDO A LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015”*. Manta: Ministerio de Desarrollo Urbano.

Instituto de Contratación de Obras. (2012). *PLIEGO:“CONSTRUCCIÓN DE LA UNIDAD EDUCATIVA REPLICA ESTANDARIZADA MANTA, PARROQUIA TARQUI, CANTÓN MANTA DE LA PROVINCIA DE MANABI”*. Manta: ICO.

Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional. (30 de Enero de 2012). *TERREMOTO DE ESMERALDAS DE 1906 - UNO DE LOS SISMOS MÁS GRANDES DE LA HISTORIA RECIENTE*. Obtenido de TERREMOTO DE ESMERALDAS DE 1906 - UNO DE LOS SISMOS MÁS GRANDES DE LA HISTORIA RECIENTE: <http://www.igepn.edu.ec/noticias/575-terremoto-de-esmeraldas-de-1906-uno-de-los-sismos-m%C3%A1s-grandes-la-historia>

Ministerio de Salud. (1 de Abril de 2017). *GeoSalud3.0*. Obtenido de GeoSalud3.0: <https://geosalud.msp.gob.ec/geovisualizador/>

Ministerio del Ambiente. (2004). *Ley de Gestión Ambiental*.

Ministerio del Ambiente. (2004). *Ley de Prevención y Control de la Contaminación Ambiental*.

Ministerio del Ambiente. (2006). *Texto Unificado Legislación Secundaria, Medio Ambiente, Parte I*.

Ministerio del Ambiente. (2012). *Registro Oficial No. 726*. Quito.

Ministerio del Trabajo. (1986). *Reglamento de Seguridad y Salud de los Trabajadores y Mejoramiento del Medio Ambiente de Trabajo*.

NEC-SE-AC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Estructuras de Acero*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

NEC-SE-CG. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Cargas (no sísmicas)*. Quito: Ministeriode Desarrollo Urbano y Vivienda .

NEC-SE-DS . (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Peligro Sísmico*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

NEC-SE-GC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Geotécnia y Cimentaciones*. Quito : Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

NEC-SE-HM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Hormigón Armado*. Quito : Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

Rojas, P. (2006). CRITERIOS DE DISEÑO Y SISTEMAS DE PROTECCIÓN ESTRUCTURAL PARA EDIFICIOS SISMORRESISTENTES. *Diseño Estructural Sismorresistente* (págs. 42-56). Guayaquil: Colegio de Ingenieros Civiles de Guayaquil.

Rojas, P. D. (2013). Estructuras Sismo Resistentes . *Conferencia de Estructuras Sismo Resistentes* (págs. 87-97). Guayaquil: FICT-ESPOL.

Serrano, D. R. (2001). *Comportamiento Estructural en Obra Civil*. Puebla: Universidad de las Americas Puebla.

Universo y Tierra. (28 de Septiembre de 2011). *Universo y Tierra*. Obtenido de Universo y Tierra: <http://universoytierra.blogspot.com/2010/09/placa-de-nazca.html>

Zambrano Macias, V. (27 de Agosto de 2016). En la zona alta de Manta construyen viviendas inclusivas. *Diario El Telégrafo*, pág. 51.