



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

"DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN RESIDENCIAL METÁLICA DE 6 PLANTAS SISMO-RESISTENTE, EN LA CIUDAD DE MILAGRO, UTILIZANDO METODOLOGÍA BIM EN LA MODELACIÓN 3D"

PROYECTO DE GRADO

Previo la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

MARÍA FERNANDA BAÑOS FALCONES

CAROLINA ELIZABETH ROSALES MOREIRA

GUAYAQUIL-ECUADOR

2018

DEDICATORIA

Este proyecto va dedicado a mi madre, auspiciante y autora de todo vestuario formal lucido por mí en cada exposición de proyectos durante esta etapa universitaria, a mi padre, principal proveedor de mi vida y de todas las tazas de café que fueron necesarias para la culminación de este proyecto.

Finalmente, lo dedico a mi hermana, a los amigos que llegaron a mi vida y nunca se fueron y personas cercanas que estuvieron a mi lado en los buenos y malos momentos.

María Fernanda Baños Falcones

DEDICATORIA

Dedico mi proyecto de graduación a Dios, por permitirme llegar hasta aquí y haberme llenado de bendiciones a lo largo del camino, a mis padres por ser un pilar fundamental en mi formación tanto académico como personal, además siempre han estado para apoyarme y guiarme. También a todas las personas que de una manera u otra han colaborado para que culminará mi carrera profesional.

Carolina Elizabeth Rosales Moreira

AGRADECIMIENTO

A Dios por haber guiado mis pasos para llegar hasta aquí y permitirme alcanzar un peldaño más en mi vida.

A la Escuela Superior Politécnica del Litoral, por haber contribuido en mi formación académica.

A mis padres que velaron por mi bienestar y educación siendo mi apoyo en todo momento.

A mis docentes, compañeros y demás personas que aportaron y fueron partícipes de este proceso.

Y por supuesto a mi compañera Carolina Rosales, gracias por la confianza depositada en mí para el desarrollo de este proyecto

María Fernanda Baños Falcones

AGRADECIMIENTO

A la Escuela Superior Politécnica del Litoral, por haberme permitido formarme en sus aulas, a mis padres Xavier Rosales y Sonia Moreira por haber cultivado en mí el deseo de aprender, a mi familia por siempre creer en mí, a mis profesores por haber aportado en mi formación profesional, al Ing. Joseph Hernández por haber compartido sus conocimientos durante la realización del proyecto, al Dr. Miguel Ángel Chávez por ser el docente de la materia y siempre estar presto a guiar al grupo hacia la culminación del proyecto integrador, a mi compañera María Fernanda Baños por confiar que lograríamos culminar este proyecto.

Carolina Elizabeth Rosales Moreira

TRIBUNAL DEL PROYECTO

**Ph.D. Hugo Egeuz
PRESIDENTE DEL TRIBUNAL**

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

**M.Sc. Luis de Grau
MIEMBRO EVALUADOR**

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de esta 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)

María Fernanda Baños Falcones

Carolina Elizabeth Rosales Moreira

RESUMEN

La costa ecuatoriana es una zona de alta peligrosidad sísmica, ya que se encuentra cerca de la intersección entre la Placa Nazca y la Placa Sudamericana, donde se produce el proceso de subducción. Los eventos sísmicos provocan pérdidas humanas, daños estructurales en las edificaciones y grandes pérdidas económicas, no solo por el costo de reparación sino también el tiempo necesario para efectuar las mismas. Todos estos inconvenientes se deben a los diseños estructurales deficientes y construcciones informales, lo cual puede corregirse redefiniendo tanto la norma de diseño utilizada en el país, como el incremento de la rigurosidad en la revisión de documentos entregados para la obtención de los permisos de construcción, también es importante plantear un seguimiento para que se garantice el cumplimiento de las normas de diseño y construcción.

En la actualidad, la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) es la norma de diseño que se utiliza en el país, la cual está basada en su mayoría en la Norma estadounidense ASCE. Estos códigos proponen sistemas estructurales con buena respuesta ante eventos sísmicos, se rigen ante una filosofía de diseño que garantiza la preservación de la vida humana, pero esto no es suficiente ya que el costo para la reparación de daños también afecta a la economía del país.

Los sistemas de protección sísmica tienen la finalidad de reducir las derivas de la estructura. Las normas proponen valores límites de derivas, pero estos límites no evitan el daño de elementos no estructurales, por lo que se plantea el uso de sistemas de protección sísmica que mejoren el desempeño sísmico de las edificaciones.

El presente proyecto plantea el diseño de cuatro sistemas estructurales distintos de un edificio residencial de 6 pisos en la ciudad de Milagro. Los dos primeros modelos se diseñan con Pórticos Resistentes a Momentos, la diferencia radica en el uso de columnas huecas y columnas rellenas de hormigón. En el tercer modelo se utiliza arriostramientos y en el cuarto modelo se recurre al uso de disipadores viscosos como sistema de protección sísmica.

La elaboración de planos, cubicación de materiales y análisis de costo se realizaron con la metodología BIM, específicamente utilizando su software REVIT.

En los primeros capítulos del proyecto se explica la parte teórica, ya en el cuarto capítulo se presenta el diseño de los cuatro modelos planteados y en el quinto, se realiza el análisis dinámico de cada modelo. En capítulos posteriores se realiza el estudio de impacto ambiental y análisis de costos. Finalmente, en las conclusiones se discuten los resultados obtenidos del Análisis de resultados, en recomendaciones se plantea directrices para un correcto modelamiento de la estructura y se definen posibles futuras líneas de investigación.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	IV
DECLARACIÓN EXPRESA	IV
RESUMEN	V
ABREVIATURAS	XIII
SIMBOLOGÍAS	XIV
ÍNDICE DE FIGURAS	XX
ÍNDICE DE TABLAS	XXV
CAPÍTULO 1.....	34
INTRODUCCIÓN	34
1.1 Preámbulo	39
1.2 Planteamiento del problema.....	40
1.3 Hipótesis.....	41
1.4 Objetivos	43
1.4.1 Objetivo General.....	43
1.4.2 Objetivos Específicos	43
1.5 Metodología de estudio y estrategias	43
1.6 Importancia y Justificación	45
1.7 Metodología de diseño	45
CAPÍTULO 2.....	47
DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	47
2.1 Localización del proyecto	48

2.2	Rutas de acceso al sector	50
2.3	Topografía del sector.....	51
2.4	Descripción del proyecto	52
2.5	Características de los materiales.....	55
2.6	Reglamentos	55
2.7	Metodología BIM	55
2.7.1	Modelos BIM vs. CAD	57
2.8	Aprovechamiento del terreno	60
2.8.1	Construcción de rampas.....	60
2.8.2	Construcción de escaleras	61
2.9	Área de total del proyecto.....	62
2.9.1	Parqueadero.....	62
2.9.2	Áreas verdes	63
2.10	Software	63
2.11	Metodología del proyecto	64
	CAPÍTULO 3.....	66
	DISEÑO SISMORESISTENTE	66
3.1	Metodología del diseño sismorresistente	67
3.1.1	Seguridad sísmica.....	67
3.2	Sistema de diseño sismorresistente	74
3.1.2	Recomendaciones del diseño sismorresistente	77
3.1.3	Configuración estructural.....	80
3.1.4	Propiedades de los miembros	81
	CAPÍTULO 4.....	84

PREDIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO DE LAS ALTERNATIVAS	84
4.1 Evaluación de cargas de la estructura	85
4.1.1 Cargas vivas.....	85
4.1.2 Cargas muertas	86
4.1.3 Peso propio	90
4.1.4 Tabla resumen.....	90
4.2 Determinación de fuerzas laterales equivalentes	91
4.2.1 Espectro elástico de diseño.....	91
4.2.2 Distribución vertical de fuerzas sísmicas	98
4.3 Pórticos de acero resistente a momento (PARM).....	100
4.4 Diseño de PARM con columnas tubulares huecas.....	102
4.4.1 Diseño de vigas secundarias.....	102
4.4.2 Diseño de vigas principales	109
4.4.3 Diseño de columnas	123
4.4.4 Revisión criterio columna fuerte-viga débil	135
4.4.5 Análisis estructural	138
4.5 Diseño de PARM con columnas rellenas de hormigón.....	144
4.5.1 Diseño de columnas	144
4.5.2 Predimensionamiento de vigas secundarias	158
4.5.3 Predimensionamiento de vigas principales	158
4.5.4 Revisión relación columnas fuerte-viga débil	174
4.5.5 Análisis estructural	177
4.6 Modelo de pórticos arriostrados	181
4.6.1 Diseño de arriostramientos.....	184

4.6.2 Consideraciones de diseño	185
4.6.3 Diseño de los arriostramientos y vigas	189
4.6.4 Diseño de columnas	238
4.6.5 Análisis estructural	243
4.7 Modelo con disipadores viscosos	249
4.7.1 Diseño de los disipadores viscosos	251
4.7.2 Modelamiento de los disipadores de energía viscosos	262
4.7.3 Análisis estructural	264
4.7.4 Elección de disipadores de energía.....	272
CAPÍTULO 5.....	276
ANÁLISIS DINÁMICO	276
5.1 Principios del análisis dinámico	277
5.2 Terremoto de Ecuador 2016.....	278
5.3 Análisis dinámico espectral	283
5.4 Construcción del espectro de diseño.....	289
5.5 Análisis Tiempo-Historia	296
5.6 Determinación del sismo de diseño.....	317
CAPÍTULO 6.....	319
GENERACIÓN DE MODELOS BIM	319
6.1 Generación de modelos estructurales	320
6.2 Perfiles estructurales de vigas	320
6.3 Perfiles estructurales de columnas.....	322
6.4 Losas.....	323
6.4.1 Creación de perfil metal deck y novalosa	324

6.5	Cubierta.....	327
6.5.1	Armazón estructural	328
6.5.2	Correas.....	328
6.6	Conexiones estructurales	329
6.6.1	Conexiones viga – columna	329
6.6.2	Conexiones viga – viga	329
6.6.3	Placas de anclaje	330
6.7	Subestructura	331
6.7.1	Riostras	331
6.7.2	Cimentación	332
6.8	Alternativa 1	334
6.9	Alternativa 2	334
6.10	Alternativa 3	335
6.11	Alternativa 4	336
6.12	Simulación de proceso constructivo	338
	CAPÍTULO 7.....	341
	ESTUDIO Y PLAN DE MANEJO AMBIENTAL.....	341
7.1	Antecedentes	342
7.2	Objetivo general	342
7.3	Objetivos específicos.....	342
7.4	Descripción de la edificación	343
7.5	Marco legal y estándares ambientales	343
7.6	Clasificación ambiental del proyecto	343
7.7	Descripción de línea base	344

7.7.1	Clima	344
7.7.2	Hidrología	344
7.7.3	Estratigrafía	347
7.7.4	Topografía	347
7.7.5	Flora	348
7.7.6	Fauna	348
7.8	Aspectos de línea base	349
7.9	Ciclo de vida del proyecto	349
7.10	Impacto de actividades a evaluar	350
7.11	Matriz de magnitud	351
7.12	Matriz de Importancia	352
7.13	Cálculo del VIA	354
7.14	Medidas para mitigar impactos.....	356
7.15	Medidas de seguridad	357
7.16	Plan de contingencia	357
	CAPÍTULO 8.....	359
	PRESUPUESTO REFERENCIAL	359
	CAPÍTULO 9.....	366
	ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS	366
9.1	Evaluación de resultados	367
	CONCLUSIONES	371
	RECOMENDACIONES.....	372
	ANEXOS	
	BIBLIOGRAFÍA	

ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
PARM	Pórticos de acero resistentes a momentos
PARR	Pórticos de acero arriostrado
BIM	Building Information Modeling
CAD	Computer Assisted Desing
AISC	American Institute Steel
FEMA	Federal Emergency Managment Association
HAZUS	Hazards U.S

SIMBOLOGÍAS

$f'c$	Resistencia a la compresión del concreto
F_y	Esfuerzo de fluencia
F_u	Esfuerzo último
Ton	Tonelada
C_s	Coeficiente sísmico
V_x	Cortante Basal en sentido X
V_y	Cortante Basal en sentido Y
L	Longitud de los elementos
A_s	Area de acero
WD	Carga muerta
W_{pp}	Carga por peso propio
WL	Carga viva
W _{Lr}	Cara viva en la terraza
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño
F_a	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto
F_d	Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca.
F_s	Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos
n	Razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T_o	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones
C_s	Coeficiente de respuesta sísmico
R	Coeficiente de modificación de respuesta

Ct	Coeficiente
hn	Altura total de la estructura
α	Impedancia del semiespacio
I	Factor de importancia de la estructura
W	Peso sísmico
ϕ_P	Coeficiente de regularidad en planta
ϕ_E	Coeficiente de regularidad en elevación
A	Área de cada piso
N	Número de pisos
Ex	Sismo en X
Ey	Sismo en Y
Wu	Carga mayorada distribuida última
s	Ancho de influencia
f	Factor de escalamiento que incluye el peso propio
qu	Carga lineal última
Mmáx	Momento máximo
V máx	Cortante máximo
d	Altura de la viga
tw	Espesor del alma de la viga
b	Ancho del ala
tf	Espesor del ala de la viga
Ix	Inercia en sentido X
Iy	Inercia en sentido Y
Jt	Constante torsional de Saint Venant
Cw	Constante torsional de alabeo
Sx	Módulo de la sección alrededor del eje X
Sy	Módulo de la sección alrededor del eje Y
Zx	Módulo plástico alrededor del eje X
Zy	Módulo plástico alrededor del eje Y
λ_f	Relación ancho espesor de las alas

λ_w	Relación ancho espesor de las almas Límite relación ancho espesor de alas para elementos
λ_{psw}	sísmicamente compactas Límite relación ancho espesor de almas para elementos
λ_{psw}	sísmicamente compactas Longitud máxima sin soporte lateral para el estado límite de
L_p	fluencia
L_b	Longitud entre soportes laterales Longitud máxima sin soporte lateral para el estado límite de
L_r	pandeo torsional lateral inelástico
r_{ts}	Radio de giro efectivo
E	Módulo de elasticidad
M_p	Momento plástico
F_{cr}	Esfuerzo de pandeo
h_o	distancia entre centroides de las alas
A_w	Area al cortante
ϕM_n	Momento nominal
ϕV_n	Cortante nominal
M_u	Momento último
V_u	Cortante último
D	Demanda
C	Capacidad
P_i	Carga de servicio en columna al nivel i
W_i	Carga uniformemente distribuida en el piso i
K_{LL}	Factor de reducción de carga viva
A_t	Área total del piso
L_o	Carga viva sin reducción
L	Carga viva reducida
P_u	Carga última a compresión
M_{pc}	Momentos plásticos en columnas

Puc	Carga axial última en la columna
Mpb	Momentos plásticos en vigas
Fyc	Esfuerzo de fluencia en la columna
Fyb	Esfuerzo de fluencia en la viga
Ag	Área gruesa de la columna
Ry	Factor de sobrerresistencia de las vigas
Zc	Módulo plástico de las columnas
Zb	Módulo plástico de las vigas
Ky	Factor de longitud efectiva
Kx	Factor de longitud efectiva
Ly	Longitud de la columna en sentido X de los pórticos
Lx	Longitud de la columna en sentido Y de los pórticos
ry	Radio de giro en sentido Y
rx	Radio de giro en sentido X
Fcr	Esfuerzo crítico o de pandeo
$\phi_c P_n$	Resistencia de diseño para pandeo flexionante
Fe	Esfuerzo de pandeo elástico
Mrx	Resistencia requerida a flexión en sentido X de los pórticos
Mry	Resistencia requerida a flexión en sentido Y de los pórticos
Mcx	Resistencia de diseño a flexión en sentido X de los pórticos
Mcy	Resistencia de diseño a flexión en sentido Y de los pórticos
B1	Factor de amplificación para tomar en cuenta el efecto P- Δ
B2	Factor de amplificación para tomar en cuenta el efecto P- Δ
Mnt	Resistencia requerida a flexión asumiendo que no hay desplazamiento lateral en los pórticos
Mlt	Resistencia requerida a flexión asumiendo que hay desplazamiento lateral en los pórticos
Cm	Coeficiente basado en análisis elástico de primer orden asumiendo que no hay desplazamiento lateral

	Carga de Euler para columnas con pórticos sin desplazamiento lateral
Pe1	lateral
M1	Menor momento
M2	Mayor momento
Pnt	Carga axial factorada de todas las columnas de un entrepiso
Pe2	Carga de Euler para columnas con pórticos con desplazamiento lateral
H	Cortante de entrepiso producida por las fuerzas laterales usadas para calcular ΔH
L	Altura de entrepiso
ΔH	Deflexión lateral de entrepiso debido a fuerzas laterales
Pmf	Carga vertical total en las columnas de entrepiso
Pmstory	Carga vertical total en las columnas de entrepiso
Pr	Carga axial factorada a compresión o tensión
Pc	Resistencia de diseño a carga axial
ϕ_b	Factor de reducción de resistencia a la flexión
Qi	Índice de estabilidad en el piso i
Pi	Carga axial en las columnas causado por la masa sísmica
Δ_i	Desplazamiento en el piso i
Vi	Cortante de entrepiso en el piso i
hi	Altura de entrepiso en el piso i
fP- Δ	Factor que considera el efecto P- Δ
δ_e	Desplazamiento medido por el SAP 2000
δ_{xi}	Desplazamiento en el piso i
$\delta_{xi} - \delta_{xi-1}$	Diferencia de desplazamiento entre el piso i y el i-1
δ_{xA}	Desplazamiento en el lado izquierdo de la estructura
δ_{xB}	Desplazamiento en el lado derecho de la estructura
δ_{avg}	Desplazamiento promedio entre δ_{xA} y δ_{xB}
$\delta_{m\acute{a}x}$	Desplazamiento máximo entre δ_{xA} y δ_{xB}
t min	Espesor mínimo

Ω	Frecuencia angular
f	Frecuencia
λ	Coeficiente lambda que depende del exponente de la velocidad α
α	Exponente de la velocidad
Θ_j	Ángulo de los disipadores
A	Amplitud de los desplazamientos
C	Coeficiente de amortiguamiento
K	Rigidez del brazo metálico
φ_j	Desplazamiento relativo entre ambos extremos del disipador j
φ_i	Desplazamiento del nivel i

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Zonas afectadas por el sismo	42
Figura 2.1	Localización del terreno del proyecto.....	48
Figura 2.2	Localización del sector de Porvenir.....	49
Figura 2.3	Localización del proyecto.....	49
Figura 2.4	Acceso vía interestatal 17 de septiembre	50
Figura 2.5	Acceso Av. Cristóbal Colón.....	50
Figura 2.6	Polígono referencial del sector.....	51
Figura 2.7	Planimetría del sector	52
Figura 2.8	Fachada frontal y lateral.....	52
Figura 2.9	Localización de las perforaciones del estudio de suelo	54
Figura 2.10	Implementación de metodología BIM en el mundo	56
Figura 2.11	Diferencias entre modelos CAD y BIM.....	58
Figura 2.12	Plano arquitectónico de la edificación	58
Figura 2.13	Vista lateral del proyecto y niveles	59
Figura 2.14	Vista frontal del proyecto y niveles.....	59
Figura 2.15	Porcentajes de pendientes según	60
Figura 2.16	Vista lateral de la rampa del proyecto	61
Figura 2.17	Vista lateral de la.....	62
Figura 2.18	Vista en planta del proyecto.....	63
Figura 3.1	Tabla tipos de uso, destino e importancia de la estructura	69
Figura 3.2	Niveles de desempeño sísmico	70
Figura 3.3	Método de distribución	71
Figura 3.4	Relación entre el cortante basal.....	72
Figura 3.5	Pórtico resistentes a momentos.....	74
Figura 3.6	Pórtico arriostrada concéntricamente.....	74
Figura 3.7	Pórtico arriostrada excéntricamente.....	75
Figura 3.8	Muros de corte.....	75
Figura 3.9	Sistemas de protección sísmica Pasivos	76
Figura 3.10	Sistemas de protección.....	77

Figura 3.11	Procedimiento general de diseño.....	78
Figura 3.12	Espectros de diseño.....	79
Figura 3.13	Configuración estructural regular	80
Figura 3.14	Configuración estructural irregular	81
Figura 3.15	Diagrama de esfuerzos y deformación del acero	83
Figura 3.16	Configuración estructural irregular	83
Figura 4.1	Losa compuesta.....	87
Figura 4.2	Panel de HORMI2	88
Figura 4.3	Ecuador con sus zonas sísmicas	92
Figura 4.4	Espectros según NEC 2015.....	94
Figura 4.5	Definición del espectro de diseño	94
Figura 4.6	Importar espectro de diseño	95
Figura 4.7	Importar espectro de diseño	95
Figura 4.8	Espectros según NEC 2015.....	96
Figura 4.9	Espectros según NEC 2015.....	97
Figura 4.10	Comportamiento de un PARM durante un sismo	101
Figura 4.11	Áreas tributarias de vigas principales y secundarias.....	102
Figura 4.12	Diagrama de momentos y cortantes de diseño de los pisos 1 al 5	104
Figura 4.13	Diagrama de momentos y cortantes de diseño del piso 6.....	104
Figura 4.14	Diagrama de momentos y cortantes de diseño del piso 5.....	107
Figura 4.15	Áreas tributarias de columnas.....	124
Figura 4.16	Ubicación de la rótula plástica	136
Figura 4.17	Desplazamientos medidos para calcular torsiones	143
Figura 4.18	Diagrama de interacción de columnas de Pisos 1-2	152
Figura 4.19	Diagrama de interacción de columnas de Pisos 3-4	155
Figura 4.20	Diagrama de interacción de columnas de Pisos 5-6	158
Figura 4.21	Pórticos arriostrados.....	181
Figura 4.22	Pórticos arriostrados	181
Figura 4.23	Pórtico arriostrado bajo una carga lateral	183

Figura 4.24	Pórtico arriostrado bajo una carga lateral	184
Figura 4.26	Fuerzas de tensión y compresión de las diagonales.....	185
Figura 4.27	Fuerzas de tensión y compresión de las diagonales.....	186
Figura 4.28	Articulaciones plásticas en.....	186
Figura 4.29	Articulaciones plásticas en.....	187
Figura 4.30	Análisis de fuerzas axiales de.....	187
Figura 4.31	Descomposición de las fuerzas	188
Figura 4.32	Composición de las conexiones.....	189
Figura 4.33	Descomposición de las fuerzas	192
Figura 4.34	Descomposición de las fuerzas	205
Figura 4.35	Configuración de vigas y arriostramientos en SENTIDO X	239
Figura 4.36	Configuración de vigas y arriostramientos en SENTIDO Y	241
Figura 4.37	Componentes de los disipadores viscosos	249
Figura 4.38	Funcionamiento de los disipadores viscosos	250
Figura 4.39	Configuración de los disipadores	256
Figura 4.40	Configuración de los	257
Figura 4.41	Procedimiento para diseño de	262
Figura 4.42	Procedimiento para dibujar las.....	263
Figura 4.43	Características de los disipadores sísmicos Sentido X.....	264
Figura 4.44	Características de los disipadores sísmico Sentido Y.....	264
Figura 4.45	Procedimiento para obtener diagramas de histeréticos	266
Figura 4.46	Procedimiento para obtener.....	266
Figura 4.47	Procedimiento para obtener diagramas histeréticos	267
Figura 4.48	Selección de ejes para diagramas histeréticos	268
Figura 4.49	Selección de ejes para diagramas histeréticos	269
Figura 4.50	Creación de función de energía	269
Figura 4.51	Selección de energías.....	270
Figura 4.52	Creación diagrama de energía.....	271
Figura 4.53	Diagrama de energía	272
Figura 4.54	Selección de disipadores	274

Figura 4.55 Dimensiones estándar	274
Figura 5.1 Estaciones de acelerógrafos	279
Figura 5.2 Intensidades del sismo.....	280
Figura 5.3 Aceleración y espectro de.....	281
Figura 5.4 Aceleración y espectro de respuesta	282
Figura 5.5 Aceleración y espectro de respuesta	282
Figura 6.1 Perfiles de las librerías de Revit.....	321
Figura 6.2 Vista de propiedades de perfil W de una de las alternativas de diseño	322
Figura 6.3 Vista de propiedades de columna rectangular de una de las alternativas de diseño	322
Figura 6.4 Vista de propiedades de columna rectangular de una de las alternativas de diseño.....	323
Figura 6.5 Vista de la malla electrosoldada en una de las losas.....	324
Figura 6.6 Vista de la malla electrosoldada en una de las losas.....	325
Figura 6.7 Vista de la malla electrosoldada	325
Figura 6.8 Vista de la malla electrosoldada en una de las losas.....	326
Figura 6.9 Vista de la malla electrosoldada en una de las losas	326
Figura 6.10 Vista de la malla electrosoldada en una de las losas.....	327
Figura 6.11 Vista de armazón estructural y correas utilizadas en la cubierta	327
Figura 6.12 Sección del modelado estructural de la cubierta.....	328
Figura 6.13 Vista de propiedades de conexiones	329
Figura 6.14 Vista de propiedades de conexiones soldadas de doble ángulo estructural de la cubierta.....	330
Figura 6.15 Placas de anclaje	330
Figura 6.16 Refuerzo longitudinal para riostras en sentido X y Y.....	332
Figura 6.17 Vista 3D del modelado de las riostras	332
Figura 6.18 Armadura de retracción de fraguado.....	332
Figura 6.19 Refuerzo correspondiente al diseño a flexión	333

Figura 6.20 Vista del refuerzo de	333
Figura 6.21 Vista de columnas huecas	334
Figura 6.22 Vista de las columnas rellenas de hormigón	335
Figura 6.23 Arriostramiento del modelo 3	335
Figura 6.24 Vista 3D del modelo 3	336
Figura 6.25 Disipador viscoelástico.....	336
Figura 6.26 Vista del disipador modelado en Revit	337
Figura 6.27 Vista 3D de modelo 4.....	337
Figura 6.28 Creación de carpetas para línea de tiempo	338
Figura 6.29 Línea de tiempo o cronograma	339
Figura 6.30 Configuración de fases de construcción	339
Figura 6.31 Simulación del proceso constructivo	340
Figura 7.1 Recorrido del río Milagro.....	345
Figura 7.2 Estero Los Monos	346
Figura 7.3 Río Chimbo	346
Figura 7.4 Estratigrafía de la zona de construcción	347
Figura 7.5 Topografía del lugar de construcción del edificio	348
Figura 7.6 Nivel de impacto de las actividades de cada fase	351
Figura 7.7 Componentes a evaluar en la matriz de importancia	353
Figura 7.8 Código de colores para	357
Figura 8.1 Gráfico comparativo de presupuestos de cada estructura	365
Figura 9.1 Gráfico comparativo de desplazamientos Sentido X.....	367
Figura 9.2 Gráfico comparativo de desplazamientos Sentido Y.....	368
Figura 9.3 Comparación de derivas dirección X.....	369
Figura 9.4 Comparación de derivas dirección Y.....	369

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I. Lugares cercanos al proyecto.....	53
Tabla II. Clasificación de unidades de construcción por categorías	54
Tabla III. Número mínimo de sondeos y profundidad	55
Tabla IV. Contraste entre modelos CAD y BIM	57
Tabla V. Cargas vivas	86
Tabla VI. Peso de paredes	89
Tabla VII. Cargas muertas Losas 1 a 5	89
Tabla VIII. Carga muerta de la cubierta.....	90
Tabla IX. Resumen de cargas	90
Tabla X. Coeficientes de perfil de suelo	93
Tabla XI. Ordenadas del espectro Elástico	93
Tabla XII. Factores R para sistemas estructurales dúctiles.....	97
Tabla XIII. Cargas de servicio y cargas propia por unidad de área	98
Tabla XIV. Valores de C_t y α	99
Tabla XV. Combinaciones de carga	103
Tabla XVI. Predimensionamiento vigas secundarias.....	104
Tabla XVII. Predimensionamiento vigas secundarias.....	105
Tabla XVIII. Características de las vigas secundarias.....	105
Tabla XIX. Predimensionamiento de vigas secundarias.....	106
Tabla XX. Relación demanda/capacidad.....	109
Tabla XXI. Momentos y Cortantes máximos de vigas	110
Tabla XXII. Características de las vigas principales	110
Tabla XXIII. Predimensionamiento vigas principales sentido X Losa 6	111
Tabla XXIV. Predimensionamiento vigas principales sentido X Losa 6.....	114
Tabla XXV. Momentos y Cortantes máximos de vigas principales.....	117
Tabla XXVI. Características de las	117
Tabla XXVII. Predimensionamiento vigas principales sentido X Losa 6.....	118
Tabla XXVIII. Predimensionamiento vigas principales sentido X Losa 6...	121

Tabla XXIX. Área de influencia de las columnas.....	124
Tabla XXX. Valores de KLL.....	125
Tabla XXXI. Cargas en columnas.....	125
Tabla XXXII. Demandas en las columnas	129
Tabla XXXIII. Relación de esbeltez de columnas.....	130
Tabla XXXIV. Resistencia a la compresión de columnas	130
Tabla XXXV. Cálculo de B2 en sentido X.....	131
Tabla XXXVI. Cálculo de B2 en sentido Y	132
Tabla XXXVII. Cálculo de Mr.....	132
Tabla XXXVIII. Cálculo de Pr en sentido X.....	132
Tabla XXXIX. Cálculo de Pr en sentido Y.....	132
Tabla XL. Relación de la resistencia a la compresión de columnas.....	133
Tabla XLI. Comparación Lp y Lb.....	134
Tabla XLII. Momento a flexión Mc.....	134
Tabla XLIII. Fórmula de interacción.....	134
Tabla XLIV. Fórmula de interacción	135
Tabla XLV. Momento plástico en columnas	136
Tabla XLVI. Momento plástico en vigas sentido X	137
Tabla XLVII. Momento plástico en vigas sentido Y	137
Tabla XLVIII. Momento plástico en vigas sentido Y	138
Tabla XLIX. Comparación periodos sentido X (Iteración 2).....	139
Tabla L. Comparación periodos sentido Y (Iteración 2)	139
Tabla LI. Masa sísmica y Cortantes del modelo.....	140
Tabla LII. Factores de ajuste de cortantes	140
Tabla LIII. Cortantes ajustadas del modelo	140
Tabla LIV. Índice de estabilidad sentido X	141
Tabla LV. Índice de estabilidad sentido Y	141
Tabla LVI. Derivas de PARM Sentido X.....	142
Tabla LVII. Derivas de PARM Sentido Y	142
Tabla LVIII. Torsión de PARM SISMO Sentido X.....	143

Tabla LIX. Torsión de PARM SISMO Sentido Y	144
Tabla LX. Características de columna piso 1-2.....	147
Tabla LXI. Restricciones del AISC para columnas compuestas piso 1-2..	147
Tabla LXII. Modelación de SAP de columna piso 1-2	151
Tabla LXIII. Características de columna piso 1-2.....	152
Tabla LXIV. Características de columna piso 3-4.....	153
Tabla LXV. Restricciones del AISC columnas compuestas piso 3-4.....	153
Tabla LXVI. Restricciones del AISC columnas compuestas piso 3-4.....	154
Tabla LXVII. Características de columna piso 3-4.....	155
Tabla LXVIII. Características de columna piso 5-6.....	156
Tabla LXIX. Restricciones del AISC columnas compuestas piso 3-4.....	156
Tabla LXX. Restricciones del AISC columnas compuestas piso 5-6.....	157
Tabla LXXI. Características de columna piso 5-6.....	157
Tabla LXXII. Características de las vigas principales.....	159
Tabla LXXIII. Predimensionamiento vigas principales sentido Y Losa 1-2	160
Tabla LXXIV. Predimensionamiento vigas principales sentido Y Losas 3-5	163
Tabla LXXV. Predimensionamiento vigas principales sentido Y Losas 6..	166
Tabla LXXVI. Características de las vigas principales	168
Tabla LXXVII. Predimensionamiento vigas principales sentido Y Losa 1-2	169
Tabla LXXVIII. Predimensionamiento vigas principales sentido X Losas 6	172
Tabla LXXIX. Momento plástico en columnas	175
Tabla LXXX. Momento plástico en vigas sentido X.....	175
Tabla LXXXI. Momento plástico en vigas sentido Y	176
Tabla LXXXII. Momento plástico en vigas sentido X.....	176
Tabla LXXXIII. Momento plástico en vigas sentido Y	176
Tabla LXXXIV. Comparación periodos sentido X (Iteración 2).....	177
Tabla LXXXV. Comparación periodos sentido Y (Iteración 2).....	177
Tabla LXXXVI. Factores de ajuste de cortantes.....	178
Tabla LXXXVII. Cortantes ajustadas del modelo.....	178

Tabla LXXXVIII. Índice de estabilidad sentido X	178
Tabla LXXXIX. Índice de estabilidad sentido Y	179
Tabla XC. Derivas de PARM Sentido X.....	179
Tabla XCI. Derivas de PARM Sentido Y.....	180
Tabla XCII. Torsión de PARM Sentido X.....	180
Tabla XCIII. Torsión de PARM Sentido Y	180
Tabla XCIV. Secciones de riostras	189
Tabla XCV. Características de riostras piso 1-2	190
Tabla XCVI. Relación de esbeltez arriostramientos Piso 1-2	190
Tabla XCVII. Fuerza de diseño a la compresión y tensión	191
Tabla XCVIII. Medidas de los pórticos arriostrados en SENTIDO X.....	193
Tabla XCIX. Características de las vigas principales SENTIDO X Piso 1-2	193
Tabla C. Relación de esbeltez de vigas Piso 1-2	196
Tabla CI. Fuerza de diseño a la compresión y tensión.....	196
Tabla CII. Relación de la resistencia a compresión de las vigas Piso 1-2.	197
Tabla CIII. Fórmula de interacción.....	197
Tabla CIV. Características de riostras piso 3-4-5	198
Tabla CV. Relación de esbeltez arriostramientos Piso 3-4-5	199
Tabla CVI. Fuerza de diseño a la compresión y tensión	199
Tabla CVII. Medidas de los pórticos arriostrados en SENTIDO X	200
Tabla CVIII. Relación de esbeltez de vigas Piso3-4-5.....	200
Tabla CIX. Fuerza de diseño a la compresión y tensión	201
Tabla CX. Relación de la resistencia a compresión de las vigas Piso 3-4-5	202
Tabla CXI. Fórmula de interacción	202
Tabla CXII. Características de riostras piso 6.....	203
Tabla CXIII. Relación de esbeltez arriostramientos Piso 6.....	203
Tabla CXIV. Fuerza de diseño a la compresión y tensión	204
Tabla CXV. Medidas de los pórticos arriostrados en SENTIDO X.....	205

Tabla CXXVI. Características de las vigas principales SENTIDO X Piso 6 .	206
Tabla CXXVII. Relación de esbeltez de vigas Piso 6.....	208
Tabla CXXVIII. Fuerza de diseño a la compresión y tensión	209
Tabla CXXIX. Relación de la resistencia a compresión de las vigas Piso 6	209
Tabla CXX. Fórmula de interacción.....	210
Tabla CXXI. Características de riostras piso 1	211
Tabla CXXII. Relación de esbeltez arriostramientos Piso 1	211
Tabla CXXIII. Fuerza de diseño a la compresión y tensión	212
Tabla CXXIV. Medidas de los pórticos arriostrados en SENTIDO X	213
Tabla CXXV. Características de las vigas principales SENTIDO Y Piso 1	214
Tabla CXXVI. Relación de esbeltez de vigas Piso 1	216
Tabla CXXVII. Fuerza de diseño a la compresión y tensión.....	216
Tabla CXXVIII. Relación de la resistencia a compresión de las vigas Piso 1-2	217
Tabla CXXIX. Fórmula de interacción	218
Tabla CXXX. Características de riostras piso 2.....	218
Tabla CXXXI. Relación de esbeltez arriostramientos Piso 2	219
Tabla CXXXII. Fuerza de diseño a la compresión y tensión.....	219
Tabla CXXXIII. Medidas de los pórticos arriostrados en SENTIDO X	220
Tabla CXXXIV. Relación de esbeltez de vigas Piso 2	221
Tabla CXXXV. Fuerza de diseño a la compresión y tensión	221
Tabla CXXXVI. Relación de la resistencia a compresión de las vigas Piso 1-2	222
Tabla CXXXVII. Fórmula de interacción	223
Tabla CXXXVIII. Características de riostras piso 3-4-5.....	223
Tabla CXXXIX. Relación de esbeltez arriostramientos Piso 3-4-5	224
Tabla CXL. Fuerza de diseño a la compresión y tensión	224
Tabla CXLI. Medidas de los pórticos arriostrados en SENTIDO X.....	225
Tabla CXLII. Características de las vigas principales SENTIDO Y Piso 3-4-5	226

Tabla CXLIII. Relación de esbeltez de vigas Piso 3-4-5.....	228
Tabla CXLIV. Fuerza de diseño a la compresión y tensión.....	228
Tabla CXLV. Relación de la resistencia a compresión de las vigas Piso 1-2	229
Tabla CXLVI. Fórmula de interacción.....	230
Tabla CXLVII. Características de riostras piso 6.....	231
Tabla CXLVIII. Relación de esbeltez arriostramientos Piso 6	231
Tabla CXLIX. Fuerza de diseño a la compresión y tensión.....	232
Tabla CL. Medidas de los pórticos arriostrados en SENTIDO X	233
Tabla CLI. Características de las vigas principales SENTIDO Y Piso 6....	233
Tabla CLII. Relación de esbeltez de vigas Piso 6	236
Tabla CLIII. Fuerza de diseño a la compresión y tensión.....	236
Tabla CLIV. Relación de la resistencia a compresión de las vigas Piso 1-2	237
Tabla CLV. Fórmula de interacción	238
Tabla CLVI. Características de secciones Sentido X	238
Tabla CLVII. Comprobación de fuerzas a tensión Sentido X	239
Tabla CLVIII. Comprobación de fuerzas a compresión Sentido X.....	240
Tabla CLIX. Comprobación ecuación de interacción Sentido X.....	240
Tabla CLX. Características de secciones Sentido X	242
Tabla CLXI. Comprobación de fuerzas a tensión Sentido X	242
Tabla CLXII. Comprobación de fuerzas a compresión Sentido X.....	242
Tabla CLXIII. Comprobación ecuación de interacción Sentido X.....	243
Tabla CLXIV. Comparación periodos sentido X (Iteración 2)	244
Tabla CLXV. Comparación periodos sentido Y (Iteración 2)	244
Tabla CLXVI. Factores de ajuste de cortantes	244
Tabla CLXVII. Cortantes ajustadas del modelo.....	245
Tabla CLXVIII. Comparación de cortantes del modelo.....	245
Tabla CLXIX. Índice de estabilidad sentido X.....	245
Tabla CLXX. Índice de estabilidad sentido Y	246

Tabla CLXXI. Derivas de PARR Sentido X	246
Tabla CLXXII. Derivas de PARR Sentido Y	247
Tabla CLXXIII. Torsión de PARR Sentido	247
Tabla CLXXIV. Torsión de PARR Sentido Y	247
Tabla CLXXV. Tipos de modelos de edificios	251
Tabla CLXXVI. Derivas de estructurar para diseño sísmico	Nivel
High-Code.....	254
Tabla CLXXVII. Cálculo de rigidez del brazo metálico	257
Tabla CLXXVIII. Cálculo de rigidez del brazo metálico	258
Tabla CLXXIX. Desplazamientos relativos en Sentido X	259
Tabla CLXXX. Desplazamientos relativos en Sentido Y	259
Tabla CLXXXI. Valores de λ respecto al exponente de velocidad α	260
Tabla CLXXXII. Parámetros calculados para obtener el coeficiente de amortiguamiento	260
Tabla CLXXXIII. Cálculos realizados para calcular el coeficiente de amortiguamiento Sentido X.....	261
Tabla CLXXXIV. Cálculos realizados para calcular el coeficiente de amortiguamiento Sentido Y.....	261
Tabla CLXXXV. Coeficiente de amortiguamiento C_j	262
Tabla CLXXXVI. Derivas de Disipadores Sentido X.....	264
Tabla CLXXXVII. Derivas de Disipadores Sentido Y.....	265
Tabla CLXXXVIII. Fuerzas máximas de los disipadores	273
Tabla CLXXXIX. Espectro inelástico con $R=1$	283
Tabla CXC. Derivas Modelo 1 sentido X	285
Tabla CXCI. Derivas Modelo 1 sentido X	285
Tabla CXCII. Derivas Modelo 2 sentido X	286
Tabla CXCIII. Derivas Modelo 2 sentido Y	286
Tabla CXCV. Derivas Modelo 3 sentido X.....	287
Tabla CXCVI. Derivas Modelo 3 sentido Y.....	287
Tabla CXCVI. Derivas Modelo 4 sentido X.....	288

Tabla CXCVII. Derivas Modelo 4 sentido Y	288
Tabla CXCVIII. Derivas Modelo 1-Guayaquil Caso 1 sentido X	299
Tabla CXCIX. Derivas Modelo 1- Guayaquil Caso 1 sentido Y	299
Tabla CC. Derivas Modelo 1-Guayaquil Caso 2 sentido X	300
Tabla CCI. Derivas Modelo 1-Guayaquil Caso 2 sentido Y	300
Tabla CCII. Derivas Modelo 1-Machala Caso 1 sentido X.....	300
Tabla CCIII. Derivas Modelo 1-Machala Caso 1 sentido Y.....	301
Tabla CCIV. Derivas Modelo 1-Machala Caso 2 sentido X	301
Tabla CCV. Derivas Modelo 1-Machala Caso 2 sentido Y	301
Tabla CCVI. Derivas Modelo 1-Milagro Caso 1 sentido X.....	302
Tabla CCVII. Derivas Modelo 1-Milagro Caso 1 sentido Y	302
Tabla CCVIII. Derivas Modelo 1-Milagro Caso 2 sentido X.....	302
Tabla CCIX. Derivas Modelo 1-Milagro Caso 2 sentido Y	303
Tabla CCX. Derivas Modelo 2-Guayaquil Caso 1 sentido X.....	303
Tabla CCXI. Derivas Modelo 2- Guayaquil Caso 1 sentido Y.....	304
Tabla CCXII. Derivas Modelo 2-Guayaquil Caso 2 sentido X.....	304
Tabla CCXIII. Derivas Modelo 2-Guayaquil Caso 2 sentido Y.....	304
Tabla CCXIV. Derivas Modelo 2-Machala Caso 1 sentido X.....	305
Tabla CCXV. Derivas Modelo 2-Machala Caso 1 sentido Y.....	305
Tabla CCXVI. Derivas Modelo 2-Machala Caso 2 sentido X.....	305
Tabla CCXVII. Derivas Modelo 2-Machala Caso 2 sentido Y	306
Tabla CCXVIII. Derivas Modelo 2-Milagro Caso 1 sentido X.....	306
Tabla CCXIX. Derivas Modelo 2-Milagro Caso 1 sentido Y.....	306
Tabla CCXX. Derivas Modelo 2-Milagro Caso 2 sentido X.....	307
Tabla CCXXI. Derivas Modelo 2-Milagro Caso 2 sentido Y.....	307
Tabla CCXXII. Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 1 sentido X	308
Tabla CCXXIII. Derivas Modelo 3- Guayaquil Caso 1 sentido Y	308
Tabla CCXXIV. Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 2 sentido X.....	309
Tabla CCXXV. Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 2 sentido Y.....	309
Tabla CCXXVI. Derivas Modelo 3-Machala Caso 1 sentido X	309

Tabla CCXXVII. Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 1 sentido Y	310
Tabla CCXXVIII. Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 2 sentido X.....	310
Tabla CCXXIX. Derivas Modelo 3-Machala Caso 2 sentido Y	310
Tabla CCXXX. Derivas Modelo 3-Milagro Caso 1 sentido X	311
Tabla CCXXXI. Derivas Modelo 3-Milagro Caso 1 sentido Y	311
Tabla CCXXXII. Derivas Modelo 3-Milagro Caso 2 sentido X	311
Tabla CCXXXIII. Derivas Modelo 3-Milagro Caso 2 sentido Y	312
Tabla CCXXXIV. Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 1 sentido X.....	313
Tabla CCXXXV. Derivas Modelo 3- Guayaquil Caso 1 sentido Y.....	313
Tabla CCXXXVI. Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 2 sentido X.....	314
Tabla CCXXXVII. Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 2 sentido Y.....	314
Tabla CCXXXVIII. Derivas Modelo 3-Machala Caso 1 sentido X	314
Tabla CCXXXIX. Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 1 sentido Y.....	315
Tabla CCXL. Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 2 sentido X	315
Tabla CCXLI. Derivas Modelo 3-Machala Caso 2 sentido Y	315
Tabla CCXLII. Derivas Modelo 3-Milagro Caso 1 sentido X.....	316
Tabla CCXLIII. Derivas Modelo 3-Milagro Caso 1 sentido Y	316
Tabla CCXLIV. Derivas Modelo 3-Milagro Caso 2 sentido X	316
Tabla CCXLV. Derivas Modelo 3-Milagro Caso 2 sentido Y	317
Tabla CCXLVI. Diferencia derivas sentido X.....	317
Tabla CCXLVII. Diferencia derivas sentido Y	318
Tabla CCXLVIII. Matriz de magnitud	352
Tabla CCXLIX. Matriz de Importancia	353
Tabla CCL. Matriz de Importancia ponderada.....	354
Tabla CCLI. Matriz de Leopold.....	355
Tabla CCLII. Componentes y actividades más sobresalientes	356
Tabla CCLIII. Costo y duración estimada de cada alternativa de proyecto	364

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Preámbulo

Ecuador es considerado un país sísmico, ya que se encuentra ubicado cerca del cinturón de fuego, lugar donde es común que se presenten sismos recurrentes de distintos grados de magnitud. De acuerdo con estadísticas realizadas, el 80% de los sismos ocurrido en el planeta se dan en esta región.

Los terremotos en esta región son provocados en su mayoría por la subducción de la placa Nazca bajo la placa Sudamericana, la otra causa común está asociada a los volcanes activos.

El 16 de abril de 2016 ocurrió uno de los terremotos más fuertes y destructivo que se haya registrado dentro del territorio ecuatoriano, su epicentro fue entre las parroquias Pedernales y Cojímies del cantón Pedernales y su magnitud fue de 7.8 Mw de acuerdo con la escala de Richter.

Este suceso provocó que ciudades cercanas al epicentro, sufrieran colapsos en sus edificaciones y numerosas pérdidas humanas. El siguiente proyecto tiene la finalidad de diseñar un edificio de 6 pisos, destinado al uso residencial que sea capaz de preservar la vida humana en caso de que ocurra algún sismo. Se plantearán 4 alternativas, de las cuales se escogerá la que mejor cumpla con los objetivos del diseño.

El diseño será realizado mediante la metodología BIM, la cual facilita el trabajo colaborativo y garantiza el óptimo funcionamiento de la estructura durante todo su ciclo de vida.

1.2 Planteamiento del problema

Las secuelas que dejó el terremoto del 16 de abril de 2016 fueron catastróficas; debido a la cantidad de pérdidas humanas, así como también al número de edificaciones devastadas, entre las cuales estaban hospitales, torres de control aéreo, locales comerciales, viviendas, hoteles.

El número de víctimas del sismo pudo ser menor, debido que se evidenció que las edificaciones colapsadas presentaban irregularidades como, por ejemplo: columnas de tamaño inferior al requerido, espaciamiento de estribos inadecuado o la falta por completo de ellos, volados extremadamente extensos, edificaciones de forma irregulares. Esto se debe a la construcción informal que se realiza en las ciudades, esto quiere decir que no se recurre a un ingeniero civil para el diseño adecuado de la estructura.

El Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda ha puesto a disposición del público en su página web, los capítulos de la NEC (Norma ecuatoriana de la construcción), cuya última actualización fue en el 2015, la cual establece parámetros de diseño. Pero la construcción informal obvia los parámetros expuestos en las normas.

El origen de este problema radica en el “ahorro económico”, que resulta de no contratar un profesional para el diseño de la edificación, pero no se evalúa los riesgos que se está adquiriendo en caso de que ocurra un sismo. Además, las estructuras no reciben mantenimiento a lo largo de su ciclo de operación, lo que conlleva a mayores riesgos debido al deterioro.

Debido a las consecuencias del sismo antes mencionadas, este proyecto propone un diseño de un edificio residencial metálico que cuente con protección sísmica. El diseño se realizará utilizando la metodología BIM, la cual representa un ahorro de costo y tiempo, ya que permite integrar las diferentes disciplinas que componen un proyecto de una edificación, así como también realizar un seguimiento de la estructura durante todo su ciclo de vida.

1.3 Hipótesis

Nuestro país se encuentra ubicado en una zona de alto riesgo sísmico ya que forma parte del cinturón de fuego del pacífico, esta área se caracteriza por la presencia de volcanes activos. Otro riesgo es la constante actividad de las placas tectónicas sobre las que estamos situados, la placa sudamericana y Nazca. Las razones expuestas anteriormente, nos llevan a pensar en la manera más adecuada de salvaguardar las vidas humanas ante un desastre ocasionado por actividad sísmica; en el cual nuestro mejor aliado y refugio deberían ser nuestros hogares.

Según la Secretaría de Gestión de Riesgos, el 70% de las construcciones en Ecuador son informales, es decir, no son viviendas seguras en caso de un evento sísmico ya que durante su construcción no se cumplieron con las normas relacionadas a cargas de materiales y peligros sísmicos; además que las autoridades locales (municipios) no ejercieron el debido control para que las construcciones sean sismo-resistentes.

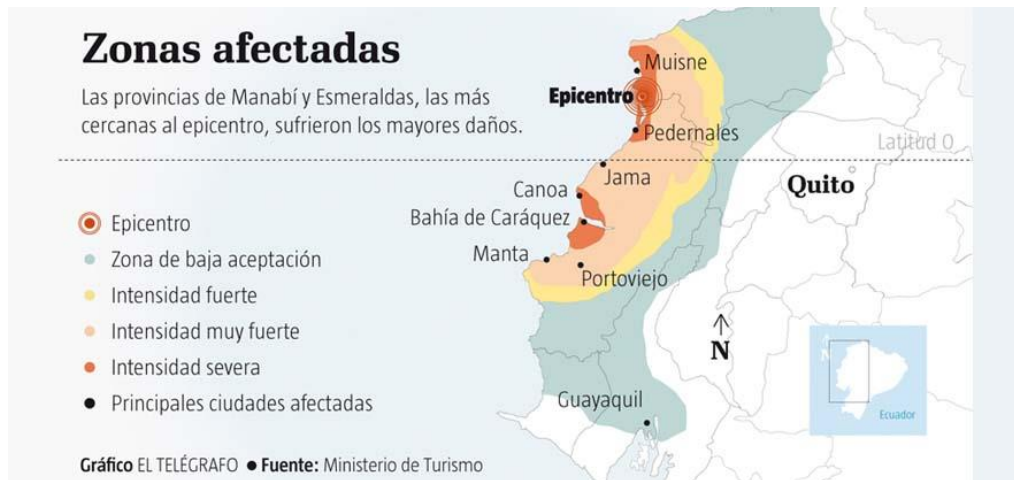


Figura 1.1 Zonas afectadas por el sismo

Fuente. Ministerio de Turismo, 2016

Una de las razones por las cuales muchas familias se inclinan por la construcción informal de sus viviendas, es el factor económico; debido a que representa un menor costo utilizar únicamente el apoyo de trabajadores de albañilería durante todo el proceso constructivo ignorando por completo el diseño estructural de la edificación y capacidad portante del suelo.

Este proyecto está enfocado al diseño estructural metálico, cumpliendo las normativas de un diseño sismo-resistente, de un edificio residencial en la ciudad de Milagro. Se analizarán cuatro alternativas de diseño con el fin de escoger el mejor considerando factores económicos, ambientales y de diseño.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Diseñar una estructura metálica de uso residencial que sea sismo-resistente utilizando la metodología BIM.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Analizar alternativas viables en el ámbito económico y sismo-resistente para el diseño del edificio.
- Modelar la estructura utilizando el software SAP 2000.
- Realizar un análisis dinámico de la estructura, utilizando los registros del sismo de Pedernales 2016.
- Utilizar la metodología BIM para el modelamiento y gestión de datos del proyecto.
- Elaborar los planos de la edificación utilizando el software REVIT.
- Plantear un cronograma de actividades para realizar el seguimiento de la estructura durante el ciclo de construcción y operación de la edificación.
- Realizar la evaluación del impacto ambiental que la estructura provocaría.
- Elaborar un análisis de costo general de la estructura.

1.5 Metodología de estudio y estrategias

Inicialmente se realizará una recolección de información histórica, donde se analizará las principales fallas que provocaron el colapso de las estructuras durante el sismo antes mencionado.

Luego se investigará los parámetros a considerar en un diseño sismo-resistente dentro de las normas utilizadas dentro del país. Además, se seleccionará que tipos de configuración estructural se utilizará en el proyecto y las consideraciones pertinentes que se debería tomar en cuenta.

Se diseñará 4 modelos con configuraciones estructurales distintas con la finalidad de evaluar y comparar características tales como; derivas, torsiones, índice de estabilidad. Dichas características se obtendrán por medio de un análisis estático y dinámico. En el análisis dinámico se utilizará los registros de aceleración del sismo que ocurrió en Pedernales en 2016.

Se introducirá el uso de la metodología BIM, con la finalidad de agilizar la elaboración de planos, así como también cuantificar los rubros de una manera más rápida. Otra ventaja es la elaboración y programación de un cronograma de actividades que brinde datos tanto visuales como en gráficos o cuadros, lo que permite analizar los avances y evaluar la necesidad de correctivos. Todas estas bondades requieren una programación previa al inicio de cualquier proyecto, lo que representa inicialmente una demanda mayor de tiempo, pero a largo plazo significaría un ahorro significativo de tiempo. Para la incorporación de la metodología BIM, se recurrirá al uso de softwares y manuales de uso de este.

La estrategia principal de obtención de información es buscar en normativas o guías de diseño, así como también en tesis anteriormente realizadas.

1.6 Importancia y Justificación

La justificación de este proyecto se basa, en que ciudades no tan desarrolladas, como Milagro no se preocupa por diseñar y construir sus edificaciones con las características necesarias para resistir eventos sísmicos, sin poner en riesgo la vida de sus ocupantes.

Aun cuando ya se han hecho proyectos de diseño similares, la diferencia radica en el tipo de dispositivo de protección sísmica que se empleará y el tipo análisis estructural que se realizará. Los tipos de análisis son el estático, que es el más común, y el dinámico, el cual utiliza los registros del sismo más fuerte sentido en el país en los últimos años.

Como punto adicional, el proyecto mostrará los beneficios del uso de la metodología BIM durante todas las etapas del proyecto, tanto en el diseño, como una proyección de su uso durante la construcción y mantenimiento.

La importancia radica en la combinación de un diseño sismo-resistente y el uso de nuevas metodologías, lo que representaría un ahorro tanto en tiempo como en costos. La metodología BIM, aún no es tan conocida dentro del país y su uso revolucionaría la concepción de un trabajo multidisciplinario.

1.7 Metodología de diseño

Se realizará una recolección de las consideraciones de diseño que se encuentren dentro de las normas utilizadas actualmente en el país. Luego se predimensionará los elementos de los modelos, dependiendo del tipo de configuración estructural.

Para el diseño preliminar, se realizará un diseño basado en fuerzas, teniendo en cuenta la estructura debe resistir las fuerzas sísmicas obtenidas a partir del periodo fundamental de la estructura. La determinación de las fuerzas sísmicas laterales se realizará por medio de procedimientos estáticos, ya que se tiene una estructura regular.

Entre los objetivos principales de este tipo de diseño está que cumpla con la filosofía de diseño sismo resistente, la cual busca garantizar conservación de la vida humana. Esta filosofía se cumple cuando las estructuras tienen la capacidad de resistir las fuerzas especificadas en las normas, que las derivadas obtenidas sean menores a las admisibles y se utilice dispositivos de control sísmico para disipar la energía de las deformaciones inelásticas. Un análisis dinámico del comportamiento de la estructura ante un evento sísmico real permitirá ajustar las secciones, de tal forma obtener un diseño más económico, pero a la vez confiable.

Este tipo de diseño tiene ciertas deficiencias, la primera es que utiliza factores de reducción de resistencia sísmica de acuerdo con la tipología estructural, asumiendo que este no cambia con el período o tipo de suelo. Otra deficiencia es que asume que la rigidez y resistencia son factores independientes, ya que se estima el período que tendrá la estructura antes de conocer las dimensiones de los elementos estructurales.

Una vez obtenido los datos de la modelación de la estructura en el software, se comparará y seleccionará el modelo que mejor cumpla las condiciones del diseño.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.1 Localización del proyecto

Este proyecto estará ubicado en una zona céntrica en la ciudad de Milagro (Figura 2.1), el terreno escogido para ubicar la edificación comprende un área de 3,004.89 m² cercano a la vía principal de la ciudad lo que permite el desarrollo de población asentada en sus calles aledañas a esta. (Figura 2.2).

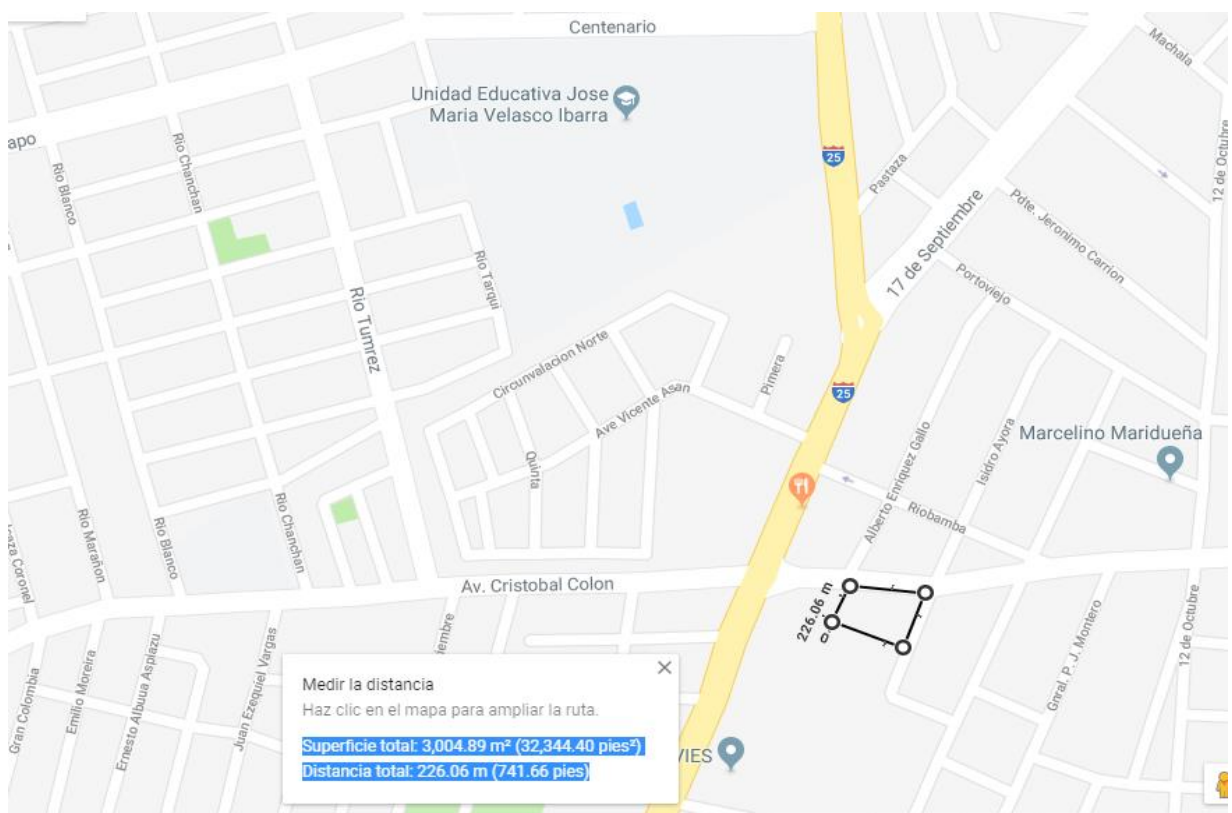


Figura 2.1 Localización del terreno del proyecto

Fuente. Google Maps, 2017

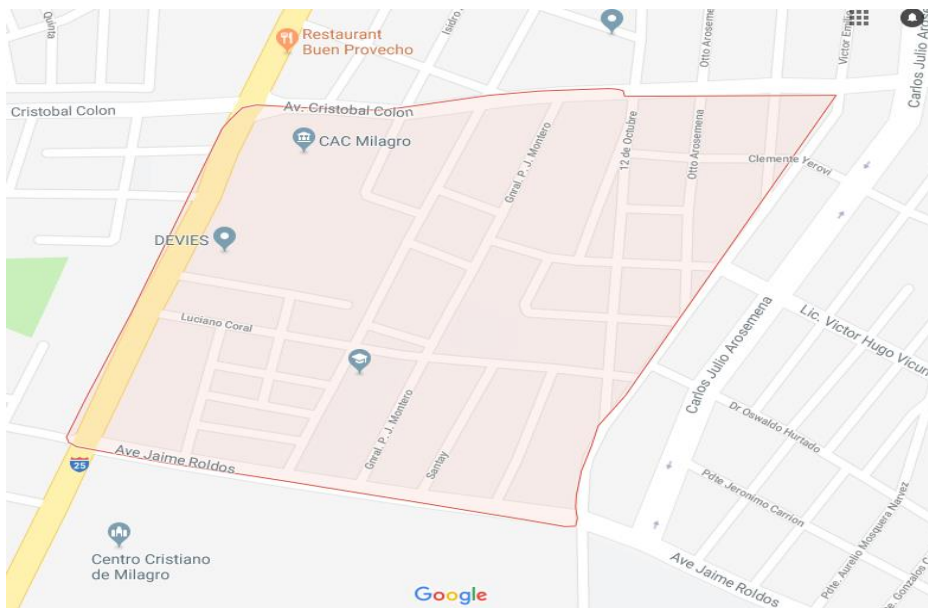


Figura 2.2 Localización del sector de Porvenir

Fuente. Google Maps,2017

El edificio residencial de 6 pisos en estructura metálica que diseñaremos estará ubicado en el sector Porvenir entre la Av. Cristóbal Colón e Isidro Ayora, en Milagro. (Ilustración 2.2)

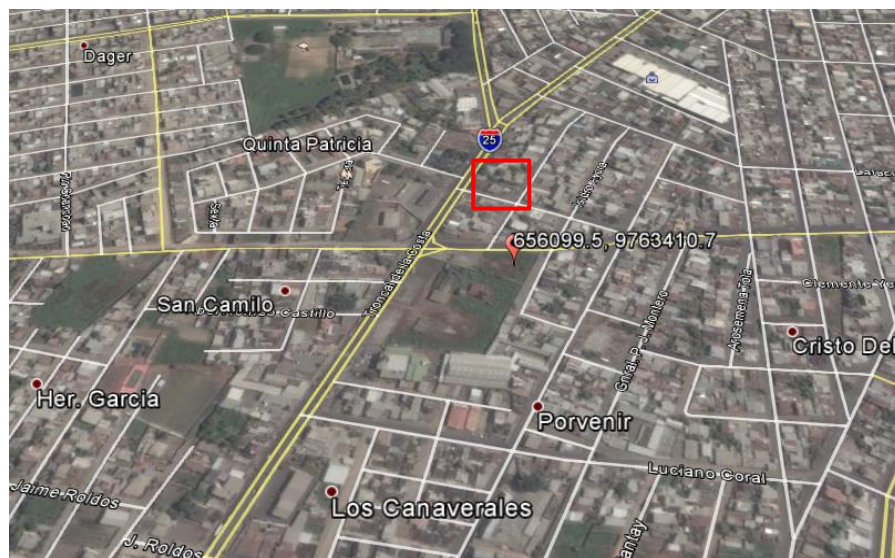


Figura 2.3 Localización del proyecto

Fuente. Google Maps,2017

2.3 Topografía del sector

El sector Porvenir en Milagro tiene un área aproximada de 238,413.66 metros cuadrados, dentro de esta se encuentra el área de asentamiento del proyecto con una superficie de 3,004.89 metros cuadrados.

Esta zona se encuentra a una altura promedio de 10 metros sobre el nivel del mar (msnm), ya que las cotas de la topografía del sector oscilan entre 9 a 12 msnm (Figura 2.6). La zona de implantación del proyecto muestra una superficie relativamente plana.

A continuación, se muestra el polígono trazado del sector, con su respectiva planimetría y perfil topográfico obtenido de Google Earth.

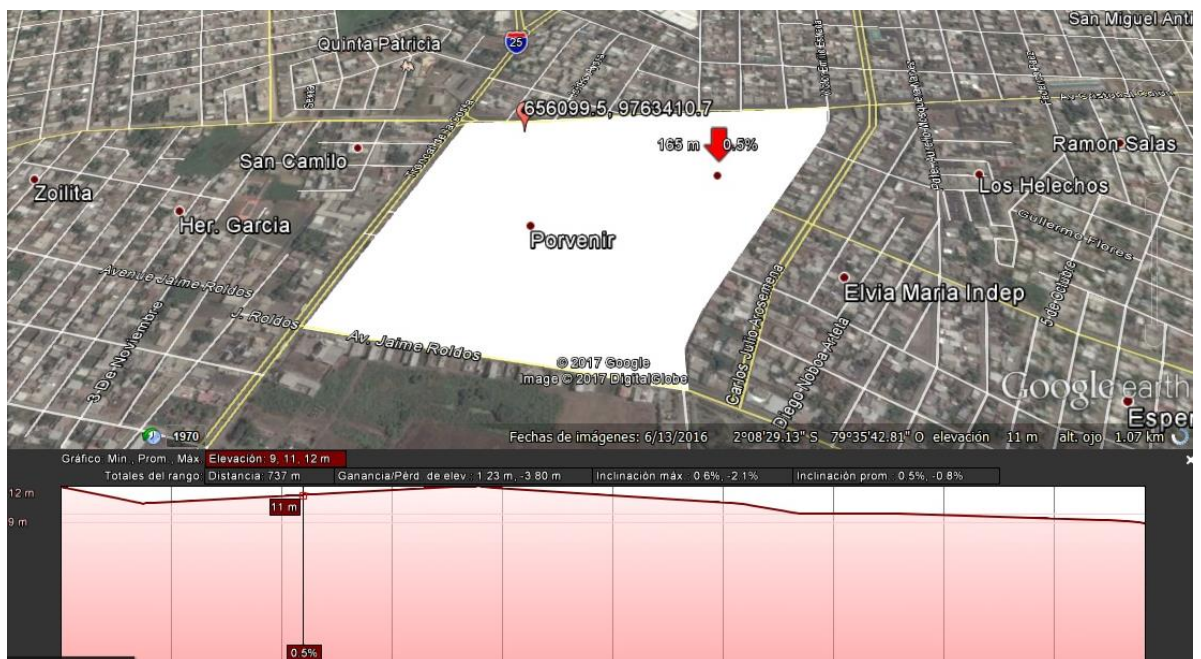


Figura 2.6 Polígono referencial del sector

Fuente. Google Earth, 2017

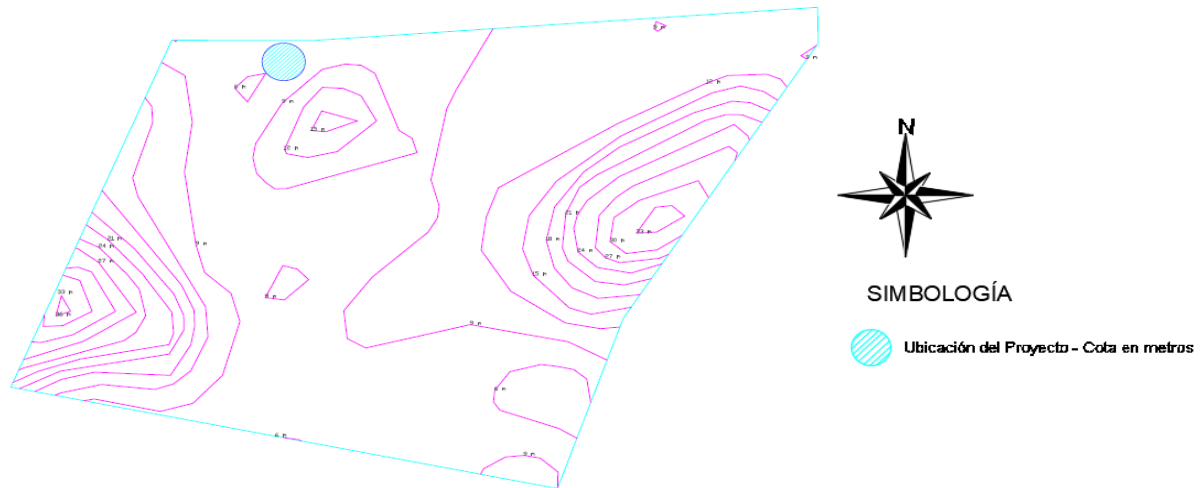


Figura 2.7 Planimetría del sector

Fuente. CAD Earth, 2017

2.4 Descripción del proyecto

La edificación será diseñada de acero y contará con 6 pisos, cuyo uso será residencial. La innovación estará basada en el diseño sismoresistente de la estructura, la cual contará con un sistema de aisladores viscoelásticos. A continuación, se mostrará la fachada frontal y lateral del edificio.



Figura 2.8 Fachada frontal y lateral

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

La zona de ubicación del edificio residencial cuenta con espacios y servicios necesarios para el desarrollo sus habitantes en su diario vivir, lo que hace que sea un lugar adecuado para este tipo de edificación los cuales se muestran en la siguiente tabla.

Tabla I. Lugares cercanos al proyecto

Aspectos socio económicos y culturales	Locales encontrados en el sector	Dirección
Centro educativos	Unidad educativa “17 de septiembre”	Gnral. P. J. Montero y Luciano Coral
	Escuela Juan E. Vargas	Gnral. P. J. Montero y Luciano Coral
	Unidad Educativa “José María Velasco Ibarra”	Av Chirijos y Centenario Milagro 091701 Ecuador, Centenario
Centros de salud	Subcentro de Salud Las Piñas	Av. Del Periodista y Emilio Moreira
Centros comerciales	Paseo Shopping Milagro	Javier Espinoza y 17 de septiembre
	Devies	17 de septiembre
Servicios varios	Capilla El Porvenir	Luciano Coral
	Iglesia Apostólica del nombre de Jesús	Av. Cristóbal Colón y Flavio Alfaro
	Centro de atención ciudadana	17 de septiembre y Cristóbal Colón
	Centro cristiano de Milagro	Av. Jaime Roldos y KM26 (Esquina), Ave Jaime Roldos
	Gasolinera Terpel	17 de septiembre y av. Vicente Asan
	Servientrega	17 de septiembre y Mon. Leonidas Proaño
	Gasolinera Primax	17 de septiembre y av. Los chirijos
	Equipos agrícolas Sunworld	17 de septiembre entre Ave Jaime Roldos y Luciano Coral
	Disensa	17 de septiembre entre Ave Jaime Roldos y Luciano Coral

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se obtuvo un estudio de suelo realizado a menos de 200 metros de la localización del proyecto, se realizaron cuatro sondeos con perforaciones entre 23 y 27 metros.

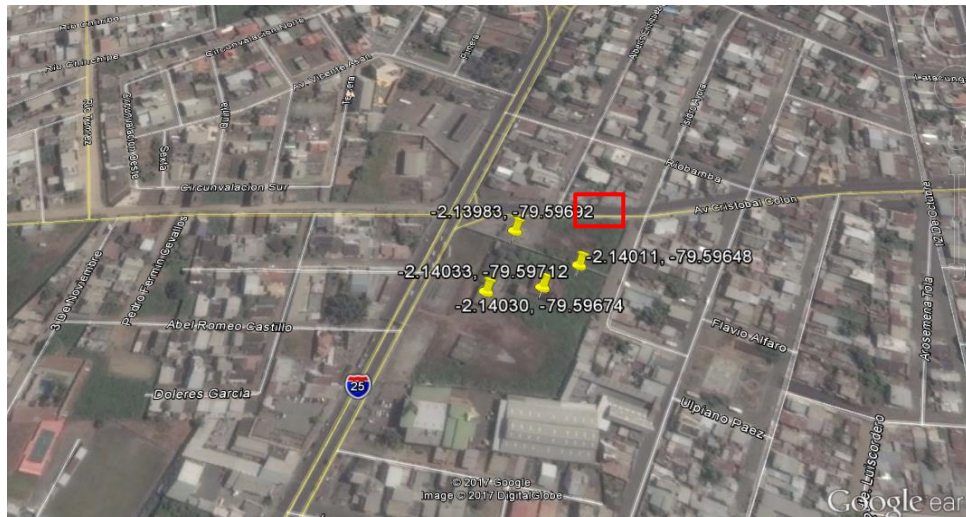


Figura 2.9 Localización de las perforaciones del estudio de suelo

Fuente. Google Earth, 2017

El estudio de suelo empleado para este proyecto fue realizado por Geocimientos S.A, el número de sondeos y la profundidad de los mismos cumplen con las normas establecidas en la NEC-SE-CM Geotecnia y Cimentaciones como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla II. Clasificación de unidades de construcción por categorías

Clasificación	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4 000
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4 001 y 8 000
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8 000

Fuente. NEC-SE-CM Geotecnia y Cimentaciones, 2015

Tabla III. Número mínimo de sondeos y profundidad

CATEGORÍA DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN (Véase en la sección 2.5)							
Baja		Media		Alta		Especial	
Profundidad de sondeos: 6 m.	Mínima	Profundidad de sondeos: 15 m.	Mínima	Profundidad de sondeos: 25 m.	Mínima	Profundidad de sondeos: 30 m.	Mínima
Número mínimo de sondeos: 3	de	Número mínimo de sondeos: 4	de	Número mínimo de sondeos: 4	de	Número mínimo de sondeos: 5	de

Fuente. NEC-SE-CM Geotecnia y Cimentaciones, 2014

2.5 Características de los materiales

Los materiales que se utilizarán en los elementos estructurales de la edificación son:

- Columnas: ASTM A572 Grado 50

$F_y = 50 \text{ Ksi}$

$F_u = 65 \text{ Ksi}$

- Vigas principales, vigas secundarias y arriostramientos: ASTM A36

$F_y = 36 \text{ Ksi}$

$F_u = 60 \text{ Ksi}$

2.6 Reglamentos

- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015
- American Society of Civil Engineers ASCE 7-10
- American Institute of Steel Construction AISC
- Federal Emergency Management Agency FEMA

2.7 Metodología BIM

BIM o Building Information Modeling, es un sistema de dibujo utilizado en ciertos programas de diseño que generan el modelo virtual de una

infraestructura basado en objetos inteligentes con una base de datos que contiene información de cada uno de los elementos que conforman la estructura.

Esta metodología aparece para reemplazar los métodos tradicionales de planificación de obras, estimación de costos y cálculo de materiales vinculando esto de manera eficiente con los planos y modelados 3D de la estructura a construir imitando el proceso real de construcción. Es un método multidimensional que abarca todas las fases del ciclo de vida de una edificación.

Estados Unidos y México son los primeros en adoptar esta herramienta obligatoriamente a nivel de América.

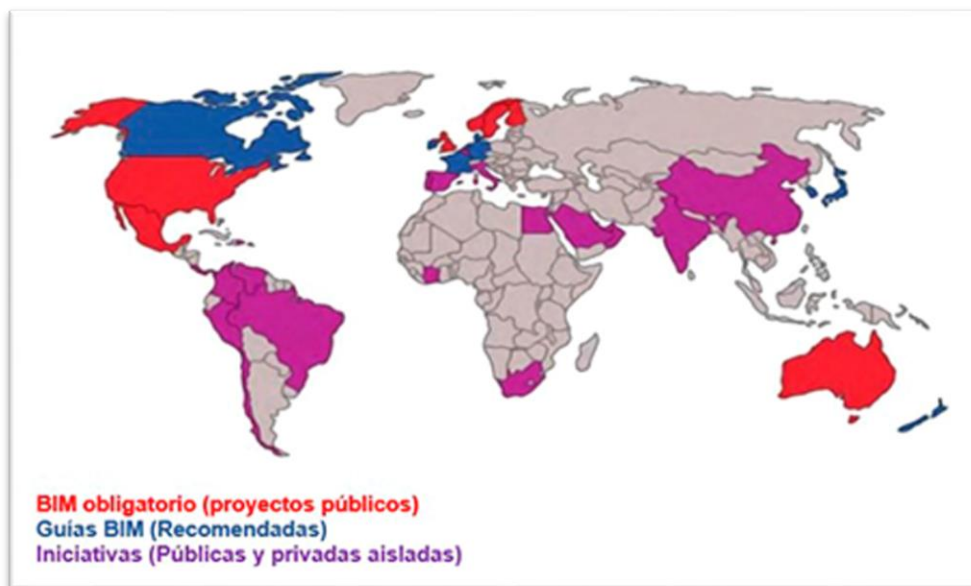


Figura 2.10 Implementación de metodología BIM en el mundo

Fuente. Dossier de la comisión BIM del Ministerio de Fomento –
Estudio McGraw Hill, 2014

El éxito de utilizar programas orientados a la metodología BIM radica en que cualquier cambio realizado en la infraestructura dentro del programa

se actualiza automáticamente en la base de datos influyendo de forma positiva en la planificación de la obra, esto se traduce en un ahorro de tiempo, optimización durante los procesos del ciclo de vida, mayor calidad y rentabilidad.

Algo importante que acotar es que este tipo de programas pueden detectar errores como colisiones y conflictos en el proyecto antes de ser ejecutados, podemos visualizar estos errores al vincular los planos de los distintos sistemas que conforman una obra para evitar que sucedan en la fase constructiva y produzcan un retraso en la obra y un mayor costo en su construcción.

2.7.1 Modelos BIM vs. CAD

Tabla IV. Contraste entre modelos CAD y BIM

CAD	BIM
Dibuja por separado las vistas de un proyecto	Se dibuja vistas en planta y se obtiene el modelo 3D de la edificación automáticamente.
Actualización de la información por separado	Actualización de la información de forma automática
Dibuja todos los elementos constructivos a partir de líneas	Elementos constructivos aparecen almacenados en librerías listos para colocar
Dibuja cada plano	Modela el proyecto real

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017



Figura 2.11 Diferencias entre modelos CAD y BIM

Fuente. ARHINOVA

Para este proyecto emplearemos el software Revit de Autodesk para la realización de presupuestos y cálculo de cantidades de material en cada una de las alternativas de diseño estructural a fin de escoger la alternativa más económica.

Se modelará también el diseño arquitectónico de la edificación como adicional a los diseños estructurales considerando dos departamentos por cada piso. A continuación, se muestran los planos arquitectónicos y vistas del área completa del proyecto.

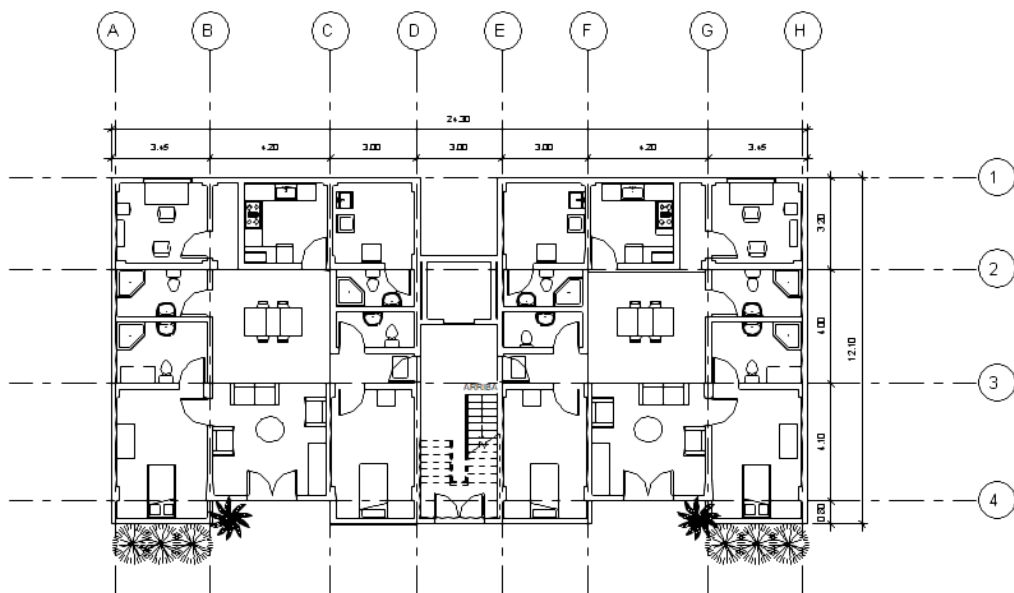


Figura 2.12 Plano arquitectónico de la edificación

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

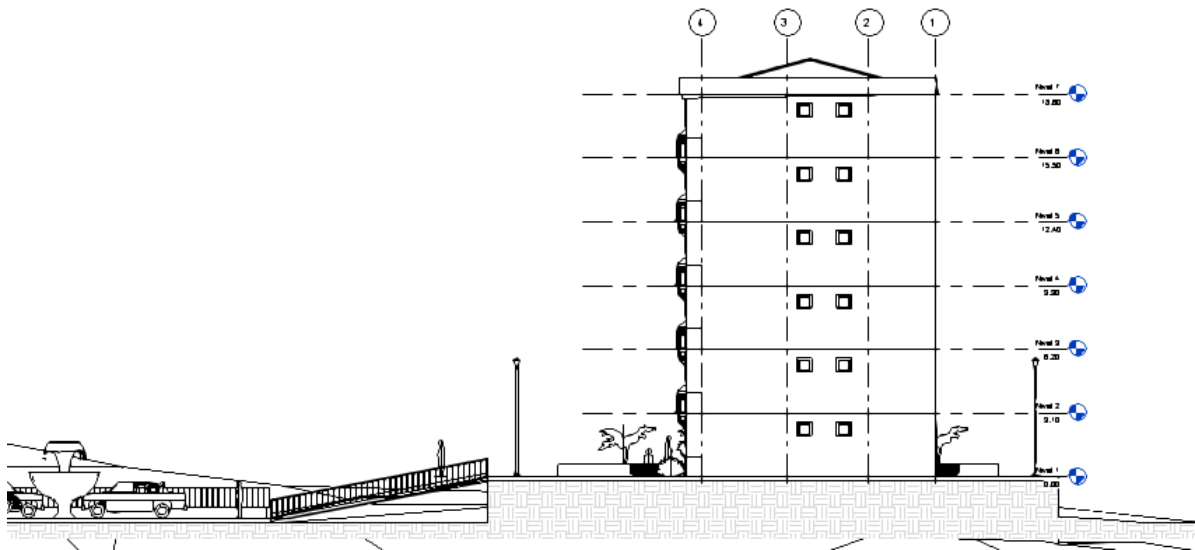


Figura 2.13 Vista lateral del proyecto y niveles

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017



Figura 2.14 Vista frontal del proyecto y niveles

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

2.8 Aprovechamiento del terreno

2.8.1 Construcción de rampas

Aprovechando el extenso terreno se pretende colocar un área de parqueo frente al edificio con accesos mediante escaleras y rampas para discapacitados con una pendiente de 10% considerada para longitudes o distancias horizontales de máximo 10 metros y ancho mínimo de 1 metro, para este caso la distancia vertical es 1 metro, la horizontal es de 10 metros y el ancho de las 3 rampas colocadas es de 3 metros.

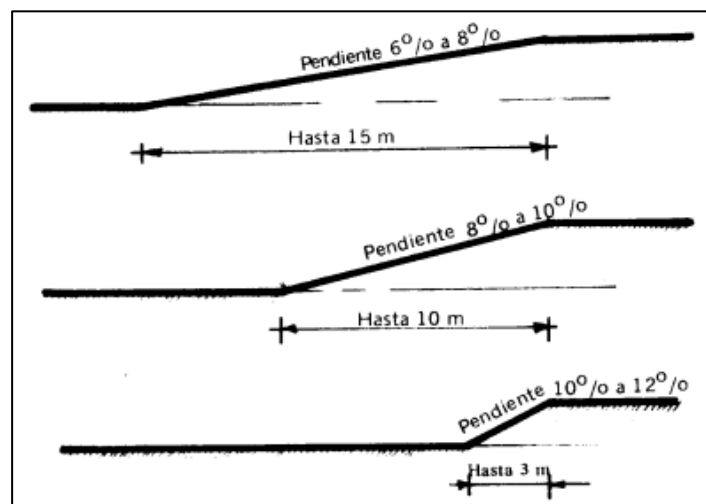


Figura 2.15 Porcentajes de pendientes según distancia horizontal

Fuente. NTE INEN 2245

Estos valores de porcentajes para pendientes están establecidos en la Norma INEN 2245 (Accesibilidad de las personas al medio físico. Edificios. Rampas fijas.)

La norma INEN 2244 establece que, si la pendiente de una rampa supera el 8%, esta debe llevar pasamanos colocado a una altura entre 85 y 100 cm, para este proyecto se considerará una altura de 90 cm.

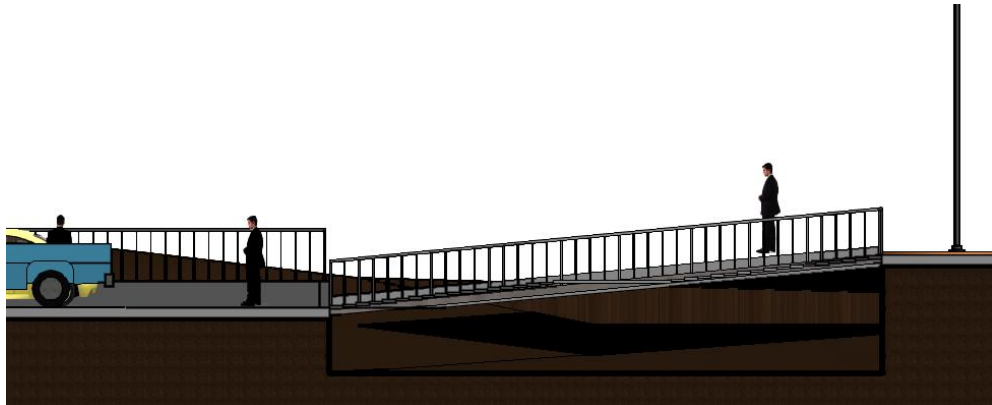


Figura 2.16 Vista lateral de la rampa del proyecto

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

2.8.2 Construcción de escaleras

Se construirán dos escaleras de acceso al edificio, al ser escaleras para exteriores se consideró un ancho de huella de 39 cm y 12 cm de contrahuella. En total son 33 escalones con un descanso intermedio. Para escoger el ancho correcto de huella y contrahuella se utilizó la siguiente regla de cálculo que se encuentra incluida en el programa Revit,

$$2\text{contrahuellas} + 1\text{huella} = 0.63$$

Este resultado puede variar entre 0.61 y 0.65. En caso de que modifiquemos los valores arbitrariamente y estos no cumplan con esta regla, el programa no nos permitirá la creación de la escalera y lanzará un mensaje de error.

Calculadora de escaleras X

Calculadora de escaleras

Usar calculadora de escaleras para cálculo de pendiente

Los resultados se utilizan sólo para la creación de escaleras. No modificarán las existentes.

Regla de cálculo para la pendiente de destino:

2 * Subida + 1 * Profundidad = 0.6300

Rango de valores de resultados de cálculo válidos:

Resultado máximo = 0.6450

Resultado real del cálculo de la escalera: 0.6300

Resultado mínimo = 0.5850

Valores mínimos/máximos para subida y profundidad:

Altura de contrahuella máxima = 0.1200

Profundidad de huella mínima = 0.3900

Figura 2.17 Vista lateral de la
rampa del proyecto
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

2.9 Área de total del proyecto

2.9.1 Parqueadero

Se consideró la construcción de un área de parqueo de 1360 m² con 24 plazas de aparcamientos, señalización para discapacitados y 6 postes de iluminación. Esta área se encontrará ubicada 1 metro debajo del área de implantación del edificio.

2.9.2 Áreas verdes

Se colocarán jardineras en los laterales de la edificación de dimensiones 4 x 20 metros con árboles de mediana altura además de arbustos en las afueras del edificio, también se instalarán bancas para parques alrededor de las jardineras.

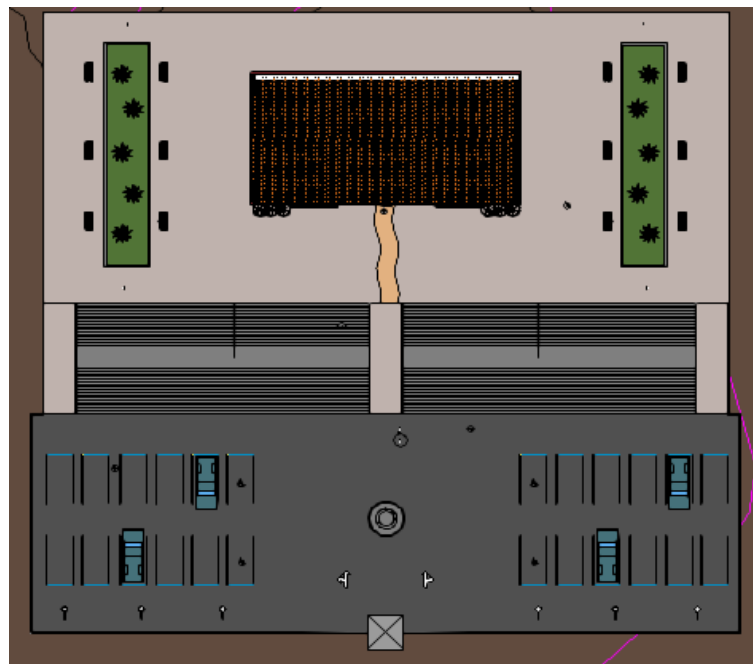


Figura 2.18 Vista en planta del proyecto

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

2.10 Software

- SAP 2000 v16: Análisis de la estructura, arriostramientos, aisladores viscoelásticos.
- SEISMOMATCH: Análisis dinámico del comportamiento de la estructura.
- AutoCAD v17 y Revit v17: Generación de planos y Modelo 3D del proyecto.

2.11 Metodología del proyecto

La Norma Ecuatoriana de la construcción con el código NEC SE-DS presenta un procedimiento para el Diseño Basado en Fuerzas (DBF) en la sección 6.3. Este inicia con la construcción del espectro de diseño para poder calcular una aproximación de período fundamental de vibración de la estructura. Luego se determina el cortante basal, el cual es distribuido de manera vertical y horizontal.

Para determinar las cargas, la NEC (cargas no sísmicas) especifica valores para cargas vivas de acuerdo con el uso de la misma, así como también peso unitario de ciertos materiales que podría utilizarse para el diseño.

A partir de estos resultados, se predimensiona los distintos elementos estructurales, tales como: vigas principales, secundarias, columnas, losa. Con los elementos predimensionados se modela en el SAP 2000 para poder verificar que los índices de deriva sean menores a los admisibles, al aplicar las fuerzas sísmicas y cargas de diseño sobre la estructura.

La finalidad del proyecto es comparar 4 tipos de configuraciones estructurales, para poder verificar cual es el óptimo en el área de sismo resistencia, económica, ambiental. El primer y segundo modelo serán pórticos de acero resistente a momentos (PARM), la diferencia entre ambos radica en el tipo de columnas, la primera son huecas y las del segundo son rellenas de hormigón; el tercero será un pórtico con arriostramientos concéntricos en X, y en el último se implementará el uso de aisladores viscoelásticos en lugar de los arriostramientos.

Finalmente se realizará un análisis dinámico a la estructura, utilizando los registros de aceleración del sismo de Pedernales. La selección de alternativas considerará parámetros tales como: derivas, torsiones, índice de estabilidad, costos.

La implementación de la metodología BIM facilitará la realización de los planos de las diferentes ramas estructural y arquitectónica. Su uso no solo se limitará a la fase de diseño, sino se extenderá a la de construcción y mantenimiento elaborando una programación de obras vinculando el cronograma a una simulación virtual del avance constructivo.

CAPÍTULO 3

DISEÑO SISMORESISTENTE

3.1 Metodología del diseño sismorresistente

3.1.1 Seguridad sísmica

Los sismos son caracterizados de acuerdo con la magnitud del sismo, distancia del hipocentro, mecanismo de falla que originó el sismo y las características del suelo. El movimiento sísmico se presenta en todas las direcciones (movimientos horizontales, verticales y rotaciones).

Los niveles de riesgo sísmico se relacionan con la frecuencia de ocurrencia de este:

- Sismos frecuentes: (menor)
- Sismos ocasionales: (moderado)
- Sismos raros (severo): sismo de diseño-período de retorno 475 años
- Sismos muy raros (extremo); estructuras esenciales y de ocupación especial-período de retorno 2500 años.

El objetivo de la filosofía de diseño tradicional es evitar el colapso de las estructuras durante un evento sísmico, de ese modo se protege la vida humana. Además de no colapsar, debe garantizarse la funcionalidad de la estructura luego del algún evento sísmico.

Los niveles de desempeño sísmico miden el estado de la estructura en función del daño presentado. Se pueden definir 4 niveles de desempeño sísmico:

- Operacional: La estructura no presenta daños o si los presenta la reparación que puedan requerirse serán mínimas. La rigidez y resistencia de la estructura no ha sido afectada.
- Ocupación inmediata: Presente un grado mayor de daños que el anterior nivel en elementos no estructurales, las reparaciones podrían causar interrupciones. La rigidez y resistencia de la estructura no ha sido afectada.
- Prevención de ocupantes: Los elementos estructurales y no estructurales tienen daños considerables, aún no representa un peligro para sus ocupantes. Sin embargo, la reparación podría tener costos muy altos. La rigidez se ha visto afecto, pero no así la resistencia.
- Prevención de colapso: Los elementos estructurales y no estructurales presentan daños significativos, representa un riesgo para sus ocupantes. La estructura ha perdido casi toda su resistencia y rigidez, en cualquier momento podría colapsar. La única solución es desalojarla y derribarla.

La estructura debe ser clasificada de acuerdo con sus características de ocupación, a partir de la cual se obtiene el factor de importancia I . Este factor tiene la finalidad de incrementar la demanda sísmica del diseño, dependiendo a la importancia de la estructura, es decir el grado de funcionalidad que debe tener durante y después que ocurriera el sismo de diseño. Con el siguiente cuadro se define el factor I :

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

Figura 3.1 Tabla tipos de uso, destino e importancia de la estructura

Fuente. NEC-SE-DS

Debido que la funcionalidad propuesta para la estructura es residencial, el factor de importancia es 1.

Luego de haber definido los niveles de riesgo sísmico, los niveles de desempeño y el factor de importancia de la estructura; se puede definir el desempeño deseado, dependiendo del factor de importancia, durante un evento sísmico. Las estructuras esenciales, como lo son los hospitales, cárceles, centros de manejo de emergencias, deberán cumplir objetivos de diseño más exigentes.

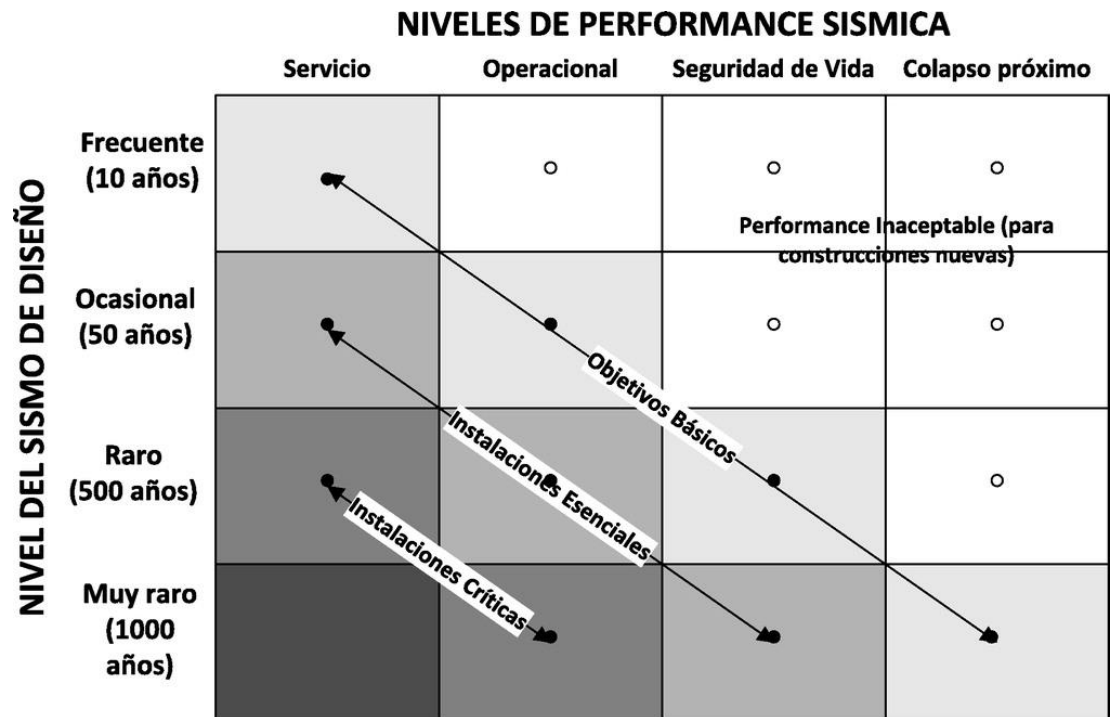


Figura 3.2 Niveles de desempeño sísmico

Fuente. NEC-SE-DS,2015

Las normas de diseño exponen requerimientos mínimos que deben ser cumplidos para que las estructuras puedan resistir eventos sísmicos, estos son basados en el comportamiento elástico lineal y no lineal de la estructura.

Los métodos de análisis pueden clasificarse en:

- Estático: En el análisis estático utiliza el método de fuerzas laterales equivalentes, donde se obtiene una distribución de fuerzas laterales equivalentes a la acción del sismo a partir del período fundamental de la estructura (T), con el que se calcula el coeficiente sísmico C_s y el cortante basal.

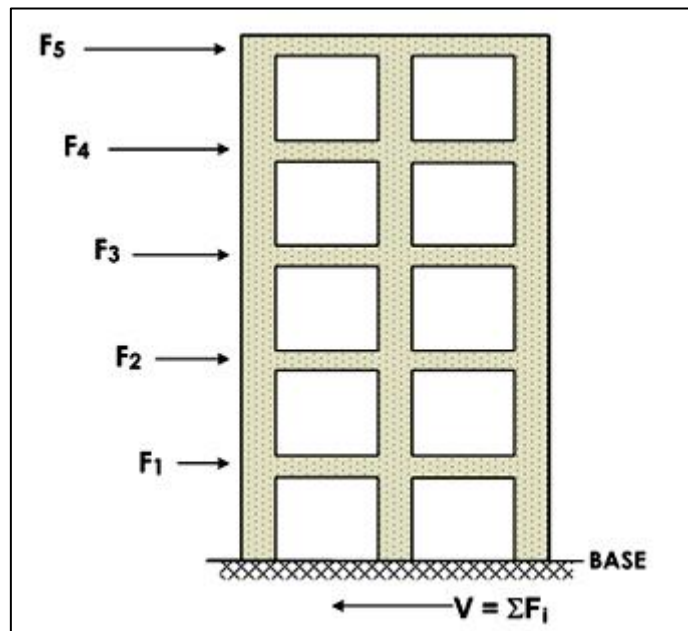


Figura 3.3 Método de distribución de fuerzas laterales

Fuente. Alacero

- Dinámico: Puede ser modal elástico o dinámico inelástico:
 - El análisis modal elástico considera los modos de vibración de la estructura para determinar la respuesta de la estructura. Existen 2 tipos de análisis modal:
 - En el tiempo: Se analiza cada modo por separado y luego se superponen para encontrar la respuesta de la estructura.
 - Espectral: Se calcula los máximos nodos y se construye un espectro de diseño, este es el procedimiento típico de las normas.
 - El análisis dinámico inelástico analiza el comportamiento de la estructura ante varios sismos reales en cada instante de tiempo. La selección del método de análisis depende de varios factores como: importancia de la estructura, configuración estructural, datos disponibles, ya que mientras

más riguroso sea el análisis permitirá realizar un diseño más ajustado, lo que representa una reducción de costos.

Una de las propiedades principales en el diseño sismo resistentes es la ductilidad estructural. La ductilidad es la capacidad de deformación inelástica más allá de la fluencia. Las estructuras pueden definirse como frágiles o dúctiles. Una estructura frágil no tiene capacidad de deformación inelástica, por lo tanto, es necesario diseñarla para que permanezca en el rango elástico, es decir la capacidad debe ser mayor o igual al cortante basal elástico. Al contrario, en una estructura dúctil puede utilizarse un cortante basal reducido.

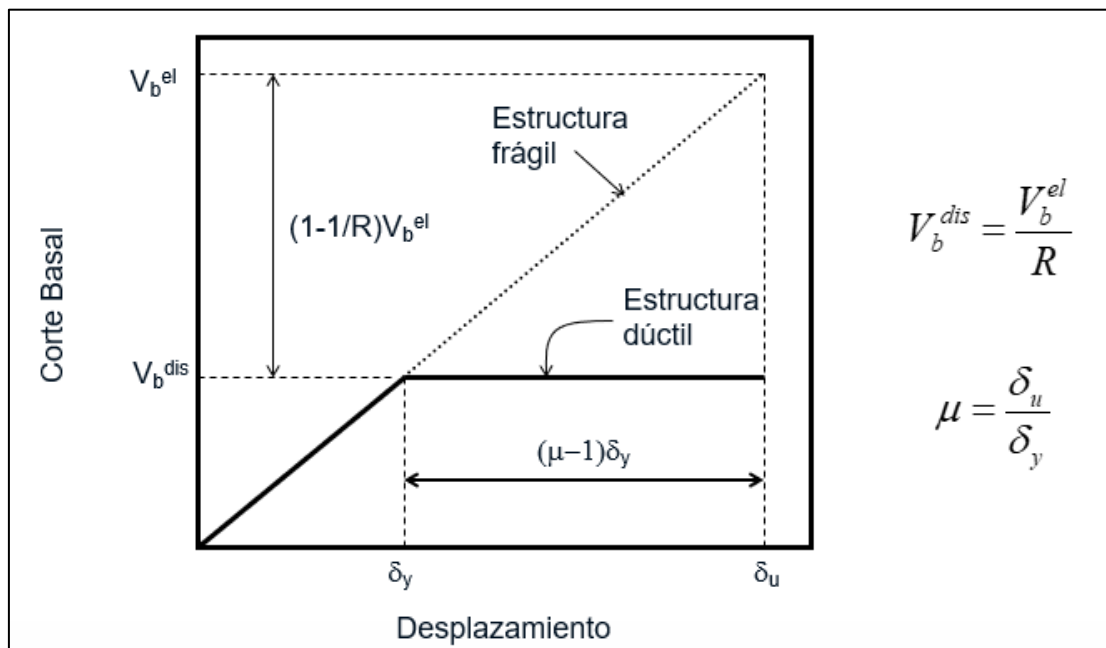


Figura 3.4 Relación entre el cortante basal y la ductilidad de la estructura.

Fuente. Alacero

La ductilidad de una estructura depende de varios factores como:

- Sistema estructural: Depende del modo de falla del sistema.

- Materiales de construcción: El acero tiene un comportamiento dúctil.
- Nivel de detallamiento: Los elementos estructurales necesitan un mayor análisis para que alcancen un comportamiento dúctil.

3.2 Sistema de diseño sismorresistente

Los sistemas estructurales de acero pueden clasificarse en 4 grupos principales:

- Marcos resistentes a momento: Soportan las cargas a través de la flexión de sus elementos, presenta grandes desplazamientos laterales.

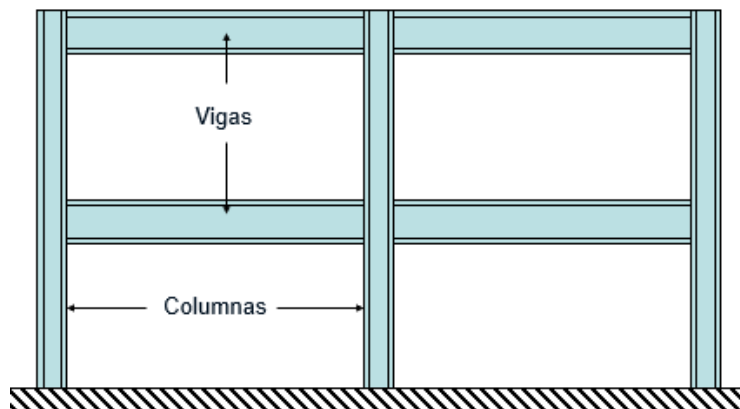


Figura 3.5 Pórtico resistentes a momentos.

Fuente. Alacero

- Marcos arriostrados concéntricamente: La rigidez y resistencia lateral la brindan las diagonales de arriostamiento. Son más rígidos, pero menos dúctiles.

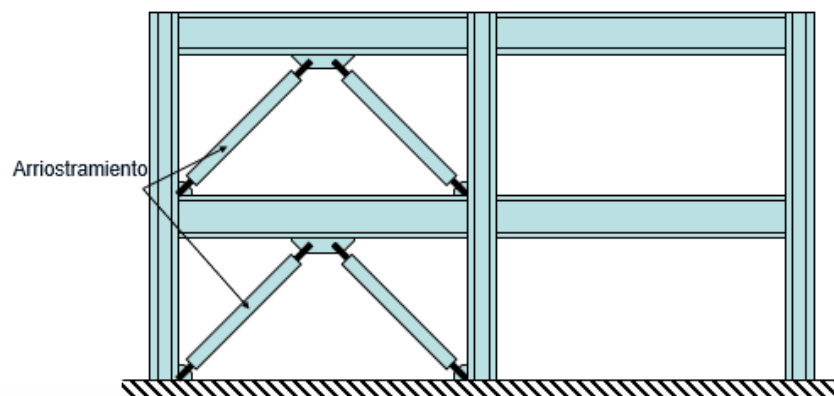


Figura 3.6 Pórtico arriostrada concéntricamente.

Fuente. Alacero

- Marcos arriostrados excéntricamente: La rigidez y resistencia lateral la brindan las diagonales de arriostamiento y el “link” entre ellas. La falla de corte puede proveer gran ductilidad.

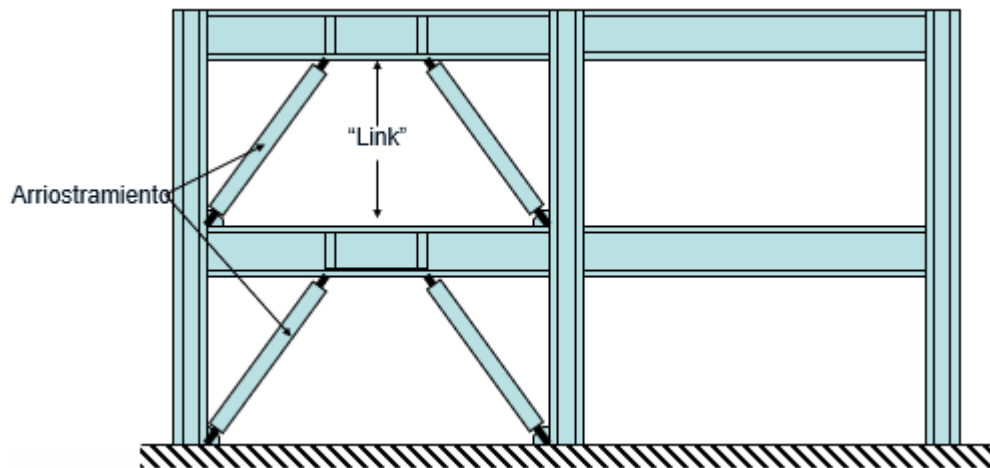


Figura 3.7 Pórtico arriostrado excéntricamente.

Fuente. Alacero

- Muros de corte: Obtiene ductilidad a través de las fallas por corte y resisten cargas, deformaciones laterales con el muro de corte.

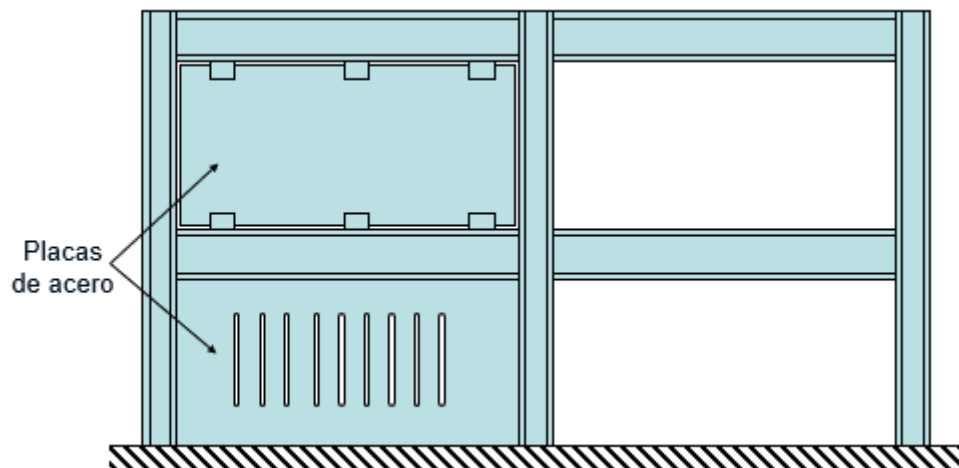


Figura 3.8 Muros de corte.

Fuente. Alacero

Adicionalmente a los sistemas estructurales mencionados existen sistemas de protección sísmica que tienen como objetivo disminuir los desplazamientos y por ende las derivas. Esto se logra mediante distintos mecanismos; tales como:

- Dispositivos que absorben o disipan la energía sísmica.
- Mecanismos que utilizan una fuerza contraria a la del sismo para neutralizar la acción de la energía sísmica.
- Dispositivos que modifica la respuesta dinámica, disminuyendo la energía de entrada.

Los sistemas de protección sísmica pueden ser clasificados de acuerdo con el tipo de mecanismo:

- Sistemas Pasivos: Aislamiento sísmico, Disipadores de energía, Oscilador resonante.

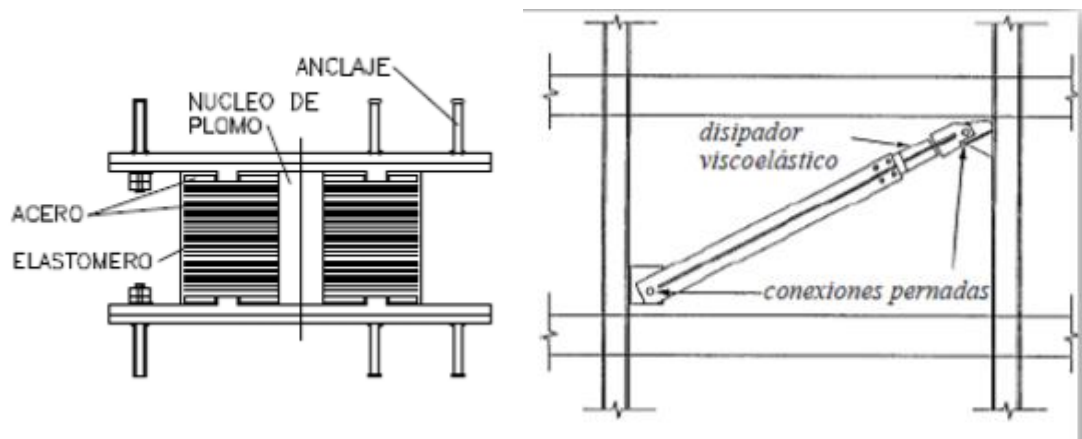


Figura 3.9 Sistemas de protección sísmica Pasivos

Fuente. Diseño estructural de un edificio de 7 pisos de concreto,

Romero José

- Sistemas Activos; Arriostres activos, tendones activos, oscilador activo.
- Sistemas híbridos: Aislamiento activo, Oscilador híbrido
- Sistemas semi-activos: Disipadores de orificio variable, Disipadores de fricción variable, Disipadores con fluidos controlables.

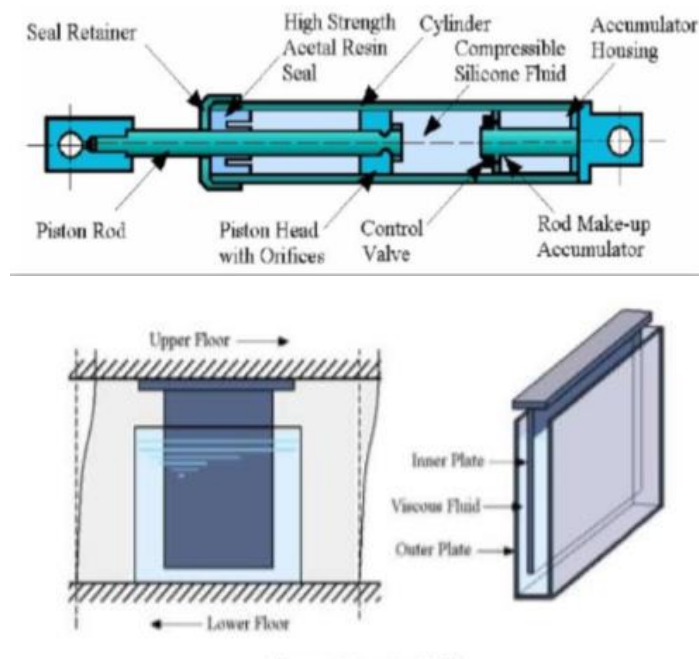


Figura 3.10 Sistemas de protección sísmica Semi-Activos

Fuente. Diseño estructural de un edificio de 7 pisos de concreto, Romero José

3.1.2 Recomendaciones del diseño sismorresistente

La disposición general menciona que los elementos y conexiones deben ser consistentes con el comportamiento que se espera, dependiendo del sistema estructural que se esté trabajando.

El procedimiento general de diseño para estructuras de acero, propuesto por la NEC (Guía práctica para el diseño de estructuras de acero), es la siguiente:

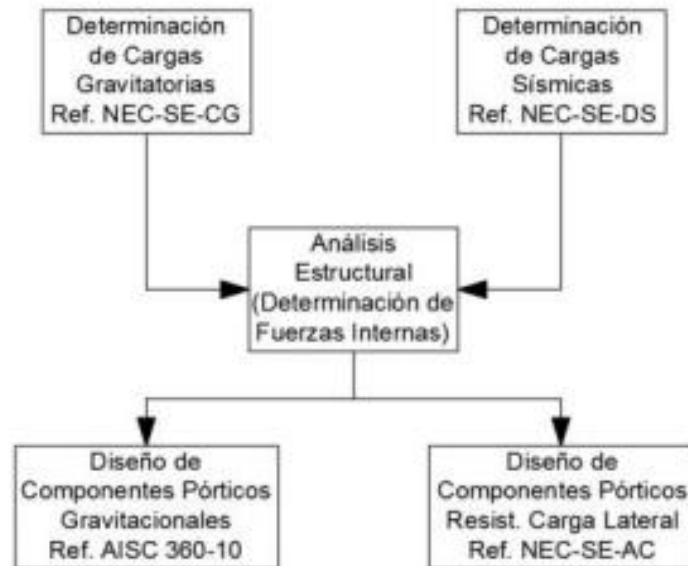


Figura 3.11 Procedimiento general de diseño

Fuente. NEC (Guía para diseño de estructuras de acero)

La determinación de cargas sísmicas se realiza construyendo es el espectro de respuesta en función de la aceleración, ya que define la amenaza de una zona. Las normas de diseño utilizan espectros de diseño, los cuales consideran la peligrosidad sísmica de la zona.

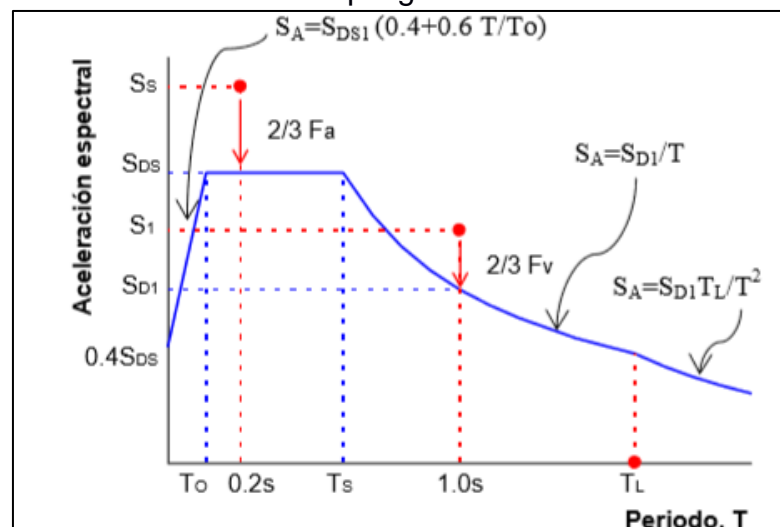


Figura 3.12 Espectros de diseño**Fuente.** ASCE 7-10

En estructuras de acero, la carga sísmica depende del tipo de sistema que se vaya a utilizar, ya que no todos los elementos son diseñados para resistir cargas laterales, sino que ciertos elementos solo son diseñados para resistir cargas gravitacionales.

Para determinar las cargas gravitacionales estas se dividen en cargas vivas y muertas. Las cargas vivas se obtienen de la NEC-SE-CG, donde asigna un valor dependiendo del uso que tendrá la edificación.

En cuanto al análisis estructural, se debe tener en consideración que no solo se revisa que los elementos cumplan a resistencia, sino también las derivas y torsiones.

La filosofía de diseño sísmico incorpora el diseño por capacidad con el de ductilidad. La combinación de la resistencia y ductilidad permite que el acero sea capaz de resistir sismos de consideración. La metodología de diseño por capacidad determina la resistencia de los elementos en base a la capacidad probable de los miembros fusibles, quienes son los que absorben los daños provocados por el sismo. En zonas críticas (rótulas plásticas) el sismo provoca deformaciones plásticas por flexión evitando que existan otros mecanismos de fallas.

Es preferible diseñar elementos que sean capaces de comportarse elásticamente, ya que de este modo se disipa energía mediante los elementos diseñados para este fin.

3.1.3 Configuración estructural

Se recomienda utilizar una estructura regular, tanto en planta como en elevación para que tenga un desempeño sísmico adecuado. De acuerdo con la NEC-SE-DS en la sección 5.3, muestra las siguientes configuraciones recomendadas.

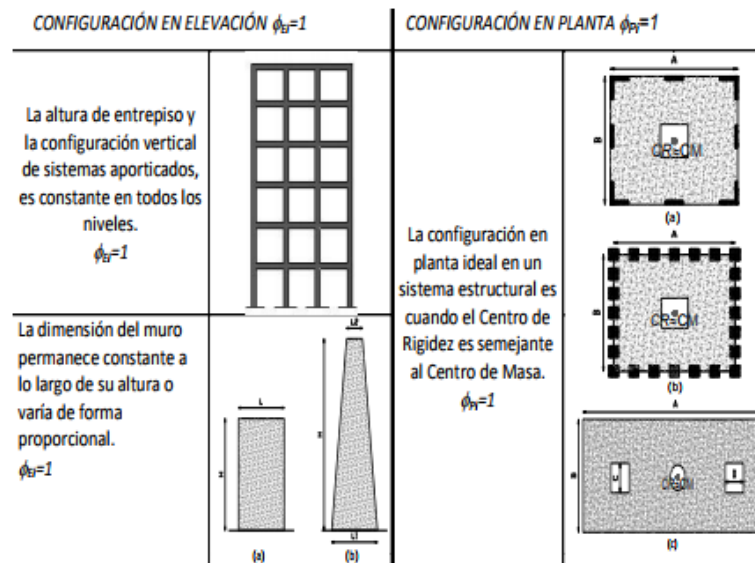


Figura 3.13 Configuración estructural regular

Fuente. NEC (Guía para diseño de estructuras de acero)

Si no se tiene otra opción que diseñar una estructura irregular, se puede hacer, pero se tendrá una penalización

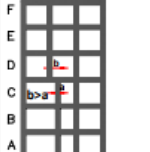

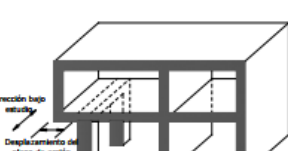
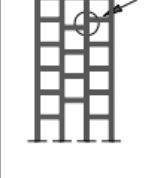
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA	
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	 <p>RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C</p>	
<p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Figura 3.14 Configuración estructural irregular

Fuente. NEC (Guía para diseño de estructuras de acero)

3.1.4 Propiedades de los miembros

El acero es un material con muchas propiedades benéficas; tales como: alta resistencia, bajo peso, ductilidad, elasticidad y uniformidad. Al ser un material dúctil y con buena resistencia a la fractura frágil, lo que lo hace adecuado para el diseño de elementos tanto a compresión y tensión. Entre las desventajas del uso de acero, se tiene la corrosión, costo de instalación de sistemas de protección contra fuego.

Los elementos estructurales deben diseñarse para evitar los estados límites donde la ductilidad es limitada o nula, tales como; pandeo local, pandeo global, fallas localizadas. El pandeo local se puede evitar utilizando relaciones ancho-espesor bajas y controlar los niveles de

esfuerzo axial. El pandeo global se puede evitar recurriendo a elementos que sirvan de arriostramiento, quienes deben poseer y rigidez adecuada. Las fallas localizadas se pueden evitar seleccionada perfiles más pesados o recurrir a los atiesadores para proteger el ala, alma y cualquier segmento que este bajo cargas concentradas.

Como se mencionó en la sección anterior, es recomendable que tanto los elementos como los arriostramientos fallen de manera dúctil y los demás elementos deben ser diseñados para resistir cargas mayores a las esperadas considerando los factores de sobrerresistencia.

En la siguiente gráfica se puede observar el comportamiento del acero dentro del rango inelástico. Es evidente que soporta grandes esfuerzos de manera continua y las fallas de los elementos pueden anticiparse al no sufrir una falla frágil.

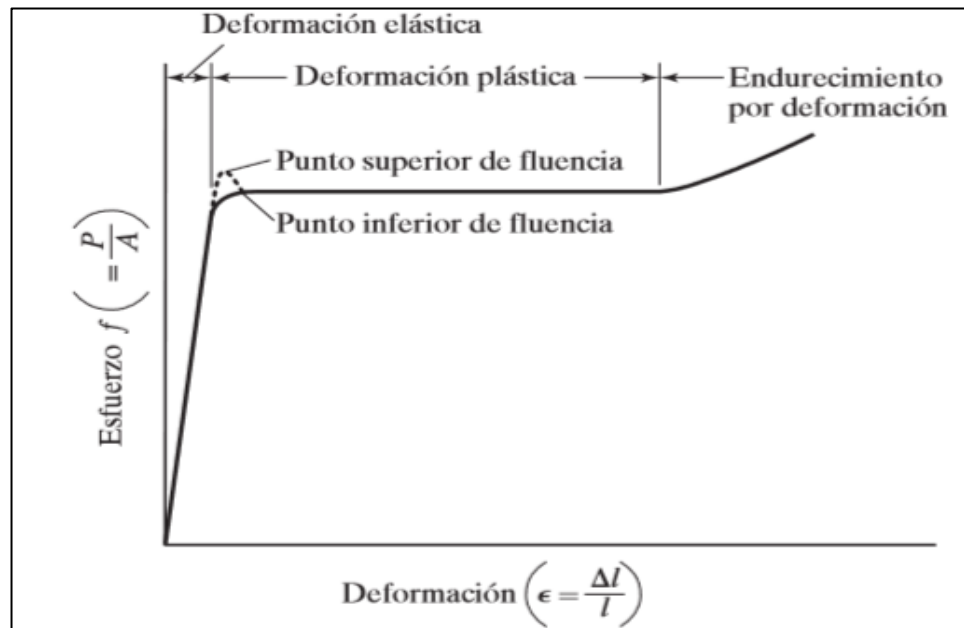


Figura 3.15 Diagrama de esfuerzos y deformación del acero

Fuente. Estructuras de acero, Mc Cormac

El mecanismo de falla recomendado se debe dar en las rótulas plásticas, por lo tanto, los elementos deben diseñarse de tal manera que se formen dichas rótulas. Esto se comprueba con la relación columna fuerte – viga débil.

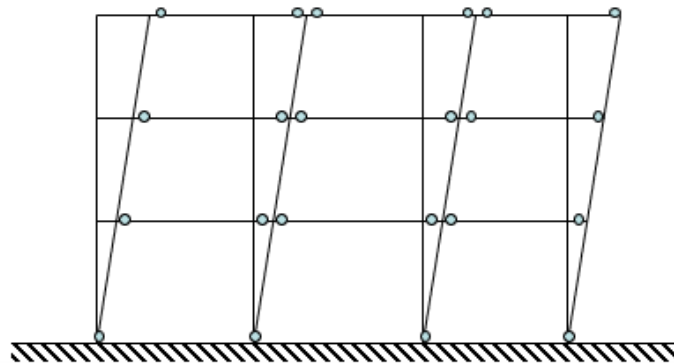


Figura 3.16 Configuración estructural irregular

Fuente. Alacero

Las conexiones deben ser diseñadas adecuadamente, sino podría contrarrestar la ductilidad de los elementos aledaños.

CAPÍTULO 4
PREDIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO DE LAS
ALTERNATIVAS

4.1 Evaluación de cargas de la estructura

La NEC 2015, clasifica las cargas en 3 tipos: permanentes, variables y accidentales.

Las cargas muertas hacen referencia a todas las cargas permanentes que soportará la edificación, como lo es el peso causado por la misma estructura, así como también de elementos no estructurales. Este tipo de cargas se las representa como cargas uniformemente distribuidas, por lo que se las obtiene calculando los volúmenes de los distintos elementos y multiplicándolos por los pesos volumétricos de los materiales que serán utilizados.

Al contrario, las cargas vivas son variables en el tiempo, por ejemplo, se tiene las cargas debida a toda clase de mobiliario, al tipo de ocupación que tendrá la edificación, las cargas de viento y las cargas accidentales son las provocadas por los sismos.

A continuación, se estimará las cargas vivas y muertas de acuerdo con las normas ASCE 7-10 y la NEC. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

4.1.1 Cargas vivas

Las sobrecargas de uso dependen de la ocupación de la edificación, en este caso es residencial. Para el cálculo de las cargas vivas por piso, se considerará que los corredores ocupan un 10% de la superficie y el resto será ocupado por habitaciones. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Tabla V. Cargas vivas

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (KN/m ²)
Cubiertas inclinadas	0.70
Residencias (Habitaciones)	2.00
Corredores y salones públicos	4.80

Fuente. NEC 2015

4.1.2 Cargas muertas

Predimensionamiento de losa

Se utilizará losas compuestas en el diseño, la cual consiste en una lámina de acero galvanizado que actúa como refuerzo a los momentos positivos y elimina la necesidad de utilizar varillas y encofrado en la parte inferior del elemento. La interacción entra la lámina y el hormigón, se da debido a un sistema de resaltes lo que garantiza una adecuada adherencia y evita cualquier desplazamiento.

La resistencia del hormigón que se utilizará es de $f'c=210$ Kg/cm². Se debe tener en consideración que el recubrimiento mínimo es de 5cm sobre la cresta de la placa metálica. La malla electrosoldada que se colocará deberá ubicarse entre 2 y 2,5 cm bajo el nivel superior del hormigón debido a los esfuerzos de temperatura y retracción. La deflexión de la losa compuesta no puede ser mayor a L/360. (NOVACERO, 2014)

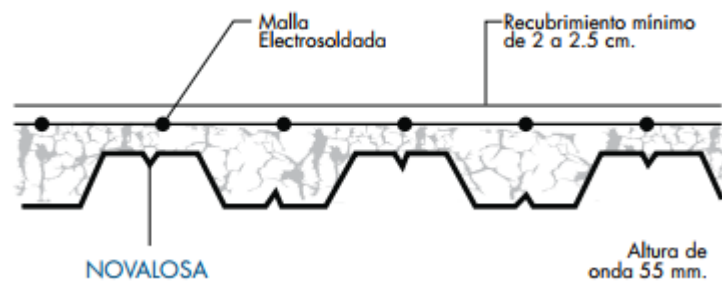


Figura 4.1 Losa compuesta

Fuente. NOVALOSA

Se escoge el modelo Novalosa 55, con un espesor de 0,65 mm la cual tiene las siguientes propiedades:

- Peso= 0,38 Kg/m²
- I= 31,56 cm⁴/m
- S+= 9,66 cm³/m
- S-= 10,41m³/m
- As= 8,13 cm²/m

Para obtener el peso del hormigón asume un espesor de la losa de 5 cm, lo cual representa un volumen de hormigón de 0,075 m³/m², convirtiendo las unidades se tiene una carga de 0.18 Ton/m².

La losa representa una carga de 0,18 Ton/m² y la carga total sobrepuesta que soporta la losa está dada por la separación entre apoyos, la misma soporta aproximadamente 1418 kg/m².

Paredes

Las paredes serán elaboradas con el sistema constructivo hormi2, específicamente se utilizará el panel simple modular estructural, el cual

contiene un espesor de poliestireno de 4cm, y 3 cm de hormigón de resistencia $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.

Este sistema representa un ahorro, ya que se requiere un menor espesor de hormigón logrando confort termo-acústico gracias a la capa de poliestireno. Este tipo de elementos brindan más rigidez a la estructura por lo que brinda una mayor protección sísmica. A continuación, se presenta las características de un panel estándar, cuya longitud es de 1,2 m y la altura es variable porque depende de los requerimientos de cada proyecto. (Hormi 2, 2016)



Figura 4.2 Panel de HORMI2
Fuente. HORMI2

La malla electrosoldada tiene los siguientes diámetros: acero longitudinal: $\phi 2.4 \text{ mm}$ (20 hilos en 1240 mm), acero longitudinal: $\phi 2.4 \text{ mm}$ (20 hilos en 1240 mm), acero Transversal: $\phi 2.4 \text{ mm}$ espaciados a 150 mm y acero de los conectores: $\phi 3.0 \text{ mm}$ (68 por m^2) cuya resistencia es $f_y = 5,000 \text{ kg/cm}^2$. La densidad del poliestireno es $\rho_{\text{POLIESTIRENO}} = 13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$. (Barahona, Sagñay Novay, & Villa Ramos, 2014)

Tabla VI. Peso de paredes

Panel Tipo	ESPESOR CLS (cm)	Peso del panel (Kg/m²)	Peso Pared acabada (kg/m²)
PSE 40	3+3	3,5	126
PSE 60	3+3	3,9	127
PSE 80	3+3	4,3	127
PSE 100	3+3	4,7	128
PSE 120	3+3	5,1	128

Fuente. M2 Emmedue, Elementos Constructivos
Emmedue, Fichas Técnicas (2008)

Para la edificación se tomó el PSE 60, cuya carga muerta es de 127 Kg/cm².

Losas 1-2-3-4-5

Tabla VII. Cargas muertas Losas 1 a 5

Elementos	Cargas (T/m²)
Enlucidos	0.02
Baldosas	0.10
Paredes de Hormi-2	0.13
Novalosa	0.01
Losa de hormigón	0.18
Escaleras	0.01

Fuente. NEC 2015

Cubierta

La cubierta al ser inclinada solo podrá acceder algún personal de mantenimiento.

Tabla VIII. Carga muerta de la cubierta

Elementos	Cargas (T/m ²)
Tejas	0,03
Novalosa	0,01
Losa de hormigón	0,18

Fuente. NEC 2015

4.1.3 Peso propio

Para el predimensionamiento se debe considerar el peso propio de los elementos, el cual, de acuerdo con proyectos anteriores el rango, debe estar entre 0.25 y 0.40 Ton/m². Por lo cual se decide por el máximo valor a los pisos inferiores y el mínimo a la cubierta.

4.1.4 Tabla resumen

Tabla IX. Resumen de cargas

No piso	WD	Wpp	WD+Wpp	WL
6	0,23	0,25	0,48	0,07
5	0,48	0,40	0,88	0,25
4	0,48	0,40	0,88	0,25
3	0,48	0,40	0,88	0,25
2	0,48	0,40	0,88	0,25
1	0,48	0,40	0,88	0,25

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

4.2 Determinación de fuerzas laterales equivalentes

4.2.1 Espectro elástico de diseño

El espectro de respuesta es un gráfico que representa la respuesta máxima, que se pueda generar en la estructura a causa de alguna acción dinámica (sismos), en términos de velocidad, desplazamientos, aceleración. Los espectros más comunes son: Espectro de respuesta elástica, inelástica, diseño.

Los espectros elásticos de diseño son una simplificación de los espectros elásticos, mediante diversos procedimientos estadísticos. Los códigos son lo que han definido espectros de diseño con líneas envolventes, lo que suprime los valles y variaciones comunes en un espectro elástico. Estas líneas envolventes están definidas por ciertas ecuaciones simples.

El espectro de respuesta de diseño permite conocer las particularidades del movimiento del suelo durante un evento sísmico y cómo afectará a las estructuras. El gráfico que se genera tiene en sus ordenadas las máximas deformaciones y en las abscisas su respectivo periodo.

Debido que se realizará un análisis estático, se utilizará el factor Z para construir el espectro de diseño, el cual representa la máxima aceleración en roca que se espera para el sismo de diseño.

Dependiendo de la ubicación de la estructura, se determina el factor Z. El Ecuador se ha dividido en 6 zonas sísmicas (Figura 3.1), esta zonificación fue realizada en respuesta a estudios de peligro sísmico con un período de retorno de 475 años.

La ciudad de Milagro tiene una aceleración sísmica de 0.40 g, lo que indica una peligrosidad sísmica alta.

De acuerdo con el estudio del suelo, se tiene un perfil tipo E debido que se tiene un espesor de arcilla mayor a 3m (Anexo 1).

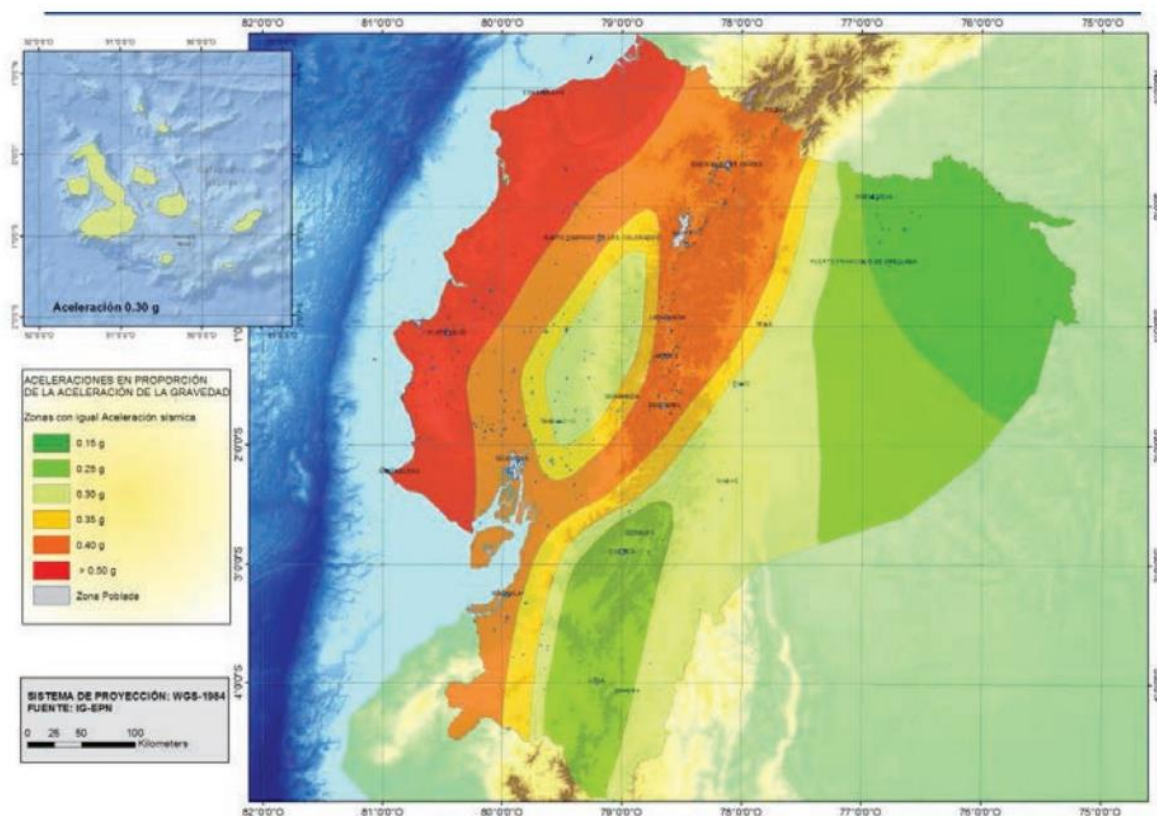


Figura 4.3 Ecuador con sus zonas sísmicas

Fuente. NEC 2015

A partir del factor z y tipo de suelo, se calculan los coeficientes de perfil de suelo, F_a , F_d , F_s .

Tabla X. Coeficientes de perfil de suelo

Coeficientes de perfil de suelo	Valores
Fa	1
Fd	1.6
Fs	1.9

Fuente. NEC 2015, 2015

La relación de amplificación espectral depende de la región del Ecuador, en este caso al pertenecer a la Costa $n=1.80$.

A partir de estos factores se obtuvo las ordenadas del espectro elástico.

Tabla XI. Ordenadas del espectro Elástico

T	Sa	Cs
0	0,40	0,05
0,30	0,72	0,09
1,67	0,72	0,09
1,75	0,67	0,08
2,00	0,55	0,07
2,50	0,39	0,05
3,00	0,30	0,04
3,50	0,24	0,03
4,00	0,19	0,02
4,50	0,16	0,02
5,00	0,14	0,02
5,50	0,12	0,02
6,00	0,11	0,01

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

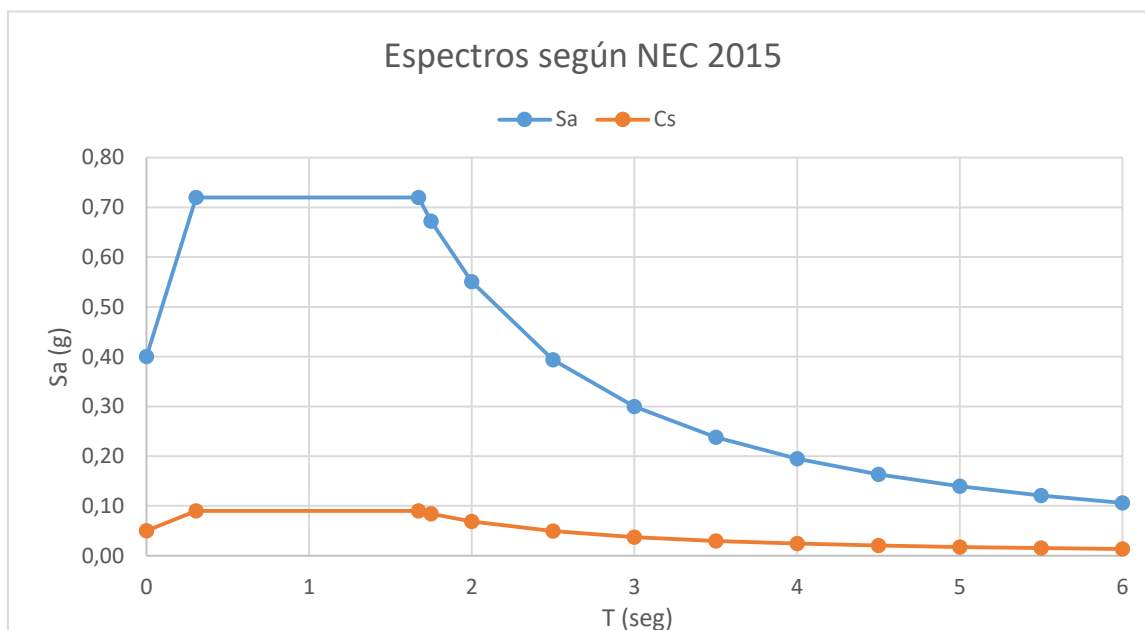


Figura 4.4 Espectros según NEC 2015
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Para el análisis en el SAP 2000, se ingresa como función el espectro elástico. Para ingresar el espectro de respuesta, se seguirá los siguientes procedimientos:

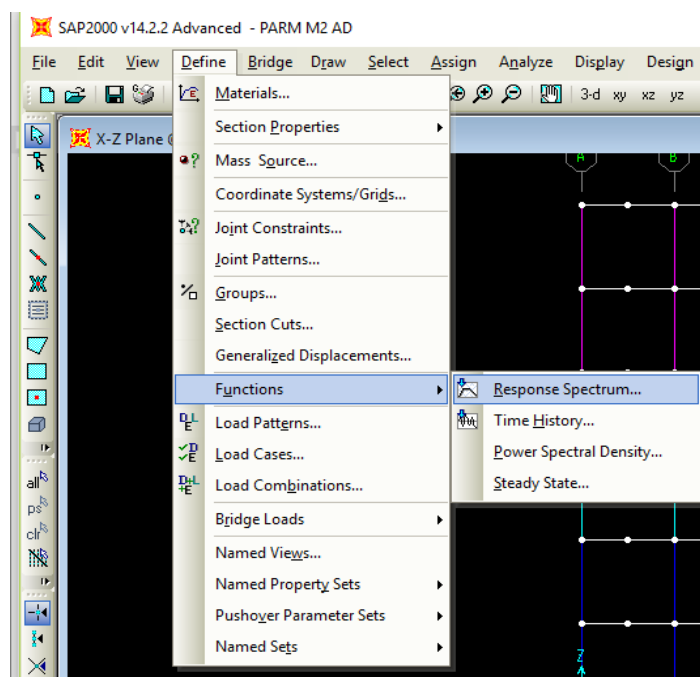


Figura 4.5 Definición del espectro de diseño
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

En la ventana de Response Spectrum, se debe seleccionar que el espectro se lo importará de un archivo externo en formato *.txt.

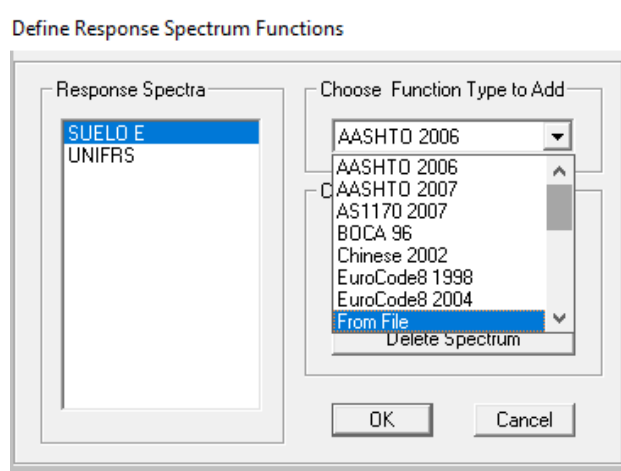


Figura 4.6 Importar espectro de diseño
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

En la ventana Response Spectrum Functions Definition se debe ingresar la siguiente información:

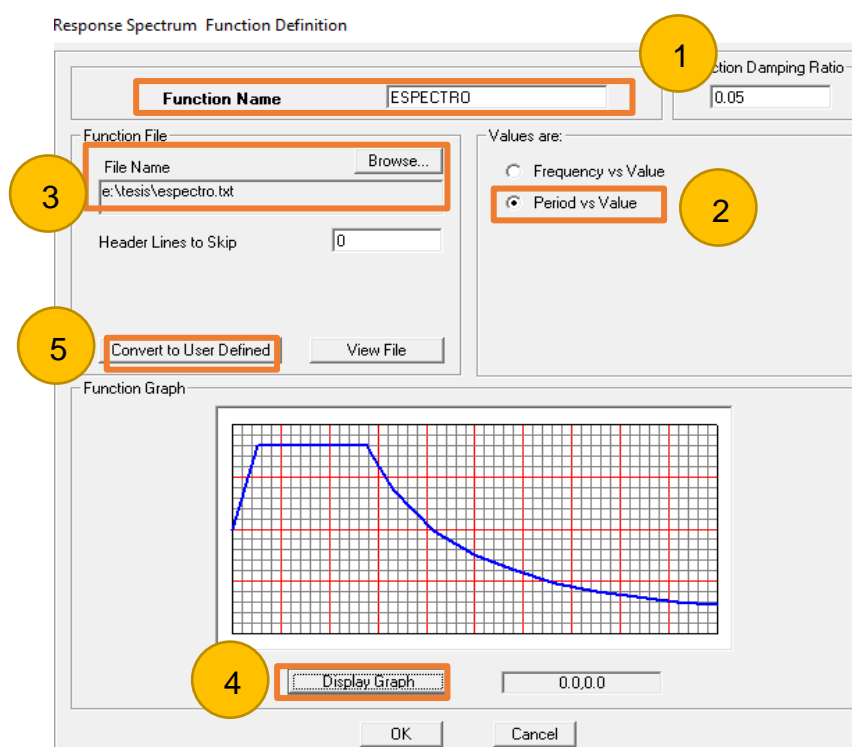


Figura 4.7 Importar espectro de diseño
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Es importante seleccionar la opción **Convert to user defined**, ya que esto evita que tengamos que cargar el espectro cada vez que se cambie de ubicación el archivo.

Luego se crean casos de cargas de SISMO en dirección X y Y, los cuales dependerán del espectro elástico de diseño.

Define Load Cases

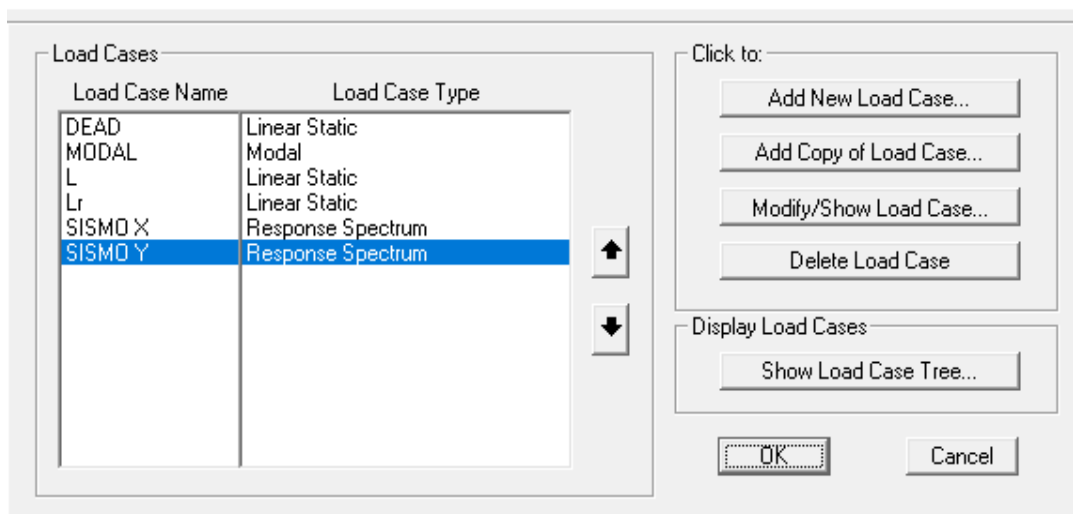


Figura 4.8 Espectros según NEC 2015
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Debido que el sismo puede ocurrir en cualquier dirección, se asume un 100% el valor de la gravedad en la dirección de análisis y un 30% en la dirección perpendicular a la de análisis. Ambos valores deben ser divididos por el factor R, que varía de acuerdo con el tipo de sistema estructural.

El factor R es de reducción que depende de algunas variables: tipo de estructura, tipo de suelo, período de vibración, factores de ductilidad y amortiguamiento de la estructura. En el primer y segundo modelo al tratarse de pórticos no arriostrados, se utilizará el factor $R=8$. El tercer y cuarto modelo utilizará factor $R=6$, por tener pórticos arriostrados.

Tabla XII. Factores R para sistemas estructurales dúctiles

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
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 2015

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: **SISMO X** (1) Notes: [] Modify/Show... Load Case Type: **Response Spectrum** (2)

Modal Combination

CQC GMC #1: 1.0
 SRSS GMC #2: 0.0
 Absolute
 GMC Periodic + Rigid Type: SRSS
 NRC 10 Percent
 Double Sum

Directional Combination

SRSS
 CQC3
 Absolute
 Scale Factor: []

Modal Load Case

Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	SUELO E	1.2263
Accel	U2	SUELO E	0.3675

(3)

Other Parameters

Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show... [OK] [Cancel]

Figura 4.9 Espectros según NEC 2015
 Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Luego se ingresa las cargas vivas y muertas obtenidas en el punto anterior.

Tabla XIII. Cargas de servicio y cargas propia por unidad de área

Piso 6		
Carga Muerta WD	0,23	Ton/m2
Carga Viva WL	0,07	Ton/m2
Pisos 1-2-3-4-5		
Carga Muerta WD	0,48	Ton/m2
Carga Viva WL	0,25	Ton/m2

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

4.2.2 Distribución vertical de fuerzas sísmicas

La estimación del período fundamental de la estructura es necesario para poder calcular el cortante basal de la estructura.

Existen 2 métodos para el cálculo del periodo, ambos se encuentran especificados en la sección 6.3.3 de la NEC SE-DS. Al tener una estructura de edificación sin muros de hormigón o mampostería se puede recurrir al método 1, el cual utiliza la siguiente fórmula:

$$T = C_t \cdot h n^\alpha$$

Donde:

T: Período de vibración.

C_t: coeficiente que depende del tipo de edificio.

hn: Altura máxima de la edificación de 6 pisos (21.15m).

α: Impedancia del semi espacio.

A continuación, se presenta los valores propuestos por la NEC SE-DS de C_t y α , los cuales dependen del tipo de estructura.

Tabla XIV. Valores de C_t y α

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.80
Con arriostramientos	0.073	0.75

Fuente. NEC 2015

Para este análisis se utiliza los coeficientes de las estructuras sin arriostramientos:

$$T = C_t \cdot h n^\alpha = 0,072 * 18,6^{0,80} = 0,746$$

Para este periodo, de acuerdo con el espectro elástico se tiene una aceleración de:

$$S_a = 0.72 \text{ g}$$

Debido que la configuración estructural es simétrica, se utiliza esta aceleración en ambos sentidos.

Se determinará el cortante basal para poder distribuir las fuerzas sísmicas, con la siguiente fórmula:

$$V_{x,y} = C_{s x,y} \cdot W$$

$$C_{s x,y} = \frac{I * S_a * T}{R * \phi_P * \phi_E}$$

Donde:

W: Peso sísmico.

Cs: Coeficiente sísmico.

Sa: Aceleración sísmica.

I: Factor de importancia: 1

ϕ_P y ϕ_E : Coeficientes de regularidad en planta y elevación.

R: Factor de reducción.

Se obtuvo:

$$C_{s,x,y}=0.074$$

El peso sísmico se obtiene con la siguiente fórmula:

$$W = (WD + W_{pp}) \cdot A \cdot N$$

Donde:

A: Área de cada piso: 270 m²

N: Número de pisos: 6

WD: Carga muerta

W_{pp}: Carga por peso propio

Se obtuvo: $W=270 \cdot (5 \cdot 0,85 + 1 \cdot 0,47) = 1274,4 \text{ Ton}$

El cortante basal es: $V=114,70 \text{ Ton}$

4.3 Pórticos de acero resistente a momento (PARM)

Los pórticos de acero resistentes a momentos deben tener la capacidad de resistir las deformaciones inelásticas provocadas por las fuerzas resultantes causadas por el sismo de diseño. Como se puede observar

en la siguiente imagen, la resistencia a cargas laterales se da por flexión, cortante en vigas y columnas.

En la mayoría de las ocasiones, estas deformaciones ocurren en las articulaciones plásticas de las vigas y en la base de las columnas, por lo que sus conexiones deben ser rígidas. Las conexiones deben ser resistentes, de tal manera que la capacidad estructural no se vea afectada considerablemente. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

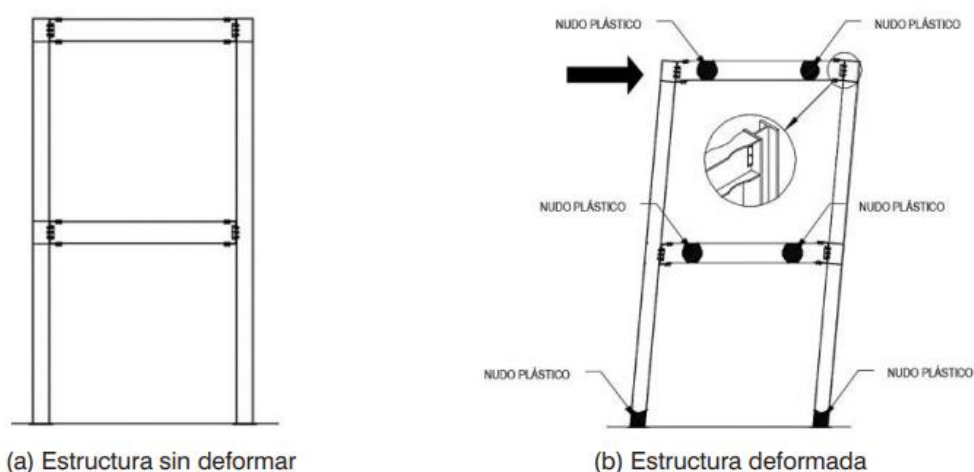


Figura 4.10 Comportamiento de un PARM durante un sismo

Fuente. NEC 2015

Esta clase de pórticos pueden ser clasificados en:

- Tipo 1: Todos los pórticos (interiores y exteriores) son resistentes a momentos.

- Tipo 2: Solo los pórticos perimetrales son resistentes a momentos.

En el proyecto se trabajará con la estructura tipo 1. Se plantearán 2 modelos de PARM, la diferencia radicaré en el tipo de columnas que se utilizará. El primer modelo utilizará columnas cuadradas de acero huecas, al contrario, en el segundo modelo se diseñará con columnas de acero rellenas de hormigón (CFT).

4.4 Diseño de PARM con columnas tubulares huecas

4.4.1 Diseño de vigas secundarias

Para el diseño de las vigas secundarias se tomará en consideración, las que se encuentran entre los ejes G-H y 1-2.

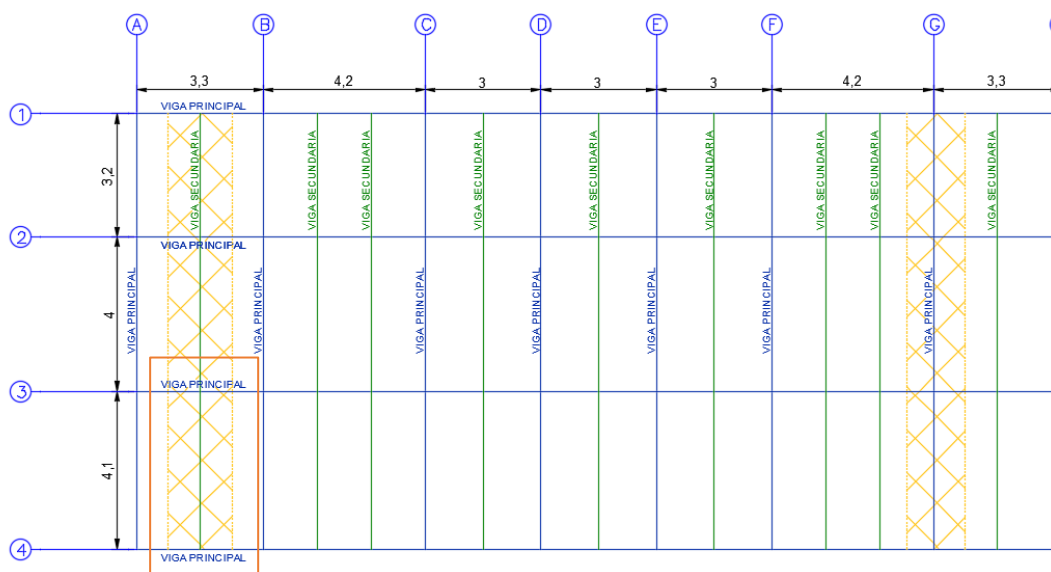


Figura 4.11 Áreas tributarias de vigas principales y secundarias

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se crearán las combinaciones para obtener una envolvente, de tal manera que las resistencias de los elementos estructurales sean iguales o mayores que cualquier tipo de carga que pueda soportar la estructura.

Estas combinaciones se obtienen de la sección 3.4.3 de la NEC 2015-SE-CG. No se calculará las combinaciones que incluyan el sismo, porque las vigas secundarias solo son analizadas por capacidad de carga.

Se obtendrá las combinaciones de carga propuestas en la NEC 2015, para poder seleccionar la más crítica, se obviarán las que incluyan las fuerzas causadas por el sismo de diseño, debido que las vigas secundarias se analizan solo por resistencia a las cargas gravitacionales.

Tabla XV. Combinaciones de carga

#	Combinaciones de carga	Losa 1 a 5	
		Losa 1 a 5	Losa 6
1	1.4D	0.63	0.31
2	1.2D+1.6L+0.5Lr	0.94	0.30
3	1.2D+1.6Lr + L	0.79	0.38
4	1.2D+L+0.5Lr	0.54	0.30
5	1.2D+Ex		
6	1.2D+Ey	0.41	0.20
7	0.9D		
8	0.9D+Ex	0.94	0.38
9	0.9D+Ey	0.63	0.31
	Valores máximos	0.94	0.30

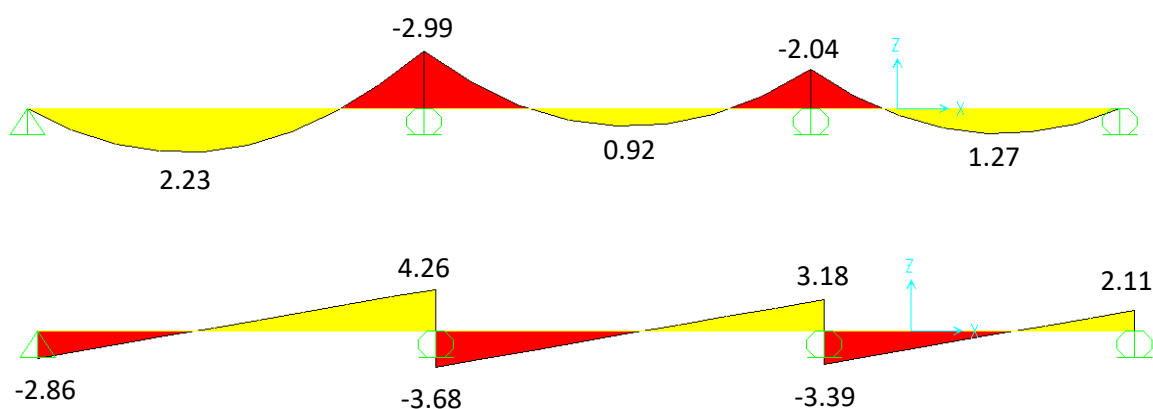
Fuente. NEC 2015

A continuación, se obtendrá la carga última de diseño, a partir de la cual se calcularán los momentos y cortantes de diseño. Debido que los claros no tienen longitudes iguales, se utilizará el software SAP 2000 para modelar las vigas en análisis.

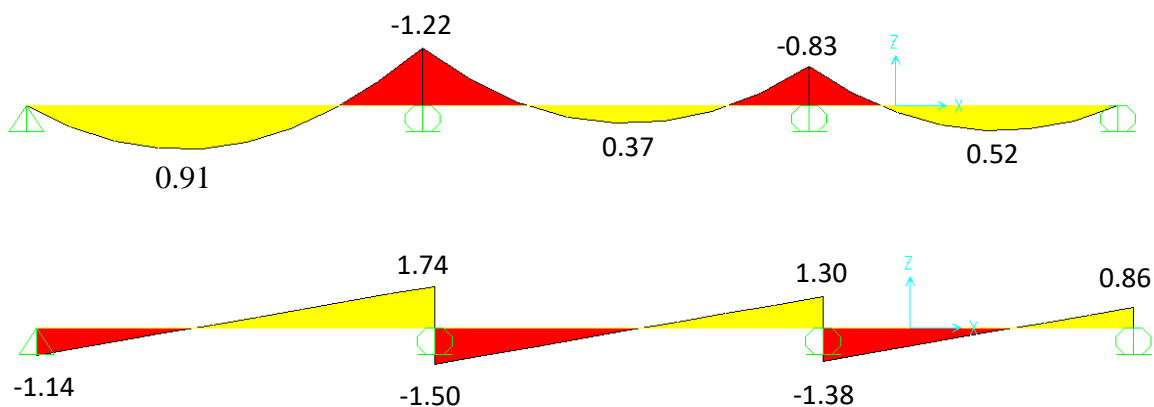
Tabla XVI. Predimensionamiento vigas secundarias

	Losa 1-5	Losa 6
Wu	0.94	0.38
s	1.65	1.65
f	1.05	1.05
qu	1.62	0.65
M máx Ton-m	2.99	1.22
V máx Ton	4.26	1.74

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

**Figura 4.12** Diagrama de momentos y cortantes de diseño de los pisos 1 al 5

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

**Figura 4.13** Diagrama de momentos y cortantes de diseño del piso 6

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

A partir de los momentos obtenidos, se procede a calcular el factor Z_x para poder seleccionar la sección respectiva.

Tabla XVII. Predimensionamiento vigas secundarias

	Piso 1-5	Piso 6
Mu	258.98	105.67
Fy	36	36
Zx	7.194	2.935

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

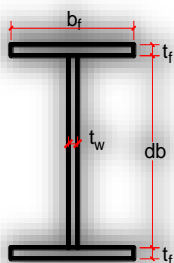
Para seleccionar una sección se debe tener en cuenta el peralte mínimo que evita las vibraciones.

$$h_{min} = \frac{L}{18} = \frac{3.20}{18} = 0.18 \text{ m}$$

Se elige utilizar W 8x10 para todos los pisos de la estructura. Se comprobará la sección en la viga secundaria de 3.2 metros de longitud ubicada entre los ejes G-H. Aun cuando en la Losa 6 es posible utilizar una sección más pequeña, también se debe cumplir con el valor de peralte mínimo.

Tabla XVIII. Características de las vigas secundarias

Losas 1-6			
d (in)	7.89	Sx (in3)	7.81
tw (in)	0.17	rx (in)	3.22
b (in)	3.94	ry (in)	0.841
tf(in)	0.205	Zx (in3)	8.87
As (in2)	2.96	Zy (in3)	1.66
Ix (in4)	30.8		
Iy (in4)	2.09		
Jt (in4)	0.0426		
Cw (in6)	30.9		



Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

No es necesario evaluar si la viga es sísmicamente compacta, ya que las vigas secundarias solo se diseñan para resistir cargas gravitacionales. Pero si se debe evaluar que las deflexiones sean menores a las admisibles y los valores de momentos, cortantes sean mayores a los requeridos.

Se procede a verificar si la sección es compacta: **LOSAS 1-6**

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = 9,61$$

$$\lambda_w = \frac{d - 2t_f}{t_w} = 44$$

$$\lambda_{psf} = 0,38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 10,79 \quad \lambda_f < \lambda_{psf}$$

$$\lambda_{psw} = 3,76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 106,72 \quad \lambda_w < \lambda_{psw}$$

El alma y las alas son compactas.

Luego de modelar la sección y asignar las respectivas cargas de diseño en el SAP 2000, se procede a obtener los momentos y cortante máximo para comprobar la capacidad de la viga. Se obtiene los siguientes resultados de la viga secundaria, que se encuentre entre los ejes A-B, 3-4:

Tabla XIX. Predimensionamiento de vigas secundarias

MOMENTO MÁXIMO	1.10 Tonf-m
CORTANTE MÁXIMO	1.62 Tonf

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Diagrams for Frame Object 945 (VS: 1-5 W8x10)

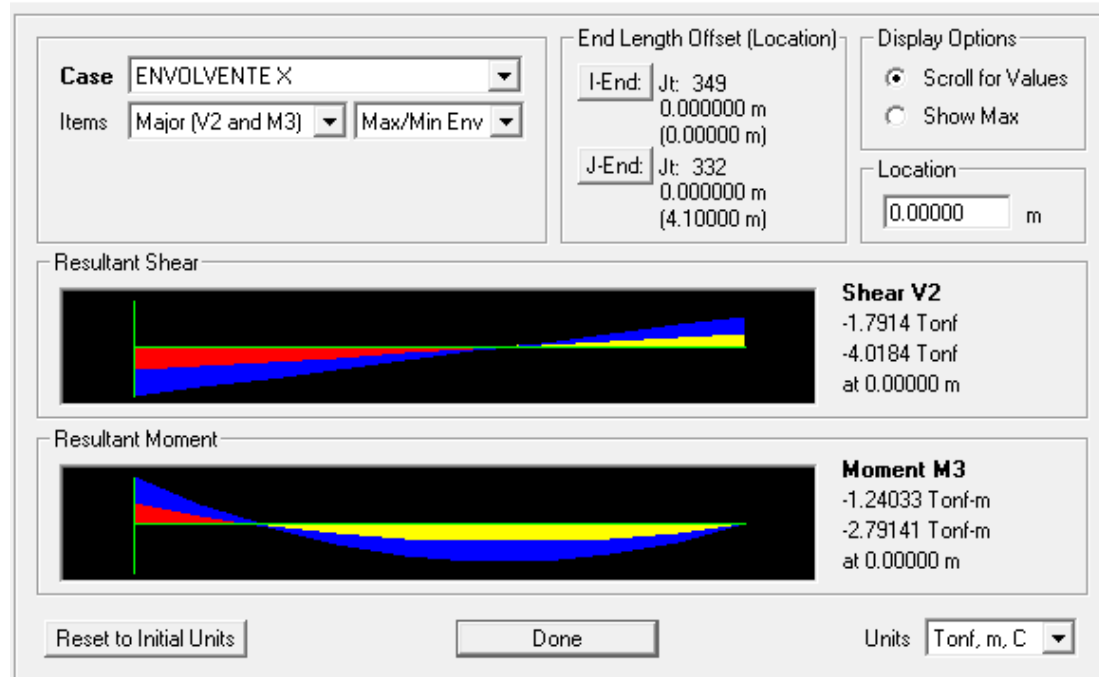


Figura 4.14 Diagrama de momentos y cortantes de diseño del piso 5

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se procede a comprobar la resistencia de la viga. Obteniendo inicialmente las longitudes para limitar los estados de resistencia.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 3.50 \text{ ft}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 1.01 \text{ in}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 10.52 \text{ ft}$$

Donde:

$$h_o = (d - t_f) = 7.69 \text{ ft}$$

Se determinará los momento plástico y momento nominal:

$$M_p = F_y Z_x = 26.61 \text{ Kip} - \text{ft} = 4.06 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 268.67 \text{ Ksi}$$

- $M_n = F_y * Z_x$ si $L_b < L_p$
- $M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - 0.7 F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$
Si $L_p < L_b < L_r$
- $M_n = F_{cr} * S_x$ si $L_r < L_b$

Se tiene $L_b=2.8\text{ft}$, $L_p=3.50$ y $L_r=10.52\text{ft}$, por lo que nos encontramos en el primer caso. Donde L_b es la longitud sin soporte lateral del ala a compresión.

$$M_n = 23.95 \text{ Kips} - \text{ft} = 3.32 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se calculará la resistencia nominal al cortante

$$A_w = d * t_w = 1.34 \text{ in}^2$$

- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w$ si $\lambda_w \leq 2.45 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$
- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w * 2.45 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}} * \lambda_w^{-1} - 1$ si $\lambda_w > 2.45 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$ y $\lambda_w \leq 3.07 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$

$$\bullet V_n = 0.9 * A_w * \frac{4.52 * E_s}{\lambda w^2} \quad \text{si} \quad \lambda w > 3.07 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}} \quad \text{y} \quad \lambda w \leq 260$$

Por último, se verifica que el momento y cortante de diseño sea mayor que el de demanda.

$$\phi_b M_n = 3.31 \text{ Ton} - m > M_u = 2.81 \text{ Ton} - m$$

$$\phi_b V_n = 11.85 > V_u = 4.02 \text{ Ton}$$

Se obtiene la relación demanda/capacidad, de tal manera se evalúa que la sección escogida sea la adecuada.

$$D/C = 0.85$$

Tabla XX. Relación demanda/capacidad

Rangos de la relación Demanda / Capacidad Ratios y criterios de aceptabilidad					
Categoría	Intervalo		Comentario		Conclusión
I	0	< D/C <	0.50	Bajo (sobredimensionado)	OK
II	0.5	<= D/C <	0.75	Intermedio	OK
III	0.75	<= D/C <=	1.00	Ideal (Eficiente)	OK
IV	1	< D/C <=	1.07	Aceptable	OK
V		D/C >	1.07	No Aceptable (Subdimensionado)	NO OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

4.4.2 Diseño de vigas principales

Se diseñará secciones de vigas para ambos sentidos de la estructura, debido que en el sentido Y, las cargas soportadas serán distintas que las que van en sentido X.

Para el diseño de las vigas principales, en el sentido X se analizará la viga entre los ejes F y G en el eje 2. En el sentido Y, se puede observar que mayor área tributaria tiene el eje G, por lo que será analizado para su respectivo diseño. Se obtendrán los momentos y cortantes máximos del modelo SAP 2000, para la respectiva revisión de momentos y cortantes.

Vigas principales SENTIDO Y

Tabla XXI. Momentos y Cortantes máximos de vigas principales SENTIDO Y

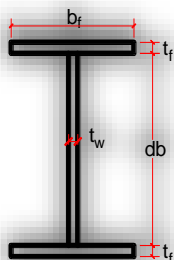
PISOS	Mmáx (Kips-ft)	Vmáx (Kips)	Zx
Sexto Nivel	151.57	3.23	4.21
Quinto Nivel	332.60	7.30	9.24
Cuarto Nivel	389.76	7.57	10.83
Tercer Nivel	421.81	7.96	11.72
Segundo Nivel	407.95	7.79	11.33
Primer Nivel	323.07	6.97	8.97

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se diseñarán 2 tipos de secciones: Piso 6: W10x15, Pisos 1-5: W12x22

Tabla XXII. Características de las vigas Principales en SENTIDO Y

	Losa 6	Losas 1-5
d (in)	12	12,3
tw (in)	0,22	0,26
b (in)	3,99	4,03
tf(in)	0,265	0,425
As (in ²)	4,71	6,48
Ix (in ⁴)	103	156
Iy (in ⁴)	2,82	4,66
Sx (in ³)	17,1	25,4
rx (in)	4,67	4,91
ry (in)	0,773	0,848



Zx (in3)	20,1	29,3
Zy (in3)	2,26	3,66
Jt (in4)	0,103	0,293
Cw (in6)	96,9	165

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se procede a verificar si la sección es sísmicamente compacta:

LOSAS 1-5

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = 4.74$$

$$\lambda_w = \frac{d-2t_f}{t_w} = 44.04$$

$$\lambda_{psf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 8.51 \quad \lambda_f < \lambda_{psf}$$

$$\lambda_{psw} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 69.54 \quad \lambda_w < \lambda_{psw}$$

El alma y las alas son sísmicamente compactas.

Luego de modelar la sección y asignar las respectivas cargas de diseño en el SAP 2000, se procede a obtener los momentos y cortante máximo para comprobar la capacidad de la viga.

Tabla XXIII. Predimensionamiento vigas principales sentido X Losa 6

MOMENTO MÁXIMO	4.87 Tonf-m	421.81 Kips-in
CORTANTE MÁXIMO	3.62 Tonf	7.96 Kips

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se procede a comprobar la resistencia de la viga. Obteniendo inicialmente las longitudes para limitar los estados de resistencia.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 3.53 \text{ ft}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 1.04 \text{ in}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 11.44 \text{ ft}$$

Donde:

$$h_o = (d - t_f) = 11.88 \text{ ft}$$

Se determinará los momento plástico y momento nominal:

$$M_p = F_y Z_x = 87.90 \text{ Kip} - \text{ft} = 13.40 \text{ Ton} - \text{m}$$

- $M_n = F_y * Z_x$ si $L_b < L_p$
- $M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - 0.7F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$
Si $L_p < L_b < L_r$
- $M_n = F_{cr} * S_x$ si $L_r < L_b$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 243.86 \text{ Ksi}$$

Se tiene $L_b=3.05$ ft, $L_p=3.53$ ft y $L_r=11.44$ ft, por lo que nos encontramos en el primer caso. Donde L_b es la longitud sin soporte lateral del ala a compresión.

$$\Phi M_n = 79.11 \text{ Kips} - ft = 10.96 \text{ Ton} - m$$

Se calculará la resistencia nominal al cortante

$$A_w = d * t_w = 3.20 \text{ in}^2$$

- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w$ si $\lambda_w \leq 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$
- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w * 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}} * \lambda_w - 1$ si $\lambda_w > 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$ y $\lambda_w \leq 3.07 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$
- $V_n = 0.9 * A_w * \frac{4.52 * Es}{\lambda_w^2}$ si $\lambda_w > 3.07 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$ y $\lambda_w \leq 260$

Por último, se verifica que el momento y cortante de diseño sea mayor que el de demanda.

$$\phi_b M_n = 10.96 \text{ Ton} - m > M_u = 4.87 \text{ Ton} - m$$

$$\phi_b V_n = 28.26 > V_u = 3.62 \text{ Ton}$$

La relación demanda capacidad

$$D/C = 0.44$$

Esta sección está sobredimensionada, pero fue seleccionada luego de varias iteraciones verificando el periodo de la estructura.

Se procede a verificar si la sección es compacta:

LOSA 6

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = 7.41$$

$$\lambda_w = \frac{d-2t_f}{t_w} = 41.09$$

$$\lambda_{psf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 8.51 \quad \lambda_f < \lambda_{psf}$$

$$\lambda_{psw} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 69.54 \quad \lambda_w < \lambda_{psw}$$

El alma y las alas son sísmicamente compactas.

Luego de modelar la sección y asignar las respectivas cargas de diseño en el SAP 2000, se procede a obtener los momentos y cortante máximo para comprobar la capacidad de la viga.

Tabla XXIV. Predimensionamiento vigas principales sentido X Losa 6

MOMENTO MÁXIMO	3.65 Tonf-m	316.14Kips-in
CORTANTE MÁXIMO	3.84Tonf	8.45 Kips

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se procede a comprobar la resistencia de la viga. Obteniendo inicialmente las longitudes para limitar los estados de resistencia.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 3.37 \text{ ft}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 1.01 \text{ in}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 10.61 \text{ ft}$$

Donde:

$$h_o = (d - t_f) = 9.72 \text{ ft}$$

Se determinará los momentos plásticos y momentos nominales:

$$M_p = F_y Z_x = 48 \text{ Kip} - \text{ft} = 7.31 \text{ Ton} - \text{m}$$

- $M_n = F_y * Z_x$ si $L_b < L_p$
- $M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - 0.7F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$
Si $L_p < L_b < L_r$
- $M_n = F_{cr} * S_x$ si $L_r < L_b$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} = 183.5 \text{ Ksi}$$

Se tiene $L_b=3.4$ ft, $L_p=3.37$ ft y $L_r=10.61$ ft, por lo que nos encontramos en el segundo caso. Donde L_b es la longitud sin soporte lateral del ala a compresión.

$$\Phi M_n = 43.13 \text{ Kips} - \text{ft} = 5.98 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se calculará la resistencia nominal al cortante

$$A_w = d * t_w = 2.30 \text{ in}^2$$

- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w$ si $\lambda_w \leq 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$
- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w * 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}} * \lambda_w - 1$ si
 $\lambda_w > 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$ y $\lambda_w \leq 3.07 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$
- $V_n = 0.9 * A_w * \frac{4.52 * Es}{\lambda_w^2}$ si $\lambda_w > 3.07 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$ y $\lambda_w \leq 260$

Por último, se verifica que el momento y cortante de diseño sea mayor que el de demanda.

$$\phi_b M_n = 5.98 \text{ Ton} - m > M_u = 1.47 \text{ Ton} - m$$

$$\phi_b V_n = 20.30 > V_u = 1.47 \text{ Ton}$$

La relación demanda capacidad:

$$D/C = 0.29$$

Esta sección está sobredimensionada, pero fue seleccionada luego de varias iteraciones verificando el periodo de la estructura.

Vigas principales SENTIDO X

Tabla XXV. Momentos y Cortantes máximos de vigas principales

PISOS	Mmáx (Kips-ft)	Vmáx (Kips)	Zx
Sexto Nivel	316.14	8.45	8.78
Quinto Nivel	613.23	16.85	17.03
Cuarto Nivel	614.09	16.85	17.06
Tercer Nivel	634.88	16.85	17.64
Segundo Nivel	628.82	16.85	17.47
Primer Nivel	614.09	16.85	17.06

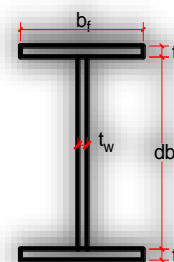
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Las vigas escogidas son para el piso 6: W10x15 y para los demás pisos: W12x16 respectivamente, cuyas medidas serán convertidas a unidades internacionales.

Tabla XXVI. Características de las vigas principales SENTIDO X

	Losa 6	Losa 1 a 5
d (in)	9.99	12
tw (in)	0.23	0.22
b (in)	4.00	3.99
tf(in)	0.27	0.265
As (in²)	4.41	4.71
Ix (in⁴)	68.9	103
Iy (in⁴)	2.89	2.82
Sx (in³)	13.8	17.1
rx (in)	3.95	4.67
ry (in)	0.81	0.773
Zx (in³)	16	20.1
Zy (in³)	2.30	2.26
Jt (in⁴)	0.104	0,358
Cw (in⁶)	68.3	405

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017



Se evaluar si la sección es sísmicamente compacta, así como también que la sección cumpla con los momentos y cortante requeridos.

Se procede a verificar si la sección es compacta: **LOSA 6**

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = 7.41$$

$$\lambda_w = \frac{d-2t_f}{t_w} = 41.09$$

$$\lambda_{psf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 8.51 \quad \lambda_f < \lambda_{psf}$$

$$\lambda_{psw} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 69.54 \quad \lambda_w < \lambda_{psw}$$

El alma y las alas son sísmicamente compactas.

Luego de modelar la sección y asignar las respectivas cargas de diseño en el SAP 2000, se procede a obtener los momentos y cortante máximo para comprobar la capacidad de la viga.

Tabla XXVII. Predimensionamiento vigas principales sentido X Losa 6

MOMENTO MÁXIMO	3.65 Tonf-m	316.14 Kips-in
CORTANTE MÁXIMO	3.84Tonf	8.45 Kips

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se procede a comprobar la resistencia de la viga. Obteniendo inicialmente las longitudes para limitar los estados de resistencia.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 3.37 \text{ ft}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 1.01 \text{ in}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 10.61 \text{ ft}$$

Donde:

$$h_o = (d - t_f) = 9.72 \text{ ft}$$

Se determinará los momento plástico y momento nominal:

$$M_p = F_y Z_x = 48 \text{ Kip} - \text{ft} = 7.31 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\bullet M_n = F_y * Z_x \quad \text{si } L_b < L_p$$

$$\bullet M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - 0.7 F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

$$\text{Si } L_p < L_b < L_r$$

$$\bullet M_n = F_{cr} * S_x \quad \text{si } L_r < L_b$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 233.33 \text{ Ksi}$$

Se tiene $L_b=3 \text{ ft}$, $L_p=3.37 \text{ ft}$ y $L_r=10.61 \text{ ft}$, por lo que nos encontramos en el primer caso. Donde L_b es la longitud sin soporte lateral del ala a compresión.

$$M_n = 43.20 \text{ Kips} - \text{ft} = 5.99 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se calculará la resistencia nominal al cortante

$$A_w = d * t_w = 2.30 \text{ in}^2$$

$$\bullet V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w \quad \text{si} \quad \lambda_w \leq 2.45 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$$

$$\bullet V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w * 2.45 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}} * \lambda_w - 1 \quad \text{si}$$

$$\lambda_w > 2.45 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}} \quad \text{y} \quad \lambda_w \leq 3.07 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$$

$$\bullet V_n = 0.9 * A_w * \frac{4.52 * E_s}{\lambda_w^2} \quad \text{si} \quad \lambda_w > 3.07 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}} \quad \text{y} \quad \lambda_w \leq 260$$

Por último, se verifica que el momento y cortante de diseño sea mayor que el de demanda.

$$\phi_b M_n = 5.99 \text{ Ton} - m > M_u = 3.65 \text{ Ton} - m$$

$$\phi_b V_n = 23,33 > V_u = 3.84 \text{ Ton}$$

La relación demanda capacidad:

$$D/C = 0.61$$

Eso significa que tiene una relación en el rango intermedio.

Se procede a verificar si la sección es compacta: **LOSAS 1-5**

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = 7.53$$

$$\lambda_w = \frac{d-2t_f}{t_w} = 52.14$$

$$\lambda_{psf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 8.51 \quad \lambda_f < \lambda_{psf}$$

$$\lambda_{psw} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 69.54 \quad \lambda_w < \lambda_{psw}$$

El alma y las alas son sísmicamente compactas.

Luego de modelar la sección y asignar las respectivas cargas de diseño en el SAP 2000, se procede a obtener los momentos y cortante máximo para comprobar la capacidad de la viga.

Tabla XXVIII. Predimensionamiento vigas principales sentido X Losa 6

MOMENTO MÁXIMO	7.33 Tonf-m	634.88 Kips-in
CORTANTE MÁXIMO	7.66 Tonf	16.85 Kips

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se procede a comprobar la resistencia de la viga. Obteniendo inicialmente las longitudes para limitar los estados de resistencia.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 3.22 \text{ ft}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 0.98 \text{ in}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 9.78 \text{ ft}$$

Donde:

$$h_o = (d - t_f) = 11.74 \text{ ft}$$

Se determinará los momentos plásticos y momentos nominales:

$$M_p = F_y Z_x = 60.30 \text{ Kip} - \text{ft} = 9.19 \text{ Ton} - \text{m}$$

- $M_n = F_y * Z_x$ si $L_b < L_p$
- $M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - 0.7F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$
Si $L_p < L_b < L_r$
- $M_n = F_{cr} * S_x$ si $L_r < L_b$

Se tiene $L_b=3 \text{ ft}$, $L_p=3.22 \text{ ft}$ y $L_r=9.78 \text{ ft}$, por lo que nos encontramos en el primer caso. Donde L_b es la longitud sin soporte lateral del ala a compresión.

$$\Phi M_n = 54.27 \text{ Kips} - \text{ft} = 7.52 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se calculará la resistencia nominal al cortante

$$A_w = d * t_w = 3,54 \text{ in}^2$$

- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w$ si $\lambda_w \leq 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$
- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w * 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}} * \lambda_w^{-1}$ si

$$\lambda w > 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}} \text{ y } \lambda w \leq 3.07 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$$

- $V_n = 0.9 * A_w * \frac{4.52 * Es}{\lambda w^2}$ si $\lambda w > 3.07 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$ y $\lambda w \leq 260$

Por último, se verifica que el momento y cortante de diseño sea mayor que el de demanda.

$$\phi_b M_n = 7.52 \text{ Ton} - m > M_u = 7.33 \text{ Ton} - m$$

$$\phi_b V_n = 23.33 > V_u = 7.66 \text{ Ton}$$

La relación demanda capacidad:

$$D/C = 0.97$$

Esta sección es eficiente, para las demandas requeridas.

4.4.3 Diseño de columnas

Para el predimensionamiento de las columnas se trabaja con las cargas axiales, es decir las cargas por piso multiplicada por el área tributaria de la columna. Se diseñará para las que tengan mayor área de influencia.

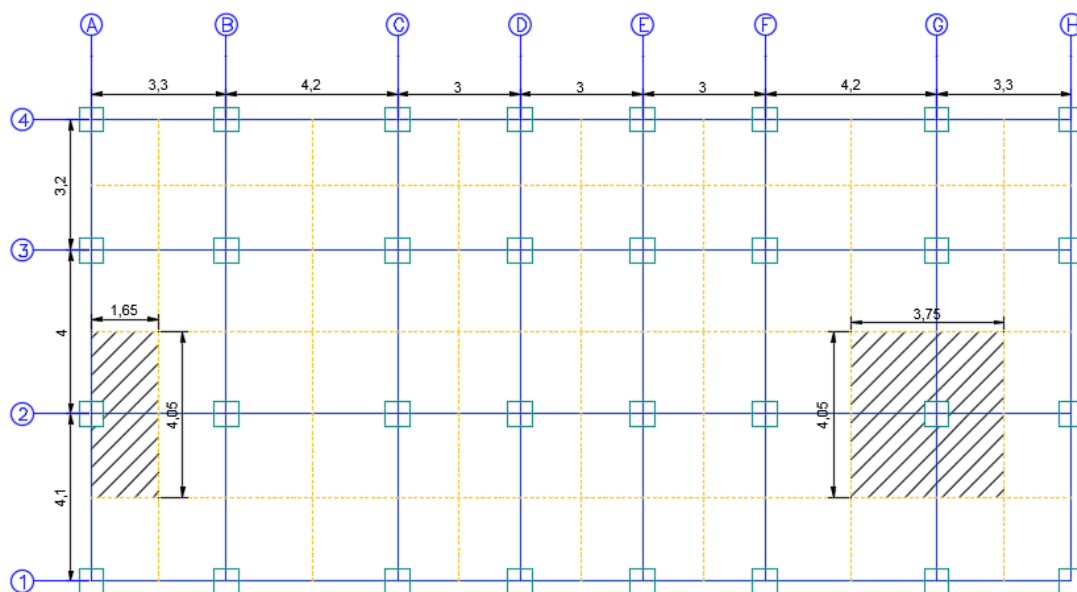


Figura 4.15 Áreas tributarias de columnas

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla XXIX. Área de influencia de las columnas

Área de influencia de columnas (m ²)	
Borde	6,68
Interior	15,19

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

$$P_i = \sum_{i=x}^N W_i * A_i$$

Donde:

P_i = Carga de servicio en columna al nivel $i = x$.

W_i = Carga Uniformemente distribuida

(incluye carga carga viva reducida).

Según la NEC 2015 – Cargas no sísmicas, sección 3.2.2, las cargas vivas pueden ser reducidas. En el diseño se puede recurrir al caso general, si se cumple con la condición: $K_{LL}A_T \geq 35 \text{ m}^2$.

Tabla XXX. Valores de KLL

Elemento	K_{LL}
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas en volado	4
Columnas de borde con losas en volado	3
Columnas esquineras con losas en volado	2

Fuente. NEC 2015

Para columnas interiores: $K_{LL}A_T = 4 * 15,19 = 60,76 \text{ m}^2$

Para columnas de borde: $K_{LL}A_T = 3 * 6,68 = 20,04 \text{ m}^2$

Sólo se podrá reducir las cargas vivas de las columnas interiores, ya que las de borde no cumple con la condición.

$$L = L_o * \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) = L_o * \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{60,76}} \right) = 0,84L_o$$

Tabla XXXI. Cargas en columnas

Pisos	Columnas interiores			Columnas de borde		
	W1	A1	Pu	W2	A2	Pu
6	0.53	15.19	8.04	0.54	6.68	3.61
5	1.06	15.19	24.16	1.10	6.68	10.94
4	1.06	15.19	40.27	1.10	6.68	18.28
3	1.06	15.19	56.38	1.10	6.68	25.61
2	1.06	15.19	72.50	1.10	6.68	32.95
1	1.06	15.19	88.61	1.10	6.68	40.28

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Luego de tener las cargas axiales que soportará las columnas de diseño, se analizará el criterio columna fuerte-viga débil para poder obtener la sección adecuada.

El siguiente criterio plantea una relación en la conexión entre las vigas y columnas, que debe satisfacerse.

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} \geq 1.0$$

Donde la suma de los momentos (M_{pc}), hace referencia a los esfuerzos de flexión nominales de las columnas por encima y por debajo de la línea central de la conexión en análisis.

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{Ag} \right)$$

Y la suma de momentos (M_{pb}), hace referencia a los esfuerzos de flexión nominales de las vigas en la rótula plástica localizada en la línea central de la columna.

$$\sum M_{pb} = \sum 1.20 * R_y * F_{yb} * Z_b$$

Este análisis se realiza en una dirección a la vez, por lo que se analizará en ambos sentidos. Se igualará la inecuación de la Relación de columna fuerte - viga débil.

$$2 * Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{Ag} \right) = 2 * 1.20 * R_y * F_{yb} * Z_b$$

Donde $\frac{P_{uc}}{Ag}$ se puede aproximar a 0.20 a 0.25 F_{yc} , por lo que la ecuación queda:

$$2 * Z_c (0.8 * F_{yc}) = 2 * 1.20 * R_y * F_{yb} * Z_b$$

Donde:

F_{yc} : Esfuerzo de fluencia del acero de las columnas: 50 Ksi

F_{yb} : Esfuerzo de fluencia del acero de las vigas: 36 Ksi

Z_b : Módulo plástico de vigas

Z_c : Módulo plástico de columnas

$$2 * Z_c(0.8 * 50) = 2 * 1.2 * 1.3 * 36 * Z_b$$

$$40 * Z_c = 56.16 * Z_b$$

$$Z_c \geq 1.404 * Z_b$$

Se analizará las columnas que intersecan entre los ejes G2, el sentido que requiera un módulo plástico mayor se tendrá en consideración.

Dirección X

Dirección Y

Pisos 1-5

$$Z_c \geq 1.404 * 20.1 = 28.22 \text{ in}^3$$

$$Z_c \geq 1.404 * 29.3 = 41.14 \text{ in}^3$$

Las secciones deben ser sísmicamente compactas.

$$\lambda_c \leq \lambda_{ps}$$

$$\lambda_c = \frac{b - 2t}{t}$$

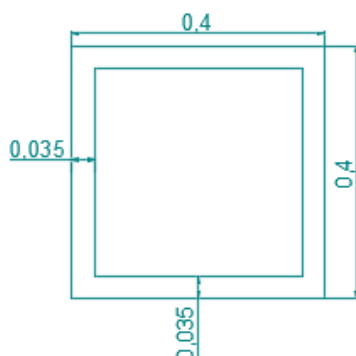
$$\lambda_{ps} = 0.64 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.64 * \sqrt{\frac{29000}{50}} = 15.41$$

Asumiendo un espesor de 3cm, igualamos ambas partes de la inecuación y se obtiene que:

$$b \leq 52.23 \text{ cm}$$

Se asume secciones de 40cm, el espesor variará cada dos pisos.

Pisos 1-2

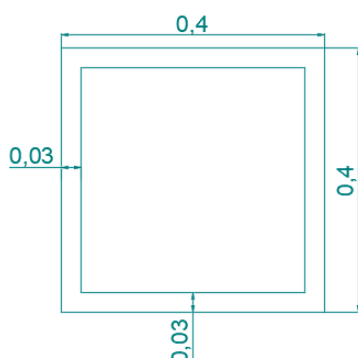


$$\lambda_c = \frac{b - 3t}{t} = \frac{40 - 3 * 3.5}{3.5} = 8.43 < 15.41$$

$$Z_x = 2 * Qx = \frac{b * d^2}{4} - \frac{b' * d'^2}{4} = 7015.8 \text{ cm}^3$$

$$= 428.05 \text{ in}^3$$

Pisos 3-4

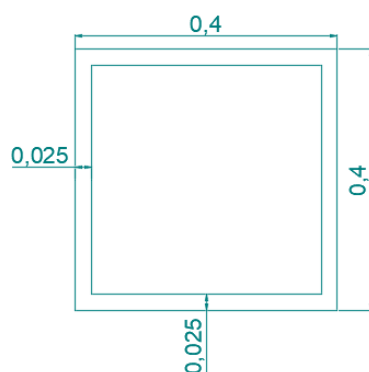


$$\lambda_c = \frac{b - 3t}{t} = \frac{40 - 3 * 3}{3} = 10.33 < 15.41$$

$$Z_x = 2 * Qx = \frac{b * d^2}{4} - \frac{b' * d'^2}{4} = 6174 \text{ cm}^3$$

$$= 376.69 \text{ in}^3$$

Pisos 5-6



$$\lambda_c = \frac{b - 3t}{t} = \frac{40 - 3 * 2.5}{2.5} = 13 < 15.41$$

$$Z_x = 2 * Qx = \frac{b * d^2}{4} - \frac{b' * d'^2}{4} = 5281.3 \text{ cm}^3$$

$$= 322.22 \text{ in}^3$$

A continuación, se determinará si las secciones de columnas escogidas son adecuadas para las demandas.

De acuerdo con recomendaciones de la NEC 2015, la combinación dominante para evaluar la resistencia axial de la columna es la siguiente: $P_u=1.2D+1.6L+0.5L_r$; para evaluar la resistencia al cortante, la combinación dominante es: $V_u=1.2D+E$ y para el chequeo a flexo-compresión, la combinación que se utilizará son las siguientes: $P_u=1.2D+E$ y $M_u=1.2D+E$. Se tomará los valores resultantes del modelo del SAP2000.

Tabla XXXII. Demandas en las columnas

# PISO	COMPRESIÓN	CORTANTE	FLEXOCOMPRESIÓN	
	P_u (Ton)	V_u (Ton)	P_u (Ton)	M_u (Ton-m)
1-2	114.08	3.33	83.96	14.37
3-4	91.42	3.27	53.76	5.89
5-6	49.70	2.20	24.00	5.20

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Para evaluar la resistencia a la compresión, se debe evaluar también la esbeltez de los elementos. Los factores de longitud efectiva se obtienen en la sección 6.2 de la NEC-SE-AC: $K_x=K_y=1$. Debido que la sección es simétrica:

$$\frac{K_y * L_y}{r_y} = \frac{K_x * L_x}{r_x}$$

$$\sqrt{r_x} = \sqrt{r_y} = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Tabla XXXIII. Relación de esbeltez de columnas

# PISO	INERCIA (m4)	ÁREA (m2)	r (m)	KL/r
1-2	0.00115	0.051	0.15	20.70
3-4	0.00102	0.044	0.15	20.46
5-6	0.00088	0.038	0.15	20.21

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Para verificar el diseño a compresión y flexión, en estructuras diseñadas bajo el análisis estático, el M_r (M_u) se obtiene mediante un análisis aproximado de segundo orden.

La resistencia a la compresión se obtiene con la siguiente fórmula:

$$\phi_c P_n = \phi_c * F_{cr} * A_g$$

$$F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) * F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Tabla XXXIV. Resistencia a la compresión de columnas

# PISO	Fe(Ksi)	Fcr	$\phi_c P_n$ (Ton)
1-2	667.40	34068.30	1566.80
3-4	684.03	34094.28	1362.41
5-6	701.15	34119.76	1151.54

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Para calcular la resistencia requerida a flexión M_{rx} y M_{ry} , se aplicará las siguientes ecuaciones:

$$M_{rx} = B_{1x} * M_{ntx} + B_{2x} * M_{ltx}$$

$$M_{ry} = B_{1y} * M_{nty} + B_{2y} * M_{lty}$$

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \alpha \frac{\sum P_{ntx}}{\sum Pe_{2x}}} \geq 1$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \alpha \frac{\sum P_{nty}}{\sum Pe_{2y}}} \geq 1$$

$$\sum Pe_{2x} = R_m * \frac{HL}{\Delta H}$$

$$\sum Pe_{2y} = R_m * \frac{HL}{\Delta H}$$

Debido que en este modelo no se tiene un pórtico arriostrado, los valores de M_{nt} son 0, ya que se tiene desplazamiento lateral.

El valor de α es 1, la altura de entrepiso es igual en todos los pisos es 3.1m y R_m se puede tomarse como 0.85 para pórticos resistentes a momentos y sistemas combinados, a menos que un valor mayor se justifique mediante análisis por medio de la ecuación:

$$R_m = 1 - 0.15 * \left(\frac{P_{mf}}{P_{story}} \right)$$

Tabla XXXV. Cálculo de B2 en sentido X

# PISO	B2x	Pntx	Pe2x (ton)	H (ton)	ΔH (m)
1-2	2.12	2030.45	3845.37	43.97	0.0301
3-4	1.29	1236.61	5573.12	76.67	0.0363
5-6	1.07	509.86	7596.16	88.3	0.0306

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla XXXVI. Cálculo de B2 en sentido Y

# PISO	B2y	Pnty	Pe2y (ton)	H (ton)	ΔH (m)
1-2	2.30	2030.45	3595.77	44.2	0.0324
3-4	1.30	1236.61	5418.39	76.68	0.0373
5-6	1.08	509.86	7547.51	88.25	0.0308

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla XXXVII. Cálculo de Mr

# PISO	Mltx	Mlty	Mrx	Mry
1-2	15.84	5.05	33.56	11.60
3-4	6.45	2.70	8.29	3.50
5-6	5.44	2.40	5.83	2.57

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

La fuerza de compresión Pr se obtiene mediante un análisis de segundo orden. $Pr = Pnt + B2 * Plt$

Tabla XXXVIII. Cálculo de Pr en sentido X

# PISO	B2	Plt	Pr
1-2	2.12	116.58	247.00
3-4	1.29	93.16	119.73
5-6	1.07	50.62	54.26

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla XXXIX. Cálculo de Pr en sentido Y

# PISO	B2	Plt	Pr
1-2	2.30	116.58	267.80
3-4	1.30	93.16	120.71
5-6	1.07	50.62	54.29

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se utilizan fórmulas de interacción semi-empíricas, donde se determinará si la carga aplicada es grande o pequeña y dependiendo de esta clasificación se obtiene la ecuación de interacción. Se procede a evaluar la relación $P_r/\phi_c P_n$.

Tabla XL. Relación de la resistencia a la compresión de columnas

# PISO	$\phi_c P_n$	P_{rx}	$P_{rx}/\phi_c P_n$	$\phi_c P_n$	P_{ry}	$P_{ry}/\phi_c P_n$
1-2	1566.80	247.00	0.16	1566.80	267.80	0.17
3-4	1362.41	119.73	0.09	1362.41	120.71	0.09
5-6	1151.54	54.26	0.05	1151.54	54.29	0.05

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

La relación entre P_u y ϕP_n , indica que si la relación es menor a 0.2 se considera que la carga axial es pequeña, por ende, la ecuación de interacción es la siguiente:

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

Si la relación P_r/P_c hubiese sido mayor a 0.2, se debería utilizar la siguiente ecuación:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

Se obtendrá la resistencia de diseño a flexión M_{cx} y M_{cy} . Se debe verificar los estados límites de resistencia, es decir límites a flexión, axial y corte. Para miembros con perfiles tubulares cuadrados:

$$L_b = 1.55 \text{ m}$$

$$Lp = 1.76 * ry * \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$Lr = \pi * rts * \sqrt{\frac{E}{0.7 * fy}}$$

Tabla XLI. Comparación Lp y Lb

# PISO	ry	Lp	Lb
1-2	0.150	6.3	1.66
3-4	0.152	6.4	1.69
5-6	0.153	6.5	2.38

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Debido que Lp es mayor a Lb, se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$\phi Mn = 0.9 * Fy * Z$$

Al ser una sección simétrica Z es igual en ambos sentidos.

Tabla XLII. Momento a flexión Mc

# PISO	Z	Fy	Mcx
1-2	0.0070	35153.48	221.97
3-4	0.0062	35153.48	195.33
5-6	0.0053	35153.48	167.09

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla XLIII: Fórmula de interacción

# PISO	Z	Fy	Mcy
1-2	0.0070	35153.48	33.56
3-4	0.0062	35153.48	8.29
5-6	0.0053	35153.48	5.83

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Finalmente se evaluará la fórmula de interacción.

Tabla XLIV. Fórmula de interacción

# PISO	$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1$	Comprobación
1-2	0.58	SI CUMPLE
3-4	0.51	SI CUMPLE
5-6	0.50	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

4.4.4 Revisión criterio columna fuerte-viga débil

Se verificará el criterio de columna fuerte-viga débil, el cual se encuentra en la sección 8.1 de la NEC 2015. La siguiente relación debe satisfacerse:

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} \geq 1.0$$

El diseño ideal se obtiene si la relación es mayor o igual a 1.20, esto garantiza que un comportamiento inelástico de las vigas durante un sismo severo: así como también que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas, lo cual afectaría la estructura global.

Para determinar la suma de momentos plásticos en las columnas, se utilizará la siguiente ecuación:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{Ag} \right)$$

Los valores de P_{uc} , se obtendrán con la combinación 1.2D+Ex,y.

Tabla XLV. Momento plástico en columnas

# PISO	P _{uc}	Z _c	A _g	M _{pc}	∑M _{pc}
1	83.06	0.0070	0.051	235.22	472.51
2	68.03	0.0070	0.051	237.29	446.97
3	52.88	0.0062	0.044	209.68	421.42
4	38.13	0.0062	0.044	211.74	394.08
5	23.47	0.0053	0.038	182.35	366.71
6	9.17	0.0053	0.038	184.36	

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

El momento plástico de las vigas, se obtiene al calcular la resistencia flexional en la cara de la columna con la siguiente ecuación:

$$M_{pb} = 1.2R_y * F_{yb} * Z_b + M_{uv}$$

Donde M_{uv} es el momento adicional medido desde la ubicación de la rótula plástica hasta el centro de la columna. Para el diseño, se asume que las rótulas plásticas se encuentran ubicada a una distancia d_b (altura de la viga).

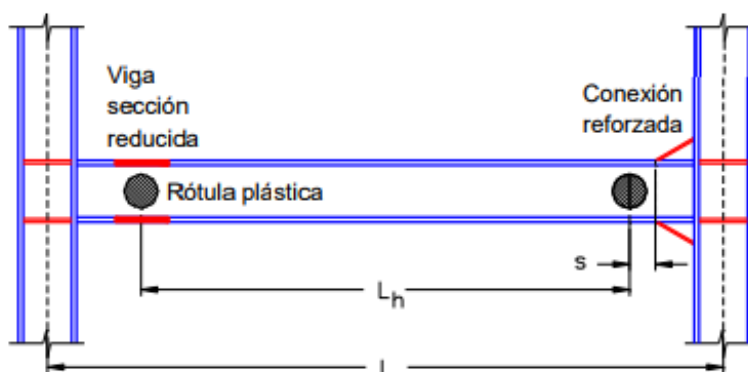


Figura 4.16 Ubicación de la rótula plástica

Fuente. Diseño sismo resistente de

construcciones de acero,2014

Tabla XLVI. Momento plástico en vigas sentido X

# Piso	Zb (m3)	Mpb der	Mpb izq	Vder	Vizq	Muvder	Muvizq	$\sum Mpb$
1	0.00028	11.06	11.06	3.66	5.01	1.28	1.75	25.15
2	0.00028	11.06	11.06	4.11	5.11	1.44	1.79	25.34
3	0.00028	11.06	11.06	4.21	5.30	1.47	1.86	25.44
4	0.00028	11.06	11.06	4.04	5.39	1.41	1.89	25.41
5	0.00028	11.06	11.06	3.72	5.31	1.30	1.86	25.27
6	0.00026	10.27	10.27	2.21	5.01	0.72	1.63	22.88

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla XLVII. Momento plástico en vigas sentido Y

# Piso	Zb (m3)	Mpb der	Mpb izq	Vder	Vizq	Muvder	Muvizq	$\sum Mpb$
1	0.00048	18.95	18.95	2.98	2.82	1.04	0.99	39.94
2	0.00048	18.95	18.95	3.96	3.25	1.39	1.14	40.43
3	0.00048	18.95	18.95	3.87	3.38	1.35	1.18	40.44
4	0.00048	18.95	18.95	3.70	3.02	1.30	1.06	40.26
5	0.00048	18.95	18.95	3.34	3.01	1.17	1.05	40.13
6	0.00026	10.27	10.27	1.57	1.43	0.51	0.46	21.51

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Finalmente se revisará que la relación de Columna fuerte-Viga débil sea menor a 1.

Tabla XLVIII. Momento plástico en vigas sentido Y

# Piso	$\sum M_{pc}$	$\sum M_{pb}$	$\sum M_{pc}/\sum M_{pb}$	COMPROBACIÓN
1	472.51	39.94	11.83	SI CUMPLE
2	446.97	40.43	11.06	SI CUMPLE
3	421.42	40.44	10.42	SI CUMPLE
4	394.08	40.26	9.79	SI CUMPLE
5	366.71	40.13	9.14	SI CUMPLE
6	184.36	21.51	8.57	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

4.4.5 Análisis estructural

El análisis estructural se realizará con el software SAP 2000, para lo cual se modeló la estructura y se le asignaron sus respectivas secciones y tipos de cargas. El análisis se realizará por medio del método estático, es decir que considera las cargas por peso propio y la acción sísmica proporcionada por el espectro inelástico.

Este tipo de análisis permite obtener las demandas de los elementos que conforman la estructura. De acuerdo con la NEC 2015 se debe comparar los períodos teóricos y el del SAP 2000, si la diferencia entre estos difiere en más del 30% las secciones deberán ser ajustadas. Luego de esto el cortante basal debe ser ajustado para que la diferencia sea menor al 10%. Los valores de período de la estructura se obtienen mediante el análisis modal.

Dirección X

Luego de ver que no cumple, se aumentan las secciones de las vigas en sentido Y. Finalmente todas las vigas principales en sentido Y, utilizan la sección W12x22, menos la Losa 6 que sigue utilizando la sección de su predimensionamiento W10x15.

Tabla XLIX. Comparación periodos sentido X (Iteración 2)

Tteórico=	0.75	seg
Tmodelo=	0.92	seg
Δ=	123%	OK
Sa=	0.72	g

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Dirección Y

Tabla L. Comparación periodos sentido Y (Iteración 2)

Tteórico=	0.75	seg
Tmodelo=	0.91	seg
Δ=	129%	OK
Sa=	0.72	g

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se procede a obtener la masa sísmica y cortantes del SAP 2000.

Tabla LI. Masa sísmica y Cortantes del modelo

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m
SISMO X	LinRespSpec	Max	90.3358	27.0518	0.0156	352.80031	1176.23781	580.9827
SISMO Y	LinRespSpec	Max	27.0731	90.2647	0.0522	1177.20102	352.51219	1092.75981
MASA SISMICA	Combination		3.818E-14	-1.547E-13	1253.9326	7134.68137	-15047.1915	000000003199

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se verificará los cortantes para poder ajustar los casos de carga de los sismos en ambos sentidos. De la primera iteracion se obtuvo los siguientes factores de ajuste.

Tabla LII. Factores de ajuste de cortantes

Fsx =	1.20
Fsy =	1.20

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

A continuación, los cortantes teóricos y del análisis modal.

Tabla LIII. Cortantes ajustadas del modelo

Vx=	112.85	Ton	93.89
Vy=	112.85	Ton	93.89
Vx SAP=	90.33	Ton	OK
Vy SAP=	90.26	Ton	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

El diseño sismoresistente incluye valores límites para control de derivas y torsiones por piso. La sección 6.3.8 de la NEC 2015 indica como revisar el índice de estabilidad en sentido X-Y, la cual es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i}$$

La relación debe ser menor a 0.3, caso contrario se considera que la estructura es inestable y deberá rigidizarse. Luego se verificará el efecto P- Δ , los cuales son los efectos de segundo orden que provocan un incremento en las fuerzas internas, momentos, derivas. Este efecto puede ser ignorado si el índice de estabilidad es menor a 0.1, caso contrario se calcula un factor de mayoración, que se multiplicará por las derivas y momentos.

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i}$$

Tabla LIV. Índice de estabilidad sentido X

Px (Ton)	Vx (Ton) SAP 2000	Δ (mm)	Qi	Check P-Delta Limit	$f_{P-\Delta}$
146.12	20.10	8.15	0.02	OK	1.02
361.30	45.01	9.88	0.03	OK	1.03
581.85	64.40	11.41	0.03	OK	1.03
802.40	78.50	11.69	0.04	OK	1.04
1028.16	87.19	9.72	0.04	OK	1.04
1253.93	90.33	4.39	0.02	OK	1.02

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla LV. Índice de estabilidad sentido Y

Px (Ton)	Vy (Ton) SAP 2000	Δ (mm)	Qi	Check P-Delta Limit	$f_{P-\Delta}$
146.12	20.35	8.94	0.02	OK	1.02
361.30	45.23	10.45	0.03	OK	1.03
581.85	64.50	11.85	0.03	OK	1.04
802.40	78.50	12.03	0.04	OK	1.04
1028.16	87.13	9.94	0.04	OK	1.04
1253.93	90.26	4.47	0.02	OK	1.02

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Los valores mostrados a continuación, son la derivas y torsiones resultantes, donde ya se incluyó el análisis del efecto $fP - \Delta$.

Se revisará las derivas del modelo, las cuales deberán ser menor al 2% en estructuras metálicas, de acuerdo con la sección 4.2.2 de la NEC.

$$\Delta i = \frac{\delta x_i - \delta x_{i-1}}{h_i}$$

$$\delta x_i = 0.75 R * \delta x_e$$

Tabla LVI. Derivas de PARM Sentido X

hi (m)	δx_e	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Δi	Δi %	Check Drift Limit
3.1	0.028546	0.171	0.025	0.008	0.80	OK
3.1	0.024333	0.146	0.031	0.010	1.00	OK
3.1	0.019228	0.115	0.035	0.011	1.10	OK
3.1	0.013331	0.080	0.036	0.012	1.20	OK
3.1	0.007289	0.044	0.030	0.010	1.00	OK
3.1	0.002267	0.014	0.014	0.004	0.40	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla LVII. Derivas de PARM Sentido Y

hi (m)	δy_e	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Δi	Δi %	Check Drift Limit
3.1	0.029799	0.18	0.03	0.009	0.89	OK
3.1	0.025182	0.15	0.03	0.010	1.04	OK
3.1	0.019783	0.12	0.04	0.012	1.19	OK
3.1	0.013658	0.08	0.04	0.012	1.2	OK
3.1	0.007443	0.04	0.03	0.010	0.99	OK
3.1	0.002308	0.01	0.01	0.004	0.45	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se revisará la torsión del modelo en ambos sentidos. Esta debe ser menor al 1.2 para ser aceptable.

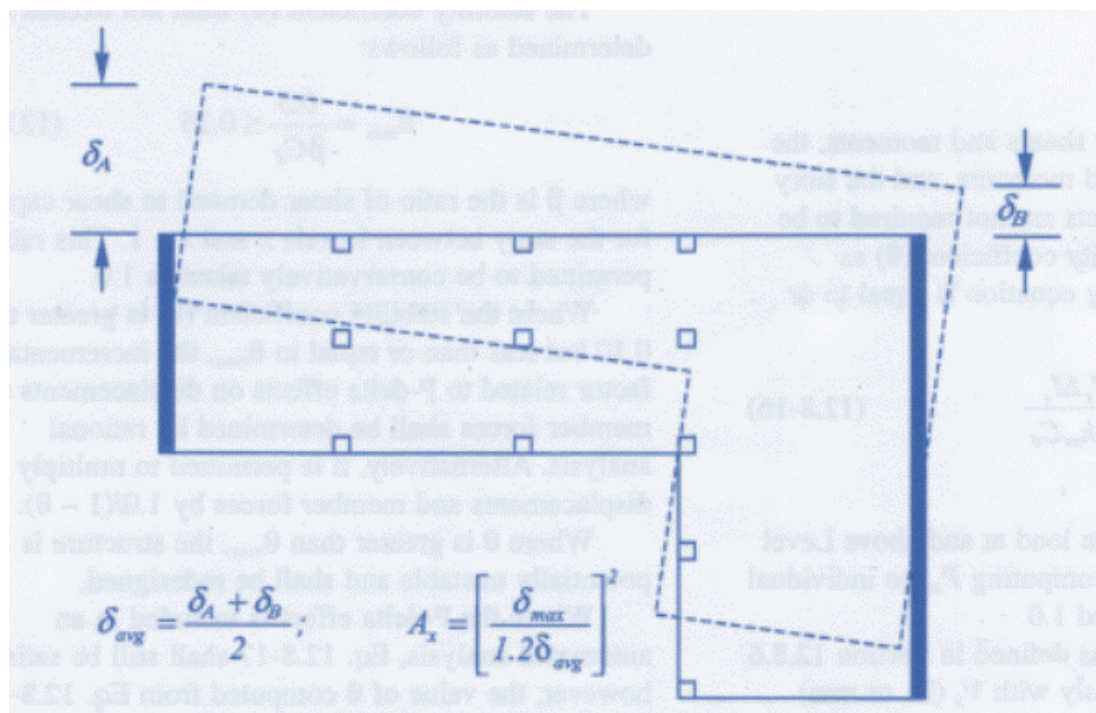


Figura 4.17 Desplazamientos medidos para calcular torsiones

Fuente. ASCE

$$\delta_{avg} = \frac{\delta_{xA} + \delta_{xB}}{2}$$

Tabla LVIII. Torsión de PARM SISMO Sentido X

$\delta_{xA}(m)$	$\delta_{xB}(m)$	Drift (δ_{xA} - δ_{Ax-1}) (m)	Drift (δ_{xB} - δ_{xB-1}) (m)	δ_{avg} (m)	$\delta_{m\acute{a}x}$ avg (m)	Ratio (Max Drift / Average Drift)
0.0276	0.0297	0.0041	0.0044	0.004	0.0044	1.04
0.0235	0.0253	0.0027	0.0029	0.003	0.0029	1.04
0.0208	0.0224	0.0060	0.0065	0.006	0.0065	1.04
0.0148	0.0160	0.0067	0.0073	0.007	0.0073	1.04
0.0081	0.0087	0.0059	0.0063	0.006	0.0063	1.04

0.0022	0.0024	0.0022	0.0024	0.002	0.0024	1.04
--------	--------	--------	--------	-------	--------	------

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla LIX. Torsión de PARM SISMO Sentido Y

$\delta x_A(m)$	$\delta x_B(m)$	Drift ($\delta x_A - \delta A_{x-1}$) (m)	Drift ($\delta x_B - \delta B_{x-1}$) (m)	δ_{avg} (m)	$\delta_{m\acute{a}x}$ avg (m)	Ratio (Max Drift / Average Drift)
0.02981	0.029813	0.0046	0.0046	0.005	0.0046	1.00
0.02519	0.025194	0.0029	0.0029	0.003	0.0029	1.00
0.02228	0.022283	0.0065	0.0065	0.007	0.0065	1.00
0.01578	0.015782	0.0072	0.0072	0.007	0.0072	1.00
0.00858	0.008576	0.0063	0.0063	0.006	0.0063	1.00
0.00231	0.002309	0.0023	0.0023	0.002	0.0023	1.00

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

4.5 Diseño de PARM con columnas rellenas de hormigón

El segundo modelo del proyecto consiste en diseñar un sistema estructural de pórticos de acero resistente a momentos con columnas de acero con relleno de hormigón.

Las columnas de acero rellenas de hormigón proporcionan una mayor capacidad de soportar cargas y rigidez a los pórticos, sin aumentar la sección externa. Otra de las propiedades es que incrementa el tiempo de resistencia frente al fuego.

4.5.1 Diseño de columnas

A partir de las cargas últimas a compresión obtenidas se diseñarán vigas compuestas, es decir perfiles de acero embebidos en concreto. La ventaja que brinda el hormigón es que restringe el pandeo local del perfil de acero y es una protección contra el fuego.

El diseño de secciones compuestas consiste en el análisis del comportamiento conjunto del acero y el hormigón, con la finalidad de obtener las ventajas de ambos materiales.

El diseño se regirá bajo la normativa AISC 360-16, la cual plantea dos métodos de análisis estático, el primer método está basado en las fuerzas admisibles (ASD) y el segundo método se basa en los factores de carga y resistencia (LRFD). En este proyecto se trabajará con la filosofía de diseño LRFD.

Para determinar la resistencia nominal de las columnas compuestas, se utilizará uno de los cuatro planteados por el AISC en capítulo I (Diseño de miembro de sección compuesta):

- Distribución de tensiones plásticas: Se asume que el acero ha alcanzado F_y , ya sea en tensión o compresión y que el concreto alcanzó el $0.85 f'_c$.
- Compatibilidad de deformaciones: Se asume una distribución lineal de las deformaciones.
- Distribución de tensiones elásticas: Se superpone las tensiones elásticas para el estado límite de aplastamiento del concreto.
- Tensión-Deformación efectiva: Se superpone la compatibilidad de deformaciones y relaciones tensión-deformación de los componentes, considerando los efectos del pandeo local, fluencia, interacción y confinamiento del concreto.

Se basa en el análisis de los límites plásticos de la sección transversal, el cual asume que la sección se plastifica por completo y forma una rótula plástica.

En los casos comunes el acero y el hormigón tienen un comportamiento plástico rígido con un esfuerzo de fluencia igual a F_y y un esfuerzo de compresión igual a $0,85 f'c$. Se asume que el concreto no tiene capacidad a tensión.

Para el diseño se utiliza el método propuesto por el AISC, donde supone que se ha desarrollado suficientes esfuerzos en el acero y hormigón para alcanzar el límite de elasticidad y que el pandeo local ocurre luego que se deforma el hormigón gracias a la sección compacta.

La norma propone un rango en las propiedades de los materiales utilizables, también se tiene limitaciones geométricas. Entre las limitaciones de miembros compuesto-embedidos en hormigón, se tiene:

- La sección de acero debe ser al menos 1% de la sección compuesta total.
- El concreto debe tener una resistencia entre 215 Kg/cm² y 715 Kg/cm².
- El esfuerzo de fluencia del acero no puede exceder los 5355 Kg/cm².
- El hormigón que rodea el acero debe ser reforzado con barras longitudinales continuas y estribos laterales.
- La cuantía mínima de la armadura longitudinal debe ser 0,004.

Las columnas RCFT deben cumplir con una relación ancho espesor, la cual garantiza que se toma en consideración la contribución del hormigón confinado en el pandeo local de la pared del tubo de acero.

Se planteará una sección de columna cada dos pisos, las cuales serán comprobadas por sus respectivas demandas.

Otro método de análisis es la construcción de un diagrama de interacción, donde se establece un equilibrio de fuerzas sobre la sección transversal para calcular los puntos para el diagrama fuerza axial - momento plástico. Se construye un diagrama de interacción similar al que se utiliza con el hormigón armado. Como una simplificación se han establecido 5 puntos denominados A, B, C, D y E. Este diagrama nos permite observar que las demandas de la estructura se encuentren dentro de los límites de carga de los elementos.

1-2 Piso

Tabla LX. Características de columna piso 1-2

b =	40	cm	y-y	36	cm
h =	40	cm	x-x	36	cm
e =	2	cm	Isx =	73365.3	cm ⁴
f'c =	280	kg/cm ²	Icx =	139968.0	cm ⁴
Fy =	3500	kg/cm ²	Isy =	73365.3	cm ⁴
Ec =	252671,3	kg/cm ²	Icy =	139968.0	cm ⁴
Es =	2030000	kg/cm ²	As =	304	cm ²
Ac =	1296	cm ²			

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Las especificaciones del AISC plantean 3 restricciones para columnas rellenas de hormigón:

Tabla LXI. Restricciones del AISC para columnas compuestas piso 1-2

1. $210 \text{ kg/cm}^2 \leq f'c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$ ok

2. $F_y \leq 5300 \text{ kg/cm}^2$	ok
3. $A_s > 1\%A_g = 304 > 0.1 * 1296$	ok

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

La sección debe ser clasificada para pandeo local, es decir se verificará si es compacta a compresión pura con los límites establecidos en las Tablas I1a. Se obtiene el espesor mínimo para que el miembro sea sísmicamente compacto.

$$h/e = 17.00 < \lambda_p = 2.26\sqrt{(E/F_y)} = 54,43 \quad \text{ok}$$

Por lo tanto, se comprueba que la sección es **SISMICAMENTE COMPACTA**.

$$t_{min} = b * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.06 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

Capacidad de columnas RCFT

Resistencia a la compresión

La resistencia nominal a la compresión (P_{no}) de las columnas CFT, está dada por la ecuación:

$$P_{no} = A_s F_y + C_2 A_c f'_c$$

Donde:

P_{no} : Resistencia a la compresión sin tomar en cuenta la esbeltez

A_s : Área de la sección transversal del perfil de acero (mm^2)

F_y : Tensión mínima de fluencia del perfil de acero (MPa)

$C2$: Coeficiente igual a 0,85 para secciones rectangulares y 0,95 para secciones circulares

A_c : Área de la sección transversal del perfil de hormigón (mm^2)

f'_c : Resistencia del hormigón a la compresión (MPa)

$$A_s F_y = 1064.00$$

$$C2 A_c f'_c = 308.40$$

$$P_{no} = 1372.40 \text{ Ton}$$

La carga crítica de Euler se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$P_e = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{(KL)^2}$$

Donde:

P_e : Carga crítica de Euler

$E I_{eff}$: Rigidez efectiva de la sección compuesta

KL : Longitud efectiva de pandeo de la columna

$$E I_{eff} = E_s I_s + C3 E_c I_c$$

E_s : Módulo de elasticidad del acero (MPa)

I_s : Momento de inercia de la sección del perfil de acero (mm^4)

E_c : Módulo de elasticidad del concreto (MPa)

I_c : Momento de inercia de la sección de la sección de hormigón (mm^4)

$$C3 = 0.6 + 2 * \left(\frac{A_s}{A_s + A_c} \right) \leq 0,90$$

$$E_s I_s = 1.49E + 11 \text{ Kg} - \text{cm}^2$$

$$C3 E_c I_c = 1.49E + 10 \text{ Kg} - \text{cm}^2$$

$$E I_{effx} = 1.81E + 11 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

$$E I_{effy} = 1.81E + 11 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

Asumiendo $k=1$

Siendo $L=3,10 \text{ m}$

$$P_e = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{(KL)^2}$$

$$P_{ex} = 18564.40 \text{ Ton}$$

$$P_{ey} = 18564.40 \text{ Ton}$$

$$P_o/P_{ex} = 0.07$$

$$P_o/P_{ey} = 0.07$$

$$\Phi P_{nx} = 997.97 \text{ Ton}$$

$$\Phi P_{ny} = 997.97 \text{ Ton}$$

Se puede observar que la resistencia a la compresión del elemento $\Phi P_{ny} = 997.97 \text{ Ton}$ es mucho más grande que la requerida $P_u = 70.12 \text{ Ton}$, esto se debe porque teniendo en cuenta el proceso constructivo, es recomendable no tener secciones menores de 40cm en secciones compuestas.

Para modelar las columnas en el sap, se debe calcular la inercia y el peso del acero y concreto unificado:

Se obtiene factor para el análisis de fuerzas y otro para el análisis de derivas. Así como también el factor que considere el peso de ambos elementos.

El factor para fuerza se obtiene dividiendo la rigidez a la flexión EI_{un} , para la rigidez a la flexión únicamente del acero. La rigidez a la flexión se basa en las propiedades de la sección no agrietada, debido que las fuerzas mayores se desarrollan en las columnas. Como las columnas son simétricas, el análisis es el mismo en ambos sentidos

$$EI_{un} = E_s I_s + E_c I_c = 1.49E^{11} + 1.49E^{11} = 1.84E^{11}$$

$$F_f = \frac{EI_{un}}{E_s * I_s} = 1.24$$

Para el factor de análisis de las derivas de entrepiso se considera la rigidez a la flexión de la sección agrietada, debido que miembros más flexibles ocasionan mayores derivas.

$$El_{cr} = EsI_s + EcI_c/2 = 1.49E^{11} + 1.77E^{10} = 1.67E^{11}$$

$$Fd = \frac{El_{cr}}{Es * I_s} = 1.12$$

El factor del peso debe considerar la interacción de ambos elementos:

$$F_{peso} = \frac{\rho_{concreto} * Ac}{\rho_{acero} * As} + 1 = \frac{2.4 * Ac}{7.85 * As} + 1 = 2.30$$

Tabla LXII. Modelación de SAP de columna piso 1-2

FUERZA		
FLEXION		AXIAL
$El_{un\ x}$	$El_{un\ y}$	EA_{un}
1.84E+11	1.84E+11	9.45E+08
1.24	1.24	1.53
DERIVA		
FLEXION		AXIAL
$El_{cr\ x}$	$El_{cr\ y}$	EA_{cr}
1.67E+11	1.67E+11	7.81E+08
1.12	1.12	1.27
PESO		
SECCIÓN DE ACERO		SECCIÓN DE CONCRETO
1.00		1.30
Factor de modificación de peso SAP2000 / ETABS		
2.30		

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

El diagrama de interacción es el siguiente:

Tabla LXIII. Características de columna piso 1-2

	Point	Fuerzas a compresión (Ton)	Momentos a flexión (Ton.m)
Compresión Pura	A	997.97	0.00
Flexión Pura	B	0.00	147.52
Punto Intermedio	C	224.29	147.52
Máximo momento nominal	D	112.14	149.08
Punto opcional	E	434.12	136.25

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

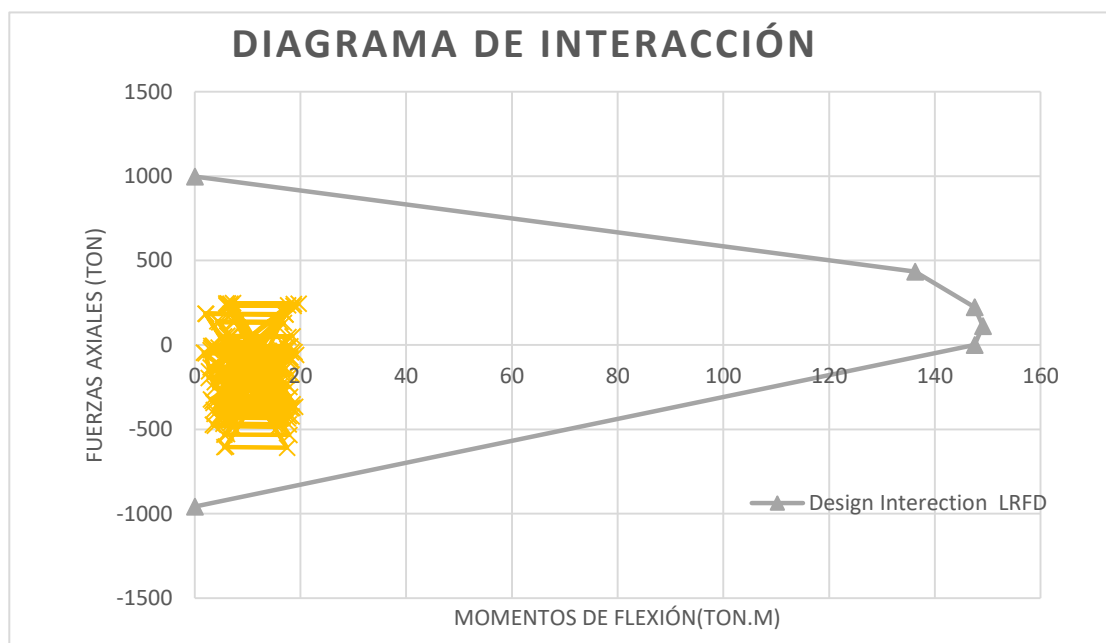


Figura 4.18 Diagrama de interacción de columnas de Pisos 1-2

Fuente. ASCE

3-4 Piso

Tabla LXIV. Características de columna piso 3-4

b =	40	cm	y-y	37	cm
h =	40	cm	x-x	37	cm
e =	1,5	cm	Isx =	57153.3	cm ⁴
f'c =	280	kg/cm ²	lcy =	156180.1	cm ⁴
Fy =	3500	kg/cm ²	Isy =	57153.3	cm ⁴
Ec =	252671,3	kg/cm ²	lcy =	156180.1	cm ⁴
Es =	2030000	kg/cm ²	As =	231	cm ²
Ac =	1369	cm ²			

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla LXV. Restricciones del AISC
columnas compuestas piso 3-4

1. 210 kg/cm² ≤ f'c ≤ 700 kg/cm²	ok
2. Fy ≤ 5300 kg/cm²	ok
3. As > 1% = 231 > 0.1 * 1369	ok

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

$$\frac{h}{e} = 23.67 < \lambda_p = 2.26\sqrt{(E/Fy)} = 54,43 \quad \text{ok}$$

$$t_{min} = b * \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.09 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

Capacidad de columnas CFT

Resistencia a la compresión

$$P_{no} = AsFy + C2Acf'c = 1134.3 \text{ Ton}$$

$$E_{leff} = EsIs + C3Ecl = 1.51E + 11 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E_{leff}}{(KL)^2} = 15517.5$$

$$P_o/P_{ex} = 0.07$$

$$\phi P_n = 727.7 \text{ Ton}$$

Se puede observar que la resistencia a la compresión del elemento $\phi P_n = 727.7 \text{ Ton}$ es mucho más grande que la requerida $P_u = 55.78 \text{ Ton}$, esto se debe porque teniendo en cuenta el proceso constructivo, es recomendable no tener secciones menores de 40cm en secciones compuestas.

Para modelar las columnas en el sap, se debe calcular la inercia y el peso del acero y concreto unificado:

Tabla LXVI. Restricciones del AISC columnas compuestas piso 3-4

FUERZA		
FLEXION		AXIAL
$E_{un\ x}$	$E_{un\ y}$	EA_{un}
1.84E+11	1.84E+11	9.45E+08
1.34	1.34	1.74
DERIVA		
FLEXION		AXIAL
$E_{cr\ x}$	$E_{cr\ y}$	EA_{cr}
1.67E+11	1.67E+11	7.81E+08
1.17	1.17	1.37
PESO		
SECCIÓN DE ACERO		SECCIÓN DE CONCRETO
1.00		1.81
Factor de modificación de peso SAP2000 / ETABS		
2.81		

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

El diagrama de interacción es el siguiente:

Tabla LXVII. Características de columna piso 3-4

	Point	Fuerzas a compresión (Ton)	Momentos a flexión (Ton.m)
Compresión Pura	A	825.11	0.00
Flexión Pura	B	0.00	117.03
Punto Intermedio	C	237.00	117.03
Máximo momento nominal	D	118.50	118.67
Punto opcional	E	394.56	109.77

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

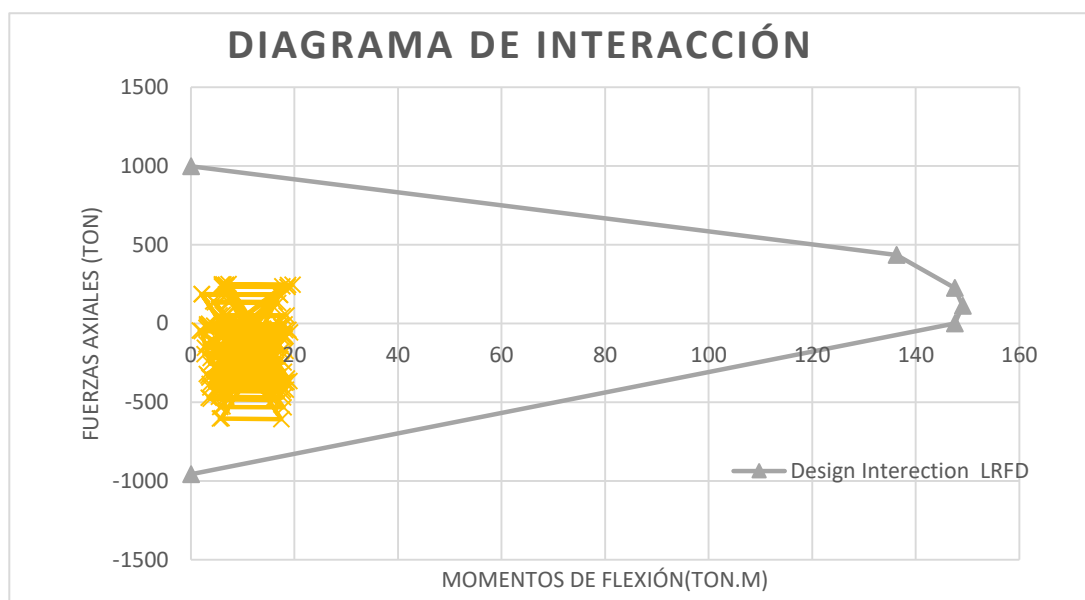


Figura 4.19 Diagrama de interacción de columnas de Pisos 3-4

Fuente. ASCE

5-6 Piso

Tabla LXVIII. Características de columna piso 5-6

b =	40	cm	y-y	37.6	cm
h =	40	cm	x-x	37.6	cm
e =	1.2	cm	Isx =	46773.6	cm ⁴
f'c =	280	kg/cm ²	Icx =	166559.8	cm ⁴
Fy =	3500	kg/cm ²	Isy =	46773.6	cm ⁴
Ec =	252671.3	kg/cm ²	Icy =	166559.8	cm ⁴
Es =	2030000	kg/cm ²	As =	186.24	cm ²
Ac =	1413.76	cm ²			

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla LXIX. Restricciones del AISC
columnas compuestas piso 3-4

1. 210 kg/cm² ≤ f'c ≤ 700 kg/cm²	ok
2. Fy ≤ 5300 kg/cm²	ok
3. As > 1% = 186.24 > 0.1 * 1413.76	ok

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

$$h/e = 30.33 < \lambda p = 2.26\sqrt{(E/Fy)} = 54,43 \quad \text{ok}$$

$$t_{min} = b * \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.10 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

Capacidad de columnas CFT**Resistencia a la compresión**

$$P_{no} = A_s F_y + C_2 A_c f'c = 988.30 \text{ Ton}$$

$$E_{eff} = E_s I_s + C_3 E_c I_c = 1.30E + 11 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E_{eff}}{(KL)^2} = 13351 \text{ Ton}$$

$$P_o/P_{ex} = 0.07$$

$$\phi P_n = 718.62 \text{ Ton}$$

Para modelar las columnas en el sap, se debe calcular la inercia y el peso del acero y concreto unificado:

Tabla LXX. Restricciones del AISC columnas compuestas piso 5-6

FUERZA		
FLEXION		AXIAL
$E_{un\ x}$	$E_{un\ y}$	EA_{un}
1.84E+11	1.84E+11	9.45E+08
1.34	1.34	1.74
DERIVA		
FLEXION		AXIAL
$E_{cr\ x}$	$E_{cr\ y}$	EA_{cr}
1.67E+11	1.67E+11	7.81E+08
1.17	1.17	1.37
PESO		
SECCIÓN DE ACERO		SECCIÓN DE CONCRETO
1.00		1.81
Factor de modificación de peso SAP2000 / ETABS		
2.81		

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

El diagrama de interacción es el siguiente:

Tabla LXXI. Características de columna piso 5-6

	Point	Fuerzas a compresión (Ton)	Momentos a flexión (Ton.m)
Compresión Pura	A	718.62	0.00
Flexión Pura	B	0.00	98.11
Punto Intermedio	C	244.66	98.11
Máximo momento nominal	D	122.33	99.62
Punto opcional	E	370.72	93.40

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

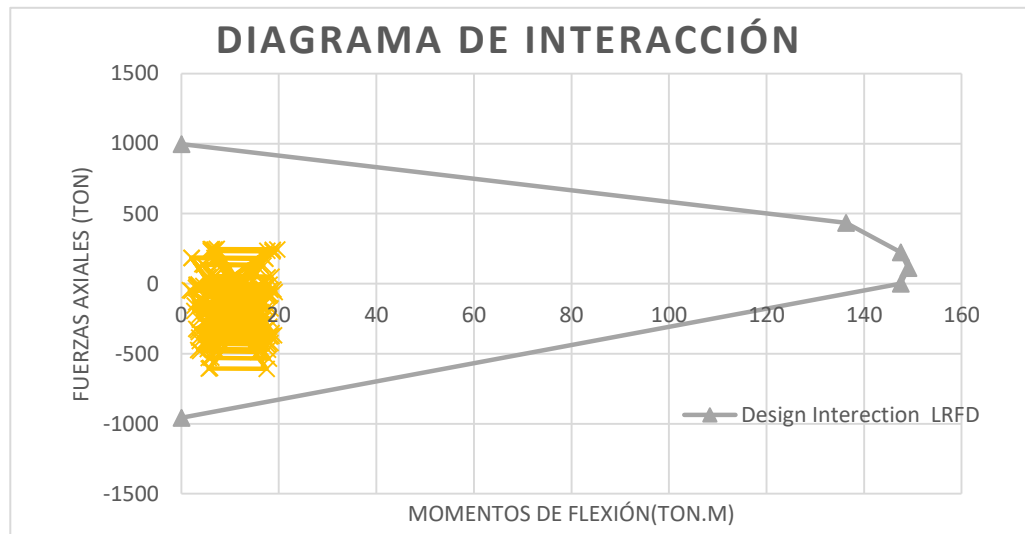


Figura 4.20 Diagrama de interacción de columnas de Pisos 5-6

Fuente. ASCE

4.5.2 Predimensionamiento de vigas secundarias

Las vigas secundarias utilizarán la sección W 8x10, la cual ya fue analizada en el modelo anterior.

4.5.3 Predimensionamiento de vigas principales

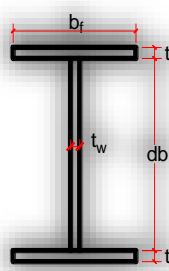
Se diseñará secciones de vigas para ambos sentidos de la estructura, debido que en el sentido Y, las cargas soportadas serán distintas que las que van en sentido X.

Para el diseño de las vigas principales, en el sentido X se analizará la viga entre los ejes F y G en el eje 2. En el sentido Y, se puede observar que mayor área tributaria tiene el eje G, por lo que será analizado para su respectivo diseño. Se obtendrán los momentos y cortantes máximos del modelo SAP 2000, para la respectiva revisión de momentos y cortantes.

Vigas principales SENTIDO Y

Se diseñarán 3 tipos de secciones: Piso 1-2: W12x30, Pisos 3-5: W12x22, Piso 6: W10x17.

Tabla LXXII. Características de las vigas Principales en SENTIDO Y



	Losa 1-2	Losas 3-5	Losa 6
d (in)	12.3	12,3	10.1
tw (in)	0.26	0,26	0.24
b (in)	6.52	4,03	4.01
tf(in)	0.44	0,425	0.33
As (in2)	8.79	6,48	4.99
Ix (in4)	238	156	81.9
Iy (in4)	20.3	4,66	3.56
Sx (in3)	38.6	25,4	16.2
rx (in)	5.21	4,91	4.05
ry (in)	1.52	0,848	0.845
Zx (in3)	43.1	29,3	18.7
Zy (in3)	9.56	3,66	2.8
Jt (in4)	0.457	0,293	0.156
Cw (in6)	719	165	85.1

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

LOSAS 1-2

Se procede a verificar si la sección es sísmicamente compacta:

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = 7.41$$

$$\lambda_w = \frac{d - 2t_f}{t_w} = 43.92$$

$$\lambda_{psf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 8.51 \quad \lambda_f < \lambda_{psf}$$

$$\lambda_{psw} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 69.54 \quad \lambda_w < \lambda_{psw}$$

El alma y las alas son sísmicamente compactas.

Luego de modelar la sección y asignar las respectivas cargas de diseño en el SAP 2000, se procede a obtener los momentos y cortante máximo para comprobar la capacidad de la viga.

Tabla LXXIII. Predimensionamiento vigas principales sentido Y Losa 1-2

MOMENTO MÁXIMO	6.22 Tonf-m
CORTANTE MÁXIMO	9.46 Tonf

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se procede a comprobar la resistencia de la viga. Obteniendo inicialmente las longitudes para limitar los estados de resistencia.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 6.33ft$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 1.77 \text{ in}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 19.48 \text{ ft}$$

Donde:

$$h_o = (d - t_f) = 11.86 \text{ in}$$

Se determinará los momento plástico y momento nominal:

$$M_p = F_y Z_x = 129.30 \text{ Kip} - \text{ft} = 19.70 \text{ Ton} - \text{m}$$

- $M_n = F_y * Z_x$ si $L_b < L_p$
- $M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - 0.7 F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$
Si $L_p < L_b < L_r$
- $M_n = F_{cr} * S_x$ si $L_r < L_b$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 243.86 \text{ Ksi}$$

Se tiene $L_b=5.57$ ft, $L_p=6.33$ ft y $L_r=11.48$ ft, por lo que nos encontramos en el primer caso. Donde L_b es la longitud sin soporte lateral del ala a compresión.

$$\Phi M_n = 116.37 \text{ Kips} - \text{ft} = 16.13 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se calculará la resistencia nominal al cortante

$$A_w = d * t_w = 3.20 \text{ in}^2$$

- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w$ si $\lambda_w \leq 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$
- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w * 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}} * \lambda_w - 1$ si
 $\lambda_w > 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$ y $\lambda_w \leq 3.07 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$
- $V_n = 0.9 * A_w * \frac{4.52 * Es}{\lambda_w^2}$ si $\lambda_w > 3.07 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$ y $\lambda_w \leq 260$

Por último, se verifica que el momento y cortante de diseño sea mayor que el de demanda.

$$\phi_b M_n = 16.13 \text{ Ton} - m > M_u = 6.22 \text{ Ton} - m$$

$$\phi_b V_n = 28.26 > V_u = 9.46 \text{ Ton}$$

La relación demanda capacidad

$$D/C = 0.39$$

Esta sección está sobredimensionada, pero fue seleccionada luego de varias iteraciones verificando el periodo de la estructura.

LOSA 3-4-5

Se procede a verificar si la sección es compacta:

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = 4.74$$

$$\lambda_w = \frac{d-2t_f}{t_w} = 44.04$$

$$\lambda_f < \lambda_{psf}$$

$$\lambda_{psf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 8.51$$

$$\lambda_{psw} = 3,76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 69.54 \quad \lambda_w < \lambda_{psw}$$

El alma y las alas son sísmicamente compactas.

Luego de modelar la sección y asignar las respectivas cargas de diseño en el SAP 2000, se procede a obtener los momentos y cortante máximo para comprobar la capacidad de la viga.

Tabla LXXIV. Predimensionamiento vigas principales sentido Y Losas 3-5

MOMENTO MÁXIMO	5.17 Tonf-m
CORTANTE MÁXIMO	3.77Tonf

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se procede a comprobar la resistencia de la viga. Obteniendo inicialmente las longitudes para limitar los estados de resistencia.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 3.53 \text{ ft}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 1.04 \text{ in}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 11.44 \text{ ft}$$

Donde:

$$h_o = (d - t_f) = 11.88 \text{ in}$$

Se determinará los momentos plásticos y momentos nominales:

$$M_p = F_y Z_x = 87.90 \text{ Kip} - \text{ft} = 13.40 \text{ Ton} - \text{m}$$

- $M_n = F_y * Z_x$ si $L_b < L_p$
- $M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - 0.7 F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$
Si $L_p < L_b < L_r$
- $M_n = F_{cr} * S_x$ si $L_r < L_b$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} = 80.052 \text{ Ksi}$$

Se tiene $L_b=3.4$ ft, $L_p=3.53$ ft y $L_r=11.44$ ft, por lo que nos encontramos en el segundo caso. Donde L_b es la longitud sin soporte lateral del ala a compresión.

$$\Phi M_n = 71.09 \text{ Kips} - \text{ft} = 9.85 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se calculará la resistencia nominal al cortante

$$A_w = d * t_w = 3.20 \text{ in}^2$$

- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w$ si $\lambda_w \leq 2.45 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$
- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w * 2.45 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}} * \lambda_w^{-1}$ si
 $\lambda_w > 2.45 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$ y $\lambda_w \leq 3.07 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$
- $V_n = 0.9 * A_w * \frac{4.52 * E_s}{\lambda_w^2}$ si $\lambda_w > 3.07 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$ y $\lambda_w \leq 260$

Por último, se verifica que el momento y cortante de diseño sea mayor que el de demanda.

$$\phi_b M_n = 9.85 \text{ Ton} - m > M_u = 5.17 \text{ Ton} - m$$

$$\phi_b V_n = 28.26 > V_u = 3.77 \text{ Ton}$$

La relación demanda capacidad:

$$D/C = 0.52$$

Esta sección se encuentra en rango intermedio.

LOSA 3-4-5

Se procede a verificar si la sección es compacta:

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = 6.08$$

$$\lambda_w = \frac{d-2t_f}{t_w} = 39.33$$

$$\lambda_{psf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 8.51 \quad \lambda_f < \lambda_{psf}$$

$$\lambda_{psw} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 69.54 \quad \lambda_w < \lambda_{psw}$$

El alma y las alas son sísmicamente compactas.

Luego de modelar la sección y asignar las respectivas cargas de diseño en el SAP 2000, se procede a obtener los momentos y cortante máximo para comprobar la capacidad de la viga.

Tabla LXXV. Predimensionamiento vigas principales sentido Y Losas 6

MOMENTO MÁXIMO	1.97 Tonf-m
CORTANTE MÁXIMO	10.57 Tonf

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se procede a comprobar la resistencia de la viga. Obteniendo inicialmente las longitudes para limitar los estados de resistencia.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 3.53 \text{ ft}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 1.04 \text{ in}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 11.39 \text{ ft}$$

Donde:

$$h_o = (d - t_f) = 9.77 \text{ in}$$

Se determinará los momentos plásticos y momentos nominales:

$$M_p = F_y Z_x = 56.10 \text{ Kip} - \text{ft} = 8.55 \text{ Ton} - \text{m}$$

- $M_n = F_y * Z_x$ si $L_b < L_p$
- $M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - 0.7F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$
Si $L_p < L_b < L_r$
- $M_n = F_{cr} * S_x$ si $L_r < L_b$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 160.80 \text{ Ksi}$$

Se tiene $L_b=3.4$ ft, $L_p=3.53$ ft y $L_r=11.44$ ft, por lo que nos encontramos en el segundo caso. Donde L_b es la longitud sin soporte lateral del ala a compresión.

$$\Phi M_n = 49.85 \text{ Kips} - ft = 6.91 \text{ Ton} - m$$

Se calculará la resistencia nominal al cortante

$$A_w = d * t_w = 2.42 \text{ in}^2$$

- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w$ si $\lambda_w \leq 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$
- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w * 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}} * \lambda_w^{-1}$ si $\lambda_w > 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$ y $\lambda_w \leq 3.07 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$
- $V_n = 0.9 * A_w * \frac{4.52 * Es}{\lambda_w^2}$ si $\lambda_w > 3.07 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$ y $\lambda_w \leq 260$

Por último, se verifica que el momento y cortante de diseño sea mayor que el de demanda.

$$\Phi_b M_n = 6.91 \text{ Ton} - m > M_u = 1.97 \text{ Ton} - m$$

$$\Phi_b V_n = 21.42 > V_u = 1.57 \text{ Ton}$$

La relación demanda capacidad:

$$D/C = 0.29$$

Esta sección se encuentra sobredimensionada, pero fue seleccionada luego de varias iteraciones verificando el periodo de la estructura.

Vigas principales SENTIDO Y

Se diseñarán 3 tipos de secciones: Piso 1-2: W12x30, Pisos 3-5: W12x22, Piso 6: W10x17.

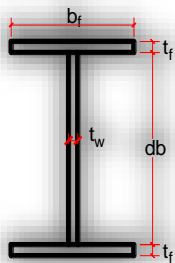


Tabla LXXVI. Características de las vigas Principales en SENTIDO X

	Losa 1-5	Losa 6
d (in)	12.3	12
tw (in)	0.26	0.22
b (in)	4.03	3.99
tf(in)	0.425	0.265
As (in2)	6.48	4.71
Ix (in4)	156	103
Iy (in4)	4.66	2.82
Sx (in3)	25.4	17.1
rx (in)	4.91	4.67
ry (in)	0.848	0.773
Zx (in3)	29.3	20.1
Zy (in3)	3.66	2.26
Jt (in4)	0.293	0.103
Cw (in6)	165	96.9

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

LOSAS 1-5

Se procede a verificar si la sección es sísmicamente compacta:

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = 4.74$$

$$\lambda_w = \frac{d - 2t_f}{t_w} = 44.04$$

$$\lambda_{psf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 8.51 \quad \lambda_f < \lambda_{psf}$$

$$\lambda_{psw} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 69.54 \quad \lambda_w < \lambda_{psw}$$

El alma y las alas son sísmicamente compactas.

Luego de modelar la sección y asignar las respectivas cargas de diseño en el SAP 2000, se procede a obtener los momentos y cortante máximo para comprobar la capacidad de la viga.

Tabla LXXVII. Predimensionamiento vigas principales sentido Y Losa 1-2

MOMENTO MÁXIMO	8.29 Tonf-m
CORTANTE MÁXIMO	7.70 Tonf

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se procede a comprobar la resistencia de la viga. Obteniendo inicialmente las longitudes para limitar los estados de resistencia.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 3.53 \text{ ft}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 1.04 \text{ in}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 11.44 \text{ ft}$$

Donde:

$$h_o = (d - t_f) = 11.88 \text{ in}$$

Se determinará los momento plástico y momento nominal:

$$M_p = F_y Z_x = 87.90 \text{ Kip} - \text{ft} = 13.40 \text{ Ton} - \text{m}$$

- $M_n = F_y * Z_x$ si $L_b < L_p$
- $M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - 0.7 F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$
Si $L_p < L_b < L_r$
- $M_n = F_{cr} * S_x$ si $L_r < L_b$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 163.15 \text{ Ksi}$$

Se tiene $L_b=3.37\text{ft}$, $L_p=3.53 \text{ ft}$ y $L_r=11.44 \text{ ft}$, por lo que nos encontramos en el primer caso. Donde L_b es la longitud sin soporte lateral del ala a compresión.

$$\Phi M_n = 78.17 \text{ Kips} - \text{ft} = 10.83 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se calculará la resistencia nominal al cortante

$$A_w = d * t_w = 3.20 \text{ in}^2$$

- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w$ si $\lambda_w \leq 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$
- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w * 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}} * \lambda_w - 1$ si
 $\lambda_w > 2.45 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$ y $\lambda_w \leq 3.07 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$
- $V_n = 0.9 * A_w * \frac{4.52 * Es}{\lambda_w^2}$ si $\lambda_w > 3.07 * \sqrt{\frac{Es}{F_{yw}}}$ y $\lambda_w \leq 260$

Por último, se verifica que el momento y cortante de diseño sea mayor que el de demanda.

$$\phi_b M_n = 10.83 \text{ Ton} - m > M_u = 8.29 \text{ Ton} - m$$

$$\phi_b V_n = 28.26 > V_u = 7.7 \text{ Ton}$$

La relación demanda capacidad

$$D/C = 0.77$$

Esta sección se considera eficiente en su relación demanda-capacidad

LOSA 6

Se procede a verificar si la sección es compacta:

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = 7.53$$

$$\lambda_w = \frac{d - 2t_f}{t_w} = 52.14$$

$$\lambda_{psf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 8.51 \quad \lambda_f < \lambda_{psf}$$

$$\lambda_{psw} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 69.54 \quad \lambda_w < \lambda_{psw}$$

El alma y las alas son sísmicamente compactas.

Luego de modelar la sección y asignar las respectivas cargas de diseño en el SAP 2000, se procede a obtener los momentos y cortante máximo para comprobar la capacidad de la viga.

Tabla LXXVIII. Predimensionamiento vigas principales sentido X Losas 6

MOMENTO MÁXIMO	3. 71 Tonf-m
CORTANTE MÁXIMO	1.34 Tonf

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se procede a comprobar la resistencia de la viga. Obteniendo inicialmente las longitudes para limitar los estados de resistencia.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 3.22 \text{ ft}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 0.98 \text{ in}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 9.78 \text{ ft}$$

Donde:

$$h_o = (d - t_f) = 11.88 \text{ in}$$

Se determinará los momentos plásticos y momentos nominales:

$$M_p = F_y Z_x = 60.30 \text{Kip} - \text{ft} = 9.19 \text{Ton} - \text{m}$$

- $M_n = F_y * Z_x$ si $L_b < L_p$
- $M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - 0.7 F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$
Si $L_p < L_b < L_r$
- $M_n = F_{cr} * S_x$ si $L_r < L_b$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} = 140.80 \text{Ksi}$$

Se tiene $L_b=3.77$ ft, $L_p=3.22$ ft y $L_r=9.78$ ft, por lo que nos encontramos en el segundo caso. Donde L_b es la longitud sin soporte lateral del ala a compresión.

$$\Phi M_n = 52.42 \text{Kips} - \text{ft} = 7.26 \text{Ton} - \text{m}$$

Se calculará la resistencia nominal al cortante

$$A_w = d * t_w = 2.64 \text{in}^2$$

- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w$ si $\lambda_w \leq 2.45 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$
- $V_n = 0.9 * 0.6 * F_{yw} * A_w * 2.45 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}} * \lambda_w^{-1}$ si
 $\lambda_w > 2.45 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$ y $\lambda_w \leq 3.07 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$
- $V_n = 0.9 * A_w * \frac{4.52 * E_s}{\lambda_w^2}$ si $\lambda_w > 3.07 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$ y $\lambda_w \leq 260$

Por último, se verifica que el momento y cortante de diseño sea mayor que el de demanda.

$$\phi_b M_n = 7.26 \text{Ton} - m > M_u = 3.71 \text{Ton} - m$$

$$\phi_b V_n = 23.33 > V_u = 1.37 \text{Ton}$$

La relación demanda capacidad:

$$D/C = 0.51$$

Esta sección se encuentra en rango intermedio.

4.5.4 Revisión relación columnas fuerte-viga débil

Se seguirá el mismo procedimiento explicado en el modelo anterior. La siguiente relación debe satisfacerse:

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} \geq 1.0$$

Para determinar la suma de momentos plásticos en las columnas, se utilizará la siguiente ecuación:

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

Los valores de M_{pc} se obtienen del diagrama de interacción realizado para el diseño de las columnas.

Tabla LXXIX. Momento plástico en columnas

# PISO	Mpc	ΣMpc
1	147.52	295.04
2	147.52	295.04
3	117.03	234.06
4	117.03	234.06
5	98.11	196.22
6	98.11	98.11

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

El momento plástico de las vigas, se obtiene al calcular la resistencia flexional en la cara de la columna con la siguiente ecuación:

$$Mpb = 1.2Ry * Fyb * Zb + Muv$$

Tabla LXXX. Momento plástico en vigas sentido X

# Piso	Zb (cm ³)	Mpb der	Mpb izq	ΣMpb
1	480	15.85	15.85	31.69
2	480	15.85	15.85	31.69
3	480	15.85	15.85	31.69
4	480	15.85	15.85	31.69
5	480	15.85	15.85	31.69
6	329	10.87	10.87	21.74

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla LXXXI. Momento plástico en vigas sentido Y

# Piso	Zb (cm ³)	Mpb der	Mpb izq	$\sum Mpb$
1	706.41	23.31	23.31	46.62
2	706.41	23.31	23.31	46.62
3	480	15.85	15.85	31.69
4	480	15.85	15.85	31.69
5	480	15.85	15.85	31.69
6	306	10.11	10.11	20.23

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Finalmente se revisará que la relación de Columna fuerte-Viga débil sea menor a 1.

Tabla LXXXII. Momento plástico en vigas sentido X

# Piso	$\sum Mpc$	$\sum Mpb$	$\sum Mpc/\sum Mpb$	COMPROBACIÓN
1	295.04	31.69	9.31	SI CUMPLE
2	295.04	31.69	9.31	SI CUMPLE
3	234.06	31.69	7.38	SI CUMPLE
4	234.06	31.69	7.38	SI CUMPLE
5	234.06	31.69	6.19	SI CUMPLE
6	184.36	21.74	4.51	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla LXXXIII. Momento plástico en vigas sentido Y

# Piso	$\sum Mpc$	$\sum Mpb$	$\sum Mpc/\sum Mpb$	COMPROBACIÓN
1	295.04	46.62	6.33	SI CUMPLE
2	295.04	46.62	6.33	SI CUMPLE
3	234.06	31.69	7.38	SI CUMPLE

4	234.06	31.69	7.38	SI CUMPLE
5	234.06	31.69	6.19	SI CUMPLE
6	184.36	20.23	4.85	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

4.5.5 Análisis estructural

Se realizará el mismo análisis que se realizó en el modelo anterior.

Dirección X

Se realizaron 2 iteraciones para obtener los datos de cortantes que cumplan con el rango de diferencia del 80%, para estructuras regulares, entre el cortante teórico y el del modelo SAP 2000.

Tabla LXXXIV. Comparación períodos sentido X (Iteración 2)

Tteórico=	0.75	seg
Tmodelo=	0.92	seg
Δ=	123%	OK
Sa=	0.72	g

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Dirección Y

Tabla LXXXV. Comparación periodos sentido Y (Iteración 2)

Tteórico=	0.75	seg
Tmodelo=	0.83	seg
Δ=	111%	OK
Sa=	0.72	g

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se procede a obtener la masa sísmica y cortantes del SAP 2000. Se verificará los cortantes para poder ajustar los casos de carga de los sismos en ambos sentidos. De la primera iteración se obtuvo los siguientes factores de ajuste.

Tabla LXXXVI. Factores de ajuste de cortantes

$F_{sx} =$	1.07
$F_{sy} =$	1.09

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

A continuación, los cortantes teóricos y del análisis modal.

Tabla LXXXVII. Cortantes ajustadas del modelo

$V_x =$	112.85	Ton	
$V_y =$	112.85	Ton	
$V_x \text{ SAP} =$	97.65	Ton	OK
$V_y \text{ SAP} =$	97.66	Ton	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se revisará el índice de estabilidad, con la finalidad de obtener el factor P- Δ , este efecto puede ser ignorado si el índice de estabilidad es menor a 0.1, caso contrario se calcula un factor de mayoración, que se multiplicará por las derivas y momentos.

Tabla LXXXVIII. Índice de estabilidad sentido X

P_x (Ton)	V_x (Ton) SAP 2000	Δ (mm)	Q_i	Check P-Delta Limit	$f_{P-\Delta}$
165.47	20.59	27.58	0.07	OK	1.07
351.87	47.51	24.26	0.06	OK	1.06
636.96	68.77	19.69	0.06	OK	1.06
873.90	84.39	14.00	0.05	OK	1.05
1115.45	94.08	7.84	0.03	OK	1.03
1357.00	97.65	2.53	0.01	OK	1.01

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla LXXXIX. Índice de estabilidad sentido Y

Px (Ton)	Vy (Ton) SAP 2000	Δ (mm)	Qi	Check P-Delta Limit	$fP - \Delta$
165.47	21.90	32.27	0.08	OK	1.08
351.87	49.08	27.47	0.06	OK	1.06
636.96	69.90	21.61	0.06	OK	1.06
873.90	84.90	14.83	0.05	OK	1.05
1115.45	94.19	8.06	0.03	OK	1.03
1357.00	97.66	2.56	0.01	OK	1.01

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Los valores mostrados a continuación, son la derivas y torsiones resultantes, donde ya se incluyó el análisis del efecto $fP - \Delta$.

Se revisará las derivas del modelo, las cuales deberán ser menor al 2% en estructuras metálicas, de acuerdo con la sección 4.2.2 de la NEC.

Tabla XC. Derivas de PARM Sentido X

hi (m)	δ_{xe}	δ_{xi} (m)	$\delta_{xi} - \delta_{xi-1}$ (m)	Δi	Δi %	Check Drift Limit
3.1	0.027582	0.165	0.020	0.006	0.60	OK
3.1	0.024255	0.146	0.027	0.009	0.90	OK
3.1	0.01969	0.118	0.034	0.011	1.10	OK
3.1	0.013998	0.084	0.037	0.012	1.20	OK
3.1	0.007843	0.047	0.032	0.010	1.00	OK
3.1	0.00253	0.015	0.015	0.005	0.50	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla XCI. Derivas de PARM Sentido Y

hi (m)	δx_e	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Δi	$\Delta i \%$	Check Drift Limit
3.1	0.032266	0.19	0.03	0.009	0.93	OK
3.1	0.02747	0.16	0.04	0.011	1.13	OK
3.1	0.021612	0.13	0.04	0.013	1.31	OK
3.1	0.014833	0.09	0.04	0.013	1.31	OK
3.1	0.008058	0.05	0.03	0.011	1.06	OK
3.1	0.002564	0.02	0.02	0.005	0.5	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se revisará la torsión del modelo en ambos sentidos. Esta debe ser menor al 1.2 para ser aceptable.

Tabla XCII. Torsión de PARM Sentido X

$\delta x_A(m)$	$\delta x_B(m)$	Drift ($\delta x_A - \delta x_{A-1}$) (m)	Drift ($\delta x_B - \delta x_{B-1}$) (m)	δ_{avg} (m)	$\delta_{m\acute{a}x}$ avg (m)	Ratio (Max Drift / Average Drift)
0.0265	0.0289	0.003	0.0035	0.003	0.0035	1.04
0.0234	0.0254	0.004	0.0048	0.005	0.0048	1.04
0.0190	0.0206	0.005	0.0060	0.006	0.0060	1.04
0.0135	0.0146	0.006	0.0064	0.006	0.0064	1.04
0.0076	0.0082	0.005	0.0055	0.005	0.0055	1.04
0.0024	0.0026	0.002	0.0026	0.003	0.0026	1.04

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla XCIII. Torsión de PARM Sentido Y

$\delta x_A(m)$	$\delta x_B(m)$	Drift ($\delta x_A - \delta x_{A-1}$) (m)	Drift ($\delta x_B - \delta x_{B-1}$) (m)	δ_{avg} (m)	$\delta_{m\acute{a}x}$ avg (m)	Ratio (Max Drift / Average Drift)
0.03229	0.032288	0.005	0.0048	0.005	0.0048	1.00
0.02749	0.027490	0.006	0.0059	0.006	0.0059	1.00
0.02163	0.021628	0.007	0.0068	0.007	0.0068	1.00
0.01485	0.014845	0.007	0.0068	0.007	0.0068	1.00

0.00806	0.008064	0.005	0.0055	0.005	0.0055	1.00
0.00257	0.002566	0.003	0.0026	0.003	0.0026	1.00

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se puede observar que las torsiones son menores a 1.2, por lo que se considera que no hay torsión.

4.6 Modelo de pórticos arriostrados

Los pórticos especiales resistentes a momentos pueden arriostrarse con la finalidad de disminuir las torsiones y derivas. El arriostramiento puede ser concéntrico o excéntrico, la diferencia entre ambos radica en cómo se conectan con la estructura. Las conexiones concéntricas no transmiten momento flector, sino las barras soportan únicamente esfuerzos axiales. Al contrario, las conexiones no concéntricas, provocan momentos flectores y esfuerzos de corte

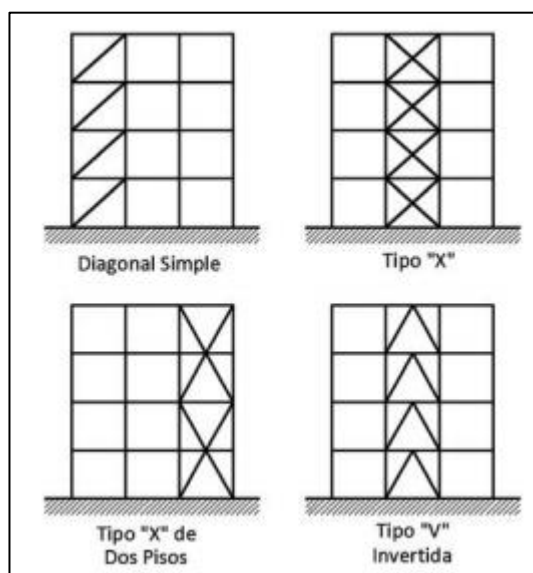


Figura 4.21 Pórticos arriostrados concéntricamente

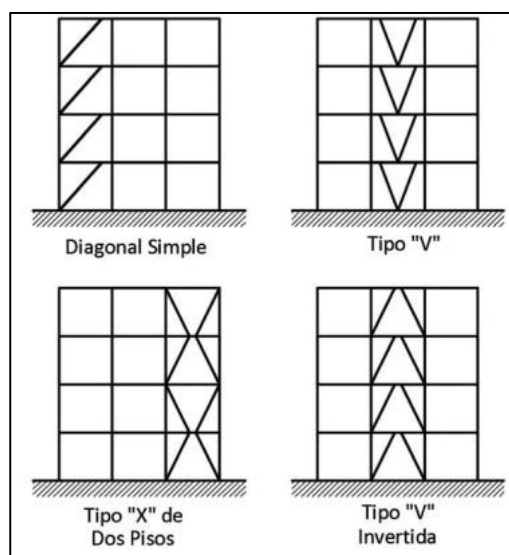


Figura 4.22 Pórticos arriostrados excéntricamente

Fuente. Estructuras de acero, NEC 2015

En este proyecto se modelará los pórticos arriostrados concéntricamente, este tipo de pórticos disipa su energía, producida durante un sismo, a través del comportamiento histerético de las diagonales. La estructura desarrolla ductilidad a través de las propiedades inelásticas de las diagonales, ya que fluyen a fuerzas de tensión y se pandean ante cargas de compresión.

La principal ventaja de este tipo de sistema estructural es la gran rigidez elástica que adquiere el pórtico, entre las desventajas se tiene que la ductilidad es menor en comparación con otros sistemas.

Lo cual indica que los arriostramientos deben tener la capacidad de resistir deformaciones inelásticas cuando la estructura se encuentre sometida a las fuerzas resultantes del sismo de diseño, de tal modo que las vigas y columnas no sufran daño alguno.

Los arriostramientos estarán sometidos primordialmente por cargas axiales, pero durante un sismo se espera que los miembros y sus conexiones desarrollen significativas deformaciones inelásticas cíclicas en tensión y compresión en la zona de post-pandeo. Los arriostramientos se colocarán en X en cada entrepiso.

El pórtico arriostrado se comporta de la siguiente forma, ante la acción de cargas sísmicas (Figura 4.14, 4.15, 4.16), donde se puede observar que mientras una diagonal se encuentra en tensión, simultáneamente la otra diagonal se encuentra a compresión. Las columnas y vigas permanecen en el rango elástico.

El objetivo de los arriostramientos, es que lleguen a la fluencia y pandeo cíclico sin que falle las conexiones o la fractura del elemento. La aplicación real de las fuerzas sísmicas es cíclica, por lo tanto se diseña el elemento para que absorba las cargas sísmica sin llegar al colapso o fractura.

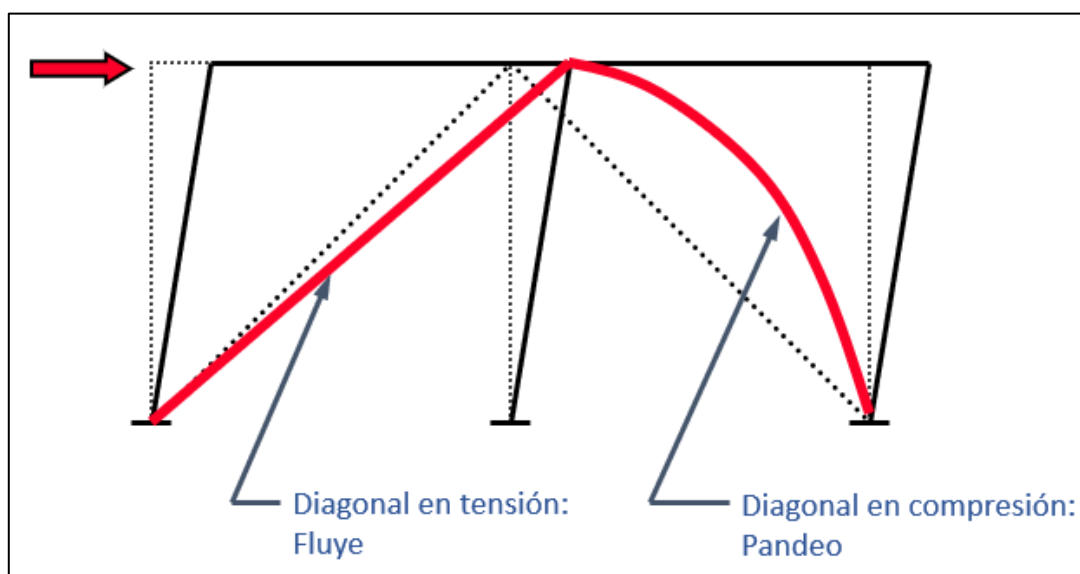


Figura 4.23 Pórtico arriostrado bajo una carga lateral de izquierda a derecha

Fuente. Engelhardt Michael (University of Texas), 2017

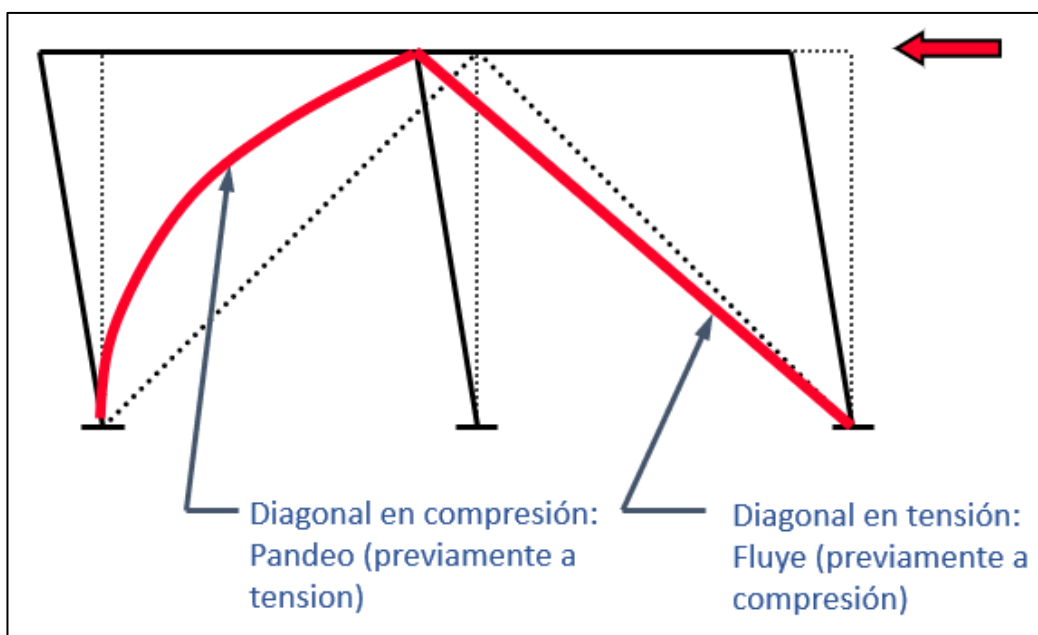
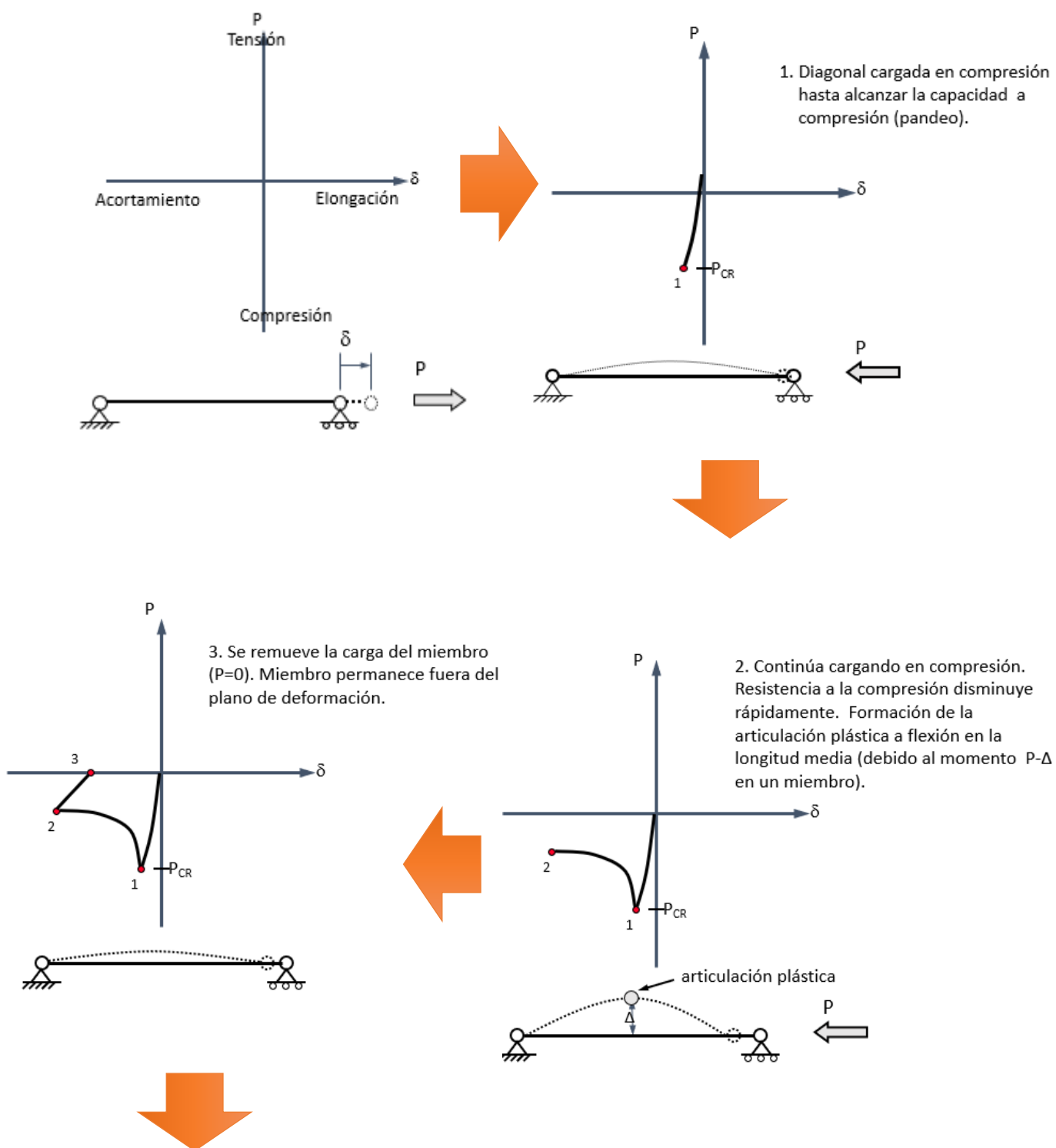


Figura 4.24 Pórtico arriostrado bajo una carga lateral de derecha a izquierda
Fuente. Engelhardt Michael (University of Texas), 2017

A continuación, se mostrará el comportamiento del arriostramiento ante la aplicación de cargas cíclicas axiales.



4.6.1 Consideraciones de diseño

Los pórticos se diseñarán de tal manera que el comportamiento inelástico se limite a las diagonales, ya que son considerados como fusibles. Este tipo de elementos deben tener buena capacidad de disipación de energía y resistencia a la fractura.

Las conexiones de las diagonales deben ser diseñadas para que resistan las máximas fuerzas y deformaciones que ocurren durante un sismo. Al igual, las diagonales deben diseñarse en base a la magnitud de las fuerzas sísmicas.

Las diagonales se encuentran sometidas a fuerzas de tensión y compresión de manera cíclica durante la ocurrencia de un sismo. Por lo tanto, deberán verificarse los siguientes estados límites: Pandeo flexional, pandeo local y fluencia de área bruta y efectiva.

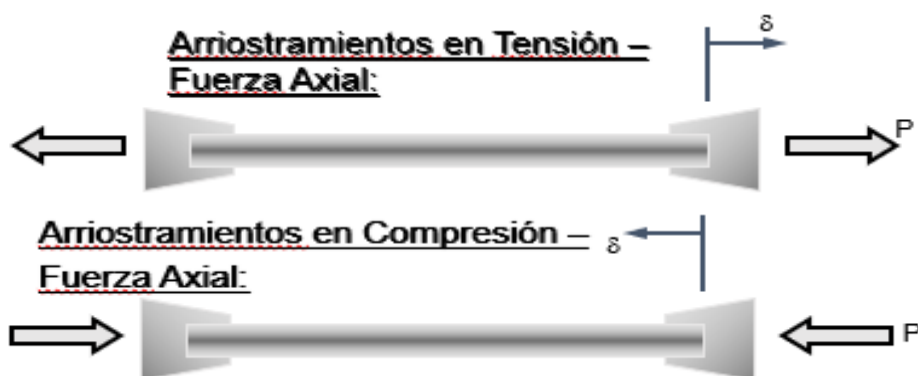


Figura 4.25 Fuerzas de tensión y compresión de las diagonales
Fuente. Engelhardt Michael (University of Texas), 2017

Para el diseño se toma la fuerza de tensión máxima: $P_{\text{máx}} = R_y \cdot F_y \cdot A_g$ y para la fuerza de compresión, se toma el caso más crítico entre la fuerza residual o la máxima: $P_{\text{res}} = 0.3P_n$, $P_{\text{máx}} = 1.1 \cdot R_y \cdot P_n$.

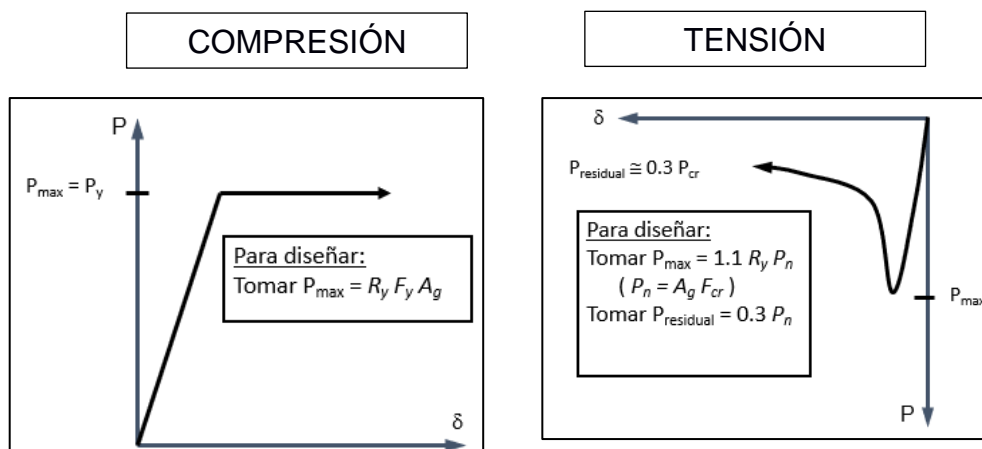


Figura 4.26 Fuerzas de tensión y compresión de las diagonales
Fuente. Engelhardt Michael (University of Texas), 2017

Las riostras pueden estar empotradas o articuladas, dependiendo del tipo de conexión se forman las rótulas plásticas. En los extremos empotrados, se forman las rótulas plásticas en el centro del elemento y en los extremos, esto provocan momentos flexionantes en las conexiones y miembros adyacentes. Para el diseño se utiliza el momento máximo: $M_{\max} = 1.1 R_y F_y Z_{br}$

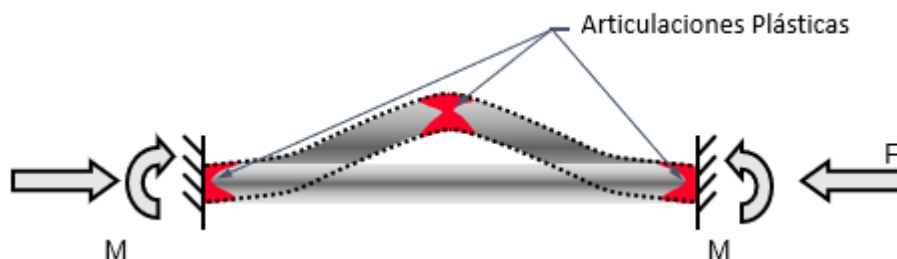


Figura 4.27 Articulaciones plásticas en arriostramientos empotrados
Fuente. Engelhardt Michael (University of Texas), 2017

En los extremos articulados de arriostramientos, se forman rótulas plásticas únicamente en el centro del elemento, por lo tanto, no se forman

momentos flexionantes en las conexiones, ni en los miembros adyacentes.

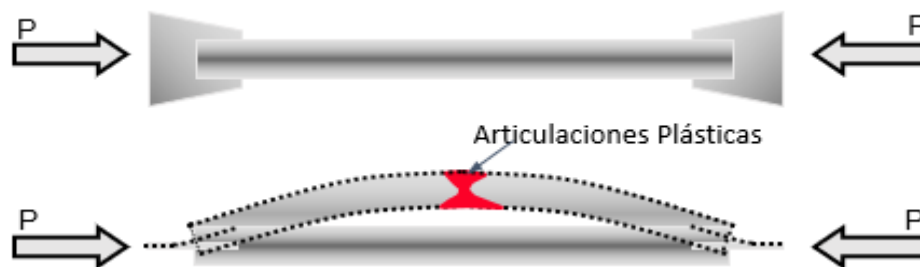


Figura 4.28 Articulaciones plásticas en arriostramientos articulados

Fuente. Engelhardt Michael (University of Texas), 2017

Para el diseño de los arriostramientos, se considera el 100% de la fuerza en el sentido de análisis y el 30% en el sentido contrario.

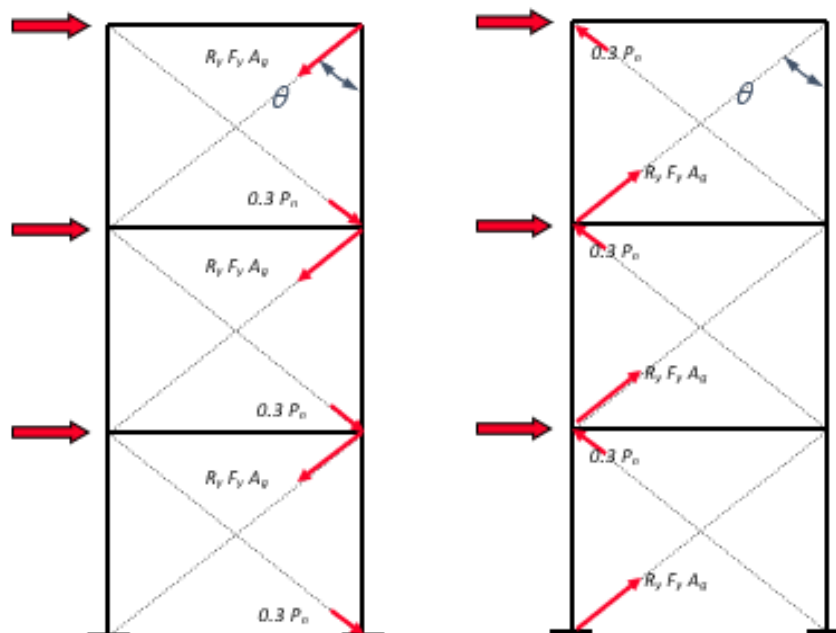


Figura 4.29 Análisis de fuerzas axiales de tensión y compresión

Fuente. Engelhardt Michael (University of Texas), 2017

Con la descomposición de las fuerzas, se calculará el momento resultante en las vigas y columnas.

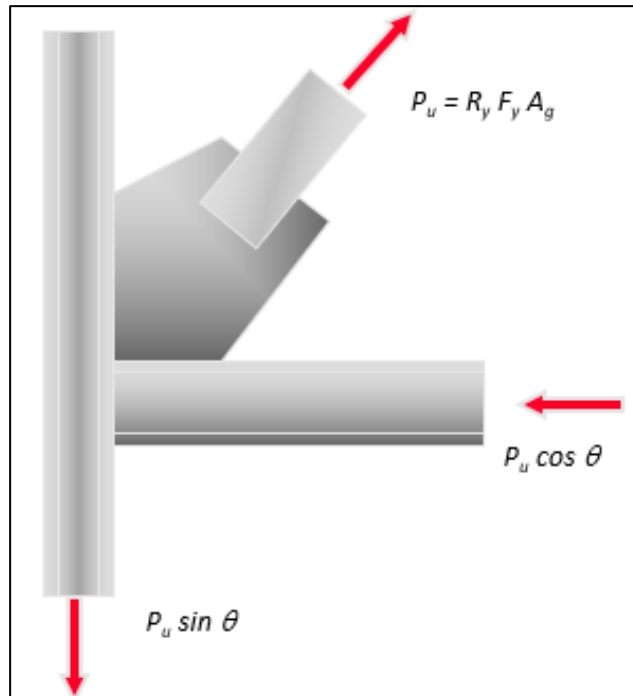


Figura 4.30 Descomposición de las fuerzas del arriostramiento

Fuente. Engelhardt Michael (University of Texas), 2017

Como parte del diseño a compresión, se deberá analizar la esbeltez de los miembros, donde la relación KL/r debe ser menor a 200 y $4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$.

El diseño de los elementos (vigas, arriostramientos, columnas) se realizará mediante el método por capacidad.

Para el diseño de las conexiones se utilizará una placa Gusset, la cual deberá ser revisada por el límite de fractura de la sección neta (agujero del perno) y la ruptura del bloque de cortante del elemento. Es recomendable colocar una placa de refuerzo entre los arriostramientos y la placa Gusset.

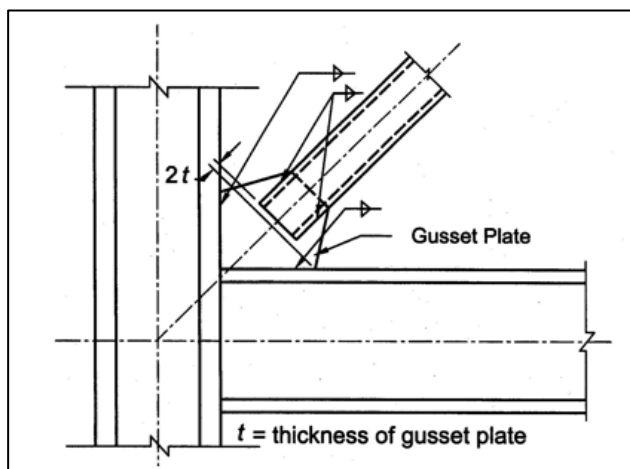


Figura 4.31 Composición de las conexiones
Fuente. Engelhardt Michael

(University of Texas), 2017

4.6.2 Diseño de los arriostramientos y vigas

En primer lugar, se deberá escoger las secciones que se utilizará, para luego revisar que cumplan con los límites geométricos.

Tabla XCIV. Secciones de riostras

PISOS	RIOSTRAS SENTIDO X	RIOSTRAS SENTIDO Y
Sexto Nivel	W 12X40	W 12X45
Quinto Nivel	W 12X40	W 12X40
Cuarto Nivel	W 10X19	W 10X19
Tercer Nivel	W 10X19	W 10X19
Segundo Nivel	W 10X19	W 10X19
Primer Nivel	W 8X15	W 8X15

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se debe verificar que las secciones sean sísmicamente compactas:

Sentido X**Piso 1-2****Tabla XCV.** Características de riostras piso 1-2

d	29.75	cm	lx	11992.19	cm ⁴
tw	0.74	cm	ly	1722.66	cm ⁴
b	20.03	cm	Sx	804.69	cm ³
tf	1.29	cm	rx	12.83	cm
As	73.13	cm ²	ry	4.85	cm
Jt	35.39	cm	Zx	890.63	cm ³
Cw	351562.50	cm	Zy	262.50	cm ³

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se calculará la relación ancho-espesor de las alas y el alma:

$$\lambda_f = b_f/2/t_f = 7.78 < \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 10.79 \quad \text{ok}$$

$$\lambda_w = (d - 2tf)/tw = 36.85 < \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 106.72 \quad \text{ok}$$

La sección es **sísmicamente compacta**.

Se comprobará la relación de esbeltez en los arriostramientos de ambos sentidos, es decir el elemento estará arriostrado por la mitad y en el otro sentido se mantendrá su longitud total:

Tabla XCVI. Relación de esbeltez arriostramientos Piso 1-2

	X	Y	$4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	COMPROBACIÓN
L (m)	4.97	2.49	113.68	SI CUMPLE
kl/r =	38.14	50.43	113.68	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se determinará la tensión crítica elástica y los límites a la compresión y tensión, mediante las ecuaciones de Euler, las cuales deben ser comprobadas con las resistencias últimas obtenidas del modelo:

$$Pt \text{ máx} = Ry * Fy * Ag$$

$$\varphi t Pn = \varphi t * Fy * Ag$$

$$\varphi c Pn = \varphi c * Fcr * Ag$$

$$Fcr = (0.658^{Fy/Fe}) * Fy$$

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Tabla XCVII. Fuerza de diseño a la compresión y tensión

	X	Y
Ptmáx (ton)	248.32	
Fe (ton/m2)	138318.26	79124
Fy/Fe	0.183	0.320
φ Fcr	21099.66	19924.69
φ Pnt (ton)	171.95	171.95
φ Pnc (ton)	159.27	150.40
Pu (ton)	22.08	22.08
COMPROBACIÓN	SI CUMPLE	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Por lo tanto, se concluye que el arriostamiento cumple con los límites de diseño. A continuación, se diseñará las vigas arriostradas mediante el método por capacidad.

Inicialmente se deberá obtener la descomposición de las fuerzas de tensión y compresión de los arriostamientos, teniendo en consideración:

La fuerza de tensión en los arriostamientos:

$$P_t = R_y * F_y * A_g = 248.32 \text{ ton}$$

Las fuerzas a compresión en las vigas:

$$P_b = \frac{\phi P_{nc}}{0.9} * 0.30 = 50.12 \text{ ton}$$

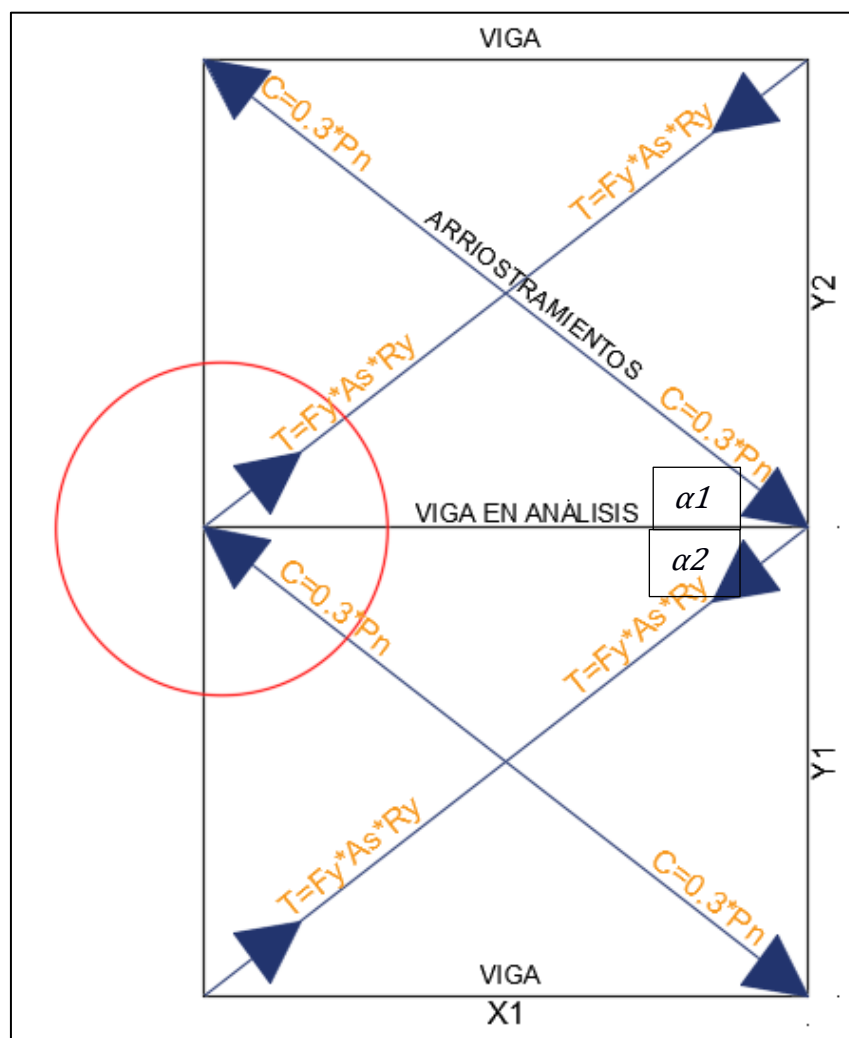


Figura 4.32 Descomposición de las fuerzas a tensión y compresión
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla XCVIII. Medidas de los pórticos arriostrados en SENTIDO X

Y1	3.1	m	
Y2	3.1	m	
X1	4.2	m	
a1	36.43	a2	36.43

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Por lo tanto, P_u a compresión es:

$$P_u = P_t * \cos(\alpha 1) - P_b * \cos(\alpha 2) = 159.46 \text{ ton}$$

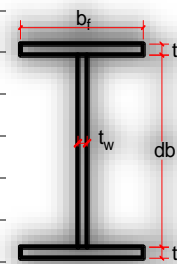
El momento último se obtiene del modelo:

$$M_u = 2.78 \text{ ton} - m$$

La comprobación de las secciones se realizará de igual manera que se ha realizado en los modelos anteriores. En los pisos 1-2 sentido X, se utilizará las secciones W12X45.

Tabla XCIX. Características de las vigas principales SENTIDO X Piso 1-2

SECCIÓN W12X45	
d (in)	12.1
tw (in)	0.335
b (in)	8.05
tf(in)	0.575
As (in2)	13.1
Ix (in4)	348
Iy (in4)	50
Sx (in3)	57.7
rx (in)	5.15
ry (in)	1.95
Zx (in3)	64.2
Zy (in3)	19
Jt (in4)	1.26
Cw (in6)	1650



Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se evaluar si la sección es sísmicamente compacta, así como también que la sección cumpla con los momentos y cortante requeridos.

Se procede a verificar si la sección es compacta

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = 7.00$$

$$\lambda_w = \frac{d - 2t_f}{t_w} = 32.69$$

$$\lambda_{psf} = 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 8.51 \quad \lambda_f < \lambda_{psf}$$

$$\lambda_{psw} = 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 42.29 \quad \lambda_w < \lambda_{psw}$$

El alma y las alas son sísmicamente compactas.

Se procede a comprobar la resistencia de la viga. Obteniendo inicialmente las longitudes para limitar los estados de resistencia.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 8.12 \text{ ft}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 2.23 \text{ in}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 29.04 \text{ ft}$$

Donde:

$$h_o = (d - t_f) = 11.53 \text{ in}$$

Se determinará los momento plástico y momento nominal:

$$M_p = F_y Z_x = 192.60 \text{ Kip} - \text{ft} = 26.58 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\bullet M_n = F_y * Z_x \quad \text{si } L_b < L_p$$

$$\bullet M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - 0.7F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

$$\text{Si } L_p < L_b < L_r$$

$$\bullet M_n = F_{cr} * S_x \quad \text{si } L_r < L_b$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} = 940.60 \text{ Ksi} = 661295.93 \text{ Ton}$$

Se tiene $L_b=3.28 \text{ ft}$, $L_p=8.12 \text{ ft}$ y $L_r=29.04 \text{ ft}$, por lo que nos encontramos en el primer caso. Donde L_b es la longitud sin soporte lateral del ala a compresión.

$$\phi M_n = 173.34 \text{ Kips} - \text{ft} = 24.02 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se verifica que el momento de diseño sea mayor que el de demanda.

$$\phi_b M_n = 24.02 \text{ Ton} - \text{m} > M_u = 2.80 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se verificará el diseño a compresión y flexión, el M_r se obtendrá considerando los efectos de segundo orden.

Tabla C. Relación de esbeltez de vigas Piso 1-2

	X	Y	$4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	COMPROBACIÓN
L (m)	4.2	1.40	133.68	SI CUMPLE
kl/r =	32.11	28.27	133.68	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se determinará la tensión crítica elástica y los límites a la compresión y tensión, mediante las ecuaciones de Euler, las cuales deben ser comprobadas con las resistencias últimas obtenidas del modelo.

Tabla CI. Fuerza de diseño a la compresión y tensión

	X	Y
Fe	195199.91	251870.26
Fy/Fe	0.130	0.100
φ Fcr	21576.15	21576.15
φ Pnt (ton)	191	191
φ Pnc (ton)	180.91	183.13

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

A continuación, se determinará la resistencia requerida a flexión M_{rx} y M_{ry} . Para calcular la resistencia requerida a flexión M_{rx} y M_{ry} , se aplicará las siguientes ecuaciones:

$$M_{rx} = B_{1x} * M_{ntx} + B_{2x} * M_{ltx}$$

Como se trata de un pórtico arriostrado, el valor de M_{ltx} es 0, por lo tanto, solo es necesario calcular B_{1x} . El valor de C_m se asume como 1 conservadoramente.

$$B1 = \frac{Cm}{1 - \alpha \frac{Pr}{Pe1}} \geq 1$$

$$Pe1 = \frac{\pi^2 EI}{(K1L)^2}$$

Tabla CII: Relación de la resistencia a compresión de las vigas Piso 1-2

# PISO	Pe1 (ton)	B1	Mrx (ton-m)	ϕcPn (ton)	Prx (ton)	Prx/ ϕcPn
1-2	1640.14	1.11	3.35	180.91	158.23	0.875

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Para verificar que la secciones son satisfactorias, se calculará la ecuación de interacción, cuyo resultado deberá ser menor que 1. Se debe tener en cuenta que:

- Si $Pr/Pc > 0.2$ $\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$
- Si $Pr/Pc < 0.2$ $\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$

La ecuación de interacción evalúa los efectos de compresión y flexión, esto se realiza de acuerdo con la AISC 360-10 sección H1.1. Si el resultado de la ecuación de interacción es menor a 1, significa que se satisface los requerimientos. Como la relación entre Pr/Pc es mayor a 0.2, se utilizará la siguiente ecuación:

Tabla CIII. Fórmula de interacción

# PISO	$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$	Comprobación
1-2	0.99	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

La relación demanda capacidad:

$$\frac{D}{C} = 0.99$$

Eso significa que tiene una relación en el rango IDEAL.

Piso 3-4-5

Tabla CIV. Características de riostras piso 3-4-5

d	25.50	cm	Ix	3761.72	cm ⁴
tw	0.63	cm	Iy	167.58	cm ⁴
b	10.05	cm	Sx	293.75	cm ³
tf	0.99	cm	rx	10.35	cm
As	35.13	cm ²	ry	2.19	cm
Jt	9.10	cm	Zx	337.50	cm ³
Cw	25390.63	cm	Zy	52.34	cm ³

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se calculará la relación ancho-espesor de las alas y el alma:

$$\lambda_f = b_f/2/t_f = 5.09 < \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 10.79 \quad \mathbf{ok}$$

$$\lambda_w = (d - 2tf)/tw = 37.64 < \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 106.72 \quad \mathbf{ok}$$

La sección es **sísmicamente compacta**.

Se comprobará la relación de esbeltez en los arriostros de ambos sentidos, es decir el elemento estará arriostros por la mitad y en el otro sentido se mantendrá su longitud total:

Tabla CV. Relación de esbeltez arriostramientos Piso 3-4-5

	X	Y	$4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	COMPROBACIÓN
L (m)	4.97	2.49	113.68	SI CUMPLE
kl/r =	47.26	111.94	113.68	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se determinará la tensión crítica elástica y los límites a la compresión y tensión, mediante las ecuaciones de Euler, las cuales deben ser comprobadas con las resistencias últimas obtenidas del modelo:

Tabla CVI. Fuerza de diseño a la compresión y tensión

	X	Y
P_tmáx	119.20	
F_e (ton/m²)	90083.55	16059.34
F_y/F_e	0.281	1.576
φ F_{cr} (ton/m²)	20251.89	11777.53
φ P_{nt} (ton)	82.59	
φ P_{nc} (ton)	73.43	42.70
P_u (ton)	12.22	
COMPROBACIÓN	SI CUMPLE	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Por lo tanto, se concluye que el arriostramiento cumple con los límites de diseño. A continuación, se diseñará las vigas arriostradas mediante el método por capacidad.

Inicialmente se deberá obtener la descomposición de las fuerzas de tensión y compresión de los arriostramientos, teniendo en consideración:

La fuerza de tensión en los arriostramientos:

$$Pt = \phi t * Fy * Ag = 119.28 \text{ ton}$$

Las fuerzas a compresión en las vigas:

$$Pb = \frac{\phi Pnc}{0.9} * 0.30 = 14.23 \text{ ton}$$

Tabla CVII. Medidas de los pórticos arriostrados en SENTIDO X

Y1	3.1	m	
Y2	3.1	m	
X	4.2	m	
a1	36.43	a2	36.43

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Por lo tanto, Pu a compresión es:

$$Pu = Pt * \cos(\alpha 1) - Pb * \cos(\alpha 2) = 99.01 \text{ ton}$$

El momento último se obtiene del modelo:

$$Mu = 3.28 \text{ ton} - m$$

Debido que la sección utilizada de los pisos del 1 al 5 en sentido X es la sección W12X45 y esta ya fue analizada, no es necesario repetir el proceso.

Pero si se debe verificar el diseño a compresión y flexión, el Mr se obtendrá considerando los efectos de segundo orden.

Tabla CVIII. Relación de esbeltez de vigas Piso3-4-5

	X	Y	$4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	COMPROBACIÓN
L (m)	4.2	1.40	133.53	SI CUMPLE
kl/r =	32.11	28.27	133.68	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se determinará la tensión crítica elástica y los límites a la compresión y tensión, mediante las ecuaciones de Euler, las cuales deben ser comprobadas con las resistencias últimas obtenidas del modelo.

Tabla CIX. Fuerza de diseño a la compresión y tensión

	X	Y
Fe (ton/m²)	195199.91	251870.26
Fy/Fe	0.130	0.100
φ Fcr (ton/m²)	21576.16	
φ Pnt (ton)	191	191
φ Pnc (ton)	180.91	183.13

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

A continuación, se determinará la resistencia requerida a flexión M_{rx} y M_{ry} . Para calcular la resistencia requerida a flexión M_{rx} y M_{ry} , se aplicará las siguientes ecuaciones:

$$M_{rx} = B_{1x} * M_{ntx} + B_{2x} * M_{ltx}$$

Como se trata de un pórtico arriostrado, el valor de M_{ltx} es 0, por lo tanto, solo es necesario calcular B_1 . El valor de C_m se asume como 1 conservadoramente.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$$

Tabla CX: Relación de la resistencia a compresión de las vigas Piso 3-4-5

# PISO	Pe1	B1	Mrx	ϕcPn	Prx	Prx/ ϕcPn
3-4-5	1640.14	1.16	3.00	180.91	99.01	0.547

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Para verificar que la secciones son satisfactorias, se calculará la ecuación de interacción, cuyo resultado deberá ser menor que 1. Se debe tener en cuenta que:

- Si $Pr/Pc > 0.2$ $\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$
- Si $Pr/Pc < 0.2$ $\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$

La ecuación de interacción evalúa los efectos de compresión y flexión, esto se realiza de acuerdo con la AISC 360-10 sección H1.1. Si el resultado de la ecuación de interacción es menor a 1, significa que se satisface los requerimientos. Como la relación entre Pr/Pc es mayor a 0.2, se utilizará la siguiente ecuación:

Tabla CXI. Fórmula de interacción

# PISO	$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$	Comprobación
3-4-5	0.66	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

La relación demanda capacidad:

$$\frac{D}{C} = 0.66$$

Eso significa que tiene una relación en el rango INTERMEDIO.

Piso 6

Tabla CXII. Características de riostras piso 6

d	20.28	cm	I_x	1875.00	cm ⁴
tw	0.61	cm	I_y	133.20	cm ⁴
b	10.03	cm	S_x	184.38	cm ³
tf	0.79	cm	r_x	8.23	cm
As	27.75	cm ²	r_y	2.19	cm
J_t	5.35	cm	Z_x	212.50	cm ³
C_w	51.8	cm	Z_y	41.72	cm ³

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se calculará la relación ancho-espesor de las alas y el alma:

$$\lambda_f = b_f/2/t_f = 6.37 < \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 10.79 \quad \text{ok}$$

$$\lambda_w = (d - 2tf)/tw = 30.53 < \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 106.72 \quad \text{ok}$$

La sección es **sísmicamente compacta**.

Se comprobará la relación de esbeltez en los arriostramientos de ambos sentidos, es decir el elemento estará arriostrado por la mitad y en el otro sentido se mantendrá su longitud total:

Tabla CXIII. Relación de esbeltez arriostramientos Piso 6

	X	Y	$4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	COMPROBACIÓN
L (m)	4.97	2.49	133.68	SI CUMPLE
kl/r =	59.47	111.68	133.68	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se determinará la tensión crítica elástica y los límites a la compresión y tensión, mediante las ecuaciones de Euler, las cuales deben ser comprobadas con las resistencias últimas obtenidas del modelo:

$$Pt \text{ máx} = Ry * Fy * Ag$$

$$\varphi t Pn = \varphi t * Fy * Ag$$

$$\varphi c Pn = \varphi c * Fcr * Ag$$

$$Fcr = (0.658^{Fy/Fe}) * Fy$$

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Tabla CXIV. Fuerza de diseño a la compresión y tensión

	X	Y
Ptmáx (ton)		94.14
Fe (ton/m2)	56890.09	16132.92
Fy/Fe	0.445	1.569
φ Fcr (ton/m2)	18908.93	11813.02
φ Pnt (ton)		65.25
φ Pnc (ton)	54.17	33.84
Pu (ton)		1.75
COMPROBACIÓN	SI CUMPLE	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Por lo tanto, se concluye que el arriostramiento cumple con los límites de diseño. A continuación, se diseñará las vigas arriostradas mediante el método por capacidad.

Inicialmente se deberá obtener la descomposición de las fuerzas de tensión y compresión de los arriostramientos, teniendo en consideración:

La fuerza de tensión en los arriostramientos:

$$Pt = \varphi t * Fy * Ag = 94.25 \text{ ton}$$

Las fuerzas a compresión en las vigas:

$$P_b = \frac{\phi P_{nc}}{0.9} * 0.30 = 0 \text{ ton}$$

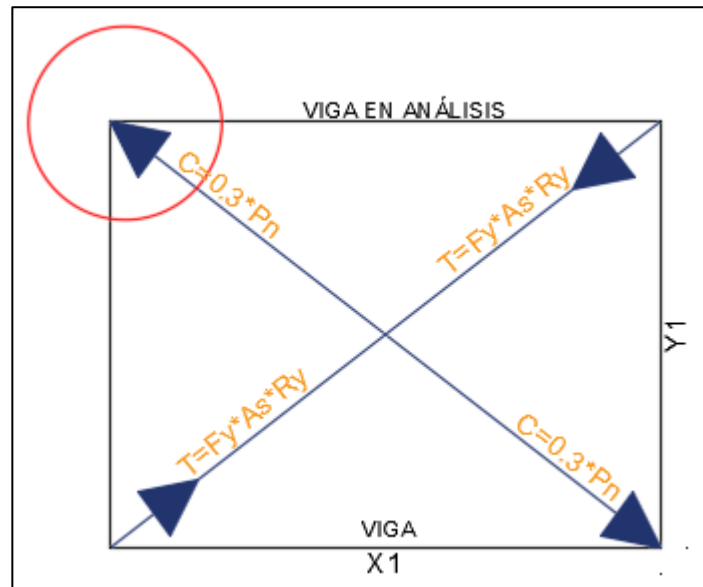


Figura 4.33 Descomposición de las fuerzas a tensión y compresión
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla CXV. Medidas de los pórticos arriostrados en SENTIDO X

Y1	3.1	m
X	4.2	m
a1	36.43	

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Por lo tanto, P_u a compresión es:

$$P_u = P_t * \cos(\alpha) = 87.31 \text{ ton}$$

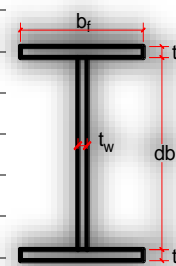
El momento último se obtiene del modelo:

$$M_u = 1.51 \text{ ton} - m$$

La comprobación de las secciones se realizará de igual manera que se ha realizado en los modelos anteriores. En el piso 6 sentido X, se utilizará la sección W12X35.

Tabla CXVI. Características de las vigas principales SENTIDO X Piso 6

SECCIÓN W12X35	
d (in)	12.5
tw (in)	0.3
b (in)	6.56
tf(in)	0.52
As (in2)	10.3
Ix (in4)	285
Iy (in4)	24.5
Sx (in3)	45.6
rx (in)	5.25
ry (in)	1.54
Zx (in3)	51.2
Zy (in3)	11.5
Jt (in4)	0.741
Cw (in6)	879



Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se evaluar si la sección es sísmicamente compacta, así como también que la sección cumpla con los momentos y cortante requeridos.

Se procede a verificar si la sección es compacta

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = 6.31$$

$$\lambda_w = \frac{d - 2t_f}{t_w} = 38.20$$

$$\lambda_f < \lambda_{psf}$$

$$\lambda_{psf} = 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 8.51$$

$$\lambda_{psw} = 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 42.29 \quad \lambda_w < \lambda_{psw}$$

El alma y las alas son **SÍSMICAMENTE COMPACTAS**.

Se procede a comprobar la resistencia de la viga. Obteniendo inicialmente las longitudes para limitar los estados de resistencia.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 6.41 \text{ ft}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 1.79 \text{ in}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 21.19 \text{ ft}$$

Donde:

$$h_o = (d - t_f) = 11.98 \text{ in}$$

Se determinará los momento plástico y momento nominal:

$$M_p = F_y Z_x = 153.60 \text{ Kip} - \text{ft} = 21.20 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\bullet M_n = F_y * Z_x \quad \text{si } L_b < L_p$$

$$\bullet M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - 0.7 F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

$$\text{Si } L_p < L_b < L_r$$

$$\bullet M_n = F_{cr} * S_x \quad \text{si } L_r < L_b$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 609.52 \text{Ksi} = 428528.64 \text{Ton/m}^2$$

Se tiene $L_b=3.28$ ft, $L_p=6.41$ ft y $L_r=21.19$ ft, por lo que nos encontramos en el primer caso. Donde L_b es la longitud sin soporte lateral del ala a compresión.

$$\phi M_n = 138.24 \text{Kips} - \text{ft} = 19.16 \text{Ton} - \text{m}$$

Se verifica que el momento de diseño sea mayor que el de demanda.

$$\phi_b M_n = 23.92 \text{Ton} - \text{m} > M_u = 10.90 \text{Ton} - \text{m}$$

Se verificará el diseño a compresión y flexión, el M_r se obtendrá considerando los efectos de segundo orden.

Tabla CXVII. Relación de esbeltez de vigas Piso 6

	X	Y	$4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	COMPROBACIÓN
L (m)	4.2	1.40	133.68	SI CUMPLE
kl/r =	31.50	35.79	133.68	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se determinará la tensión crítica elástica y los límites a la compresión y tensión, mediante las ecuaciones de Euler, las cuales deben ser comprobadas con las resistencias últimas obtenidas del modelo.

Tabla CXVIII. Fuerza de diseño a la compresión y tensión

	X	Y
Fe (ton/m2)	202854.09	157090.21
Fy/Fe	0.125	0.161
φ Fcr (ton/m2)	21620.38	21293.94
φ Pnt (ton)	150.17	
φ Pnc (ton)	142.53	140.38

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

A continuación, se determinará la resistencia requerida a flexión M_{rx} y M_{ry} . Para calcular la resistencia requerida a flexión M_{rx} y M_{ry} , se aplicará las siguientes ecuaciones:

$$M_{rx} = B1x * M_{ntx} + B2x * M_{ltx}$$

Como se trata de un pórtico arriostrado, el valor de M_{ltx} es 0, por lo tanto, solo es necesario calcular $B1$. El valor de C_m se asume como 1 conservadoramente.

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K1L)^2}$$

Tabla CXIX. Relación de la resistencia a compresión de las vigas Piso 6

# PISO	Pe1	B1	Mrx	φcPn	Prx	Prx/φcPn
6	1343.22	1.07	1.75	140.38	86.62	0.617

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Para verificar que la secciones son satisfactorias, se calculará la ecuación de interacción, cuyo resultado deberá ser menor que 1. Se debe tener en cuenta que:

- Si $Pr/Pc > 0.2$ $\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$
- Si $Pr/Pc < 0.2$ $\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$

La ecuación de interacción evalúa los efectos de compresión y flexión, esto se realiza de acuerdo con la AISC 360-10 sección H1.1. Si el resultado de la ecuación de interacción es menor a 1, significa que se satisface los requerimientos. Como la relación entre Pr/Pc es mayor a 0.2, se utilizará la siguiente ecuación:

Tabla CXX. Fórmula de interacción

# PISO	$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$	Comprobación
6	0.69	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

La relación demanda capacidad:

$$\frac{D}{C} = 0.69$$

Eso significa que tiene una relación en el rango INTERMEDIO.

Sentido Y

Piso 1

Tabla CXXI. Características de riostras piso 1

d	30.25	cm	I_x	13593.75	cm ⁴
tw	0.84	cm	I_y	1953.13	cm ⁴
b	20.13	cm	S_x	901.56	cm ³
tf	1.44	cm	r_x	12.88	cm
As	81.88	cm ²	r_y	4.88	cm
J_t	49.22	cm	Z_x	1003.13	cm ³
C_w	402832.03	cm	Z_y	296.88	cm ³

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se calculará la relación ancho-espesor de las alas y el alma:

$$\lambda_f = b_f/2/t_f = 7.00 < \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 10.79 \quad \text{ok}$$

$$\lambda_w = (d - 2tf)/tw = 32.69 < \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 106.72 \quad \text{ok}$$

La sección es **sísmicamente compacta**.

Se comprobará la relación de esbeltez en los arriostros de ambos sentidos, es decir el elemento estará arriostros por la mitad y en el otro sentido se mantendrá su longitud total:

Tabla CXXII. Relación de esbeltez arriostros Piso 1

	X	Y	$4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	COMPROBACIÓN
L (m)	4.81	2.41	113.53	SI CUMPLE
kl/r =	36.77	48.56	113.53	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se determinará la tensión crítica elástica y los límites a la compresión y tensión, mediante las ecuaciones de Euler, las cuales deben ser comprobadas con las resistencias últimas obtenidas del modelo:

$$Pt \text{ máx} = Ry * Fy * Ag$$

$$\varphi t Pn = \varphi t * Fy * Ag$$

$$\varphi c Pn = \varphi c * Fcr * Ag$$

$$Fcr = (0.658^{Fy/Fe}) * Fy$$

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Tabla CXXIII. Fuerza de diseño a la compresión y tensión

	X	Y
Ptmáx (ton)	275.89	
Fe (ton/m2)	148827.05	85348.64
Fy/Fe	0.17	0.297
φ Fcr	21214.08	20120.20
φ Pnt (ton)	192.52	
φ Pnc (ton)	179.30	170.05
Pu (ton)	27.51	27.51
COMPROBACIÓN	SI CUMPLE	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Por lo tanto, se concluye que el arriostramiento cumple con los límites de diseño. A continuación, se diseñará las vigas arriostradas mediante el método por capacidad.

Inicialmente se deberá obtener la descomposición de las fuerzas de tensión y compresión de los arriostramientos, teniendo en consideración:

La fuerza de tensión en los arriostramientos:

$$Pt = Ry * Fy * Ag = 278.03ton$$

Las fuerzas a compresión en las vigas:

$$Pb = \frac{\phi Pnc}{0.9}$$

Tabla CXXIV. Medidas de los pórticos arriostrados en SENTIDO X

Y1	3.1	m		
Y2	3.1	m		
X1	4.0	m		
a1	37.78	a2	37.78	

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Por lo tanto, Pu a compresión es:

$$Pu = Pt * \cos(\alpha 1) - Pb * \cos(\alpha 2) = 174.97 ton$$

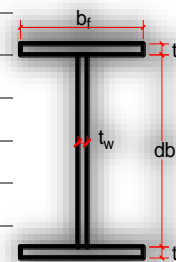
El momento último se obtiene del modelo:

$$Mu = 0.63 ton - m$$

La comprobación de las secciones se realizará de igual manera que se ha realizado en los modelos anteriores. En el piso 1 sentido Y, se utilizará las secciones W12X45.

Tabla CXXV. Características de las vigas principales SENTIDO Y Piso 1

SECCIÓN W12X45	
d (in)	12.1
tw (in)	0.335
b (in)	8.05
tf(in)	0.575
As (in2)	13.1
Ix (in4)	348
Iy (in4)	50
Sx (in3)	57.7
rx (in)	5.15
ry (in)	1.95
Zx (in3)	64.2
Zy (in3)	19
Jt (in4)	1.26
Cw (in6)	1650



Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se evaluar si la sección es sísmicamente compacta, así como también que la sección cumpla con los momentos y cortante requeridos.

Se procede a verificar si la sección es compacta

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = 7.00$$

$$\lambda_w = \frac{d - 2t_f}{t_w} = 32.69$$

$$\lambda_{psf} = 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 8.51 \quad \lambda_f < \lambda_{psf}$$

$$\lambda_{psw} = 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 42.29 \quad \lambda_w < \lambda_{psw}$$

El alma y las alas son **SÍSMICAMENTE COMPACTAS.**

Se procede a comprobar la resistencia de la viga. Obteniendo inicialmente las longitudes para limitar los estados de resistencia.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 8.12 \text{ ft}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 2.23 \text{ in}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 29.04 \text{ ft}$$

Donde:

$$h_o = (d - t_f) = 11.53 \text{ in}$$

Se determinará los momento plástico y momento nominal:

$$M_p = F_y Z_x = 192.60 \text{ Kip} - \text{ft} = 26.58 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\bullet M_n = F_y * Z_x \quad \text{si } L_b < L_p$$

$$\bullet M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - 0.7F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

$$\text{Si } L_p < L_b < L_r$$

$$\bullet M_n = F_{cr} * S_x \quad \text{si } L_r < L_b$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 940.60 \text{ Ksi} = 661295.93 \text{ Ton}$$

Se tiene $L_b=3.28$ ft, $L_p=8.12$ ft y $L_r=29.04$ ft, por lo que nos encontramos en el primer caso. Donde L_b es la longitud sin soporte lateral del ala a compresión.

$$\phi M_n = 173.34 \text{Kips} - \text{ft} = 24.02 \text{Ton} - \text{m}$$

Se verifica que el momento de diseño sea mayor que el de demanda.

$$\phi_b M_n = 24.02 \text{Ton} - \text{m} > M_u = 0.72 \text{Ton} - \text{m}$$

Se verificará el diseño a compresión y flexión, el M_r se obtendrá considerando los efectos de segundo orden.

Tabla CXXVI. Relación de esbeltez de vigas Piso 1

	X	Y	$4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	COMPROBACIÓN
L (m)	4.0	1.40	113.53	SI CUMPLE
kl/r =	30.58	40.38	113.53	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se determinará la tensión crítica elástica y los límites a la compresión y tensión, mediante las ecuaciones de Euler, las cuales deben ser comprobadas con las resistencias últimas obtenidas del modelo.

Tabla CXXVII. Fuerza de diseño a la compresión y tensión

	X	Y
Fe	215207.90	123416.43
Fy/Fe	0.118	0.205
ϕ Fcr	21685.29	20905.71
ϕ Pnt (ton)	191	
ϕ Pnc (ton)	181.82	175.29

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

A continuación, se determinará la resistencia requerida a flexión M_{rx} y M_{ry} . Para calcular la resistencia requerida a flexión M_{rx} y M_{ry} , se aplicará las siguientes ecuaciones:

$$M_{rx} = B1x * M_{ntx} + B2x * M_{ltx}$$

Como se trata de un pórtico arriostrado, el valor de M_{ltx} es 0, por lo tanto, solo es necesario calcular $B1$. El valor de C_m se asume como 1 conservadoramente.

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K1L)^2}$$

Tabla CXXVIII. Relación de la resistencia a compresión de las vigas Piso 1-2

# PISO	P_{e1} (ton)	$B1$	M_{rx} (ton-m)	$\phi_c P_n$ (ton)	P_{rx} (ton)	$P_{rx}/\phi_c P_n$
1-2	1808.25	1.11	0.76	180.91	173.62	0.99

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Para verificar que las secciones son satisfactorias, se calculará la ecuación de interacción, cuyo resultado deberá ser menor que 1. Se debe tener en cuenta que:

- Si $P_r/P_c > 0.2$ $\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$
- Si $P_r/P_c < 0.2$ $\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$

La ecuación de interacción evalúa los efectos de compresión y flexión, esto se realiza de acuerdo con la AISC 360-10 sección H1.1. Si el

resultado de la ecuación de interacción es menor a 1, significa que se satisface los requerimientos. Como la relación entre Pr/Pc es mayor a 0.2, se utilizará la siguiente ecuación:

Tabla CXXIX. Fórmula de interacción

# PISO	$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$	Comprobación
1	1.02	NO CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

La relación dio como resultado 1.02, por lo tanto, no cumple. Pero se considera aceptable hasta 1.07.

La relación demanda capacidad:

$$\frac{D}{C} = 1.02$$

Eso significa que tiene una relación en el rango **ACEPTABLE**.

Piso 2

Tabla CXXX. Características de riostras piso 2

d	29.75	cm	lx	11992.19	cm ⁴
tw	0.74	cm	ly	1722.66	cm ⁴
b	20.03	cm	Sx	804.69	cm ³
tf	1.29	cm	rx	12.83	cm
As	73.13	cm ²	ry	4.85	cm
Jt	35.39	cm	Zx	890.63	cm ³
Cw	351562.50	cm	Zy	262.50	cm ³

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se calculará la relación ancho-espesor de las alas y el alma:

$$\lambda_f = b_f/2/t_f = 7.78 < \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 10.79 \quad \text{ok}$$

$$\lambda_w = (d - 2t_f)/t_w = 36.85 < \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 106.72 \quad \text{ok}$$

La sección es **SÍSMICAMENTE COMPACTA**.

Se comprobará la relación de esbeltez en los arriostramientos de ambos sentidos, es decir el elemento estará arriostrado por la mitad y en el otro sentido se mantendrá su longitud total:

Tabla CXXXI. Relación de esbeltez arriostramientos Piso 2

	X	Y	$4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	COMPROBACIÓN
L (m)	4.81	2.41	113.68	SI CUMPLE
kl/r =	36.91	48.81	113.68	SI CUMPLE

Fuente. **Baños, M., Rosales, C., 2017**

Se determinará la tensión crítica elástica y los límites a la compresión y tensión, mediante las ecuaciones de Euler, las cuales deben ser comprobadas con las resistencias últimas obtenidas del modelo:

Tabla CXXXII. Fuerza de diseño a la compresión y tensión

	X	Y
P_{tmáx}	246.40	
Fe (ton/m²)	147673.36	84475.52
F_y/Fe	0.171	0.300
φ F_{cr} (ton/m²)	21202.28	20094.40
φ P_{nt} (ton)	171.95	
φ P_{nc} (ton)	160.04	151.68
P_u (ton)	38.29	
COMPROBACIÓN	SI CUMPLE	SI CUMPLE

Fuente. **Baños, M., Rosales, C., 2017**

Por lo tanto, se concluye que el arriostramiento cumple con los límites de diseño. A continuación, se diseñará las vigas arriostradas mediante el método por capacidad.

Inicialmente se deberá obtener la descomposición de las fuerzas de tensión y compresión de los arriostramientos, teniendo en consideración:

La fuerza de tensión en los arriostramientos:

$$P_t = \phi_t * F_y * A_g = 248.32 \text{ ton}$$

Las fuerzas a compresión en las vigas:

$$P_b = \frac{\phi P_{nc}}{0.9} * 0.30 = 50.55 \text{ ton}$$

Tabla CXXXIII. Medidas de los pórticos arriostrados en SENTIDO X

Y1	3.1	m		
Y2	3.1	m		
X	4.0	m		
a1	37.78	a2	37.78	

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Por lo tanto, P_u a compresión es:

$$P_u = P_t * \cos(\alpha 1) - P_b * \cos(\alpha 2) = 156.32 \text{ ton}$$

El momento último se obtiene del modelo:

$$M_u = 2.02 \text{ ton} - m$$

Debido que la sección utilizada en el piso 2 sentido Y es W12X45 y está ya fue analizada, no es necesario repetir el proceso.

Pero si se debe verificar el diseño a compresión y flexión, el Mr se obtendrá considerando los efectos de segundo orden.

Tabla CXXXIV. Relación de esbeltez de vigas Piso 2

	X	Y	$4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	COMPROBACIÓN
L (m)	4.	2	113.53	SI CUMPLE
kl/r =	30.58	40.38	113.53	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se determinará la tensión crítica elástica y los límites a la compresión y tensión, mediante las ecuaciones de Euler, las cuales deben ser comprobadas con las resistencias últimas obtenidas del modelo.

Tabla CXXXV. Fuerza de diseño a la compresión y tensión

	X	Y
Fe (ton/m²)	215207.90	123416.43
Fy/Fe	0.118	0.205
φ Fcr (ton/m²)	21685.29	
φ Pnt (ton)	191	191
φ Pnc (ton)	181.82	175.29

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

A continuación, se determinará la resistencia requerida a flexión Mrx y Mry. Para calcular la resistencia requerida a flexión Mrx y Mry, se aplicará las siguientes ecuaciones:

$$Mr_x = B1_x * Mnt_x + B2_x * Mlt_x$$

Como se trata de un pórtico arriostrado, el valor de M_{1x} es 0, por lo tanto, solo es necesario calcular B_1 . El valor de C_m se asume como 1 conservadoramente.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$$

Tabla CXXXVI. Relación de la resistencia a compresión de las vigas
Piso 1-2

# PISO	P_{e1}	B_1	M_{rx}	$\phi_c P_n$	P_{rx}	$P_{rx}/\phi_c P_n$
1-2	1808.25	1.09	2.40	175.29	155.11	0.885

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Para verificar que las secciones son satisfactorias, se calculará la ecuación de interacción, cuyo resultado deberá ser menor que 1. Se debe tener en cuenta que:

- Si $P_r/P_c > 0.2$ $\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$
- Si $P_r/P_c < 0.2$ $\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$

La ecuación de interacción evalúa los efectos de compresión y flexión, esto se realiza de acuerdo con la AISC 360-10 sección H1.1. Si el resultado de la ecuación de interacción es menor a 1, significa que se satisfacen los requerimientos. Como la relación entre P_r/P_c es mayor a 0.2, se utilizará la siguiente ecuación:

Tabla CXXXVII. Fórmula de interacción

# PISO	$\frac{Pr}{2P_c} + \left(\frac{Mr_x}{Mc_x} + \frac{Mr_y}{Mc_y}\right) \leq 1$	Comprobación
1-2	0.97	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

La relación demanda capacidad:

$$\frac{D}{C} = 0.97$$

Eso significa que tiene una relación en el rango **IDEAL**.

Piso 3-4-5

Tabla CXXXVIII. Características de riostras piso 3-4-5

d	25.50	cm	Ix	3761.72	cm ⁴
tw	0.63	cm	Iy	167.58	cm ⁴
b	10.05	cm	Sx	293.75	cm ³
tf	0.99	cm	rx	10.35	cm
As	35.13	cm ²	ry	2.19	cm
Jt	9.10	cm ⁴	Zx	337.50	cm ³
Cw	25390.63	cm ⁶	Zy	52.34	cm ³

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se calculará la relación ancho-espesor de las alas y el alma:

$$\lambda_f = b_f/2/t_f = 5.09 < \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 10.79 \quad \mathbf{ok}$$

$$\lambda_w = (d - 2tf)/tw = 37.64 < \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 106.72 \quad \mathbf{ok}$$

La sección es **SÍSMICAMENTE COMPACTA**.

Se comprobará la relación de esbeltez en los arriostramientos de ambos sentidos, es decir el elemento estará arriostrado por la mitad y en el otro sentido se mantendrá su longitud total:

Tabla CXXXIX. Relación de esbeltez arriostramientos Piso 3-4-5

	X	Y	$4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	COMPROBACIÓN
L (m)	4.81	2.41	133.68	SI CUMPLE
kl/r =	45.74	108.34	133.68	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se determinará la tensión crítica elástica y los límites a la compresión y tensión, mediante las ecuaciones de Euler, las cuales deben ser comprobadas con las resistencias últimas obtenidas del modelo:

Tabla CXL. Fuerza de diseño a la compresión y tensión

	X	Y
P_{tmáx} (ton)	118.36	
Fe (ton/m²)	96176.31	17145.50
F_y/Fe	0.263	1.476
φ F_{cr} (ton/m²)	20403.33	12280.13
φ P_{nt} (ton)	82.59	
φ P_{nc} (ton)	73.98	44.53
P_u (ton)	20.27	
COMPROBACIÓN	SI CUMPLE	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Por lo tanto, se concluye que el arriostramiento cumple con los límites de diseño. A continuación, se diseñará las vigas arriostradas mediante el método por capacidad.

Inicialmente se deberá obtener la descomposición de las fuerzas de tensión y compresión de los arriostramientos, teniendo en consideración:

La fuerza de tensión en los arriostramientos:

$$Pt = \varphi t * Fy * Ag = 119.28ton$$

Las fuerzas a compresión en las vigas:

$$Pb = \frac{\varphi Pnc}{0.9} * 0.30 = 14.84ton$$

Tabla CXLI. Medidas de los pórticos arriostrados en SENTIDO X

Y1	3.1	m		
Y2	3.1	m		
X	4.0	m		
a1	37.78	a2	37.78	

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Por lo tanto, Pu a compresión es:

$$Pu = Pt * \cos(\alpha 1) - Pb * \cos(\alpha 2) = 97.81ton$$

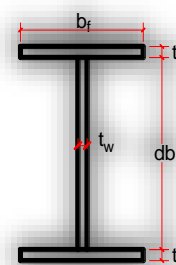
El momento último se obtiene del modelo:

$$Mu = 2.29 ton - m$$

La comprobación de las secciones se realizará de igual manera que se ha realizado en los modelos anteriores. En el piso 1 sentido Y, se utilizará las secciones W12X35.

Tabla CXLII. Características de las vigas principales SENTIDO Y Piso 3-4-5

SECCIÓN W12X35	
d (in)	12.5
tw (in)	0.3
b (in)	6.56
tf(in)	0.52
As (in2)	10.3
Ix (in4)	285
Iy (in4)	24.5
Sx (in3)	45.6
rx (in)	5.25
ry (in)	1.54
Zx (in3)	51.2
Zy (in3)	11.5
Jt (in4)	0.741
Cw (in6)	879



Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se evaluar si la sección es sísmicamente compacta, así como también que la sección cumpla con los momentos y cortante requeridos.

Se procede a verificar si la sección es compacta

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = 6.31$$

$$\lambda_w = \frac{d - 2t_f}{t_w} = 38.20$$

$$\lambda_{psf} = 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 8.51$$

$$\lambda_f < \lambda_{psf}$$

$$\lambda_{psw} = 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 42.29 \quad \lambda_w < \lambda_{psw}$$

El alma y las alas son **SÍSMICAMENTE COMPACTAS**.

Se procede a comprobar la resistencia de la viga. Obteniendo inicialmente las longitudes para limitar los estados de resistencia.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 6.41 \text{ ft}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 1.79 \text{ in}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 21.19 \text{ ft}$$

Donde:

$$h_o = (d - t_f) = 11.98 \text{ in}$$

Se determinará los momento plástico y momento nominal:

$$M_p = F_y Z_x = 153.60 \text{ Kip} - \text{ft} = 21.20 \text{ Ton} - \text{m}$$

- $M_n = F_y * Z_x$ si $L_b < L_p$
- $M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - 0.7 F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$
Si $L_p < L_b < L_r$
- $M_n = F_{cr} * S_x$ si $L_r < L_b$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 609.52 \text{ Ksi} = 428528.64 \text{ Ton}$$

Se tiene $L_b=3.28$ ft, $L_p=6.41$ ft y $L_r=21.19$ ft, por lo que nos encontramos en el primer caso. Donde L_b es la longitud sin soporte lateral del ala a compresión.

$$\phi M_n = 138.24 \text{ Kips} - \text{ft} = 19.08 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se verifica que el momento de diseño sea mayor que el de demanda.

$$\phi_b M_n = 19.08 \text{ Ton} - \text{m} > M_u = 2.29 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se verificará el diseño a compresión y flexión, el M_r se obtendrá considerando los efectos de segundo orden.

Tabla CXLIII. Relación de esbeltez de vigas Piso 3-4-5

	X	Y	$4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	COMPROBACIÓN
L (m)	4.	2	113.53	SI CUMPLE
kl/r =	30.00	51.13	113.53	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se determinará la tensión crítica elástica y los límites a la compresión y tensión, mediante las ecuaciones de Euler, las cuales deben ser comprobadas con las resistencias últimas obtenidas del modelo.

Tabla CXLIV. Fuerza de diseño a la compresión y tensión

	X	Y
Fe (ton/m²)	223646.63	176974.20
Fy/Fe	0.113	0.329
φ Fcr (ton/m²)	21725.60	19850.57

ϕ Pnt (ton)	150.17	150.17
ϕ Pnc (ton)	143.23	130.87

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

A continuación, se determinará la resistencia requerida a flexión M_{rx} y M_{ry} . Para calcular la resistencia requerida a flexión M_{rx} y M_{ry} , se aplicará las siguientes ecuaciones:

$$M_{rx} = B_{1x} * M_{ntx} + B_{2x} * M_{ltx}$$

Como se trata de un pórtico arriostrado, el valor de M_{ltx} es 0, por lo tanto, solo es necesario calcular B_1 . El valor de C_m se asume como 1 conservadoramente.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$$

Tabla CXLV. Relación de la resistencia a compresión de las vigas Piso 1-2

# PISO	P_{e1}	B_1	M_{rx}	$\phi_c P_n$	P_{rx}	$P_{rx}/\phi_c P_n$
3-4-5	1480.90	1.07	2.66	130.87	97.06	0.742

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Para verificar que las secciones son satisfactorias, se calculará la ecuación de interacción, cuyo resultado deberá ser menor que 1. Se debe tener en cuenta que:

- Si $Pr/P_c > 0.2$ $\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$
- Si $Pr/P_c < 0.2$ $\frac{Pr}{2P_c} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$

La ecuación de interacción evalúa los efectos de compresión y flexión, esto se realiza de acuerdo con la AISC 360-10 sección H1.1. Si el resultado de la ecuación de interacción es menor a 1, significa que se satisface los requerimientos. Como la relación entre Pr/P_c es mayor a 0.2, se utilizará la siguiente ecuación:

Tabla CXLVI. Fórmula de interacción

# PISO	$\frac{Pr}{2P_c} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$	Comprobación
3-4-5	0.86	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

La relación demanda capacidad:

$$\frac{D}{C} = 0.86$$

Eso significa que tiene una relación en el rango **IDEAL**.

Piso 6

Tabla CXLVII. Características de riostras piso 6

d	20.28	cm	I_x	1875.00	cm ⁴
tw	0.61	cm	I_y	133.20	cm ⁴
b	10.03	cm	S_x	184.38	cm ³
tf	0.79	cm	r_x	8.23	cm
As	27.75	cm ²	r_y	2.19	cm
J_t	5.35	cm	Z_x	212.50	cm ³
C_w	12646.48	cm	Z_y	41.72	cm ³

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se calculará la relación ancho-espesor de las alas y el alma:

$$\lambda_f = b_f/2/t_f = 6.37 < \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 10.79 \quad \text{ok}$$

$$\lambda_w = (d - 2tf)/tw = 30.53 < \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 106.72 \quad \text{ok}$$

La sección es **SÍSMICAMENTE COMPACTA**.

Se comprobará la relación de esbeltez en los arriostramientos de ambos sentidos, es decir el elemento estará arriostrado por la mitad y en el otro sentido se mantendrá su longitud total:

Tabla CXLVIII. Relación de esbeltez arriostramientos Piso 6

	X	Y	$4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	COMPROBACIÓN
L (m)	4.81	2.41	133.68	SI CUMPLE
kl/r =	57.56	108.89	133.68	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se determinará la tensión crítica elástica y los límites a la compresión y tensión, mediante las ecuaciones de Euler, las cuales deben ser comprobadas con las resistencias últimas obtenidas del modelo:

Tabla CXLIX. Fuerza de diseño a la compresión y tensión

	X	Y
P_{tmáx}	246.40	
Fe (ton/m²)	147673.36	84475.52
F_y/Fe	0.171	0.300
φ F_{cr} (ton/m²)	21202.28	20094.40
φ P_{nt} (ton)	171.95	
φ P_{nc} (ton)	160.04	151.68
P_u (ton)	38.29	
COMPROBACIÓN	SI CUMPLE	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Por lo tanto, se concluye que el arriostramiento cumple con los límites de diseño. A continuación, se diseñará las vigas arriostradas mediante el método por capacidad.

Inicialmente se deberá obtener la descomposición de las fuerzas de tensión y compresión de los arriostramientos, teniendo en consideración:

La fuerza de tensión en los arriostramientos:

$$P_t = \phi_t * F_y * A_g = 94.23 \text{ ton}$$

Las fuerzas a compresión en las vigas:

$$P_b = \frac{\phi P_{nc}}{0.9} * 0.30 = 0 \text{ ton}$$

Tabla CL. Medidas de los pórticos arriostrados en SENTIDO X

Y1	3.1	m	
Y2	4	m	
X	4.0	m	
a1	37.78	a2	37.78

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Por lo tanto, P_u a compresión es:

$$P_u = P_t * \cos(\alpha 1) - P_b * \cos(\alpha 2) = 85.96 \text{ ton}$$

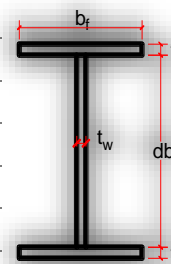
El momento último se obtiene del modelo:

$$M_u = 0.51 \text{ ton} - m$$

La comprobación de las secciones se realizará de igual manera que se ha realizado en los modelos anteriores. En el piso 6 sentido Y, se utilizará las secciones W10X30.

Tabla CLI. Características de las vigas principales SENTIDO Y Piso 6

SECCIÓN W10X30	
d (in)	10.5
tw (in)	0.3
b (in)	5.81
tf(in)	0.51
As (in²)	8.84
Ix (in⁴)	170
Iy (in⁴)	16.7
Sx (in³)	32.4
rx (in)	4.38
ry (in)	1.37
Zx (in³)	36.6
Zy (in³)	8.84
Jt (in⁴)	0.622
Cw (in⁶)	414



Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se evaluar si la sección es sísmicamente compacta, así como también que la sección cumpla con los momentos y cortante requeridos.

Se procede a verificar si la sección es compacta

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = 5.70$$

$$\lambda_w = \frac{d - 2t_f}{t_w} = 31.60$$

$$\lambda_{psf} = 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 8.51 \quad \lambda_f < \lambda_{psf}$$

$$\lambda_{psw} = 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 42.29 \quad \lambda_w < \lambda_{psw}$$

El alma y las alas son **SÍSMICAMENTE COMPACTAS.**

Se procede a comprobar la resistencia de la viga. Obteniendo inicialmente las longitudes para limitar los estados de resistencia.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 5.70 ft$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 1.60 in$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 20.94 ft$$

Donde:

$$h_o = (d - t_f) = 9.99 \text{ in}$$

Se determinará los momento plástico y momento nominal:

$$M_p = F_y Z_x = 109.80 \text{ Kip} - \text{ft} = 15.15 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\bullet M_n = F_y * Z_x \quad \text{si } L_b < L_p$$

$$\bullet M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - 0.7F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

$$\text{Si } L_p < L_b < L_r$$

$$\bullet M_n = F_{cr} * S_x \quad \text{si } L_r < L_b$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} = 495.12 \text{ Ksi} = 348099.16 \text{ Ton}$$

Se tiene $L_b=3.28 \text{ ft}$, $L_p=5.70 \text{ ft}$ y $L_r=20.29 \text{ ft}$, por lo que nos encontramos en el primer caso. Donde L_b es la longitud sin soporte lateral del ala a compresión.

$$\phi M_n = 98.82 \text{ Kips} - \text{ft} = 13.64 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se verifica que el momento de diseño sea mayor que el de demanda.

$$\phi_b M_n = 13.64 \text{ Ton} - \text{m} > M_u = 0.50 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se debe verificar el diseño a compresión y flexión, el M_r se obtendrá considerando los efectos de segundo orden.

Tabla CLII. Relación de esbeltez de vigas Piso 6

	X	Y	$4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	COMPROBACIÓN
L (m)	4.	2	113.53	SI CUMPLE
kl/r =	35.95	57.47	113.53	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se determinará la tensión crítica elástica y los límites a la compresión y tensión, mediante las ecuaciones de Euler, las cuales deben ser comprobadas con las resistencias últimas obtenidas del modelo.

Tabla CLIII. Fuerza de diseño a la compresión y tensión

	X	Y
Fe (ton/m²)	155665.36	60917.89
Fy/Fe	0.163	0.415
φ Fcr (ton/m²)	21280.80	
φ Pnt (ton)	128.89	128.89
φ Pnc (ton)	120.41	108.31

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

A continuación, se determinará la resistencia requerida a flexión M_{rx} y M_{ry} . Para calcular la resistencia requerida a flexión M_{rx} y M_{ry} , se aplicará las siguientes ecuaciones:

$$M_{rx} = B_{1x} * M_{ntx} + B_{2x} * M_{ltx}$$

Como se trata de un pórtico arriostrado, el valor de M_{1tx} es 0, por lo tanto, solo es necesario calcular B1. El valor de C_m se asume como 1 conservadoramente.

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K1L)^2}$$

Tabla CLIV. Relación de la resistencia a compresión de las vigas Piso 1-2

# PISO	Pe1	B1	Mrx	$\phi_c P_n$	Prx	Prx/ $\phi_c P_n$
1-2	883.34	1.11	0.61	108.31	85.29	0.787

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Para verificar que las secciones son satisfactorias, se calculará la ecuación de interacción, cuyo resultado deberá ser menor que 1. Se debe tener en cuenta que:

- Si $P_r/P_c > 0.2$ $\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$
- Si $P_r/P_c < 0.2$ $\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$

La ecuación de interacción evalúa los efectos de compresión y flexión, esto se realiza de acuerdo con la AISC 360-10 sección H1.1. Si el resultado de la ecuación de interacción es menor a 1, significa que se satisfacen los requerimientos. Como la relación entre P_r/P_c es mayor a 0.2, se utilizará la siguiente ecuación:

Tabla CLV. Fórmula de interacción

# PISO	$\frac{Pr}{2P_c} + \left(\frac{Mr_x}{M_{cx}} + \frac{Mr_y}{M_{cy}} \right) \leq 1$	Comprobación
6	0.82	SI CUMPLE

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

La relación demanda capacidad:

$$\frac{D}{C} = 0.82$$

Eso significa que tiene una relación en el rango **IDEAL**.

4.6.3 Diseño de columnas

Las columnas serán diseñadas por capacidad, en las siguientes imágenes se muestra las secciones de las vigas y arriostramientos en ambos sentidos.

Tabla CLVI. Características de secciones Sentido X

Nivel (m)	Arriostramiento				Columnas		Vigas		Losa
	W- shape	As (in2)	Pt (Kips)	0.3Pn (Kips)	b (m)	e (mm)	W- shape	d (m)	e (m)
+18.60	W8x15	4.44	207.792	40	0.50	10	W12x35	0.3175	0.15
+15.50	W10x19	5.62	263.016	54	0.50	10	W12x45	0.30734	0.15
+12.40	W10x19	5.62	263.016	54	0.50	12	W12x45	0.30734	0.15
+9.30	W10x19	5.62	263.016	54	0.50	12	W12x45	0.30734	0.15
+6.20	W12x40	11.7	547.56	117	0.50	14	W12x45	0.30734	0.15
+3.10	W12x40	11.7	547.56	117	0.50	14	W12x45	0.30734	0.15

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

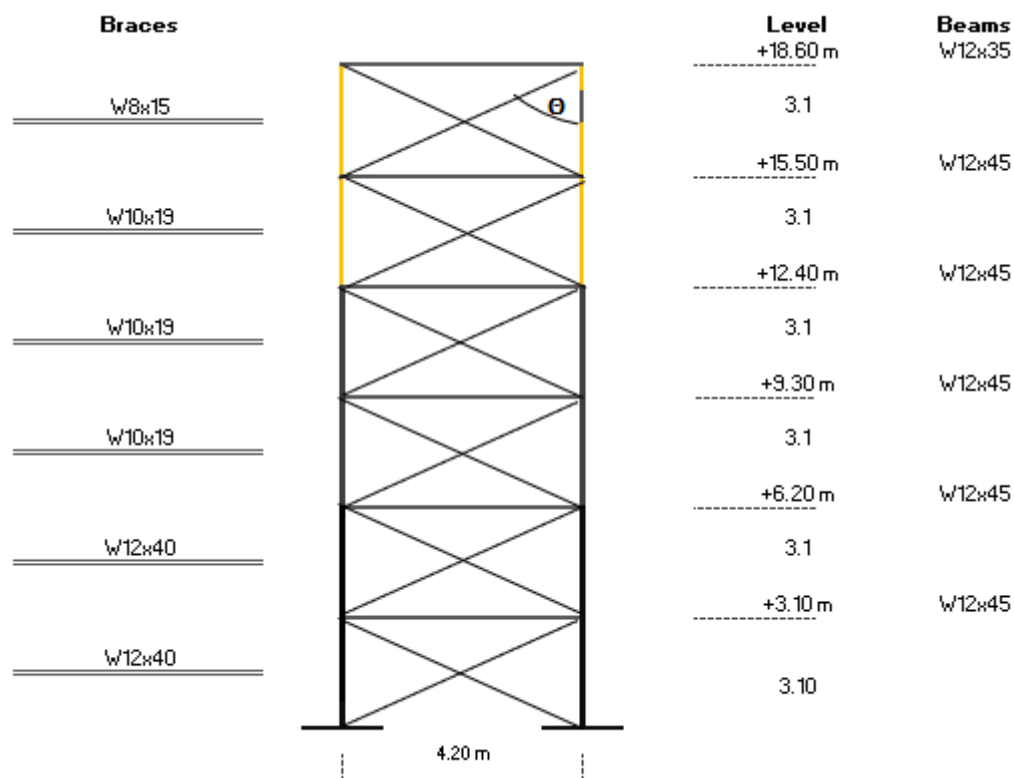


Figura 4.34 Configuración de vigas y arriostramientos en SENTIDO X

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla CLVII. Comprobación de fuerzas a tensión Sentido X

X (m)	Y (m)	θ°	Pu/gravity (Ton) 1,4D	Pty+0.3Pny(Kips)	Pty+0.3Pny(Ton) Accumulated	Column Tension Force (Ton)(A)
4.20	2.79	56.39	7.48	137.04	62.16	54.68
4.20	2.80	56.34	17.23	175.67	141.84	124.61
4.20	2.80	56.34	27.28	175.47	221.43	194.15
4.20	2.80	56.34	37.26	175.67	301.11	263.85
4.20	2.80	56.34	46.13	368.32	468.18	422.05
4.20	2.80	56.34	56.20	368.32	635.25	579.05

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla CLVIII. Comprobación de fuerzas a compresión Sentido X

Column Tension Force (Ton)(A)	ØTn Capacity Columnn (Ton) (B)	A<B	Column Compresion Force - Pu (Ton) (C)	ØPn Columnn (Ton) (D)	C<D
54.68	617.4	OK	69.64	906.86	OK
124.61	617.4	OK	159.07	906.86	OK
194.15	737.86	OK	248.71	998.92	OK
263.85	737.86	OK	338.37	998.92	OK
422.05	857.3	OK	514.31	1090.14	OK
579.05	857.3	OK	691.45	1090.14	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla CLIX. Comprobación ecuación de interacción Sentido X

Brace Plastic Moment		Mu	Mu+Mpb	Column:	Ecuacion	<1.0
Zy (in3)	Mpb=1.1.Ry.Fy.Zy (Ton.m)	(Ton.m) Program	(Ton.m)	ØMn (Ton.m)	1.1	
2.67	1.58	4.70	6.28	141.73	0.12	OK
3.35	1.99	4.70	6.69	141.73	0.22	OK
3.35	1.99	6.45	8.44	161.67	0.30	OK
3.35	1.99	6.45	8.44	161.67	0.39	OK
16.80	9.96	11.10	21.06	181.66	0.57	OK
16.80	9.96	11.10	21.06	181.66	0.74	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

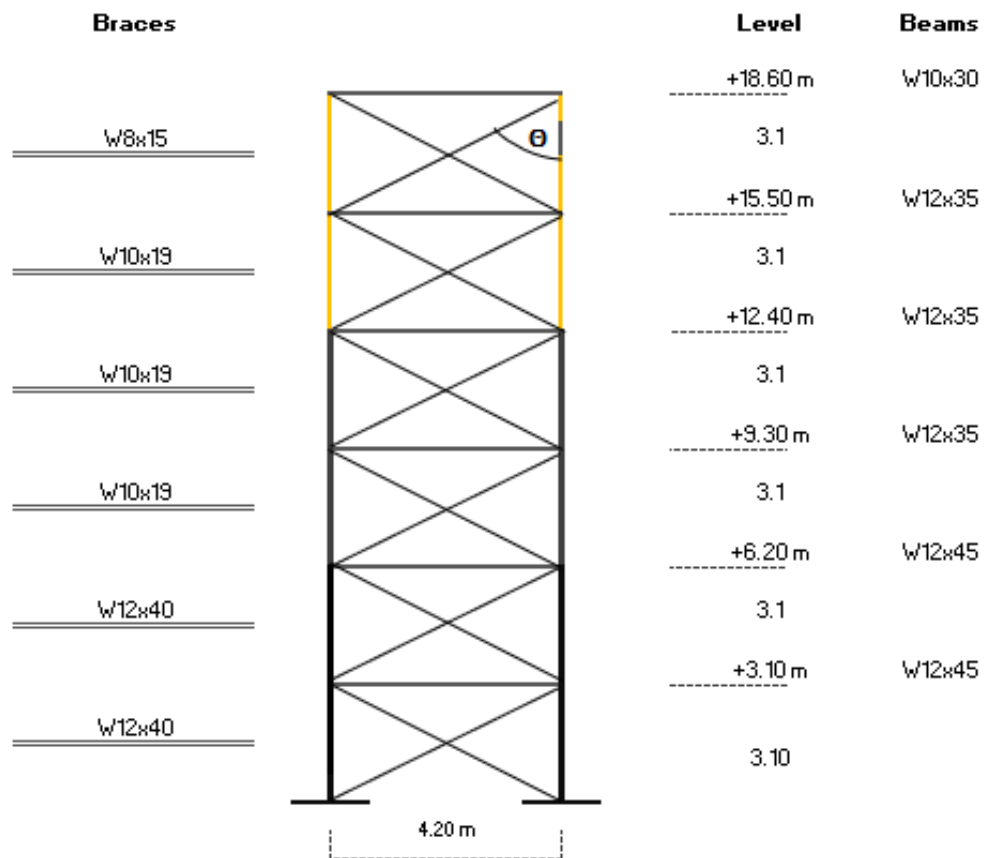


Figura 4.35 Configuración de vigas y arriostramientos en SENTIDO Y

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla CLX. Características de secciones Sentido X

Nivel (m)	Arriostramiento			Columnas		Vigas		Losa	
	W- shape	As (in2)	Pt (Kips)	0.3Pn (Kips)	b (m)	e (mm)	W- shape	d (m)	e (m)
+18.60	W8x15	4.44	207.792	40	0.50	10	W10x30	0.2667	0.15
+15.50	W10x19	5.62	263.016	54	0.50	10	W12x35	0.3175	0.15
+12.40	W10x19	5.62	263.016	54	0.50	12	W12x35	0.3175	0.15
+9.30	W10x19	5.62	263.016	54	0.50	12	W12x35	0.3175	0.15
+6.20	W12x40	11.7	547.56	117	0.50	14	W12x45	0.30734	0.15
+3.10	W12x40	11.7	547.56	117	0.50	14	W12x45	0.30734	0.15

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla CLXI. Comprobación de fuerzas a tensión Sentido X

X (m)	Y (m)	Ø°	Pu/gravity (Ton) 1,4D	Pty+0.3Pny(Kips)	Pty+0.3Pny(Ton) Accumulated	Column Tension Force (Ton)(A)
4.20	2.82	56.15	7.48	138.17	62.67	55.19
4.20	2.79	56.39	17.23	175.67	142.36	125.13
4.20	2.79	56.39	27.28	175.67	222.04	194.76
4.20	2.79	56.39	37.26	175.67	301.72	264.46
4.20	2.80	56.34	46.13	368.63	468.93	422.80
4.20	2.80	56.34	56.20	376.61	639.76	583.56

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla CLXII. Comprobación de fuerzas a compresión Sentido X

Column Tension Force (Ton)(A)	ØTn Capacity Columnn (Ton) (B)	A<B	Column Compresion Force - Pu (Ton) (C)	ØPn Columnn (Ton) (D)	C<D
55.19	617.4	OK	70.15	906.86	OK
125.13	617.4	OK	159.59	906.86	OK
194.76	737.86	OK	249.32	998.92	OK
264.46	737.86	OK	338.98	998.92	OK
422.80	857.3	OK	515.06	1090.14	OK
583.56	857.3	OK	695.96	1090.14	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla CLXIII. Comprobación ecuación de interacción Sentido X

Brace Plastic Moment		Mu	Mu+Mpb	Column:	Ecuation	<1.0
Zy	Mpb=1.1.Ry.Fy.Zy	(Ton.m)	(Ton.m)	ØMn	1.1	
(in3)	(Ton.m)	Program		(Ton.m)		
2.67	1.58	4.70	6.28	141.73	0.12	OK
3.35	1.99	4.70	6.69	141.73	0.22	OK
3.35	1.99	6.45	8.44	161.67	0.30	OK
3.35	1.99	6.45	8.44	161.67	0.39	OK
16.80	9.96	11.10	21.06	181.66	0.57	OK
16.80	9.96	11.10	21.06	181.66	0.74	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

4.6.4 Análisis estructural

Se realizará el mismo análisis que se realizó en el modelo anterior. Pero al ser un sistema DUAL, se debe analizar el cortante de los pórticos resistentes a momentos y de los pórticos arriostrados.

De acuerdo con la NEC 2015, los pórticos arriostrados deben absorber al menos el 70% del cortante total de la estructura y el valor restante lo absorbe los pórticos resistentes a momentos.

Dirección X

Se realizaron 2 iteraciones para obtener los datos de cortantes que cumplan con el rango de diferencia del 80%, para estructuras regulares, entre el cortante teórico y el del modelo SAP 2000.

Tabla CLXIV. Comparación periodos sentido X (Iteración 2)

Tteórico=	0.65	seg
Tmodelo=	0.54	seg
Δ=	83%	OK
Sa=	0.72	g

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Dirección Y

Tabla CLXV. Comparación periodos sentido Y (Iteración 2)

Tteórico=	0.75	seg
Tmodelo=	0.41	seg
Δ=	55%	OK
Sa=	0.72	g

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se procede a obtener la masa sísmica y cortantes del SAP 2000. Se verificará los cortantes para poder ajustar los casos de carga de los sismos en ambos sentidos. De la primera iteracion se obtuvo los siguientes factores de ajuste.

Tabla CLXVI. Factores de ajuste de cortantes

F_{sx} =	1.10
F_{sy} =	1.11

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

A continuación, los cortantes teóricos y del análisis modal.

Tabla CLXVII. Cortantes ajustadas del modelo

Vx=	179.77	Ton	
Vy=	179.77	Ton	
Vx SAP=	143.83	Ton	OK
Vy SAP=	143.04	Ton	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Comparación entre cortantes

Tabla CLXVIII. Comparación de cortantes del modelo

0.70Vx SAP=	100.681	Vx PARM=	104.93	VxSAP/VxPARM	0.960
0.70Vy SAP=	100.128	VY PARM=	92.75	VySAP/VyPARM	1.080
0.30Vx SAP=	43.149	Vx PARM=	38.9	VxSAP/VxPARM	1.109
0.30Vy SAP=	42.912	VY PARM=	50.3	VySAP/VyPARM	0.853

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Ser revisará el índice de estabilidad, con la finalidad de obtener el factor P- Δ , este efecto puede ser ignorado si el índice de estabilidad es menor a 0.1, caso contrario se calcula un factor de mayoración, que se multiplicará por las derivas y momentos.

Tabla CLXIX. Índice de estabilidad sentido X

Px (Ton)	Vx (Ton) SAP 2000	Δ (mm)	Qi	Check P-Delta Limit	$fP - \Delta$
178.38	30.49	2.18	0.00	OK	1.00
426.07	70.80	2.66	0.01	OK	1.01
676.56	101.02	3.02	0.01	OK	1.01
927.75	122.15	2.92	0.01	OK	1.01
1185.46	134.32	2.01	0.01	OK	1.01

1443.17	139.08	1.09	0.00	OK	1.00
---------	--------	------	------	----	------

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla CLXX. Índice de estabilidad sentido Y

Px (Ton)	Vy (Ton) SAP 2000	Δ (mm)	Qi	Check P-Delta Limit	$fP - \Delta$
178.38	31.53	4.07	0.01	OK	1.01
426.07	71.18	4.70	0.01	OK	1.01
676.56	100.89	5.12	0.01	OK	1.01
927.75	121.62	4.82	0.01	OK	1.01
1185.46	133.88	3.49	0.01	OK	1.01
1443.17	138.74	1.76	0.01	OK	1.01

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Los valores mostrados a continuación, son la derivas y torsiones resultantes, donde ya se incluyó el análisis del efecto $fP - \Delta$.

Se revisará las derivas del modelo, las cuales deberán ser menor al 2% en estructuras metálicas, de acuerdo con la sección 4.2.2 de la NEC.

Tabla CLXXI. Derivas de PARR Sentido X

hi (m)	δ_{xe}	δ_{xi} (m)	$\delta_{xi} - \delta_{xi-1}$ (m)	Δi	Δi %	Check Drift Limit
3.1	0.009567	0.043	0.007	0.002	0.20	OK
3.1	0.008062	0.036	0.008	0.003	0.30	OK
3.1	0.00623	0.028	0.009	0.003	0.30	OK
3.1	0.004147	0.019	0.009	0.003	0.30	OK
3.1	0.002135	0.010	0.006	0.002	0.20	OK
3.1	0.000752	0.003	0.003	0.001	0.10	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla CLXXII. Derivas de PARR Sentido Y

h_i (m)	δx_e	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Δi	Δi %	Check Drift Limit
3.1	0.016505	0.07	0.01	0.004	0.41	OK
3.1	0.013702	0.06	0.01	0.005	0.47	OK
3.1	0.010461	0.05	0.02	0.005	0.51	OK
3.1	0.006936	0.03	0.01	0.005	0.48	OK
3.1	0.003616	0.02	0.01	0.003	0.35	OK
3.1	0.001211	0.01	0.01	0.002	0.18	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se revisará la torsión del modelo en ambos sentidos. Esta debe ser menor al 1.2 para ser aceptable.

Tabla CLXXIII. Torsión de PARR Sentido

δx_A (m)	δx_B (m)	Drift ($\delta x_A - \delta x_{A-1}$) (m)	Drift ($\delta x_B - \delta x_{B-1}$) (m)	δ_{avg} (m)	$\delta_{máx avg}$ (m)	Ratio (Max Drift / Average Drift)
0.0095	0.0096	0.0015	0.0015	0.002	0.0015	1.01
0.0080	0.0081	0.0018	0.0018	0.002	0.0018	1.01
0.0062	0.0063	0.0021	0.0021	0.002	0.0021	1.00
0.0041	0.0042	0.0020	0.0020	0.002	0.0020	1.00
0.0021	0.0021	0.0014	0.0014	0.001	0.0014	1.00
0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.001	0.0008	1.00

Tabla CLXXIV. Torsión de PARR Sentido Y

δx_A (m)	δx_B (m)	Drift ($\delta x_A - \delta x_{A-1}$) (m)	Drift ($\delta x_B - \delta x_{B-1}$) (m)	δ_{avg} (m)	$\delta_{máx avg}$ (m)	Ratio (Max Drift / Average Drift)
0.01651	0.016505	0.0028	0.0028	0.003	0.0028	1.00
0.01370	0.013702	0.0032	0.0032	0.003	0.0032	1.00
0.01046	0.010461	0.0035	0.0035	0.004	0.0035	1.00
0.00694	0.006936	0.0033	0.0033	0.003	0.0033	1.00
0.00362	0.003616	0.0024	0.0024	0.002	0.0024	1.00
0.00121	0.001211	0.0012	0.0012	0.001	0.0012	1.00

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se puede observar que las torsiones son menores a 1.2, por lo que se considera que no hay torsión.

4.7 Modelo con disipadores viscosos

Una de las maneras de diseñar estructuras sismo-resistentes es recurrir al uso de dispositivos de disipación de energía, de tal forma que se incremente el amortiguamiento, lo que reduce las derivas, así como también los otros elementos estructurales son menos exigidos.

Los disipadores viscosos dependen de la velocidad y no del desplazamiento, por lo que se considera que la rigidez de la estructura no varía y tampoco incrementan los esfuerzos en los elementos estructurales. La empresa Taylor Devices Incorporation es uno de los grandes fabricantes de disipadores de energía en Estados Unidos.

Los disipadores con fluido viscoso están compuestos principalmente por dos componentes: un pistón y un cilindro de alta resistencia, ambos están compuestos por acero inoxidable. En el interior del cilindro se encuentra un fluido que es resistente al fuego, estable ante los cambios de temperatura y resistente al paso del tiempo.

En la siguiente figura se muestra los componentes de un disipador viscoso.

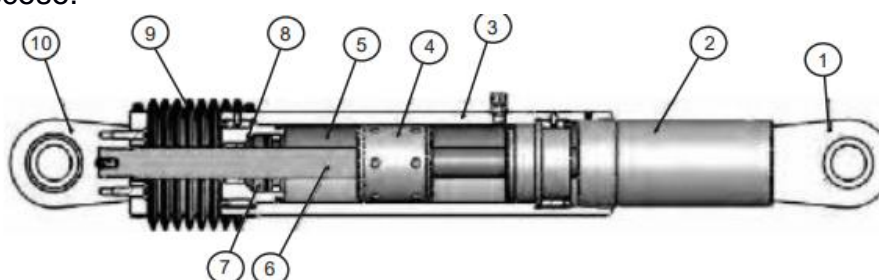


Figura 4.36 Componentes de los disipadores viscosos

Fuente. Edificaciones con disipadores viscosos, 2016

1. Horquilla final con tratamiento térmico de aleaciones de acero con protección contra la corrosión.
2. Acero al carbono forjado en aluminio con protección contra la corrosión.
3. Cilindro con tratamiento térmico de aleaciones de acero, protegido contra la corrosión a través de placas o pintura.
4. Cabeza del pistón de acero sólido o de bronce.
5. Fluido viscoso, silicona incompresible.
6. Vástago de acero inoxidable.
7. Sellos / rodamientos de sello, juntas dinámicas.
8. Tapa con tratamiento térmico de aleaciones de acero, protegido contra la corrosión a través de placas o pintura.
9. Fuelle, nylon reforzado de neopreno.
10. Cojinete esférico forjado con aleación de calidad aeronáutica.

Durante una excitación sísmica, el pistón que tiene dos cámaras, las cuales se encuentran separadas mediante pequeños orificios, se desliza dentro del cilindro lo que provoca que el fluido pase de una cámara a otra y a su vez se genera una presión diferencial, lo que origina la fuerza de amortiguamiento.

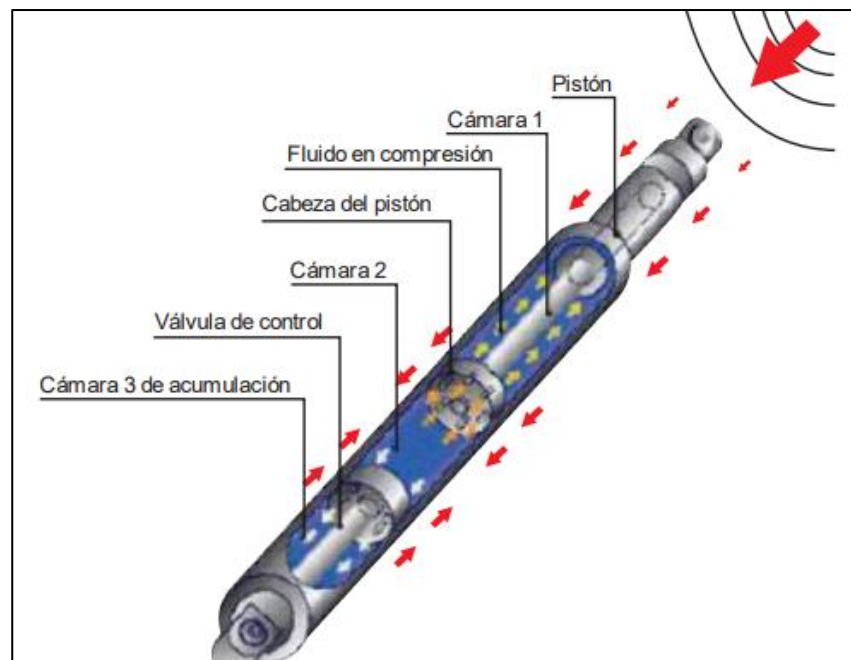


Figura 4.37 Funcionamiento de los disipadores viscosos

Fuente. Edificaciones con disipadores viscosos, 2016

Existe una tercera cámara en el cilindro, donde se compensa las variaciones del fluido provocadas por la conversión de energía cinética, la cual produce una expansión y contracción térmica del fluido.

4.7.1 Diseño de los disipadores viscosos

Para el diseño de los disipadores viscosos se requiere calcular el amortiguamiento viscoso, el cual debe encontrarse entre 20% y 40%, ya que si se utiliza un valor menor los efectos del sistema no serán considerables y no es recomendable utilizar un valor mayor para fines de diseño. A continuación, se explicará una serie de paso para obtener el valor del amortiguamiento viscoso.

Los daños estructurales se deben principalmente a las derivas y no a las fuerzas del sismo. Cuando la estructura entra en el rango inelástico, las derivas se incrementan aun cuando la fuerza aplicada se mantenga. La relación entre el daño y la deriva ha sido cuantificada por el FEMA en el documento Multihazard Loss Estimation Methodology (HazuS – MH MR5), en su capítulo 5.2 clasifica las estructuras de acuerdo con los materiales y números de pisos.

Tabla CLXXV. Tipos de modelos de edificios

No.	Label	Description	Height			
			Range		Typical	
			Name	Stories	Stories	Feet
1	W1	Wood, Light Frame ($\leq 5,000$ sq. ft.)		1 - 2	1	14
2	W2	Wood, Commercial and Industrial ($> 5,000$ sq. ft.)		All	2	24
3	S1L	Steel Moment Frame	Low-Rise	1 - 3	2	24
4	S1M		Mid-Rise	4 - 7	5	60

5	S1H		High-Rise	8+	13	156
6	S2L	Steel Braced Frame	Low-Rise	1 - 3	2	24
7	S2M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
8	S2H		High-Rise	8+	13	156
9	S3	Steel Light Frame		All	1	15
10	S4L	Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls	Low-Rise	1 - 3	2	24
11	S4M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
12	S4H		High-Rise	8+	13	156
13	S5L	Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1 - 3	2	24
14	S5M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
15	S5H		High-Rise	8+	13	156
16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1 - 3	2	20
17	C1M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
18	C1H		High-Rise	8+	12	120
19	C2L	Concrete Shear Walls	Low-Rise	1 - 3	2	20
20	C2M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
21	C2H		High-Rise	8+	12	120
22	C3L	Concrete Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1 - 3	2	20
23	C3M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
24	C3H		High-Rise	8+	12	120
25	PC1	Precast Concrete Tilt-Up Walls		All	1	15
26	PC2L	Precast Concrete Frames with Concrete Shear Walls	Low-Rise	1 - 3	2	20
27	PC2M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
28	PC2H		High-Rise	8+	12	120
29	RM1L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Wood or Metal Deck Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	20
30	RM1M		Mid-Rise	4+	5	50

31	RM2L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Precast Concrete Diaphragms	Low-Rise	1 - 3	2	20
32	RM2M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
33	RM2H		High-Rise	8+	12	120
34	URML	Unreinforced Masonry Bearing Walls	Low-Rise	1 - 2	1	15
35	URMM		Mid-Rise	3+	3	35
36	MH	Mobile Homes		All	1	10

Fuente. Multihazard Loss Estimation Methodology

En este proyecto se tiene el modelo S1M, ya que está diseñado de acero y tiene 6 pisos.

A partir de la clasificación, se selecciona la deriva objetivo, la cual es la máxima deriva permisible. Multihazard Loss Estimation Methodology propone 4 tipos de códigos que pueden seguirse; High-Code, Moderate-Code, Low-Code y Pre-Code, cada uno se diferencia en la rigurosidad del diseño sísmico. Debido que el Ecuador se encuentra en una zona altamente sísmica, se seguirá los valores y rangos propuestos por el High-Code.

De acuerdo con el código elegido, se puede escoger una tabla que cuantifica las derivas máximas en función del daño estructural permitido, los cuales pueden ser leves, moderados, extensivos o completos. En la estructura que se está diseñando se permitirá daños moderados.

El valor de deriva objetivo admisible es 0.008, considerando un daño moderado en una zona sísmicamente alta.

Tabla CLXXVI. Derivas de estructurar para diseño sísmico
Nivel High-Code

Type	Building Properties		Interstory Drift at Threshold of Damage State				Spectral Displacement (inches)							
	Height (inches)		Slight	Moderate	Extensive	Complete	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal					Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	168	126	0.0040	0.0120	0.0400	0.1000	0.50	0.80	1.51	0.81	5.04	0.85	12.60	0.97
W2	288	216	0.0040	0.0120	0.0400	0.1000	0.86	0.81	2.59	0.88	8.64	0.90	21.60	0.83
S1L	288	216	0.0060	0.0120	0.0300	0.0800	1.30	0.80	2.59	0.76	6.48	0.69	17.28	0.72
S1M	720	540	0.0040	0.0080	0.0200	0.0533	2.16	0.65	4.32	0.66	10.80	0.67	28.80	0.74
S1H	1872	1123	0.0030	0.0060	0.0150	0.0400	3.37	0.64	6.74	0.64	16.85	0.65	44.93	0.67
S2L	288	216	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800	1.08	0.81	2.16	0.89	6.48	0.94	17.28	0.83
S2M	720	540	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533	1.80	0.67	3.60	0.67	10.80	0.68	28.80	0.79
S2H	1872	1123	0.0025	0.0050	0.0150	0.0400	2.81	0.63	5.62	0.63	16.85	0.64	44.93	0.71
S3	180	135	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.54	0.81	1.08	0.82	3.24	0.91	9.45	0.90
S4L	288	216	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.86	0.89	1.73	0.89	5.18	0.98	15.12	0.87
S4M	720	540	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.44	0.77	2.88	0.72	8.64	0.70	25.20	0.89
S4H	1872	1123	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	2.25	0.64	4.49	0.66	13.48	0.69	39.31	0.77
S5L														
S5M														
S5H														
C1L	240	180	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800	0.90	0.81	1.80	0.84	5.40	0.86	14.40	0.81
C1M	600	450	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533	1.50	0.68	3.00	0.67	9.00	0.68	24.00	0.81
C1H	1440	864	0.0025	0.0050	0.0150	0.0400	2.16	0.66	4.32	0.64	12.96	0.67	34.56	0.78
C2L	240	180	0.0040	0.0100	0.0300	0.0800	0.72	0.81	1.80	0.84	5.40	0.93	14.40	0.92
C2M	600	450	0.0027	0.0067	0.0200	0.0533	1.20	0.74	3.00	0.77	9.00	0.68	24.00	0.77
C2H	1440	864	0.0020	0.0050	0.0150	0.0400	1.73	0.68	4.32	0.65	12.96	0.66	34.56	0.75
C3L														
C3M														
C3H														
PC1	180	135	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.54	0.76	1.08	0.86	3.24	0.88	9.45	0.99
PC2L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.84	1.44	0.88	4.32	0.98	12.60	0.94
PC2M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.77	2.40	0.81	7.20	0.70	21.00	0.82
PC2H	1440	864	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	1.73	0.64	3.46	0.66	10.37	0.68	30.24	0.81
RM1L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.84	1.44	0.86	4.32	0.92	12.60	1.01
RM1M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.71	2.40	0.81	7.20	0.76	21.00	0.75
RM2L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.80	1.44	0.81	4.32	0.91	12.60	0.98
RM2M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.71	2.40	0.79	7.20	0.70	21.00	0.73
RM2H	1440	864	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	1.73	0.66	3.46	0.65	10.37	0.66	30.24	0.72
URML														
URMM														
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.48	0.91	0.96	1.00	2.88	1.03	8.40	0.92

Fuente. Multihazard Loss Estimation Methodology

Con la deriva objetivo se debe determinar el factor de reducción de respuesta (B), con la siguiente ecuación:

$$B_x = \frac{D_{\text{máx}}}{D_{\text{objetivo}}} = \frac{0.015}{0.008} = 1.875$$

$$B_y = \frac{D_{\text{máx}}}{D_{\text{objetivo}}} = \frac{0.017}{0.008} = 2.125$$

Donde:

$D_{m\acute{a}x}$: Deriva máxima obtenida del análisis tiempo historia del modelo de Pórticos resistentes a momentos con columnas rellenas de hormigón.

Dobjetivo: Se considera 0.006

Luego, se determinará el amortiguamiento efectivo, despejando la siguiente ecuación:

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \ln(B_o)}{2.31 - 0.41 \ln(B_{eff})}$$

Donde:

B_o : Amortiguamiento inherente, la cual es 3% para estructuras metálicas propuesto por la FEM

B_{eff} : amortiguamiento efectivo, la cual incluye la acción del disipador de energía y del amortiguamiento inherente de la estructura.

B_h : amortiguamiento viscoso

El amortiguamiento viscoso se obtiene de la diferencia entre el amortiguamiento efectivo y el amortiguamiento inherente.

$$B_{effx} = 24.91\%$$

$$B_{hx} = 21.91\%$$

$$B_{effy} = 33.11\%$$

$$B_{hy} = 30.11\%$$

Ahora se procede a calcular las propiedades de los disipadores. Inicialmente se debe plantear la disposición de los disipadores.

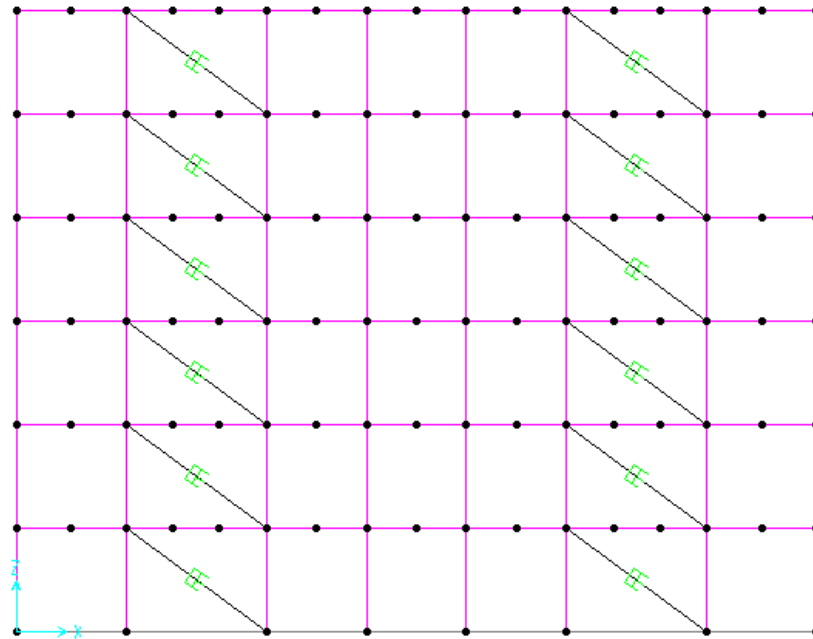


Figura 4.38 Configuración de los disipadores sísmicos Sentido X

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

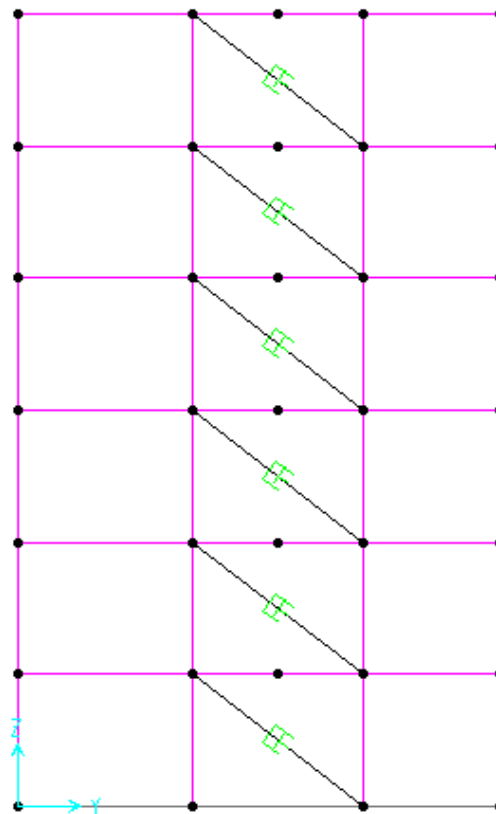


Figura 4.39 Configuración de los
disipadores sísmicos Sentido Y

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Taylor Devices pone a disposición del público archivos guías para el diseño y modelación de los disipadores, uno de ellos recomienda utilizar un brazo metálico para los cálculos de rigidez para la modelación de disipadores.

La sección que se utilizará deberá ser un perfil metálico con un área significativa, de tal forma que el disipador absorba todas las deformaciones y no el brazo metálico, así como también evitará que ocurra pandeo. Taylor Devices recomienda utilizar el perfil HSS 7.5 x 0.5 como primera iteración, pero se debe tomar en cuenta que es el mayor perfil que se podrá utilizar con disipadores de 110 Kip y 165 Kip.

Como siguiente paso se calculará la rigidez del brazo metálico (K) y el coeficiente de amortiguamiento (C). L es la longitud del brazo metálico de los pórticos en ambos sentidos.

Tabla CLXXVII. Cálculo de rigidez del brazo metálico

	X	Y
E (Ton/m²)	2.04E+07	2.04E+07
A (m²)	6.65E-03	6.65E-03
L (m)	4.97	4.81
K (Ton/m²)	27275.25	28182.54

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

El coeficiente de amortiguamiento se calcula con la siguiente ecuación, la cual fue propuesta:

$$\sum C_j = \frac{BH * 2\pi * A^{1-\alpha} * \omega^{1-\alpha} * (\sum m_i * \varphi_i^2)}{\lambda(\sum \varphi r_j^{1+\alpha} * \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

Donde:

BH: Amortiguamientos viscoso de la estructura

λ : Parámetro lambda

C_j : Coeficiente de amortiguamiento del disipador j

φr_j : Desplazamiento relativo entre ambos extremos del disipador j

θ_j : Ángulo de inclinación del disipador j

A: Amplitud de desplazamiento del modo fundamental

ω : Frecuencia angular

m_i : Masa del nivel i

φ_i : Desplazamiento del nivel i con el sismo de diseño

Ahora se obtendrán los pesos por piso, mediante las cargas axiales.

Tabla CLXXVIII. Cálculo de rigidez del brazo metálico

PISO	Axial	Peso (Tn)	Masa (Tn)
6	165.47	165.47	16.87
5	351.87	186.4	19.00
4	636.96	285.09	29.06
3	873.9	236.94	24.15
2	1115.45	241.55	24.62
1	1357	241.55	24.62

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

En la siguiente tabla se mostrarán los coeficientes faltantes para completar la fórmula:

Los valores de los ángulos de los disipadores son iguales a los amortiguadores ya que tienen una configuración geométrica igual.

El desplazamiento relativo se obtiene con el sismo de diseño obtenido del análisis dinámico tiempo-historia, los cálculos se hace para ambos sentidos.

Tabla CLXXIX. Desplazamientos
relativos en Sentido X

PISO	φ_i	φ_{i+1}	φ_{rj}
6	0.2051		
5	0.1808	0.2051	0.0243
4	0.1471	0.1808	0.0336
3	0.1049	0.1471	0.0423
2	0.0589	0.1049	0.0460
1	0.0190	0.0589	0.0399
BASE	0.0000	0.0190	0.0190

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla CLXXX. Desplazamientos
relativos en Sentido Y

PISO	φ_i	φ_{i+1}	φ_{rj}
6	0.225316		
5	0.19233	0.225316	0.0330
4	0.151762	0.19233	0.0406
3	0.104466	0.151762	0.0473
2	0.056875	0.104466	0.0476
1	0.018119	0.056875	0.0388
BASE	0.0000	0.018119	0.0181

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

La amplitud de la estructura se obtiene con el desplazamiento nodal del último nivel.

La frecuencia angular se obtiene con la siguiente ecuación:

$$\omega = 2 * \pi * f$$

$$f = \frac{1}{T}$$

El parámetro lambda λ depende del valor del exponente de velocidad α el cual se considera 0.5, ya que se trata de un dispositivo no lineal y el rango es entre 0.3 a 1. Lo ideal es elegir el exponente con el que la estructura tenga un mejor comportamiento ante excitaciones sísmicas.

Tabla CLXXXI. Valores de λ respecto al exponente de velocidad α

EXPONENTE α	PARÁMETRO λ
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3.0

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Los datos necesarios para calcular C_j son los siguientes:

Tabla CLXXXII. Parámetros calculados para obtener el coeficiente de amortiguamiento

	X	Y
Bh	21.91	30.11
Θ_j	36.43	37.78
A	0.13	0.14
T	0.96	0.92
f	1.04	1.09
ω (rad/seg)	6.54	6.83
λ		3.5
α		0.5

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla CLXXXIII. Cálculos realizados para calcular el coeficiente de amortiguamiento Sentido X

PISO	MASA (T)	COS θ	COS $\theta^{(1+\alpha)} \cdot \varphi r_j^{(1+\alpha)}$	$m^{\theta i^2}$
6	16.87	0.80	0.0027	0.71
5	19.00	0.80	0.0044	0.62
4	29.06	0.80	0.0063	0.63
3	24.15	0.80	0.0071	0.27
2	24.62	0.80	0.0057	0.09
1	24.62	0.80	0.0019	0.01
		Σ	0.0282	2.32

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla CLXXXIV. Cálculos realizados para calcular el coeficiente de amortiguamiento Sentido Y

PISO	MASA (T)	COS θ	COS $\theta^{(1+\alpha)} \cdot \varphi r_j^{(1+\alpha)}$	$m^{\theta i^2}$
6	16.87	0.80	0.0043	0.86
5	19.00	0.80	0.0059	0.70
4	29.06	0.80	0.0074	0.67
3	24.15	0.80	0.0075	0.26
2	24.62	0.80	0.0055	0.08
1	24.62	0.80	0.0018	0.01
		Σ	0.0324	2.58

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

La sumatoria de C_j obtenida debe dividirse por el número de disipadores por nivel y por cada sentido. En el sentido X se tiene 4 disipadores por piso y en el sentido Y se tiene 2 disipadores por piso.

Tabla CLXXXV. Coeficiente de amortiguamiento C_j

	X	Y
$\sum C_j$	195.20	287.38
n	4	2
C_j	48.80	143.69

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

4.7.2 Modelamiento de los disipadores de energía viscosos

El modelo que servirá de base es el modelo 2, Pórtico resistente a momentos con columnas de acero rellenas de hormigón. El mismo que ya tiene ingresado el sismo de diseño, sacado del análisis tiempo-historia.

Los disipadores de energía son modelados como elementos LINK. El proceso es el siguiente: Define-Section properties-Link/support properties.

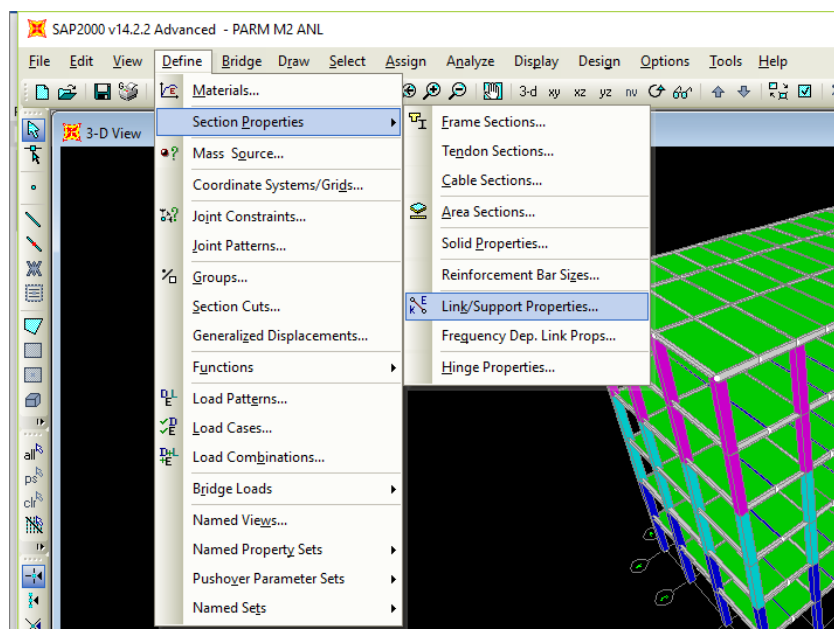


Figura 4.40 Procedimiento para diseño de disipadores viscoelástico

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Luego de haber definido las propiedades, se dispone a modelarlos:
 Draw - Draw 2 Joint Link, luego se selecciona los nudos entre los cuales
 va colocado el dispositivo de disipadores

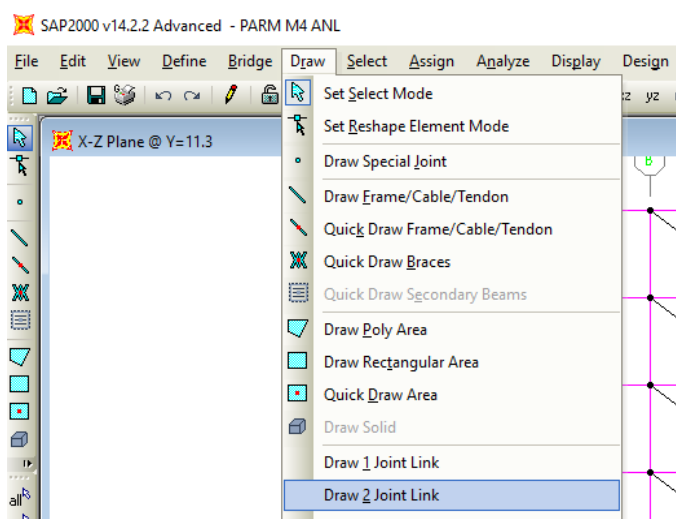


Figura 4.41 Procedimiento para dibujar las secciones de los aisladores

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Al crear las nuevas secciones, el software SAP 2000 solicitará los siguientes datos:

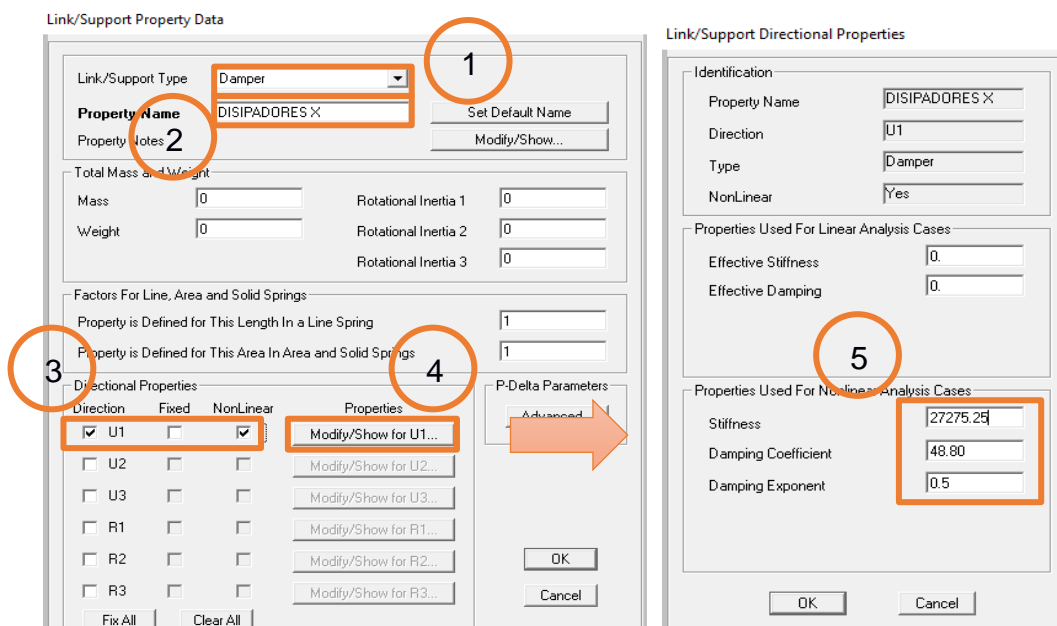


Figura 4.42 Características de los disipadores sísmicos Sentido X
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Figura 4.43 Características de los disipadores sísmico Sentido Y
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

4.7.3 Análisis estructural

Luego de haber modelado las secciones de los disipadores, se procede a obtener los desplazamientos para calcular las derivas. Antes de correr el modelo, se debe crear los casos de carga con el sismo de diseño, el cual es Machala-Caso 1, teniendo en cuenta que el análisis es de tipo NO LINEAL.

A continuación, se obtendrá los valores de deriva:

Tabla CLXXXVI. Derivas de Disipadores Sentido X

h_i (m)	δ_{xe}	δ_{xi} (m)	$\delta_{xi}-\delta_{xi-1}$ (m)	Δi	Δi %	Check Drift Limit
-----------	---------------	----------------------	------------------------------------	------------	--------------	----------------------

3.1	0.110034	0.110	0.012	0.004	0.40	OK
3.1	0.097998	0.098	0.017	0.006	0.60	OK
3.1	0.080914	0.081	0.022	0.007	0.70	OK
3.1	0.05864	0.059	0.025	0.008	0.80	OK
3.1	0.033432	0.033	0.023	0.007	0.70	OK
3.1	0.010921	0.011	0.011	0.004	0.40	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla CLXXXVII. Derivas de Disipadores Sentido Y

h_i (m)	δ_{ye}	δ_{xi} (m)	$\delta_{xi}-\delta_{xi-1}$ (m)	Δi	Δi %	Check Drift Limit
3.1	0.071869	0.07	0.01	0.003	0.29	OK
3.1	0.062857	0.06	0.01	0.004	0.38	OK
3.1	0.051044	0.05	0.01	0.005	0.48	OK
3.1	0.036147	0.04	0.02	0.005	0.52	OK
3.1	0.020162	0.02	0.01	0.004	0.44	OK
3.1	0.006529	0.01	0.01	0.002	0.21	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Ahora se analizará el comportamiento histerético de los disipadores en un diagrama Desplazamiento vs Fuerza. El procedimiento para obtener los diagramas es el siguiente: Display>Show Plot Function-Define Plot Function

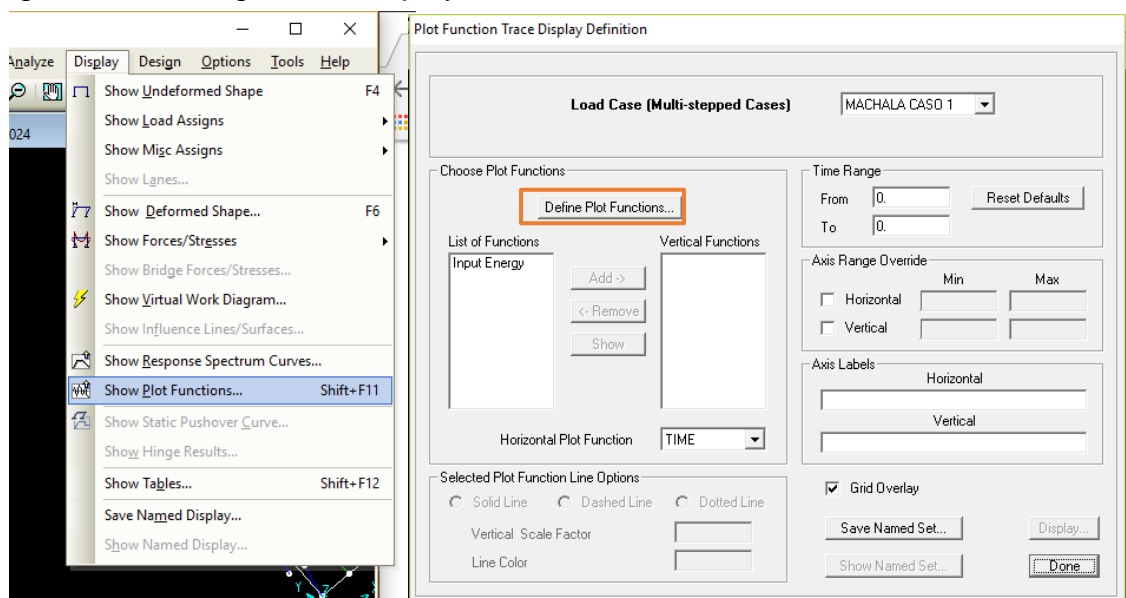


Figura 4.44 Procedimiento para obtener diagramas de histeréticos

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se crea dos funciones “Add Link Forces/Deformation”, la primera es para el eje de las deformaciones y la segunda de las fuerzas.

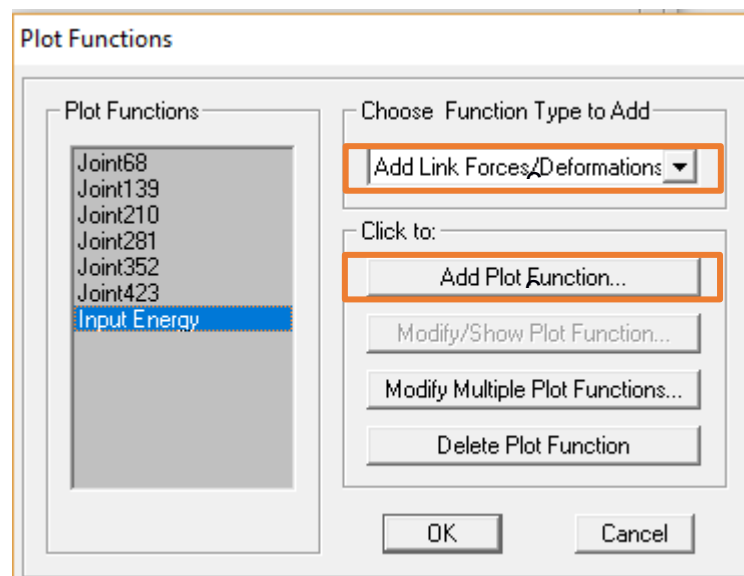


Figura 4.45 Procedimiento para obtener diagramas histeréticos

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

El disipador que se analizará es el número 33. En este caso sólo se obtuvo el diagrama del disipador 33, pero es importante saber que en un diseño real es necesario revisar el diagrama histerético de cada disipador, con la finalidad de evaluar su desempeño.

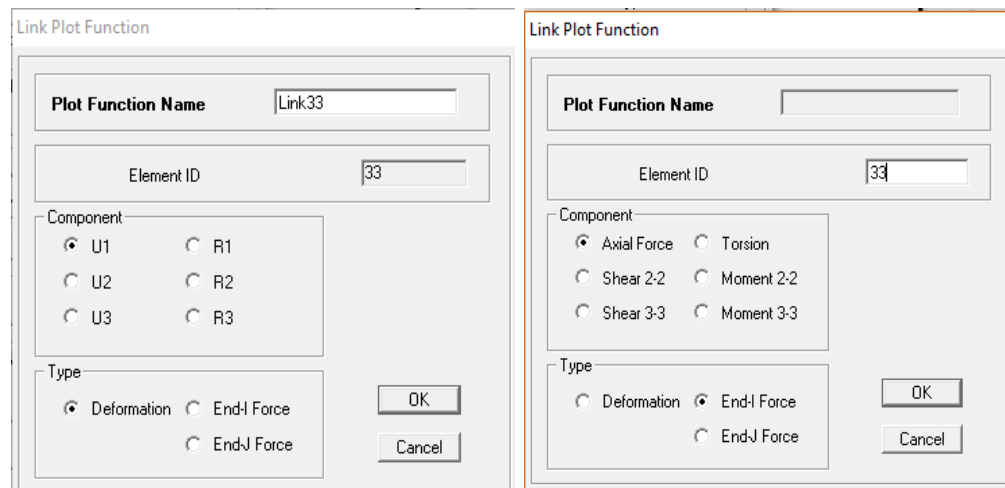


Figura 4.46 Procedimiento para obtener diagramas histeréticos

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Ahora que se tiene las funciones de Fuerza y Desplazamiento, se procede a crear el diagrama histerético:

- Link 33 Deformación (Eje horizontal)
- Link 33-1 Fuerza (Eje vertical)

En la siguiente figura se observa las curvas histeréticas del disipador. A partir de estos diagramas se puede revisar si aportan o no en el incremento del amortiguamiento y en la reducción de derivas.

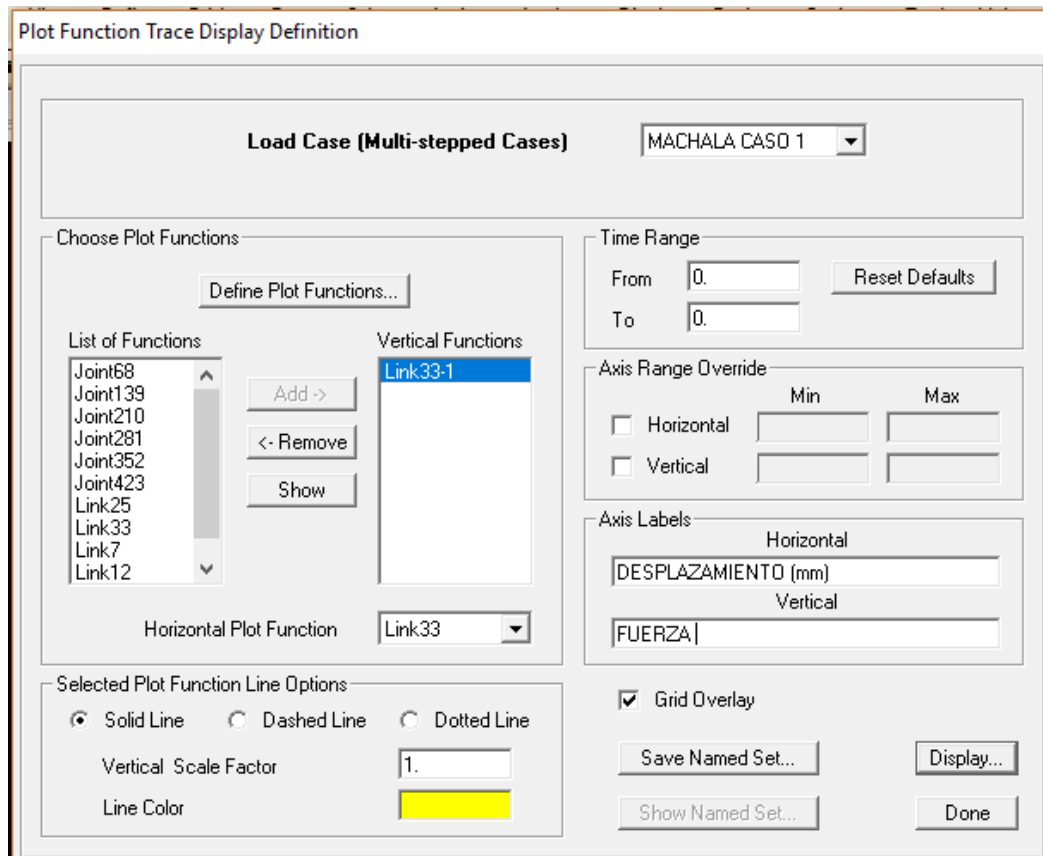


Figura 4.47 Selección de ejes para diagramas histeréticos

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Finalmente, se realizará un análisis de balance de energía. El diagrama de energía tiene como eje vertical la energía y como eje horizontal el tiempo. Se lo realizará con el dispositivo 33.

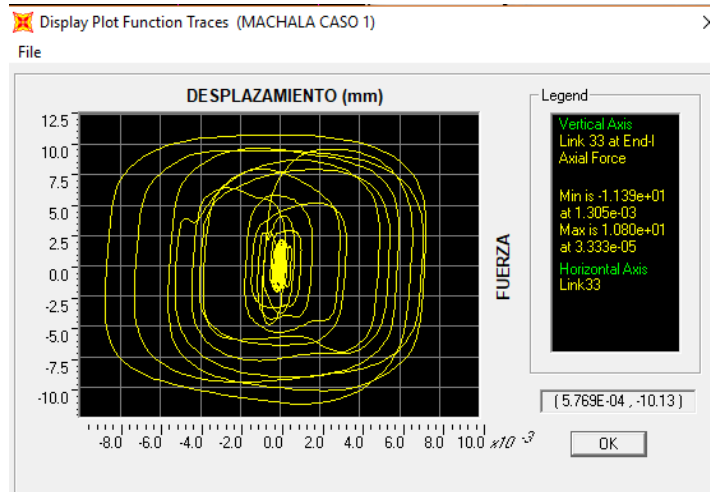


Figura 4.48 Selección de ejes para diagramas histeréticos

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Ahora se mostrará de manera gráfica el balance de energía de la estructura con disipadores viscoso. Para obtener la gráfica, se deberá crear la respectiva función en Plot functions, donde se especifique que se trata de la función de energía.

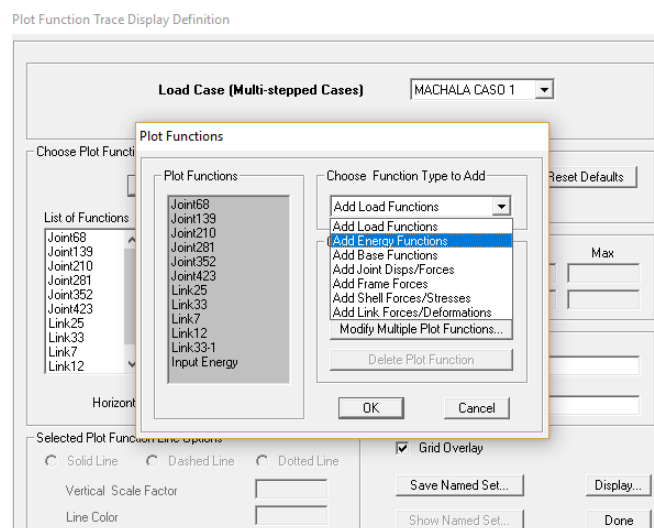


Figura 4.49 Creación de función de energía

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se debe seleccionar que energía consideraremos para el balance energético. En esta ocasión se seleccionará Input Energy (energía de entrada-sismo), Modal Damping Energy (Energía disipada por la estructura) y Link Damper Energy (Energía disipada por los disipadores viscosos).

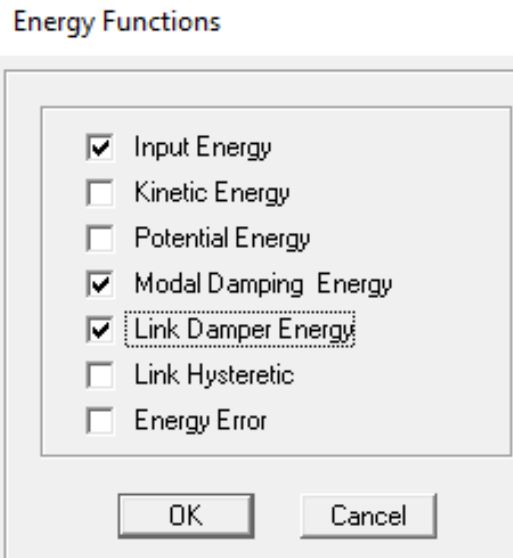


Figura 4.50 Selección de energías para balance energético

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Cuando ya estén creados se construyen el diagrama de balance de energía en la ventana Plot function Trace Display Definition, donde los ejes son:

- Eje vertical Energía (T-m)
- Eje horizontal Tiempo (seg)

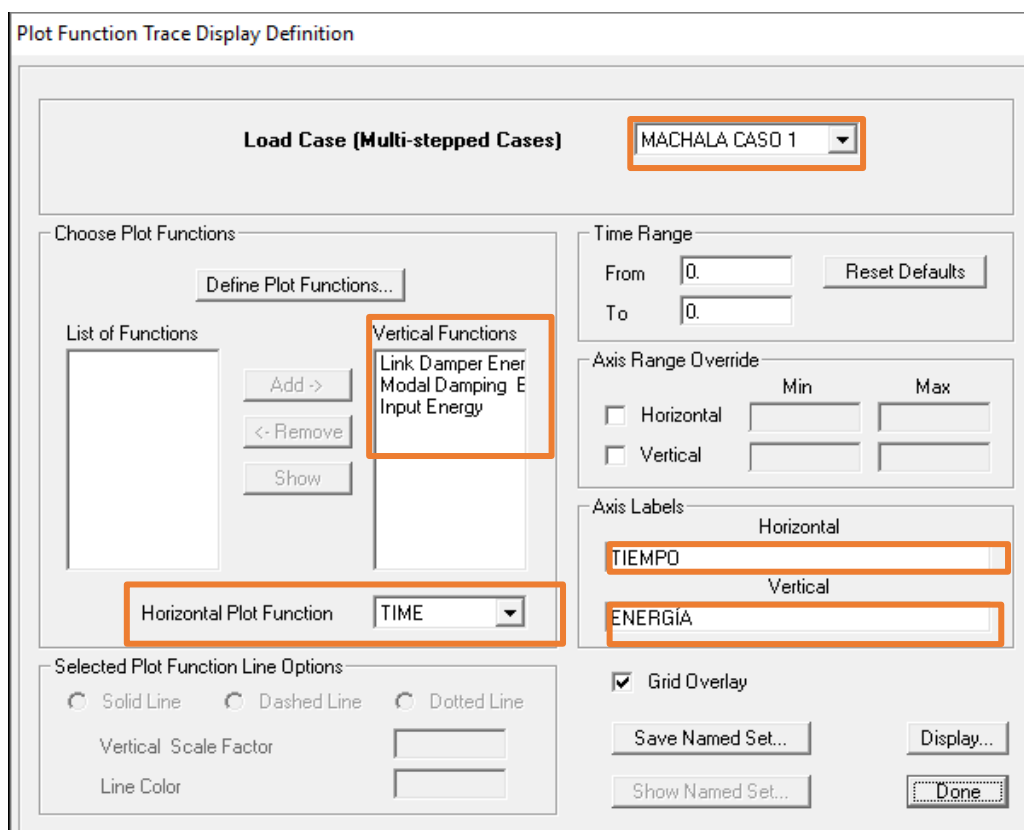


Figura 4.51 Creación diagrama de energía

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Finalmente se pone Display para que se genere el diagrama. En el gráfico se puede observar que la energía de entrada es la línea de color rojo, la energía de amortiguamiento inherente es la línea de color verde y la energía de los dispositivos viscosos es de color amarillo. Es evidente que los disipadores viscosos disipan gran porcentaje de la energía total del sismo.

Se puede calcular el porcentaje de disipación de energía con la siguiente fórmula:

$$\% \text{ disipación de energía} = \frac{E. \text{ sist amort}}{E. \text{ entrada del sismo}} = \frac{231.95}{294.16} = 78.85\%$$

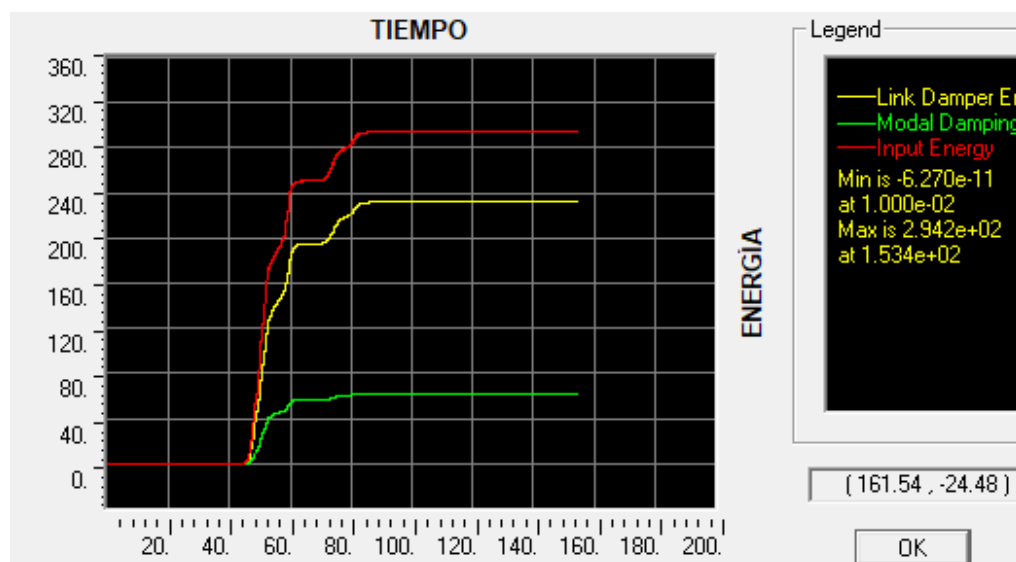


Figura 4.52 Diagrama de energía

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Los disipadores disipan el 78% de la energía total de entrada, lo que reduce desplazamientos, derivas, fuerzas y momentos en los elementos estructurales.

4.7.4 Elección de disipadores de energía

Los disipadores que se van a utilizar son de la corporación Taylor Devices Inc. Estos son seleccionados de acuerdo con, los niveles de fuerzas obtenidos, los cuales no necesitan ser amplificados, ya que los dispositivos cuentan con su propio factor de seguridad. A continuación, se mostrará las fuerzas máximas de los disipadores, las cuales se obtienen del SAP, pero deberán convertirse en fuerzas de 55, 110, 65 ya que son la magnitud de fuerzas de los disipadores comerciales:

Tabla CLXXXVIII. Fuerzas máximas de los disipadores

DISIPADORES	FUERZA (TON)	FUERZA COMERCIAL (KN)
1	36.58	500
2	40.07	500
3	42.92	500
4	43.07	500
5	39.79	500
6	27.79	500
7	36.71	500
8	40.21	500
9	43.08	500
10	43.24	500
11	39.94	500
12	27.88	500
13	14.27	500
14	14.27	500
15	16.36	500
16	17.80	500
17	18.06	500
18	16.50	500
19	11.37	500
20	11.35	500
20	11.35	500
21	16.50	500
22	18.06	500
23	17.79	500
24	16.36	500
25	14.28	500
26	16.36	500
27	14.28	500
28	16.36	500
29	17.79	500
30	18.02	500
31	16.50	500
32	11.40	500
33	11.39	500
34	16.49	500

35	18.01	500
36	17.78	500

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Con las fuerzas obtenidas se procede a seleccionar los disipadores:

FORCE	SPHERICAL BEARING BORE DIA. (mm)	MID-STROKE LENGTH (mm)	STROKE (mm)	CLEVIS THICKNESS (mm)	CLEVIS WIDTH (mm)	CLEVIS DEPTH (mm)	CYLINDER DIA. (mm)	WEIGHT (Kg)
250 kN	38.10	787	±75	41	100 MAX.	83	114 MAX.	44
500 kN	50.80	997	±100	54	127 MAX.	102	150 MAX.	98
750 kN	57.15	1016	±100	57	155 MAX.	129	184 MAX.	181
1000 kN	69.85	1048	±100	70	191 MAX.	150	210 MAX.	254
1500 kN	76.20	1105	±100	76	205 MAX.	162	241 MAX.	306
2000 kN	88.90	1346	±125	89	230 MAX.	191	292 MAX.	450
3000 kN	101.60	1441	±125	114	290 MAX.	203	350 MAX.	800
4000 kN	127.00	1626	±125	140	325 MAX.	273	425 MAX.	1088
6500 kN	†	†	†	†	†	†	†	†
8000 kN	†	†	†	†	†	†	†	†

Figura 4.53 Selección de disipadores

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Con esta selección se obtiene las medidas estándar del disipador. En la siguiente imagen se muestra las dimensiones de los disipadores seleccionados.

FORCE	"A" (mm)	"B" (mm)	"C" (mm)	"D" (mm)	PLATE THICKNESS (mm)
250 kN	178±3	127±25	*	20.6±25	38±76
500 kN	282±3	203±25	*	31.8±25	38±76
750 kN	343±3	254±25	127±25	28.7±25	61±76
1000 kN	419±3	318±25	159±25	31.8±25	76±1.5
1500 kN	432±3	330±25	165±25	34.9±25	76±1.5
2000 kN	457±3	343±25	171.5±25	38.1±25	102±1.5
3000 kN	508±3	406±25	203±25	41.4±25	102±1.5
4000 kN	†	†	†	†	†
6500 kN	†	†	†	†	†
8000 kN	†	†	†	†	†

Figura 4.54 Dimensiones estándar

de los disipadores

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DINÁMICO

5.1 Principios del análisis dinámico

El análisis dinámico toma en consideración la naturaleza dinámica de los sismos, es decir los desplazamientos y fuerzas reales. Se lo realiza para obtener la respuesta dinámica de la estructura en función del tiempo sujeto a un acelerograma específico.

Este análisis dinámico tiempo - historia se lo realiza para evaluar el comportamiento de la estructura con los elementos diseñados mediante el método de diseño estático.

El acelerograma que se utilizará, deberá utilizar las 2 componentes horizontales de los registros, los cuales tendrán que ser escalados apropiadamente a partir de al menos de 3 eventos sísmicos.

De acuerdo con la NEC 2015 en la sección 6.2.2, para estructuras regulares, el valor del cortante basal obtenido por el método de análisis dinámico debe ser menor al 80% del valor obtenido por el método estático.

Para realizar el análisis elástico paso a paso en el tiempo, se utilizará los registros del sismo ocurrido en la ciudad de Pedernales en Ecuador, el 16 de abril de 2016. Los datos que se utilizaran son los registrados en la ciudad de Guayaquil en un suelo tipo E, el mismo tipo de suelo donde estará asentada la edificación, de esta manera se simula lo más cercano a una condición real de sismo. El análisis se realiza para el diseño de los dispositivos sísmicos que se utilizarán en la edificación, basados en el criterio de desplazamientos y cortantes basales.

5.2 Terremoto de Ecuador 2016.

El terremoto de Ecuador 2016, ocurrió el 16 de abril de 2016 a las 18:58 horas, cuya magnitud fue de 7.8 grados en la escala de Richter a una profundidad de 20 Km. La falla que provocó el sismo se le llama subducción, donde la placa Nazca se sumerge bajo la placa Sudamericana. El epicentro se localizó entre las parroquias de Pedernales y Cojimíes del cantón Pedernales, en las coordenadas 0°22'16"N 79°56'24"O".

Este terremoto fue considerado como el más fuerte sentido desde el que ocurrió en Colombia en 1979. Los movimientos sísmicos se sintieron también en los países limítrofes, Colombia y Perú. Tras el evento sísmico se extendió una alerta de tsunami, la cual fue desestimada horas después.

Dentro del país existen estaciones que recogen datos como la aceleración del suelo, el cual es un parámetro importante en el diseño de estructuras. Estas estaciones pertenecen a la Red Nacional de Acelerógrafos (RENAC). A continuación, se mostrará un mapa donde se tiene la distribución de las estaciones.

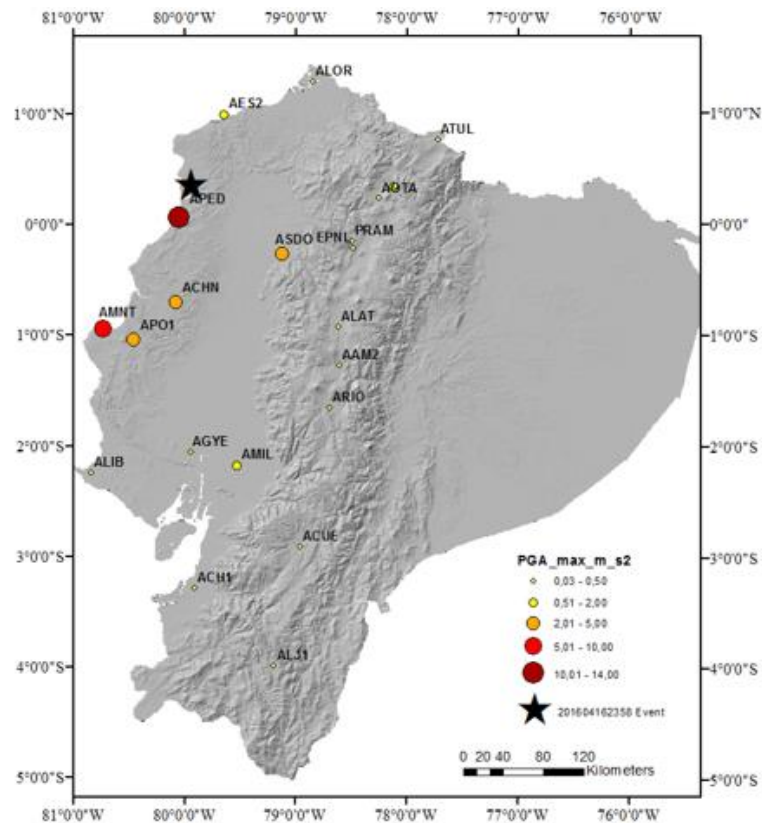


Figura 5.1 Estaciones de acelerógrafos
Fuente. Instituto geofísico EPN, 2016

El instituto geofísico de la Escuela Politécnica Nacional elaboró un informe de las intensidades y aceleraciones producidas durante el sismo ocurrido en Pedernales.

La evaluación de las intensidades se realizó mediante la Escala Macro sísmica europea, la cual es una actualización de la Escala de Mercalli, esta escala tiene 12 grados. Mientras mayor sea el valor en la EMS, significa que más daño ha ocurrido. A continuación, se muestra un mapa del Ecuador indicando la magnitud de las intensidades, se puede observar que donde está marcado por 7, 8 y 9 significa que el daño en edificaciones es elevado; en cambio en la sierra marca un 4, lo que indica que el evento fue sentido por toda la población.

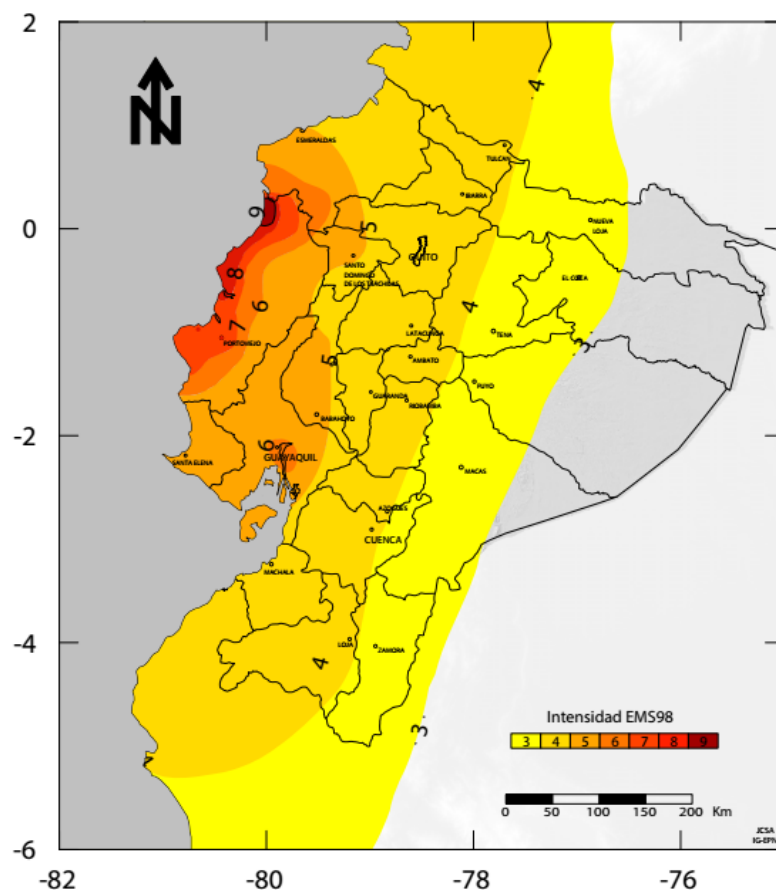


Figura 5.2 Intensidades del sismo del 16 de abril de 2016.

Fuente. Instituto geofísico EPN, 2016

Para el análisis dinámico se utilizará 3 estaciones cercanas al lugar del diseño, además que tengan un tipo de suelo similar:

- AGYE: Guayaquil
- AMIL: Milagro
- ACH1: Machala

Se mostrará, a continuación, las aceleraciones y espectro de respuesta elástico de las estaciones antes mencionadas.

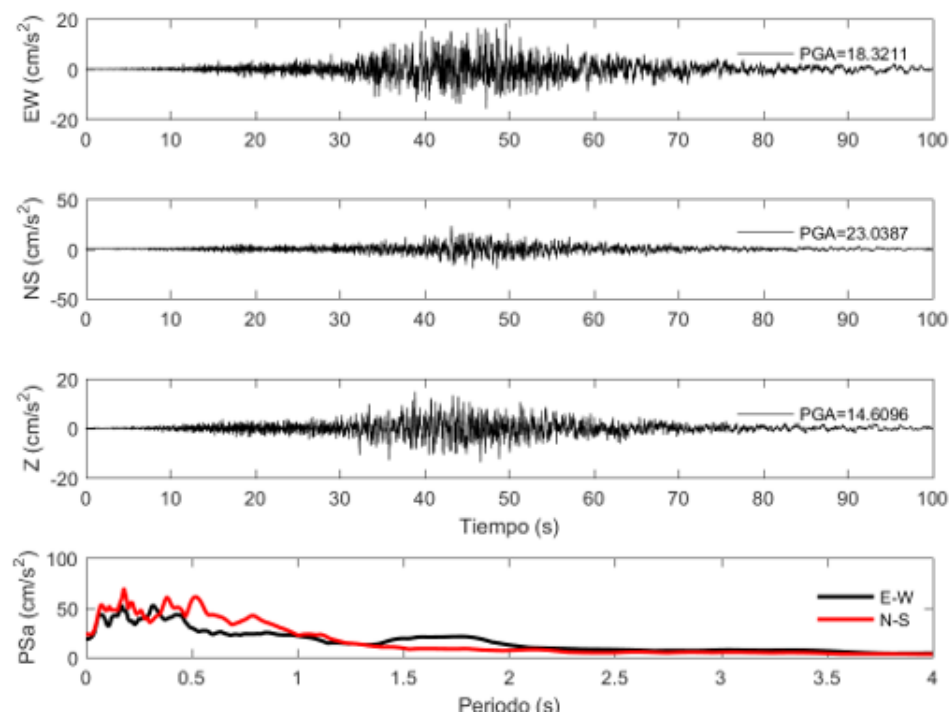


Figura 5.3 Aceleración y espectro de respuesta elástica de la estación GYE.

Fuente. Instituto geofísico EPN, 2016

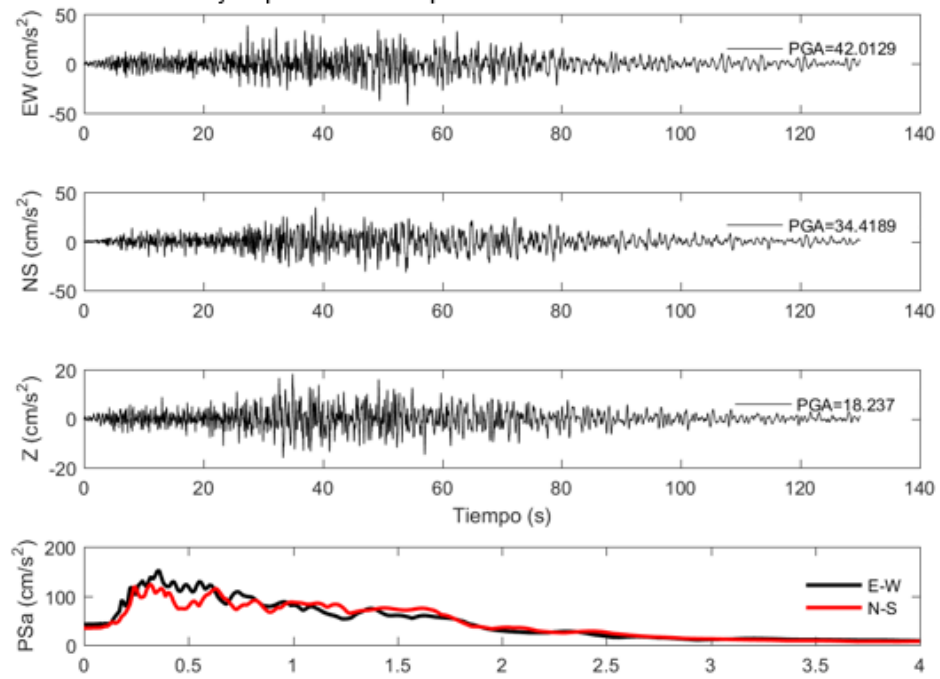


Figura 5.4 Aceleración y espectro de respuesta elástica de la estación MIL.

Fuente. Instituto geofísico EPN, 2016

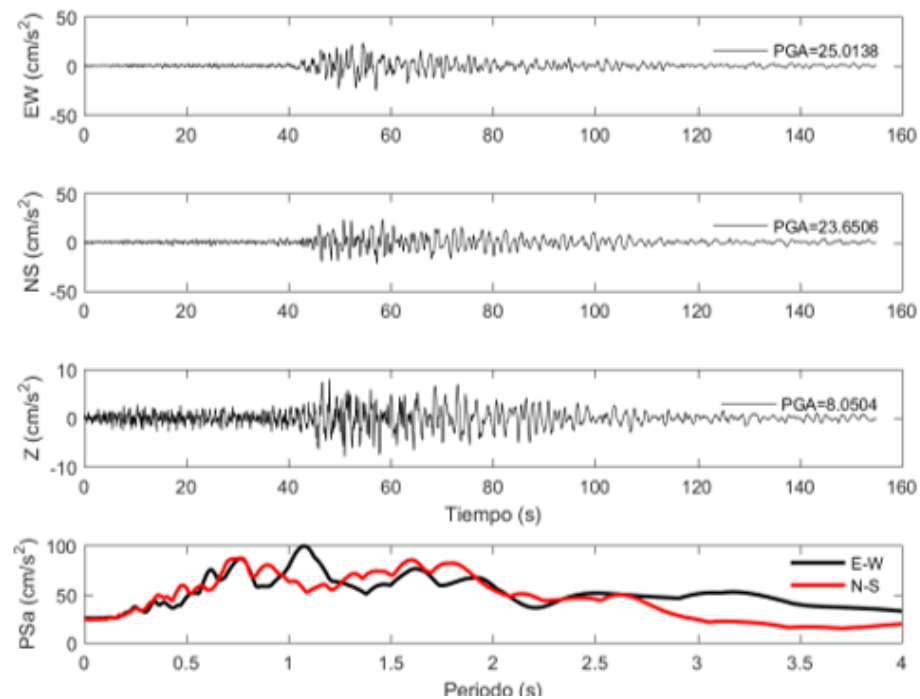


Figura 5.5 Aceleración y espectro de respuesta elástica de la estación ACH1.

Fuente. Instituto geofísico EPN, 2016

5.3 Análisis dinámico espectral

El análisis dinámico espectral de la estructura se realiza con el espectro elástico, escalándolo con el coeficiente de reducción sísmica $R=1$. Esto se realiza para analizar el comportamiento inelástico de la estructura ante un sismo severo.

El espectro inelástico ya se obtuvo en el capítulo 4, por lo que solo será necesario escalarlo.

Tabla CLXXXIX Espectro inelástico con $R=1$

T	Sa	Cs
0	0.40	0.400
0.30	0.72	0.720
1.67	0.72	0.720
1.75	0.67	0.672
2.00	0.55	0.550
2.50	0.39	0.394
3.00	0.30	0.300
3.50	0.24	0.238
4.00	0.19	0.195
4.50	0.16	0.163
5.00	0.14	0.139
5.50	0.12	0.121
6.00	0.11	0.106

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Este espectro deberá ser ingresado al modelo SAP 2000, además se deberá crear los casos de carga, estos procedimientos ya fueron explicados en el capítulo 4. La diferencia radica en que el valor del factor de escala es la gravedad y que se analiza una dirección a la vez.

Las tablas pueden ser exportadas a Excel, lo que facilita el análisis de los datos.

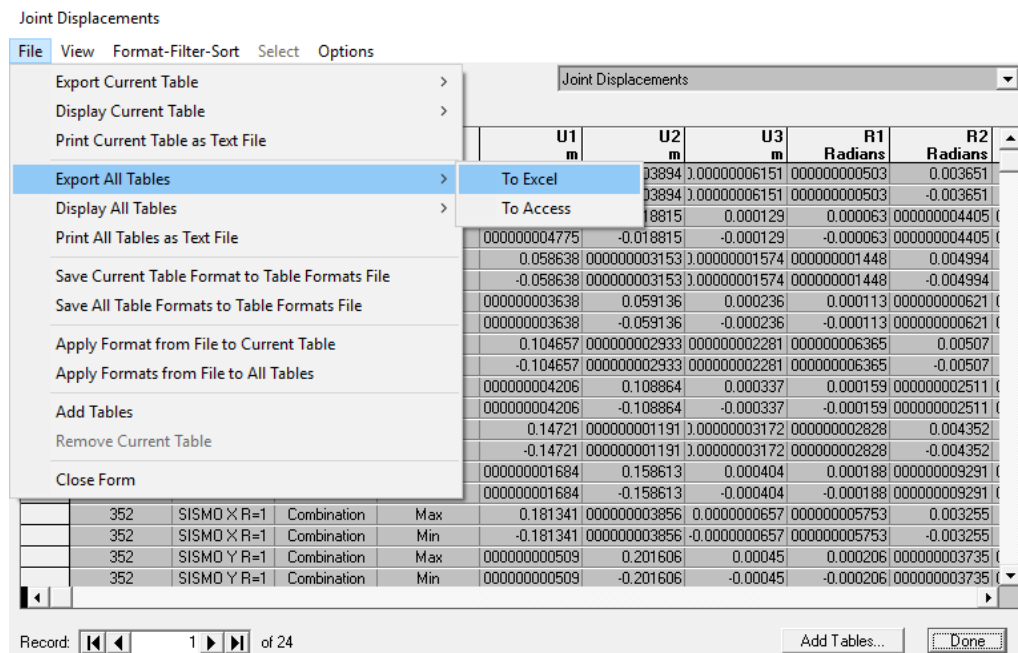


Figure 5.6 Exportación a Excel de tablas de desplazamientos

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

A continuación, se mostrará la tabla de derivas de todos los modelos:

Modelo 1: Pórtico resistente a momento con columnas huecas

Sentido X

Tabla CXC. Derivas Modelo 1 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.209511	0.210	0.031	0.010	1.00	OK
5	0.178591	0.179	0.037	0.012	1.20	OK
4	0.141121	0.141	0.043	0.014	1.40	OK
3	0.09784	0.098	0.044	0.014	1.40	OK
2	0.053501	0.054	0.037	0.012	1.20	OK
1	0.016641	0.017	0.017	0.005	0.50	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Sentido Y

Tabla CXCI. Derivas Modelo 1 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.21871	0.22	0.03	0.011	1.09	OK
5	0.184821	0.18	0.04	0.013	1.28	OK
4	0.145194	0.15	0.04	0.015	1.45	OK
3	0.100241	0.10	0.05	0.015	1.47	OK
2	0.054628	0.05	0.04	0.012	1.22	OK
1	0.016938	0.02	0.02	0.005	0.55	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Modelo 2: Pórtico resistente a momento con columnas rellenas de hormigón

Sentido X

Tabla CXCII. Derivas Modelo 2 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.206215	0.206	0.025	0.008	0.80	OK
5	0.181341	0.181	0.034	0.011	1.10	OK
4	0.14721	0.147	0.043	0.014	1.40	OK
3	0.104657	0.105	0.046	0.015	1.50	OK
2	0.058638	0.059	0.040	0.013	1.30	OK
1	0.018912	0.019	0.019	0.006	0.60	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Sentido Y

Tabla CXCIII. Derivas Modelo 2 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.236802	0.237	0.035	0.011	1.14	OK
5	0.201606	0.202	0.043	0.014	1.39	OK
4	0.158613	0.159	0.050	0.016	1.6	OK
3	0.108864	0.109	0.050	0.016	1.6	OK
2	0.059136	0.059	0.040	0.013	1.3	OK
1	0.018815	0.019	0.019	0.006	0.61	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Modelo 3: Pórticos duales con arriostramientos**Sentido X****Tabla CXCIV.** Derivas Modelo 3 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.042848	0.043	0.006	0.002	0.20	OK
5	0.037048	0.037	0.008	0.003	0.30	OK
4	0.029224	0.029	0.009	0.003	0.30	OK
3	0.019973	0.020	0.009	0.003	0.30	OK
2	0.010635	0.011	0.007	0.002	0.20	OK
1	0.003821	0.004	0.004	0.001	0.10	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Sentido Y**Tabla CXCV.** Derivas Modelo 3 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.073342	0.07	0.01	0.003	0.35	OK
5	0.062603	0.06	0.01	0.004	0.44	OK
4	0.049014	0.05	0.02	0.005	0.51	OK
3	0.033322	0.03	0.02	0.005	0.5	OK
2	0.017768	0.02	0.01	0.004	0.38	OK
1	0.006013	0.01	0.01	0.002	0.19	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Modelo 4: Pórtico duales con disipadores sísmicos**Sentido X****Tabla CXCVI.** Derivas Modelo 4 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.110034	0.110	0.012	0.004	0.40	OK
5	0.097998	0.098	0.017	0.006	0.60	OK
4	0.080914	0.081	0.022	0.007	0.70	OK
3	0.05864	0.059	0.025	0.008	0.80	OK
2	0.033432	0.033	0.023	0.007	0.70	OK
1	0.010921	0.011	0.011	0.004	0.40	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Sentido Y**Tabla CXCVII.** Derivas Modelo 4 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.071869	0.07	0.01	0.003	0.29	OK
5	0.062857	0.06	0.01	0.004	0.38	OK
4	0.051044	0.05	0.01	0.005	0.48	OK
3	0.036147	0.04	0.02	0.005	0.52	OK
2	0.020162	0.02	0.01	0.004	0.44	OK
1	0.006529	0.01	0.01	0.002	0.21	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

5.4 Construcción del espectro de diseño.

Los archivos de los datos de aceleraciones nos permitirán generar el espectro de diseño, mediante el escalamiento de los acelerogramas. Se debe tener en consideración que el espectro de diseño debe reducirse con $R=1$.

El encabezado de cada uno de los archivos describe las características de la estación y los datos máximos de aceleración. La manera de leer los datos es de izquierda a derecha.

```

Encabezado [ Archivo de aceleración parte de la Red Nacional de Acelerógrafos (RENAC) Ecuador
             Evento: 201604162358
             Fecha del evento UTM (aammdd):                2016   4   16
             Hora del registro UTM (hhmmss): 23   59 10.00
             Estación:                                     EPNL
             Componente:                                   Z
             Frecuencia de muestreo (Hz):                 1.000000e+02
             Unidades: cm/s^2

             0.3550 1.0554 1.6580 2.2115 2.6005 2.8079
             2.8552 2.7688 2.6843 2.5513 2.3029 1.9424
             1.5137 1.0768 0.7206 0.4433 0.2535 0.1527
             0.1520 0.2712 0.4326 0.6097 0.6740 0.5681
             0.3178 -0.0743 -0.5477 -1.0823 -1.6396 -2.1275
             -2.4547 -2.5996 -2.5606 -2.3450 -2.0386 -1.6654
             -1.3073 -1.0388 -0.8093 -0.5628 -0.2319 0.1678
             0.5498 0.7982 0.8360 0.7307 0.6255 0.6065
             0.7030 0.8537 0.9337 0.8467 0.6059 0.2346
             -0.2212 -0.7141 -1.1932 -1.5255 -1.6351 -1.5645
             -1.3861 -1.1888 -1.0577 -0.9411 -0.8100 -0.7230
             -0.7261 -0.8465 -1.1144 -1.3660 -1.4782 -1.3962
             -1.0829 -0.6019 -0.0201 0.5290 0.9413 1.1272
             1.1096 0.9659 0.8114 0.6658 0.5050 0.2983
             -0.0415 -0.5118 -1.0943 -1.6465 -2.0090 -2.1142
             -1.8526 -1.2783 -0.4903 0.4036 1.2319 1.8856
             2.2916 2.4214 2.2645 1.8503 1.3693 1.0176
             0.7818 0.5605 0.3449 0.1022 -0.2136 -0.5963
             -1.1409 -1.6698 -2.0619 -2.2075 -2.0279 -1.6320
             -1.1554 -0.7097 -0.3498 0.0196 0.4332 0.7906
             ]
             Datos
             de aceleración
  
```

Figura 5.7 Esquema del archivo de aceleraciones
Fuente. Instituto geofísico EPN, 2016

El software que nos permitirá generar el espectro de diseño es SEISMOMATCH (Versión 2016). Se obtuvo una licencia educativa del mismo, para poder utilizarle de manera completa.

Inicialmente los datos de la aceleración deberán ser ordenadas de manera vertical en formato .txt, para generar los acelerogramas. El software es interactivo, ya que señala paso a paso lo que se debe generar.

Los datos de los registros de aceleración vienen por dirección, es decir N-S y E-O, por lo que se deberá generar un espectro de diseño para ambas direcciones y por cada estación.

El acelerograma generado para la estación ubicada en la ciudad de Milagro, es la siguiente:

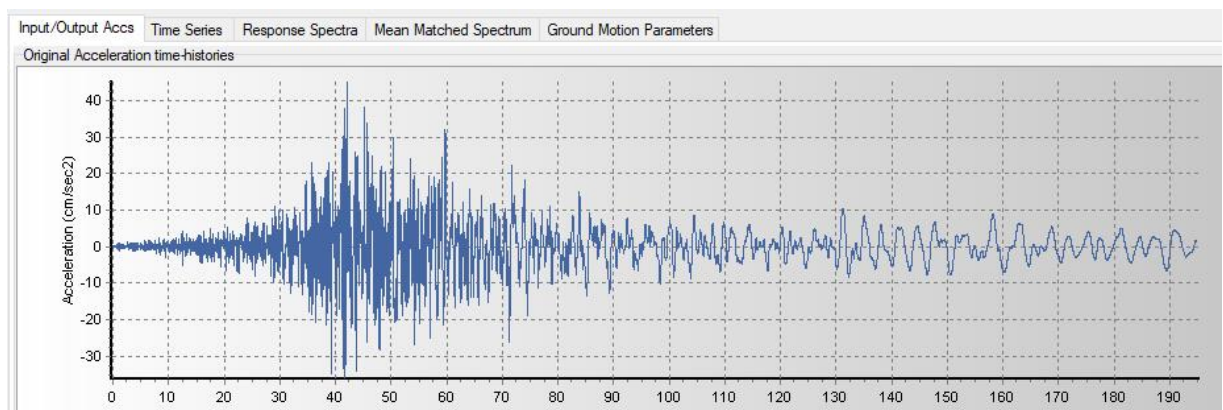


Figura 5.8 Acelerograma estación MIL
Fuente. SEISMOMATCH, 2016

Luego se generará el espectro elástico, el cual se obtuvo en el Capítulo 4 del presente proyecto. Cuando se ingrese los valores del espectro elástico, los mismos deberán ser afectados para el valor de la gravedad. Tal como se mencionó anteriormente, el análisis se realizará en el intervalo de 0.2 a 1.5 segundos. La tolerancia se asume a criterio personal.

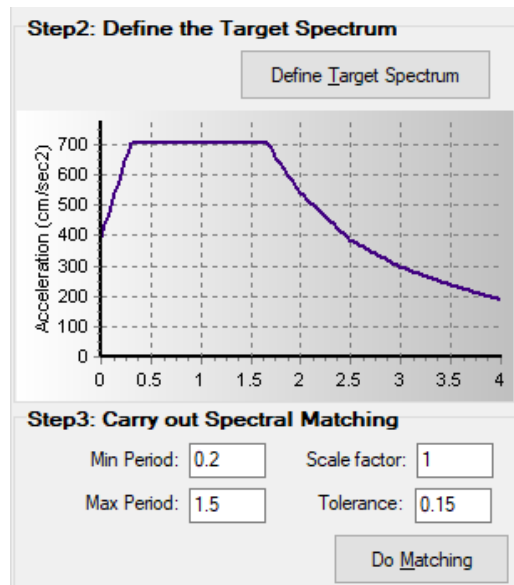


Figura 5.9 Espectro elástico
Fuente. SEISMOMATCH, 2016

Finalmente, se puede observar que el espectro generado en base al registro de aceleraciones se encuentra levemente por encima del espectro de diseño.

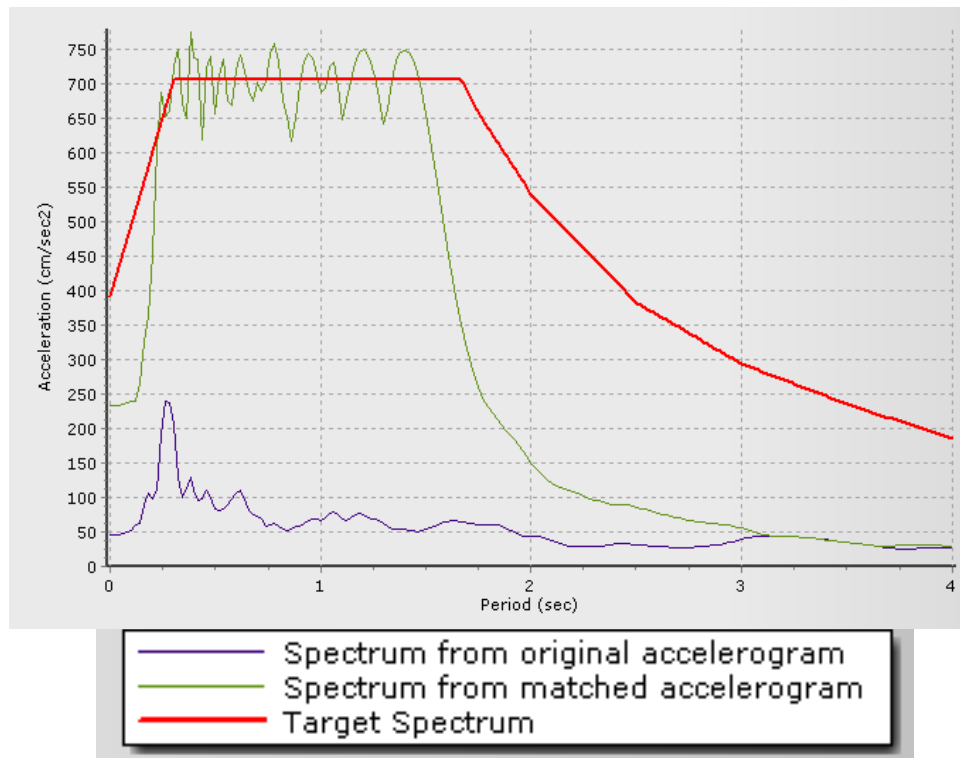


Figura 5.10 Espectro elástico vs espectro de diseño
Fuente. SEISMOMATCH, 2016

Una vez ajustado el registro con respecto al espectro de diseño, se procede a guardar el registro escalado, para poder ingresarlo en el SAP 2000 y realizar los respectivos análisis de derivas, torsiones e índice de estabilidad. El registro escalado de la estación MIL, es el siguiente:

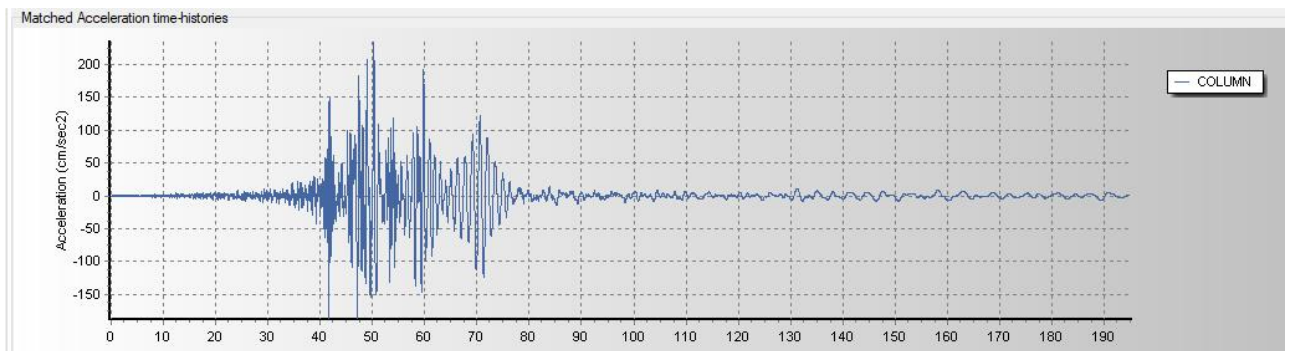


Figura 5.11 Espectro de diseño estación MIL
Fuente. SEISMOMATCH, 2016

El registro escalado de la estación MIL en dirección E-W, es el siguiente:

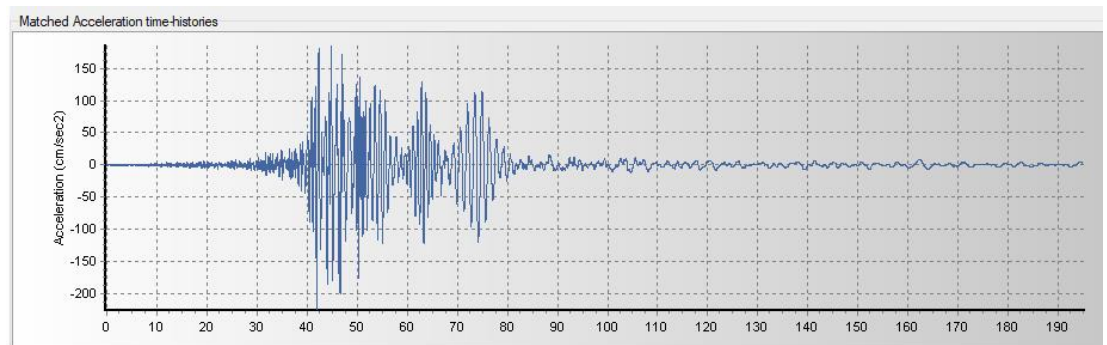


Figura 5.12 Registro escalado estación MIL E-W
Fuente. SEISMOMATCH, 2016

El registro escalado de la estación MIL en dirección N-S, es el siguiente:

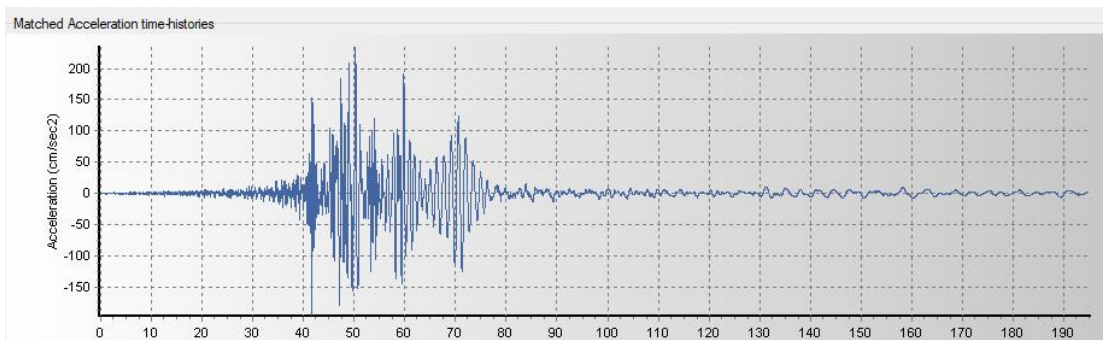


Figura 5.13 Registro escalado estación MIL N-S
Fuente. SEISMOMATCH, 2016

El registro escalado de la estación ACH1 y el acelerograma original en dirección E-W, son los siguientes:

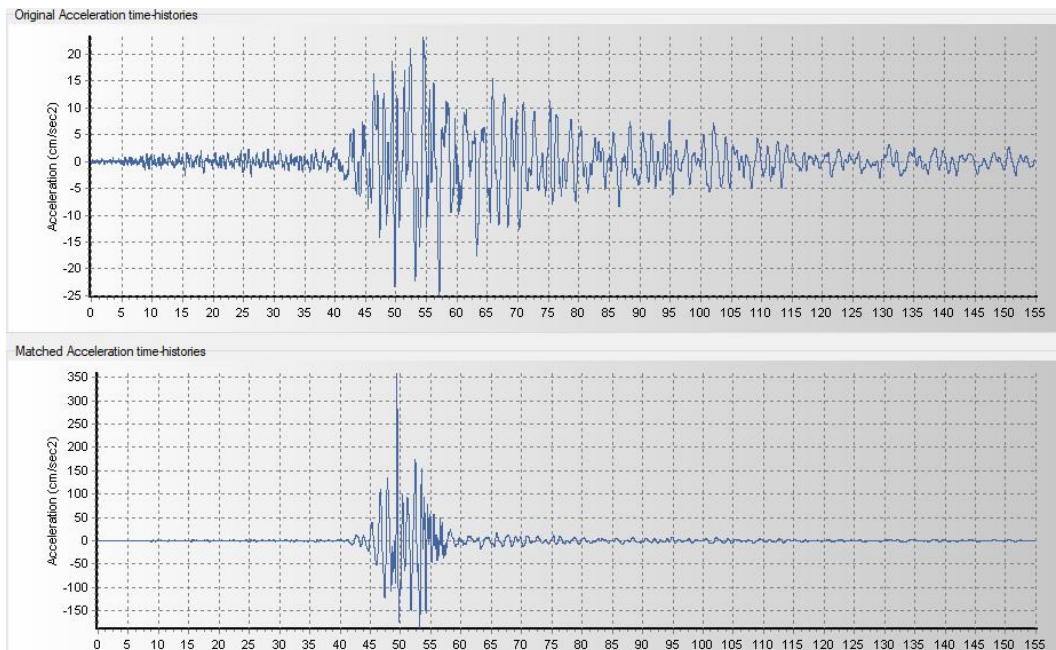


Figura 5.14 Registro escalado estación ACH1 E-W
Fuente. SEISMOMATCH, 2016

El registro escalado de la estación ACH1 y el acelerograma original en dirección N-S, son los siguientes:

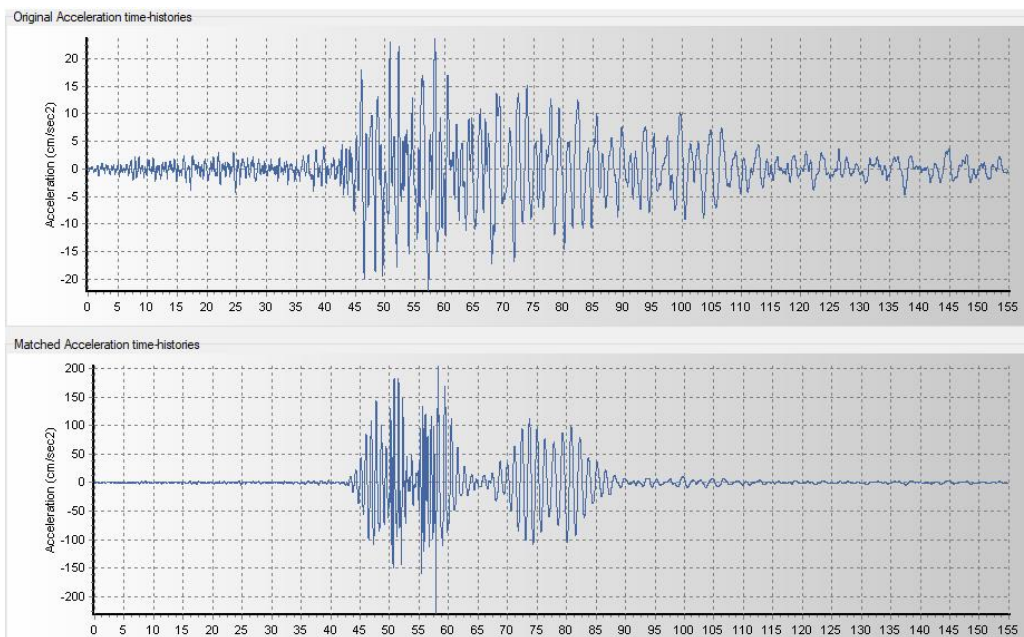


Figura 5.15 Registro escalado estación ACH1 N-S
Fuente. SEISMOMATCH, 2016

El registro escalado de la estación GYE y el acelerograma original en dirección E-W, son los siguientes:

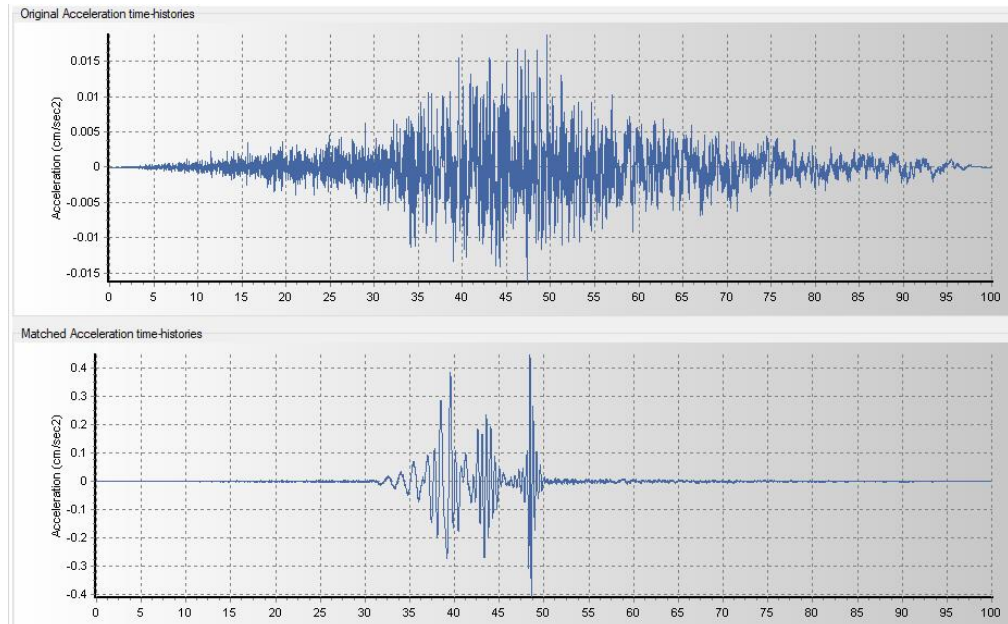


Figura 5.16 Registro escalado estación GYE E-W
Fuente. SEISMOMATCH, 2016

El registro escalado de la estación GYE y el acelerograma original en dirección N-S, son los siguientes:

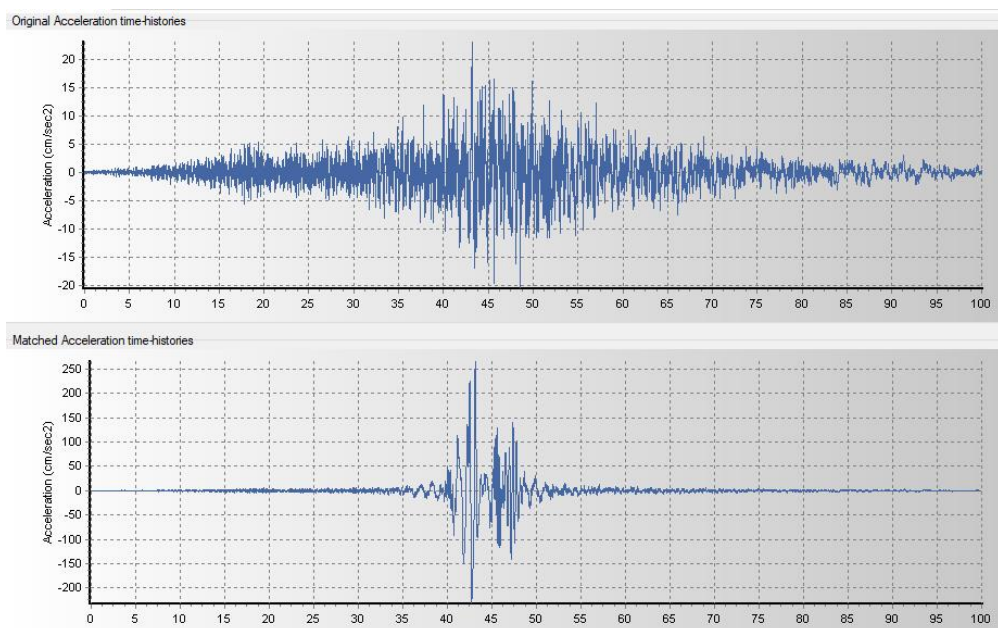


Figura 5.17 Registro escalado estación GYE N-S
Fuente. SEISMOMATCH, 2016

5.5 Análisis Tiempo-Historia

El análisis tiempo-historia se realiza con los 3 acelerogramas escalados al espectro de diseño, los mismos que deberán ser ingresados al modelo SAP 2000, de la siguiente manera:

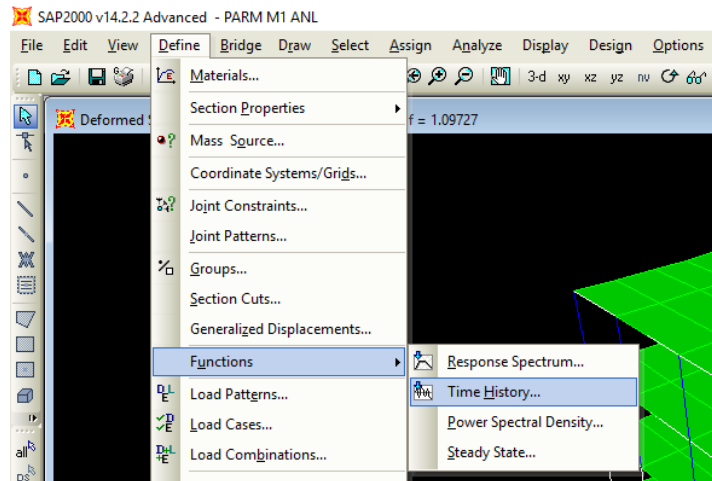


Figura 5.18 Menú de función Tiempo -Historia

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

En la ventana que ha aparecido, se selecciona la opción de cargar el archivo (**FROM FILE**) y **ADD NEW FUNCTION**.

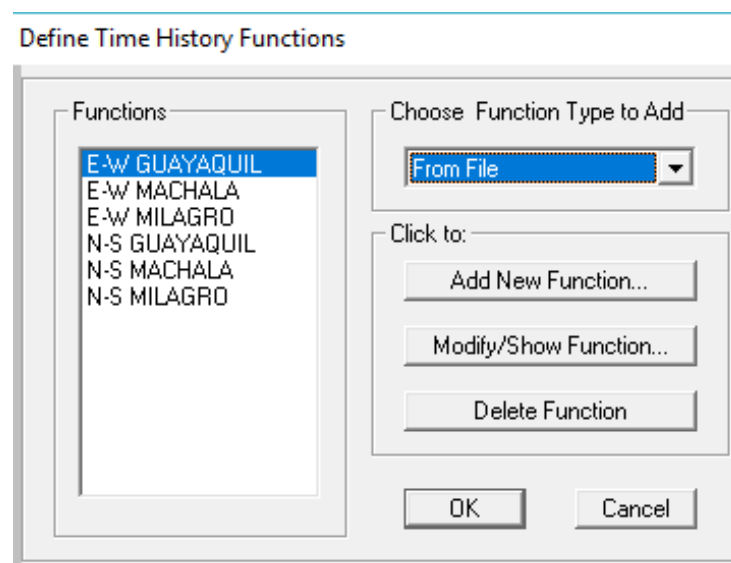


Figura 5.19 Definir función Tiempo -Historia

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

En la nueva ventana emergente se llena los siguientes datos:

Time History Function Definition

1 **Function Name** E-W GUAYAQUIL

Function File

File Name **4** Browse...

e:\registros escalados para
isap\guayaquil\ave_este-oeste.txt

Header Lines to Skip **6**

Prefix Characters per Line to Skip **0**

Number of Points per Line **1**

6 Convert to User Defined View File

Values are:

2 Time and Function Values
 Values at Equal Intervals of

Format Type

3 Free Format
 Fixed Format
Characters per Item

Function Graph

5 Display Graph 0.0,0.0

7 OK Cancel

Figura 5.20 Definir función Tiempo -Historia Guayaquil E-W
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Estos pasos deben repetirse para todos los registros en dirección N-S y E-W. Las funciones que deben crearse son:

- Guayaquil N-S
- Guayaquil E-W
- Milagro N-S
- Milagro N-S
- Machala N-S
- Machala E-W

Se deberá crear 2 casos de análisis por cada registro sísmico. En el Caso 1 la componente E-W actúa sobre la dirección X-X y la componente N-S actúa sobre la dirección Y-Y; en el Caso 2 ocurre lo contrario, la componente N-S actúa sobre la dirección X-X y la componente E-W actúa sobre la dirección Y-Y. Las unidades con las que se trabajó en el SEISMOMATCH fue en cm/s², mientras que en el SAP 2000 se ha trabajado en metros por lo que el factor de escala es 0.01.

Load Case Data - Linear Modal History

Load Case Name: GUAYAQUIL CASO 1

Load Case Type: Time History

Analysis Type: Linear

Time History Type: Modal

Time History Motion Type: Transient

Modal Load Case: MODAL

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	N-S GUAYAI	0.01
Accel	U2	N-S GUAYAQUI	0.01
Accel	U1	E-W GUAYAQU	0.01

Time Step Data:

Number of Output Time Steps: 10001

Output Time Step Size: 0.01

Other Parameters:

Modal Damping: Constant at 0.05

Figura 5.21 Registro escalado estación GYE N-S
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Dirección X – Componente EW /Dirección Y – Componente NS

CASO 2: Dirección X – Componente NS / Dirección Y – Componente EW

Se debe comprobar los números de modales, tal como se hizo en el análisis espectral. A continuación, se mostrará los resultados de las derivas para cada caso de los espectros ajustados:

Modelo 1: Pórtico resistente a momento con columnas huecas

CASO 1: Guayaquil – Dirección X

Tabla CXCVIII. Derivas Modelo 1-Guayaquil Caso 1 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.182106	0.182	0.027	0.009	0.90	OK
5	0.154911	0.155	0.033	0.011	1.10	OK
4	0.121974	0.122	0.038	0.012	1.20	OK
3	0.084138	0.084	0.038	0.012	1.20	OK
2	0.045738	0.046	0.032	0.010	1.00	OK
1	0.014148	0.014	0.014	0.005	0.50	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Guayaquil – Dirección Y

Tabla CXCIX. Derivas Modelo 1- Guayaquil Caso 1 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.201487	0.20	0.03	0.010	0.96	OK
5	0.171768	0.17	0.04	0.011	1.14	OK
4	0.136335	0.14	0.04	0.013	1.33	OK
3	0.095175	0.10	0.04	0.014	1.38	OK
2	0.052343	0.05	0.04	0.012	1.16	OK
1	0.016355	0.02	0.02	0.005	0.53	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Guayaquil – Dirección X**Tabla CC.** Derivas Modelo 1-Guayaquil Caso 2 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.190672	0.191	0.028	0.009	0.90	OK
5	0.162493	0.162	0.033	0.011	1.10	OK
4	0.129184	0.129	0.038	0.012	1.20	OK
3	0.090715	0.091	0.041	0.013	1.30	OK
2	0.05019	0.050	0.034	0.011	1.10	OK
1	0.015747	0.016	0.016	0.005	0.50	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Guayaquil – Dirección Y**Tabla CCI.** Derivas Modelo 1-Guayaquil Caso 2 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.187501	0.19	0.03	0.009	0.95	OK
5	0.158173	0.16	0.03	0.011	1.11	OK
4	0.12388	0.12	0.04	0.012	1.25	OK
3	0.085174	0.09	0.04	0.013	1.26	OK
2	0.046215	0.05	0.03	0.010	1.03	OK
1	0.014269	0.01	0.01	0.005	0.46	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Machala – Dirección X**Tabla CCII.** Derivas Modelo 1-Machala Caso 1 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.210714	0.211	0.031	0.010	1.00	OK
5	0.179897	0.180	0.038	0.012	1.20	OK
4	0.142388	0.142	0.044	0.014	1.40	OK
3	0.09887	0.099	0.045	0.014	1.40	OK
2	0.054125	0.054	0.037	0.012	1.20	OK
1	0.016844	0.017	0.017	0.005	0.50	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Machala – Dirección Y**Tabla CCIII.** Derivas Modelo 1-Machala Caso 1 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.200841	0.20	0.03	0.010	1.01	OK
5	0.169555	0.17	0.04	0.012	1.18	OK
4	0.132879	0.13	0.04	0.013	1.34	OK
3	0.091353	0.09	0.04	0.013	1.35	OK
2	0.049529	0.05	0.03	0.011	1.1	OK
1	0.015285	0.02	0.02	0.005	0.49	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Machala – Dirección X**Tabla CCIV.** Derivas Modelo 1-Machala Caso 2 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.201524	0.202	0.030	0.010	1.00	OK
5	0.171751	0.172	0.036	0.012	1.20	OK
4	0.13555	0.136	0.042	0.013	1.30	OK
3	0.093731	0.094	0.043	0.014	1.40	OK
2	0.051081	0.051	0.035	0.011	1.10	OK
1	0.015837	0.016	0.016	0.005	0.50	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Machala – Dirección Y**Tabla CCV.** Derivas Modelo 1-Machala Caso 2 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.213873	0.21	0.03	0.011	1.06	OK
5	0.181025	0.18	0.04	0.012	1.24	OK
4	0.142432	0.14	0.04	0.014	1.42	OK
3	0.098453	0.10	0.04	0.014	1.44	OK
2	0.053689	0.05	0.04	0.012	1.19	OK
1	0.016648	0.02	0.02	0.005	0.54	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Milagro – Dirección X**Tabla CCVI.** Derivas Modelo 1-Milagro Caso 1 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ 1 (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.179593	0.180	0.027	0.009	0.90	OK
5	0.15293	0.153	0.032	0.010	1.00	OK
4	0.12059	0.121	0.037	0.012	1.20	OK
3	0.083285	0.083	0.038	0.012	1.20	OK
2	0.04565	0.046	0.031	0.010	1.00	OK
1	0.014264	0.014	0.014	0.005	0.50	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Milagro – Dirección Y**Tabla CCVII.** Derivas Modelo 1-Milagro Caso 1 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ 1 (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.22208	0.22	0.03	0.011	1.09	OK
5	0.188397	0.19	0.04	0.013	1.28	OK
4	0.148707	0.15	0.05	0.015	1.47	OK
3	0.103205	0.10	0.05	0.015	1.51	OK
2	0.05652	0.06	0.04	0.013	1.26	OK
1	0.017591	0.02	0.02	0.006	0.57	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Milagro – Dirección X**Tabla CCVIII.** Derivas Modelo 1-Milagro Caso 2 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ 1 (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.209552	0.210	0.030	0.010	1.00	OK
5	0.179387	0.179	0.037	0.012	1.20	OK
4	0.142529	0.143	0.043	0.014	1.40	OK
3	0.09944	0.099	0.045	0.014	1.40	OK
2	0.054708	0.055	0.038	0.012	1.20	OK
1	0.017098	0.017	0.017	0.006	0.60	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Milagro – Dirección Y**Tabla CCIX.** Derivas Modelo 1-Milagro Caso 2 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.197013	0.20	0.03	0.010	0.96	OK
5	0.167122	0.17	0.04	0.011	1.14	OK
4	0.13189	0.13	0.04	0.013	1.3	OK
3	0.091501	0.09	0.04	0.013	1.34	OK
2	0.050087	0.05	0.03	0.011	1.11	OK
1	0.015581	0.02	0.02	0.005	0.5	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Modelo 2: Pórtico resistente a momento con columnas rellenas de hormigón

CASO 1: Guayaquil – Dirección X**Tabla CCX.** Derivas Modelo 2-Guayaquil Caso 1 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.178787	0.179	0.022	0.007	0.70	OK
5	0.156987	0.157	0.030	0.010	1.00	OK
4	0.12705	0.127	0.037	0.012	1.20	OK
3	0.089955	0.090	0.040	0.013	1.30	OK
2	0.050156	0.050	0.034	0.011	1.10	OK
1	0.016104	0.016	0.016	0.005	0.50	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Guayaquil – Dirección Y**Tabla CCXI.** Derivas Modelo 2- Guayaquil Caso 1 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.231362	0.23	0.03	0.010	1.02	OK
5	0.199799	0.20	0.04	0.013	1.29	OK
4	0.159891	0.16	0.05	0.016	1.56	OK
3	0.111468	0.11	0.05	0.016	1.62	OK
2	0.061388	0.06	0.04	0.013	1.34	OK
1	0.0197	0.02	0.02	0.006	0.64	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Guayaquil – Dirección X**Tabla CCXII.** Derivas Modelo 2-Guayaquil Caso 2 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.186868	0.187	0.021	0.007	0.70	OK
5	0.166076	0.166	0.029	0.009	0.90	OK
4	0.136641	0.137	0.038	0.012	1.20	OK
3	0.09848	0.098	0.043	0.014	1.40	OK
2	0.055897	0.056	0.038	0.012	1.20	OK
1	0.018202	0.018	0.018	0.006	0.60	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Guayaquil – Dirección Y**Tabla CCXIII.** Derivas Modelo 2-Guayaquil Caso 2 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.200644	0.20	0.03	0.010	0.96	OK
5	0.170914	0.17	0.04	0.012	1.18	OK
4	0.134444	0.13	0.04	0.014	1.36	OK
3	0.092167	0.09	0.04	0.014	1.36	OK
2	0.049979	0.05	0.03	0.011	1.1	OK
1	0.015876	0.02	0.02	0.005	0.51	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Machala – Dirección X**Tabla CCXIV.** Derivas Modelo 2-Machala Caso 1 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δxi (m)	$\delta xi - \delta xi -$ 1 (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.20724	0.207	0.024	0.008	0.80	OK
5	0.183014	0.183	0.034	0.011	1.10	OK
4	0.149434	0.149	0.042	0.014	1.40	OK
3	0.106964	0.107	0.047	0.015	1.50	OK
2	0.060318	0.060	0.041	0.013	1.30	OK
1	0.019547	0.020	0.020	0.006	0.60	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Machala – Dirección Y**Tabla CCXV.** Derivas Modelo 2-Machala Caso 1 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δxi (m)	$\delta xi - \delta xi -$ 1 (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.225316	0.23	0.03	0.011	1.06	OK
5	0.19233	0.19	0.04	0.013	1.31	OK
4	0.151762	0.15	0.05	0.015	1.53	OK
3	0.104466	0.10	0.05	0.015	1.54	OK
2	0.056875	0.06	0.04	0.013	1.25	OK
1	0.018119	0.02	0.02	0.006	0.58	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Machala – Dirección X**Tabla CCXVI.** Derivas Modelo 2-Machala Caso 2 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δxi (m)	$\delta xi - \delta xi -$ 1 (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.205083	0.205	0.024	0.008	0.80	OK
5	0.18076	0.181	0.034	0.011	1.10	OK
4	0.14714	0.147	0.042	0.014	1.40	OK
3	0.104889	0.105	0.046	0.015	1.50	OK
2	0.058889	0.059	0.040	0.013	1.30	OK
1	0.019015	0.019	0.019	0.006	0.60	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Machala – Dirección Y**Tabla CCXVII.** Derivas Modelo 2-Machala Caso 2 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δxi (m)	$\delta xi - \delta xi -$ 1 (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.222707	0.22	0.03	0.011	1.05	OK
5	0.190082	0.19	0.04	0.013	1.29	OK
4	0.149994	0.15	0.05	0.015	1.51	OK
3	0.103293	0.10	0.05	0.015	1.52	OK
2	0.056305	0.06	0.04	0.012	1.24	OK
1	0.017957	0.02	0.02	0.006	0.58	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Milagro – Dirección X**Tabla CCXVIII.** Derivas Modelo 2-Milagro Caso 1 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δxi (m)	$\delta xi - \delta xi -$ 1 (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.178121	0.178	0.021	0.007	0.70	OK
5	0.157132	0.157	0.029	0.009	0.90	OK
4	0.128103	0.128	0.037	0.012	1.20	OK
3	0.091524	0.092	0.040	0.013	1.30	OK
2	0.051515	0.052	0.035	0.011	1.10	OK
1	0.01667	0.017	0.017	0.005	0.50	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Milagro – Dirección Y**Tabla CCXIX.** Derivas Modelo 2-Milagro Caso 1 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δxi (m)	$\delta xi - \delta xi -$ 1 (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.225316	0.23	0.03	0.011	1.06	OK
5	0.19233	0.19	0.04	0.013	1.31	OK
4	0.151762	0.15	0.05	0.015	1.53	OK
3	0.104466	0.10	0.05	0.015	1.54	OK
2	0.056875	0.06	0.04	0.013	1.25	OK
1	0.018119	0.02	0.02	0.006	0.58	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Milagro – Dirección X**Tabla CCXX.** Derivas Modelo 2-Milagro Caso 2 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.195138	0.195	0.024	0.008	0.80	OK
5	0.171514	0.172	0.033	0.010	1.00	OK
4	0.139	0.139	0.040	0.013	1.30	OK
3	0.098533	0.099	0.044	0.014	1.40	OK
2	0.054985	0.055	0.037	0.012	1.20	OK
1	0.017663	0.018	0.018	0.006	0.60	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Milagro – Dirección Y**Tabla CCXXI.** Derivas Modelo 2-Milagro Caso 2 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.24499	0.24	0.04	0.012	1.17	OK
5	0.208748	0.21	0.04	0.014	1.43	OK
4	0.164291	0.16	0.05	0.017	1.66	OK
3	0.112743	0.11	0.05	0.017	1.66	OK
2	0.061181	0.06	0.04	0.013	1.35	OK
1	0.019438	0.02	0.02	0.006	0.63	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Modelo 3: Pórtico duales con pórticos resistentes a momentos y pórticos duales

CASO 1: Guayaquil – Dirección X

Tabla CCXXII. Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 1 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.040067	0.040	0.005	0.002	0.20	OK
5	0.034626	0.035	0.007	0.002	0.20	OK
4	0.027253	0.027	0.009	0.003	0.30	OK
3	0.018536	0.019	0.009	0.003	0.30	OK
2	0.009796	0.010	0.006	0.002	0.20	OK
1	0.003491	0.003	0.003	0.001	0.10	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Guayaquil – Dirección Y

Tabla CCXXIII. Derivas Modelo 3- Guayaquil Caso 1 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.074963	0.07	0.01	0.003	0.35	OK
5	0.064146	0.06	0.01	0.004	0.44	OK
4	0.050391	0.05	0.02	0.005	0.52	OK
3	0.034386	0.03	0.02	0.005	0.52	OK
2	0.018395	0.02	0.01	0.004	0.39	OK
1	0.00624	0.01	0.01	0.002	0.2	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Guayaquil – Dirección X**Tabla CCXXIV.** Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 2 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.042085	0.042	0.006	0.002	0.20	OK
5	0.036409	0.036	0.008	0.002	0.20	OK
4	0.028728	0.029	0.009	0.003	0.30	OK
3	0.019627	0.020	0.009	0.003	0.30	OK
2	0.010436	0.010	0.007	0.002	0.20	OK
1	0.00374	0.004	0.004	0.001	0.10	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Guayaquil – Dirección Y**Tabla CCXXV.** Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 2 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.068166	0.07	0.01	0.003	0.31	OK
5	0.058438	0.06	0.01	0.004	0.4	OK
4	0.046069	0.05	0.01	0.005	0.47	OK
3	0.03161	0.03	0.01	0.005	0.47	OK
2	0.017024	0.02	0.01	0.004	0.36	OK
1	0.005808	0.01	0.01	0.002	0.19	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Machala – Dirección X**Tabla CCXXVI.** Derivas Modelo 3-Machala Caso 1 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.044091	0.044	0.006	0.002	0.20	OK
5	0.03822	0.038	0.008	0.003	0.30	OK
4	0.030281	0.030	0.009	0.003	0.30	OK
3	0.020825	0.021	0.010	0.003	0.30	OK
2	0.011165	0.011	0.007	0.002	0.20	OK
1	0.004032	0.004	0.004	0.001	0.10	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Machala – Dirección Y**Tabla CCXXVII.** Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 1 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.073953	0.07	0.01	0.003	0.34	OK
5	0.063341	0.06	0.01	0.004	0.43	OK
4	0.049872	0.05	0.02	0.005	0.51	OK
3	0.034173	0.03	0.02	0.005	0.51	OK
2	0.018381	0.02	0.01	0.004	0.39	OK
1	0.006265	0.01	0.01	0.002	0.2	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Machala – Dirección X**Tabla CCXXVIII.** Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 2 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.043618	0.044	0.006	0.002	0.20	OK
5	0.037881	0.038	0.008	0.003	0.30	OK
4	0.03013	0.030	0.009	0.003	0.30	OK
3	0.020853	0.021	0.010	0.003	0.30	OK
2	0.011269	0.011	0.007	0.002	0.20	OK
1	0.004098	0.004	0.004	0.001	0.10	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Machala – Dirección Y**Tabla CCXXIX.** Derivas Modelo 3-Machala Caso 2 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.059024	0.06	0.01	0.003	0.28	OK
5	0.05032	0.05	0.01	0.004	0.36	OK
4	0.039308	0.04	0.01	0.004	0.41	OK
3	0.026636	0.03	0.01	0.004	0.4	OK
2	0.014145	0.01	0.01	0.003	0.3	OK
1	0.004765	0.00	0.00	0.002	0.15	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Milagro – Dirección X**Tabla CCXXX.** Derivas Modelo 3-Milagro Caso 1 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δxi (m)	$\delta xi - \delta xi -$ 1 (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.046066	0.046	0.006	0.002	0.20	OK
5	0.039926	0.040	0.008	0.003	0.30	OK
4	0.031617	0.032	0.010	0.003	0.30	OK
3	0.021722	0.022	0.010	0.003	0.30	OK
2	0.01163	0.012	0.007	0.002	0.20	OK
1	0.004194	0.004	0.004	0.001	0.10	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Milagro – Dirección Y**Tabla CCXXXI.** Derivas Modelo 3-Milagro Caso 1 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δxi (m)	$\delta xi - \delta xi -$ 1 (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.062526	0.06	0.01	0.003	0.3	OK
5	0.053322	0.05	0.01	0.004	0.38	OK
4	0.041648	0.04	0.01	0.004	0.43	OK
3	0.028192	0.03	0.01	0.004	0.43	OK
2	0.014941	0.01	0.01	0.003	0.32	OK
1	0.005024	0.01	0.01	0.002	0.16	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Milagro – Dirección X**Tabla CCXXXII.** Derivas Modelo 3-Milagro Caso 2 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δxi (m)	$\delta xi - \delta xi -$ 1 (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.039372	0.039	0.005	0.002	0.20	OK
5	0.03416	0.034	0.007	0.002	0.20	OK
4	0.027116	0.027	0.008	0.003	0.30	OK
3	0.018708	0.019	0.009	0.003	0.30	OK
2	0.01007	0.010	0.006	0.002	0.20	OK
1	0.00365	0.004	0.004	0.001	0.10	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Milagro – Dirección Y**Tabla CCXXXIII.** Derivas Modelo 3-Milagro Caso 2 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.072132	0.07	0.01	0.003	0.34	OK
5	0.061663	0.06	0.01	0.004	0.43	OK
4	0.048393	0.05	0.02	0.005	0.5	OK
3	0.033009	0.03	0.02	0.005	0.5	OK
2	0.017663	0.02	0.01	0.004	0.38	OK
1	0.005992	0.01	0.01	0.002	0.19	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Modelo 4: Pórtico resistentes a momentos con disipadores de energía

CASO 1: Guayaquil – Dirección X

Tabla CCXXXIV. Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 1 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.178787	0.179	0.022	0.007	0.70	OK
5	0.156987	0.157	0.030	0.010	1.00	OK
4	0.12705	0.127	0.037	0.012	1.20	OK
3	0.089955	0.090	0.040	0.013	1.30	OK
2	0.050156	0.050	0.034	0.011	1.10	OK
1	0.016104	0.016	0.016	0.005	0.50	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Guayaquil – Dirección Y

Tabla CCXXXV. Derivas Modelo 3- Guayaquil Caso 1 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.231362	0.23	0.03	0.010	1.02	OK
5	0.199799	0.20	0.04	0.013	1.29	OK
4	0.159891	0.16	0.05	0.016	1.56	OK
3	0.111468	0.11	0.05	0.016	1.62	OK
2	0.061388	0.06	0.04	0.013	1.34	OK
1	0.0197	0.02	0.02	0.006	0.64	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Guayaquil – Dirección X**Tabla CCXXXVI.** Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 2 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.186868	0.187	0.021	0.007	0.70	OK
5	0.166076	0.166	0.029	0.009	0.90	OK
4	0.136641	0.137	0.038	0.012	1.20	OK
3	0.09848	0.098	0.043	0.014	1.40	OK
2	0.055897	0.056	0.038	0.012	1.20	OK
1	0.018202	0.018	0.018	0.006	0.60	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Guayaquil – Dirección Y**Tabla CCXXXVII.** Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 2 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.200644	0.20	0.03	0.010	0.96	OK
5	0.170914	0.17	0.04	0.012	1.18	OK
4	0.134444	0.13	0.04	0.014	1.36	OK
3	0.092167	0.09	0.04	0.014	1.36	OK
2	0.049979	0.05	0.03	0.011	1.1	OK
1	0.015876	0.02	0.02	0.005	0.51	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Machala – Dirección X**Tabla CCXXXVIII.** Derivas Modelo 3-Machala Caso 1 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.205083	0.205	0.024	0.008	0.80	OK
5	0.18076	0.181	0.034	0.011	1.10	OK
4	0.14714	0.147	0.042	0.014	1.40	OK
3	0.104889	0.105	0.046	0.015	1.50	OK
2	0.058889	0.059	0.040	0.013	1.30	OK
1	0.019015	0.019	0.019	0.006	0.60	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Machala – Dirección Y**Tabla CCXXXIX.** Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 1 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.225316	0.23	0.03	0.011	1.06	OK
5	0.19233	0.19	0.04	0.013	1.31	OK
4	0.151762	0.15	0.05	0.015	1.53	OK
3	0.104466	0.10	0.05	0.015	1.54	OK
2	0.056875	0.06	0.04	0.013	1.25	OK
1	0.018119	0.02	0.02	0.006	0.58	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Machala – Dirección X**Tabla CCXL.** Derivas Modelo 3-Guayaquil Caso 2 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.195138	0.195	0.024	0.008	0.80	OK
5	0.171514	0.172	0.033	0.010	1.00	OK
4	0.139	0.139	0.040	0.013	1.30	OK
3	0.098533	0.099	0.044	0.014	1.40	OK
2	0.054985	0.055	0.037	0.012	1.20	OK
1	0.017663	0.018	0.018	0.006	0.60	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Machala – Dirección Y**Tabla CCXLI.** Derivas Modelo 3-Machala Caso 2 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.222707	0.22	0.03	0.011	1.05	OK
5	0.190082	0.19	0.04	0.013	1.29	OK
4	0.149994	0.15	0.05	0.015	1.51	OK
3	0.103293	0.10	0.05	0.015	1.52	OK
2	0.056305	0.06	0.04	0.012	1.24	OK
1	0.017957	0.02	0.02	0.006	0.58	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Milagro – Dirección X**Tabla CCXLII.** Derivas Modelo 3-Milagro Caso 1 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δxi (m)	$\delta xi - \delta xi -$ 1 (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.178121	0.178	0.021	0.007	0.70	OK
5	0.157132	0.157	0.029	0.009	0.90	OK
4	0.128103	0.128	0.037	0.012	1.20	OK
3	0.091524	0.092	0.040	0.013	1.30	OK
2	0.051515	0.052	0.035	0.011	1.10	OK
1	0.01667	0.017	0.017	0.005	0.50	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 1: Milagro – Dirección Y**Tabla CCXLIII.** Derivas Modelo 3-Milagro Caso 1 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δxi (m)	$\delta xi - \delta xi -$ 1 (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.225316	0.23	0.03	0.011	1.06	OK
5	0.19233	0.19	0.04	0.013	1.31	OK
4	0.151762	0.15	0.05	0.015	1.53	OK
3	0.104466	0.10	0.05	0.015	1.54	OK
2	0.056875	0.06	0.04	0.013	1.25	OK
1	0.018119	0.02	0.02	0.006	0.58	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Milagro – Dirección X**Tabla CCXLIV.** Derivas Modelo 3-Milagro Caso 2 sentido X

Level	δ SAP 2000 (m)	δxi (m)	$\delta xi - \delta xi -$ 1 (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.20724	0.207	0.024	0.008	0.80	OK
5	0.183014	0.183	0.034	0.011	1.10	OK
4	0.149434	0.149	0.042	0.014	1.40	OK
3	0.106964	0.107	0.047	0.015	1.50	OK
2	0.060318	0.060	0.041	0.013	1.30	OK
1	0.019547	0.020	0.020	0.006	0.60	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CASO 2: Milagro – Dirección Y

Tabla CCXLV. Derivas Modelo 3-Milagro Caso 2 sentido Y

Level	δ SAP 2000 (m)	δx_i (m)	$\delta x_i - \delta x_{i-1}$ (m)	Drift	Drift %	Check Drift Limit
6	0.24499	0.24	0.04	0.012	1.17	OK
5	0.208748	0.21	0.04	0.014	1.43	OK
4	0.164291	0.16	0.05	0.017	1.66	OK
3	0.112743	0.11	0.05	0.017	1.66	OK
2	0.061181	0.06	0.04	0.013	1.35	OK
1	0.019438	0.02	0.02	0.006	0.63	OK

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

5.6 Determinación del sismo de diseño.

Finalmente, se deberá comparar las derivas obtenidas tanto por el análisis espectral y el análisis tiempo-historia, con la finalidad de obtener el sismo de diseño. El sismo de diseño será el que más se ajusta a las derivas del análisis espectral, se descartará al que tenga una variación de más de 1.5%.

Se analizará el modelo 2, ya que se le implementarán los disipadores viscosos.

Tabla CCXLVI. Diferencia derivas sentido X

ALTURA	GUAYAQUIL CASO1	GUAYAQUIL CASO2	MACHALA CASO 1	MACHALA CASO 2	MILAGRO CASO 1	MILAGRO CASO 2
18.6	0.0010	0.0010	0.0000	0.0000	0.0010	0.0000
15.5	0.0010	0.0020	0.0000	0.0010	0.0020	0.0000
12.4	0.0020	0.0020	0.0000	0.0010	0.0020	0.0000
9.3	0.0020	0.0010	0.0000	0.0010	0.0020	0.0000
6.2	0.0020	0.0010	0.0000	0.0010	0.0020	0.0000
3.1	0.0010	0.0000	0.0000	0.0000	0.0010	0.0000

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla CCXLVII. Diferencia derivas sentido Y

ALTURA	GUAYAQUIL CASO1	GUAYAQUIL CASO2	MACHALA CASO 1	MACHALA CASO 2	MILAGRO CASO 1	MILAGRO CASO 2
18.6	0.0010	0.0010	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0010
15.5	0.0010	0.0020	0.0010	0.0010	0.0010	0.0000
12.4	0.0000	0.0020	0.0010	0.0010	0.0010	-0.0010
9.3	0.0000	0.0020	0.0010	0.0010	0.0010	-0.0010
6.2	0.0000	0.0020	0.0000	0.0010	0.0000	0.0000
3.1	0.0000	0.0010	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Se descartan los casos de Guayaquil y Milagro porque su diferencia es mayor a 0.015 y el que más se ajusta es el CASO 1 de Machala, por lo que se lo utiliza como el sismo de diseño.

CAPÍTULO 6

GENERACIÓN DE MODELOS BIM

6.1 Generación de modelos estructurales

Como se mencionó en el capítulo 2, utilizaremos el programa Revit Structure 2017, basado en metodología BIM para generar el modelo estructural 3D de cada alternativa, a partir de estos modelos se pueden obtener planos, tablas de cantidades de materiales y costos de la estructura.

A continuación, se mostrarán las opciones de objetos estructurales que ya vienen precargados en las librerías del programa y que serán empleadas en las diferentes alternativas del proyecto.

6.2 Perfiles estructurales de vigas

En este programa podemos encontrar una amplia galería con diferentes tipos de perfiles estructurales de acero, acero de calibre delgado, hormigón, hormigón prefabricado y madera para vigas y columnas, además que también tenemos la opción de “Crear familia”, con esto podríamos añadir algún perfil específico que no encontremos dentro de las galerías de perfiles.

En este caso para las vigas seleccionamos la opción “UB-Viga Universal-Pilar” que representa los perfiles W. Se abrirá una tabla con distintas dimensiones de perfiles especificando además sus propiedades de inercia I_x y módulos de sección Z_x .

Si ninguno de los perfiles tiene las dimensiones que requerimos, tenemos la opción de seleccionar uno de estos, cambiar sus propiedades y guardarlo con un nuevo nombre de perfil para ser usado en el proyecto.

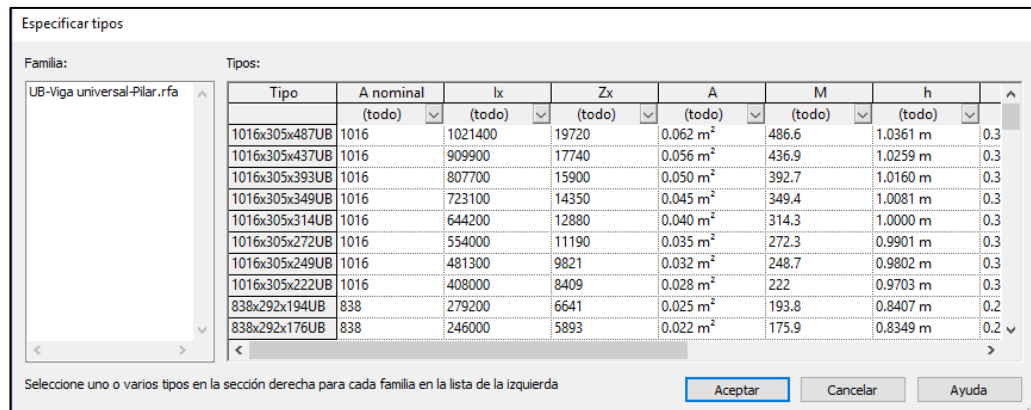


Figura 6.1 Perfiles de las librerías de Revit

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

En la siguiente figura se muestra una de las vigas perfil W12x16 correspondiente al nivel 2 de la estructura en cuestión. Se puede observar que al seleccionarla se muestran todas sus características en la barra de propiedades ubicada a un costado del espacio de trabajo, funciona de la misma forma para cualquier tipo de objeto que seleccionemos y desde allí podemos modificar lo siguiente:

- Restricciones
- Cotas
- Desfases
- Materiales y acabados
- Posición geométrica
- Estructura
- Datos de identidad

- Proceso por fases

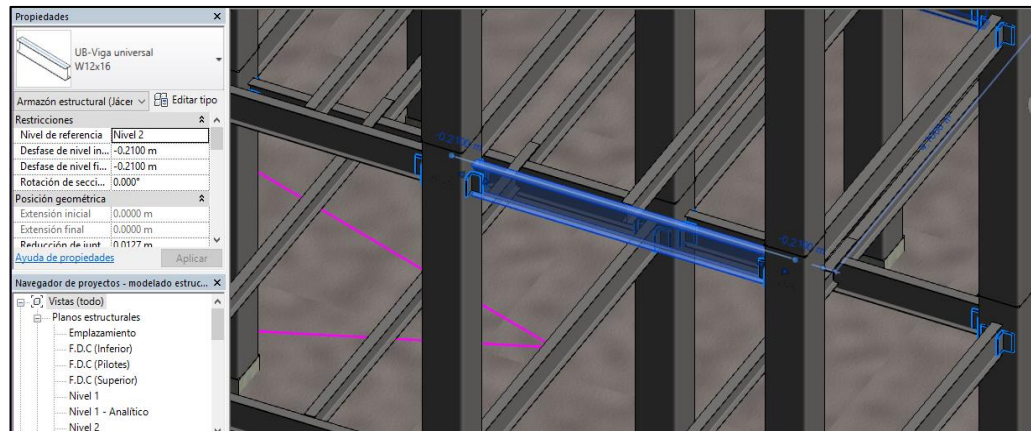


Figura 6.2 Vista de propiedades de perfil W de una de las alternativas de diseño

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

6.3 Perfiles estructurales de columnas

Para las columnas utilizamos secciones cuadradas huecas que en Revit llevan el nombre de “RHS-Sección hueca rectangular-Pilar”. En la figura.... Se muestra una columna del nivel 3 de la estructura en el que se usó una sección C40x40x1.5.

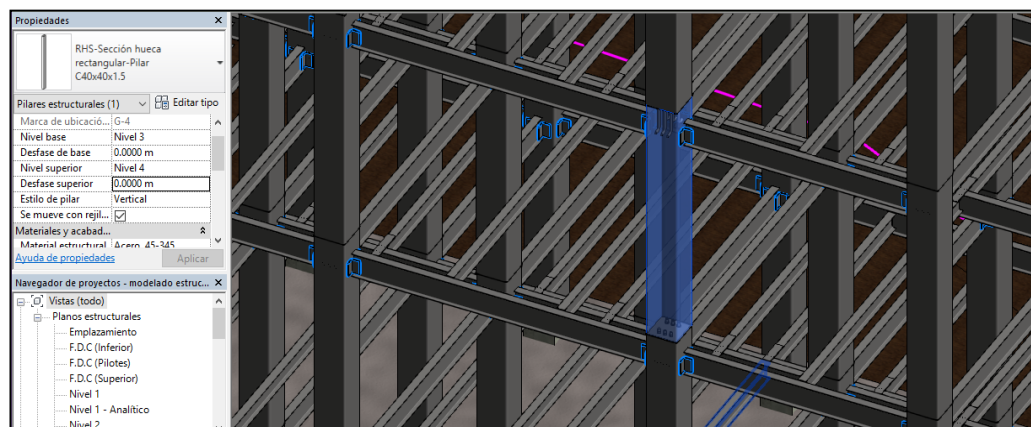


Figura 6.3 Vista de propiedades de columna rectangular de una de las alternativas de diseño

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

6.4 Losas

Este software nos da la opción de colocar diferentes tipos de losas entre ellas están:

- Acabado en madera
- Chapa metálica de cubierta
- Hormigón in situ
- Hormigón con chapa grecada
- Viga y bloque

Entre estas opciones escogimos hormigón con chapa grecada que representa la Novalosa con una capa de hormigón sobre esta, tanto la altura de onda como el espesor total de la capa de hormigón son modificables según los requerimientos de la obra.

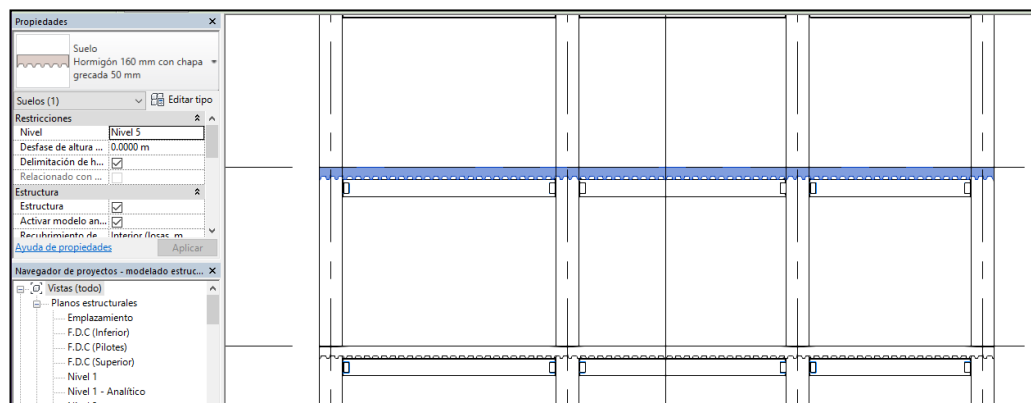


Figura 6.4 Vista de propiedades de columna rectangular de una de las alternativas de diseño.

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Al colocar las losas de cada piso fue necesario desfasar las vigas 5 cm hacia abajo ya que al colocarlas estas se sitúan automáticamente en los niveles correspondientes, sin embargo, debemos considerar que las

vigas se ubican debajo de las losas por lo tanto no pueden estar ambos objetos al mismo nivel.

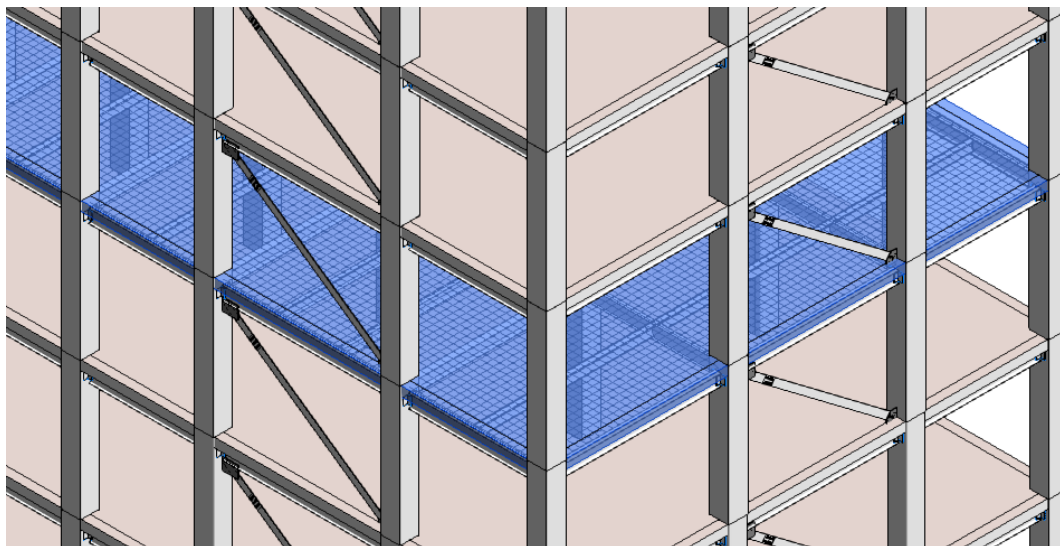


Figura 6.5 Vista de la malla electrosoldada en una de las losas

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Como podemos apreciar en la figura 6.5, el perfil metálico de la placa colaborante de la novalosa no se visualiza correctamente, debido a este problema de visualización de elementos fue necesario la creación de un nuevo perfil metálico al que le asignamos el nombre de Novalosa y posteriormente lo cargamos al proyecto mejorando así la vista 3D del proyecto.

6.4.1 Creación de perfil metal deck y novalosa

Para la creación de la novalosa primero realizamos la creación de un nuevo perfil métrico en el que modelamos la forma del perfil de acuerdo a las especificaciones del proveedor como se muestra a continuación.

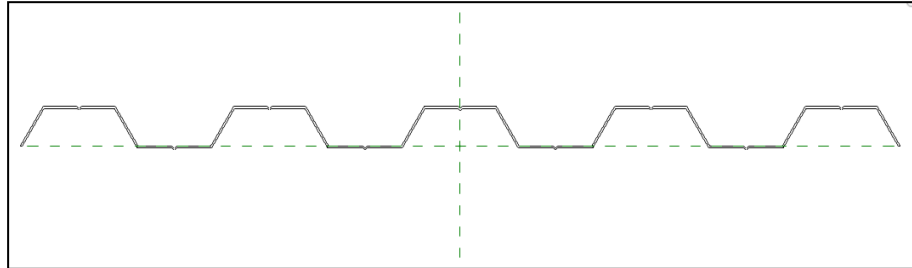


Figura 6.6 Vista de la malla electrosoldada en una de las losas

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Este perfil se colocará posteriormente debajo de una losa de hormigón, sin embargo, esta losa requiere de otro perfil que corte el hormigón y le proporcione la forma grecada de la losa utilizada al inicio, para esto crearemos otro perfil métrico con las mismas especificaciones de la figura anterior pero con un espesor de corte distinto. En la figura siguiente se puede evidenciar las diferencias con el perfil anterior.

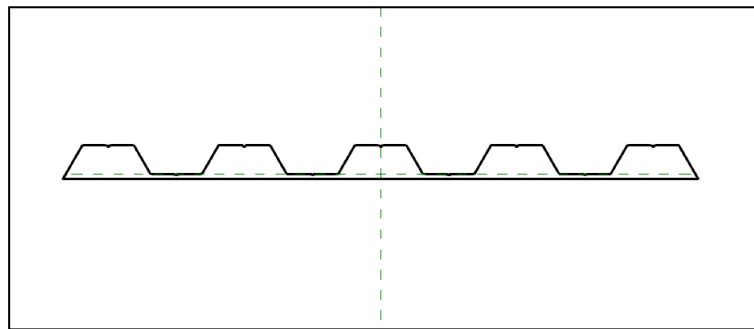


Figura 6.7 Vista de la malla electrosoldada
en una de las losas

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Finalmente se cargarán estos dos perfiles métricos a un archivo de perfil tipo losa que debe ser modificado según el espesor de hormigón que se requiera en las losas del proyecto, los resultados pueden apreciarse en las figuras 6.8 a 6.10

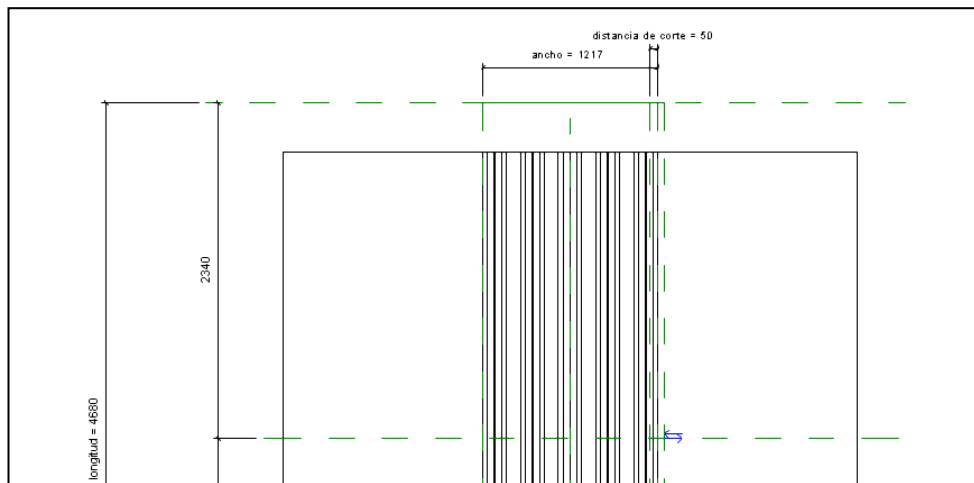


Figura 6.8 Vista de la malla electrosoldada en una de las losas
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

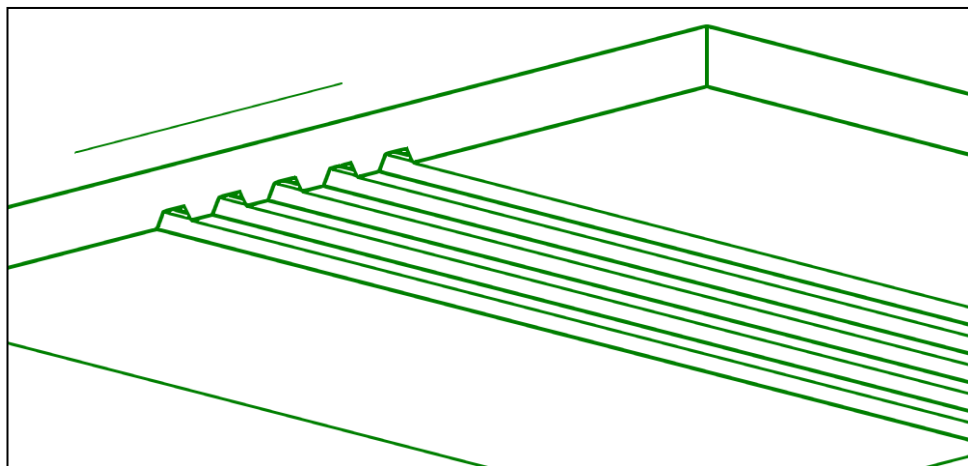


Figura 6.9 Vista de la malla electrosoldada en una de las losas
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

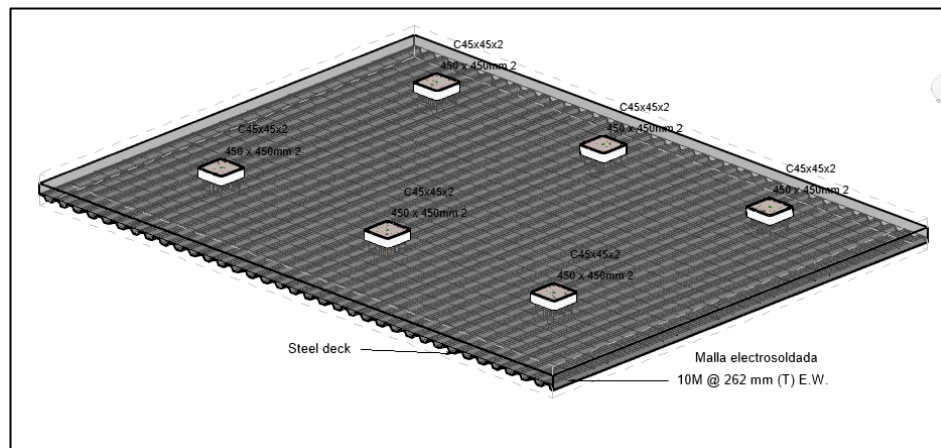


Figura 6.10 Vista de la malla electrosoldada en una de las losas
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

6.5 Cubierta

Como se muestra en la siguiente figura, la cubierta consta de armazones estructurales sobre estos se colocarán correas que servirán para sostener las tejas de la cubierta

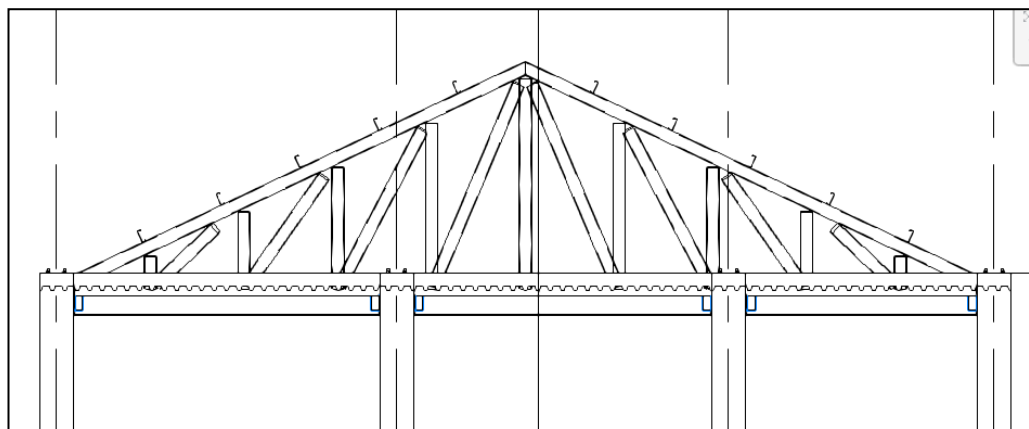


Figura 6.11 Vista de armazón estructural y correas utilizadas en la
 cubierta

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

6.5.1 Armazón estructural

Se colocaron armazones estructurales en los ejes A, C, F y H, estos armazones ya vienen precargados y los encontramos también con el nombre de vigas de celosía estructurales.

De estos armazones, es modificable el tipo de perfil que lo forma, en este caso escogimos secciones cuadradas huecas de 15 cm de lado

6.5.2 Correas

Sobre los armazones se colocaron perfiles G150X50X15X5 comúnmente llamados correas con espaciado de 1 m entre ellos, en total 5 correas de cada lado.

Para colocar estos debemos buscar la opción “Sistema de vigas estructurales”, allí podemos escoger el perfil que requerimos, sus dimensiones, la orientación y el espaciado de las vigas.

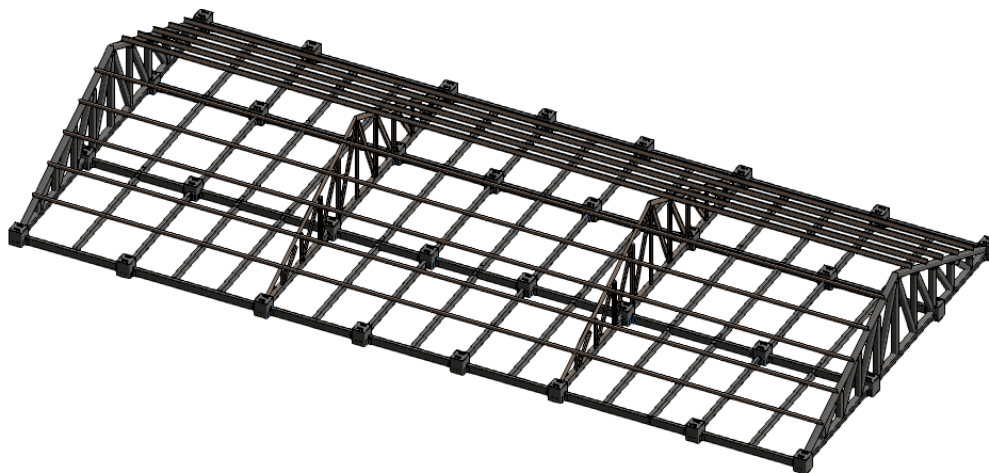


Figura 6.12 Sección del modelado estructural de la cubierta

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

6.6 Conexiones estructurales

6.6.1 Conexiones viga – columna

Para las conexiones de este tipo además de soldar los perfiles W a las columnas, se emplearon placas angulares L102x102x7.9 soldadas de la columna a cada lado del alma de la viga.

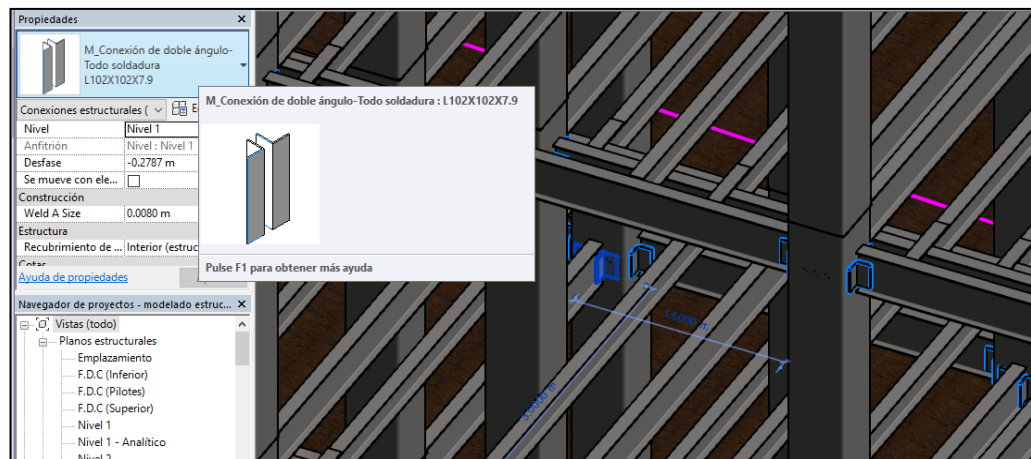


Figura 6.13 Vista de propiedades de conexiones soldadas de doble ángulo estructural de la cubierta

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

6.6.2 Conexiones viga – viga

En las conexiones de vigas secundarias y principales a más de soldar ambos perfiles, se utilizaron placas de refuerzo rectangulares de lado largo igual a 10 cm y lado corto igual al ancho del ala de las vigas secundarias.

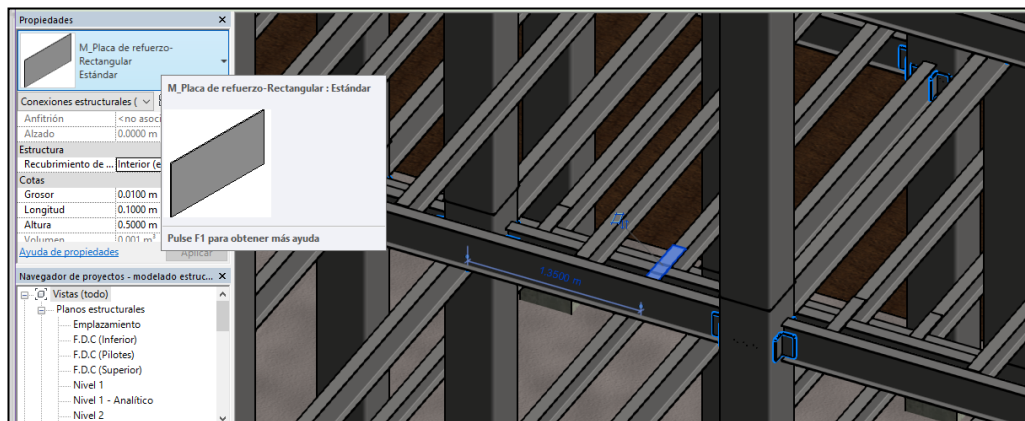


Figura 6.14 Vista de propiedades de conexiones soldadas de doble ángulo estructural de la cubierta

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

6.6.3 Placas de anclaje

Se emplearon placas de anclajes en las bases de las columnas de la estructura, poseen 6 pernos distribuidos en 2 filas con espaciado de 15 cm entre ellos, las dimensiones de las placas irán de acuerdo con el ancho de las columnas, las longitudes de anclaje y ganchos son 35 y 8cm respectivamente.



Figura 6.15 Placas de anclaje

colocadas en columnas

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

6.7 Subestructura

6.7.1 Riostras

Para todas las alternativas de diseño se utilizaron vigas de hormigón de dimensiones 30 x 50 cm con acero de refuerzo de 12 mm y estribos de 10 mm ubicados cada 10 cm.

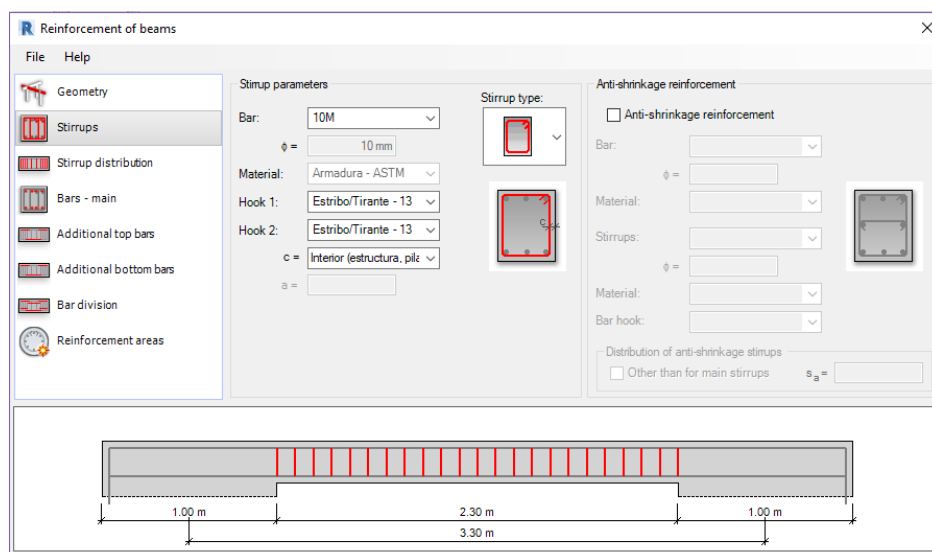
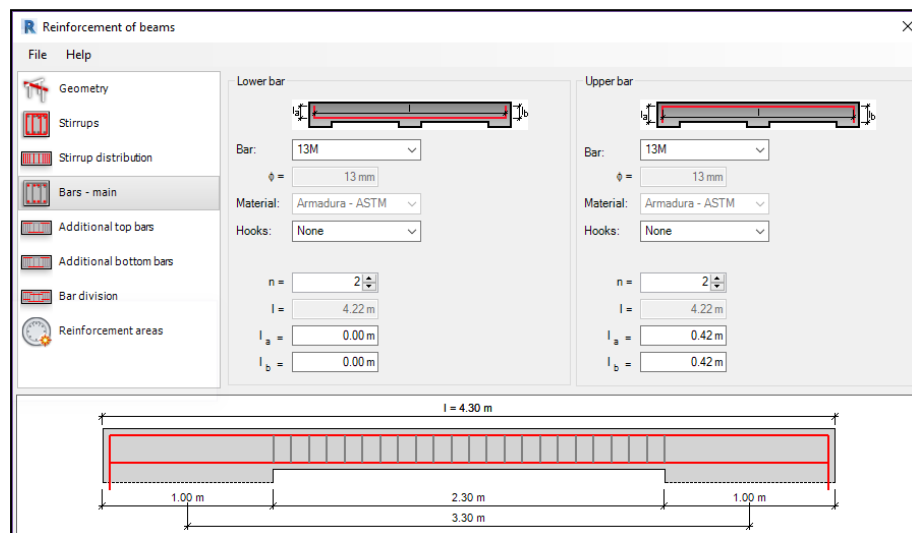


Figura 6.16 Refuerzo longitudinal para riostras en sentido X y Y

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

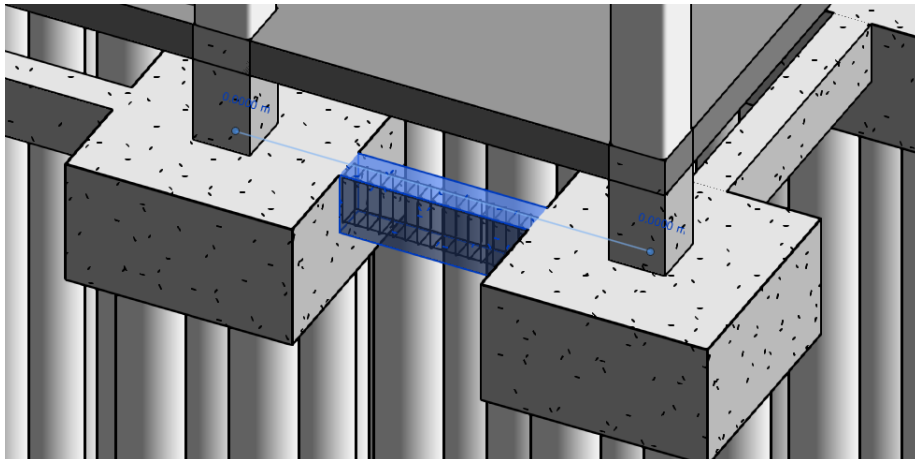


Figura 6.17 Vista 3D del modelado de las riostras

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

6.7.2 Cimentación

Se modeló la cimentación en base a las dimensiones obtenidas del diseño estructural realizado en el capítulo 4, en la figura 6.14 y 6.15 se muestra el ingreso de datos en Revit para colocar el reforzamiento.

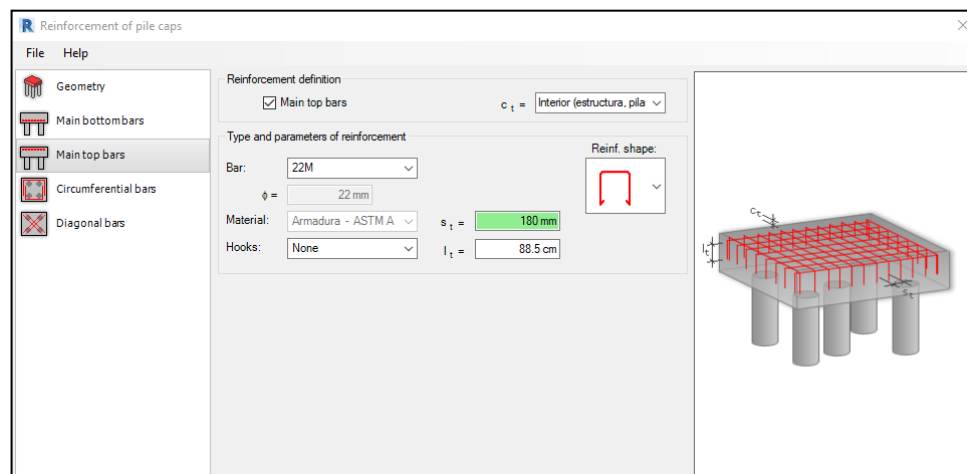


Figura 6.18 Armadura de retracción de fraguado

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

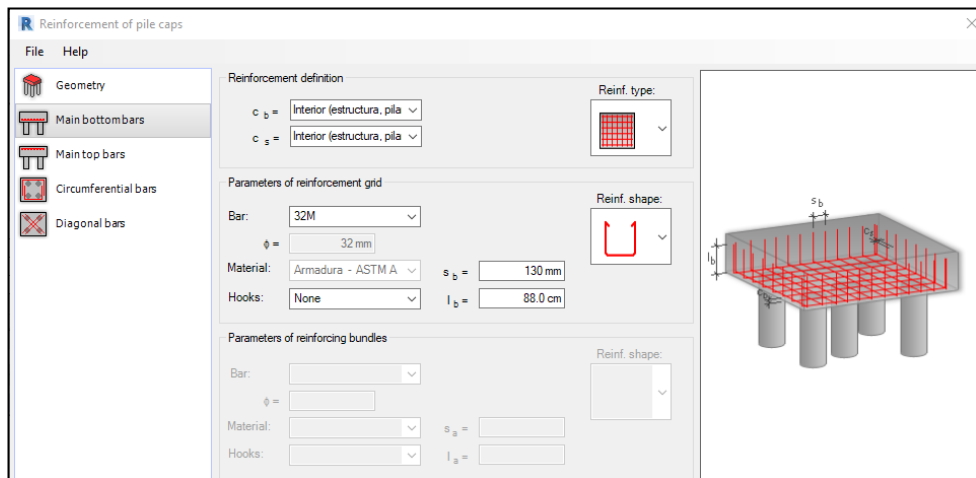


Figura 6.19 Refuerzo correspondiente al diseño a flexión

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

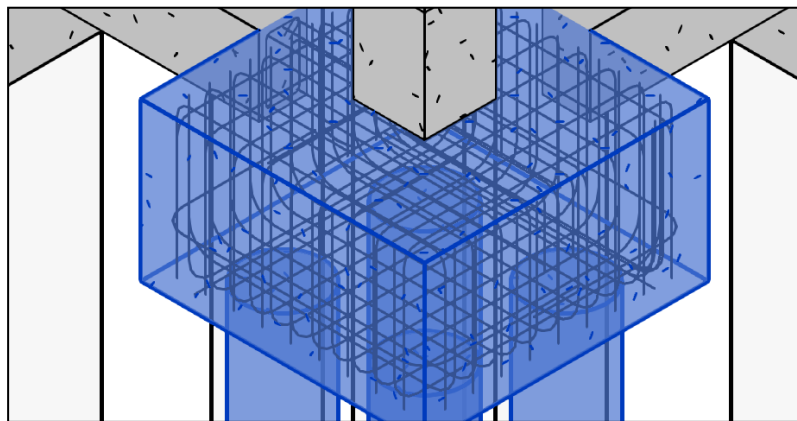


Figura 6.20 Vista del refuerzo de los cabezales de la cimentación

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

6.8 Alternativa 1

Se modeló la alternativa estructural propuesta al inicio del proyecto la cual consta de una estructura metálica sencilla con columnas rectangulares huecas. Los demás modelos 3D presentan todos columnas rellenas de hormigón.

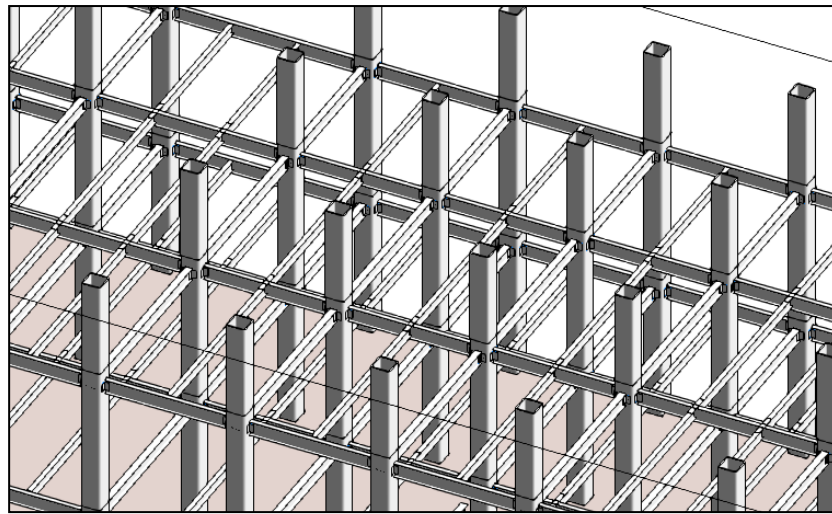


Figura 6.21 Vista de columnas huecas

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

6.9 Alternativa 2

A diferencia del diseño anterior, este modelo presenta columnas rellenas de hormigón que le aportan mayor rigidez a la estructura.

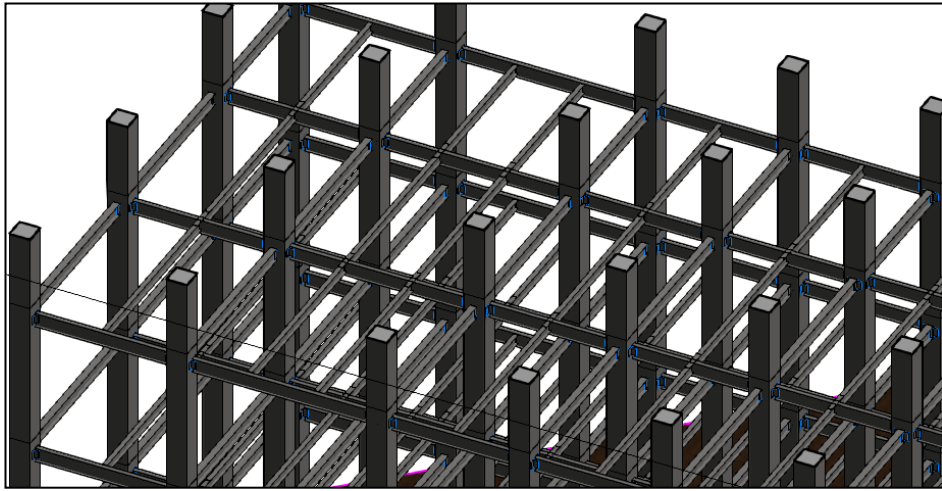


Figura 6.22 Vista de las columnas rellenas de hormigón
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

6.10 Alternativa 3

Se colocaron arriostramientos a la estructura como perfiles W12x15 y conexiones emperradas en las esquinas.

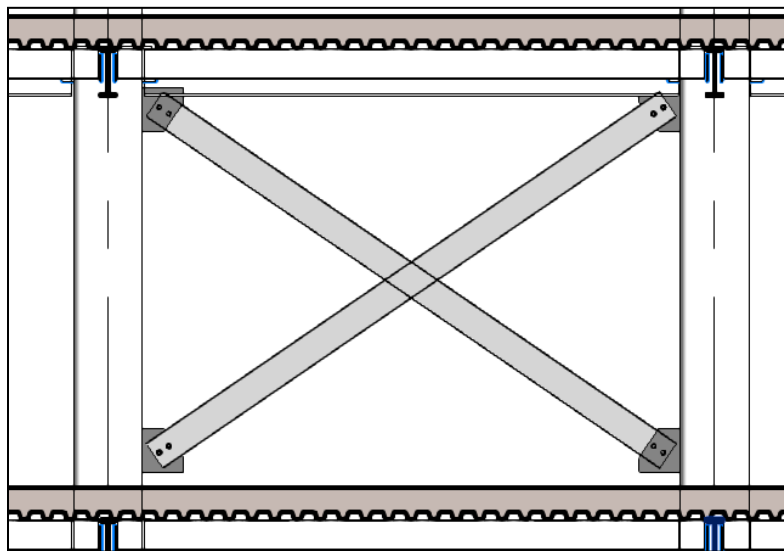


Figura 6.23 Arriostramiento del modelo 3

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

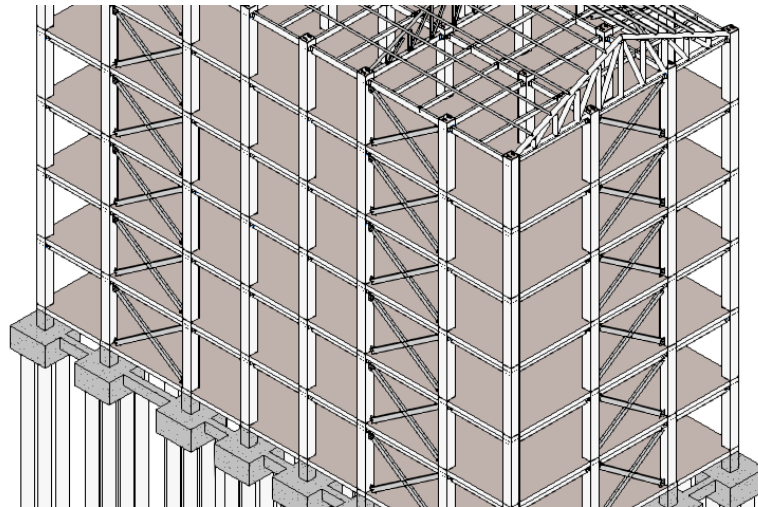


Figura 6.24 Vista 3D del modelo 3

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

6.11 Alternativa 4

Como se propuso al inicio del proyecto, modelamos la estructura colocando disipadores viscoelásticos, en las figuras se pueden apreciar la vista del disipador y la estructura final.

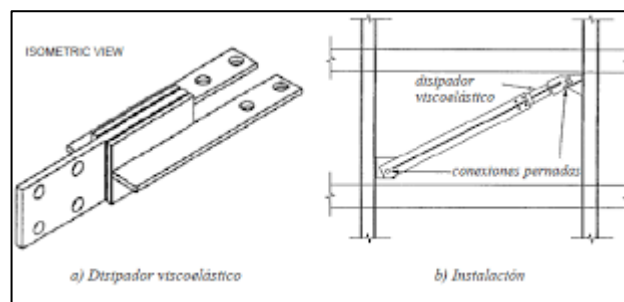


Figura 6.25 Disipador viscoelástico

Fuente. Kitamura, 1991

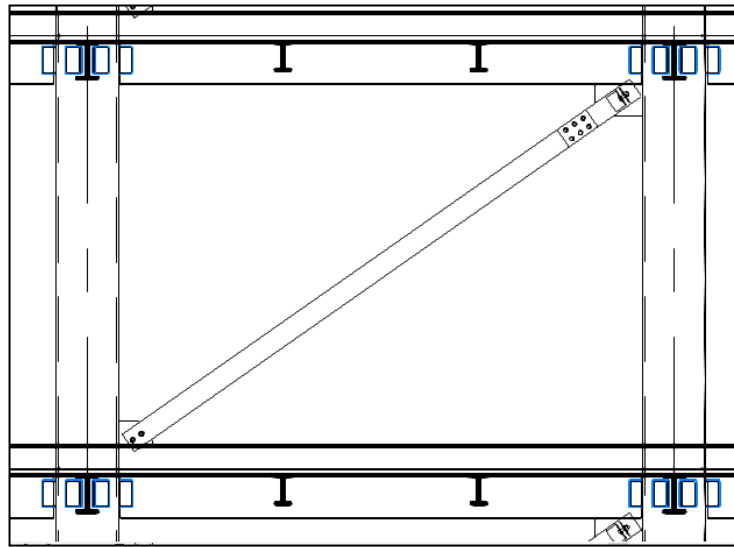


Figura 6.26 Vista del dissipador modelado en Revit

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

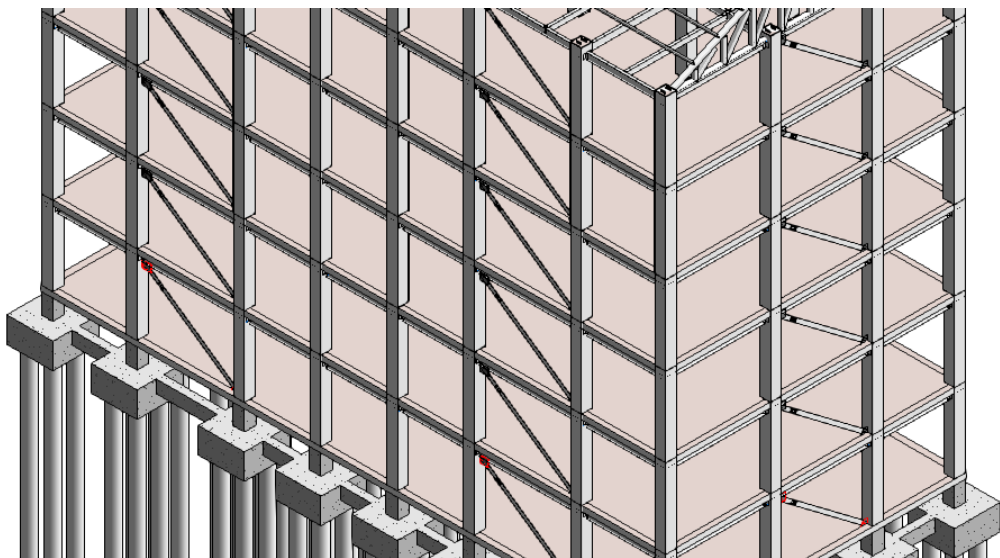


Figura 6.27 Vista 3D de modelo 4

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

6.12 Simulación de proceso constructivo

Se realizó una simulación 4D del proceso constructivo de acuerdo con un cronograma de colocación de las piezas que conforman el modelado estructural, esto nos permite calcular el tiempo estimado que tardaría una obra, ajustar tiempos en el cronograma y actualizarlo de acuerdo al avance real de la misma.

La simulación se obtiene en el software Navisworks a partir del modelo 3D realizado en Revit. En el programa con la herramienta “conjuntos” se crean carpetas para cada nivel de la estructura o edificación, en dichas carpetas se guardan los elementos de acuerdo con el orden constructivo.

Finalmente, se añaden estas carpetas a la “línea de tiempo” para fijar las fechas de inicio y fin de cada actividad, en base a estas fechas se realiza la simulación.

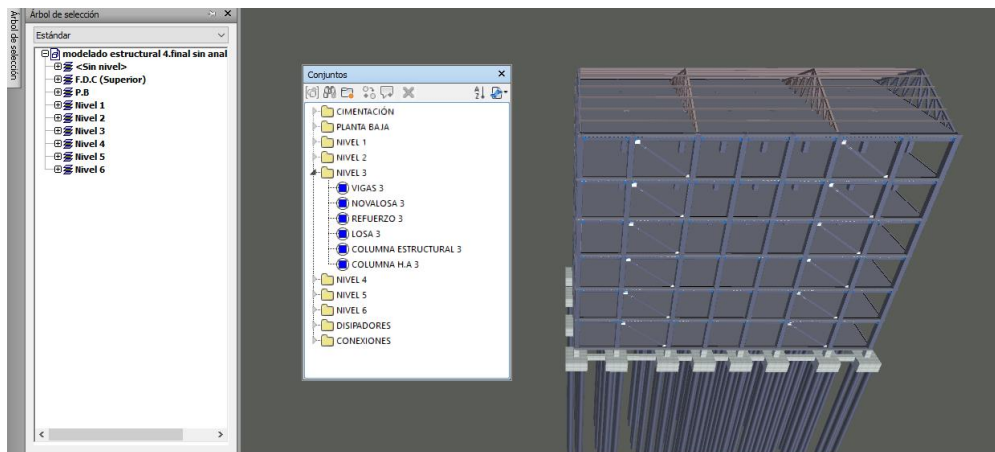


Figura 6.28 Creación de carpetas para línea de tiempo

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

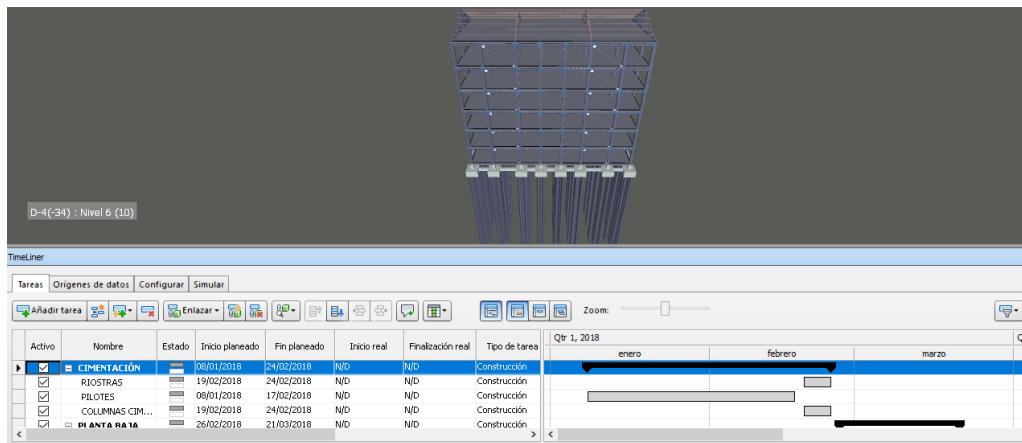


Figura 6.29 Línea de tiempo o cronograma

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

En este programa también podemos asignar un color específico para cada etapa constructiva como se muestra en la siguiente imagen. Si deseamos, podemos ocultar esta opción y no mostrar colores en ninguna etapa simplemente se mostrará el avance de la obra sin especificación de las etapas, para el caso de este proyecto no se asignó ningún color ya que todos los elementos están en fase constructiva.

Nombre	Aspecto de inicio	Aspecto de fin	Aspecto anterior	Aspecto posterior
Construcción	Ninguno	Aspecto de modelo	Ninguno	Ninguno
Demoler	Rojo (90% transparente)	Ocultar	Ninguno	Ninguno
Temporal	Amarillo (90% transparente)	Ocultar	Ninguno	Ninguno

Figura 6.30 Configuración de fases de construcción

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Los colores asignados aparecen en la simulación y es un indicador de que elementos serán fijos, ubicados temporalmente o demolidos.

Una vez configurado esto se procede con la simulación la cual nos muestra en la parte superior izquierda el avance en semanas hasta completar el proceso.

Navisworks nos da la opción de exportar la simulación en video además también se pueden realizar recorridos virtuales y renderizados al igual que en Revit.

Todas estas herramientas aportan grandes ventajas al momento de presentar un proyecto constructivo a una empresa ya que nos acerca del diseño a la realidad permitiendo detectar fallos en esta etapa antes de que se produzcan en la etapa de construcción, de esta manera se consigue un ahorro de tiempo y recursos.

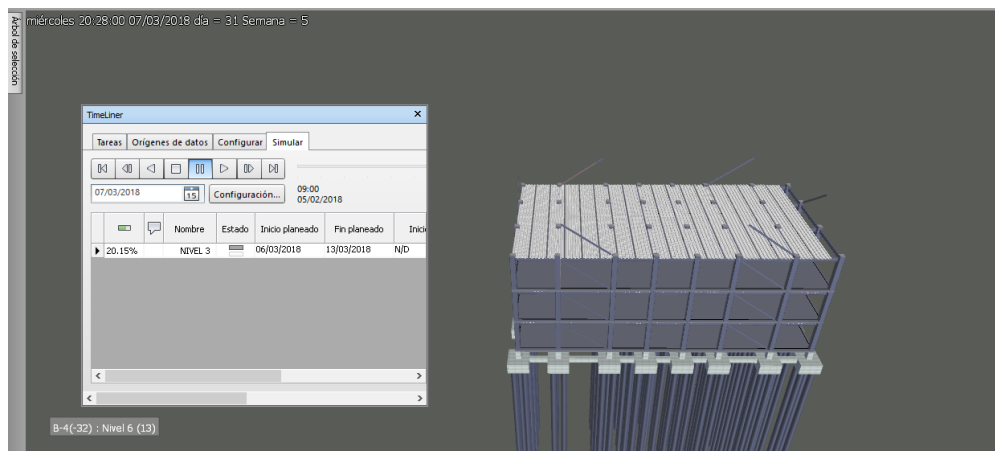


Figura 6.31 Simulación del proceso constructivo

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CAPÍTULO 7

ESTUDIO Y PLAN DE MANEJO AMBIENTAL

7.1 Antecedentes

Es de vital importancia conocer el impacto que tendrá la construcción de este proyecto sobre el lugar en que se asentará, para esto es necesario vigilar que se cumplan las normas ambientales que rigen en nuestro país de tal manera que los impactos negativos que pudiera generar el proyecto sean mínimos o fácilmente mitigables.

En el presente estudio se revisarán las actividades que generan algún tipo de impacto sobre distintos componentes o recursos presentes en el entorno de construcción de la edificación.

7.2 Objetivo general

Realizar un análisis a través del desarrollo de matrices que indicarán el impacto en varios aspectos y fases constructivas con el fin de determinar las actividades que producen mayor impacto ambiental y así desarrollar un plan para mitigar los posibles daños que pudieran ocasionarse.

7.3 Objetivos específicos

- Asignar actividades de impacto positivo o negativo en el medio ambiente por cada fase de desarrollo del proyecto.
- Determinar componentes de los aspectos físico, biológico y social que puedan ser afectados con las actividades planteadas.
- Hallar las actividades que produzcan mayor impacto negativo en el entorno del proyecto.
- Desarrollar un plan de mitigación de daños que podrían ocasionarse debido a dichas actividades.

7.4 Descripción de la edificación

Área bruta: $24.30 \times 12.10 = 294.03 \text{ m}^2 \times 6 \text{ pisos} = 1764.18 \text{ m}^2$

Área total de construcción= 3736.13 m^2

Densidad bruta: $4 \text{ hab/apt.} \times 12 \text{ apt} = 48 \text{ hab}$

Localización: Milagro

7.5 Marco legal y estándares ambientales

Del Libro VI del Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria del Ministerio de Ambiente del Ecuador (TULSMA).

- Anexo 1: Norma de la calidad Ambiental y de descarga de efluentes: Recurso Agua
- Anexo 2: Norma de Calidad Ambiental del recurso suelo y criterios de remediación para suelos contaminados.
- Anexo 3: Norma de Emisiones al aire desde fuentes fijas de combustión.
- Anexo 4: Norma de calidad del aire Ambiente.
- Anexo 5: Límites permisibles de niveles de ruido ambiente para fuentes fijas y fuentes móviles, y para vibraciones.
- Anexo 6: Norma de Calidad Ambiental para el manejo y disposición final de desechos sólidos no peligrosos.

Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 2841. Gestión ambiental. Estandarización de colores para recipientes de depósito y almacenamiento temporal de residuos sólidos. Requisitos

7.6 Clasificación ambiental del proyecto

El Acuerdo Ministerial no. 006 del Ministerio de Ambiente clasifica este tipo de edificaciones como “Construcción de departamentos y/u oficinas ubicadas en zonas urbanas menor a 5000 m^2 ” y le otorga la categoría I con código CCAN 23.3.2.4. Esto significa que se debe presentar una

Guía de Buenas Prácticas Ambientales para obtener un Certificado de Registro Ambiental.

7.7 Descripción de línea base

El terreno que sería utilizado para el proyecto actualmente es un área verde cercana al CAC de Milagro, no interseca con áreas protegidas, es un sector urbanizado en una vía principal con conexión directa a otras provincias.

7.7.1 Clima

En este cantón perteneciente a la provincia del Guayas, predomina el clima seco tropical con temperaturas mayores a 26 grados y precipitaciones entre 500 y 1000 mm medidos en temporada invernal considerada de diciembre a mayo, según anuarios meteorológicos del INAMHI cuyos datos fueron obtenidos de la estación meteorológica Milagro ubicada cerca de la Azucarera Valdez.

En dicha estación también se obtienen datos de humedad relativa de la zona que oscila entre 65% y 80% en los meses de enero hasta abril, en este lapso la humedad es máxima, en cuanto a la temperatura del aire en temporada invernal correspondiente a los meses entre enero y mayo se registran temperaturas de 24 a 27 grados centígrados mientras que durante el resto del año en temporada fría la temperatura del aire está entre 20 y 23 grados centígrados.

7.7.2 Hidrología

Milagro se ubicada en la parte baja de la cuenca del río Guayas.

El río Milagro atraviesa el centro del cantón y presenta 100 m de largo con una altura de 13 m.s.n.m, temperatura promedio de 23 grados centígrados y precipitación de 1361 mm (Portal visitaecuador.com).

Este río presenta un curso de agua sin curvas pronunciadas ubicado sobre un relieve plano, algunos tramos se encuentran rodeados de viviendas o plantaciones, se evidencia también la presencia de maleza y un puente para el cruce de transporte.



Figura 7.1 Recorrido del río Milagro

Fuente. Google Maps, 2017

Además del río Milagro, en la parte sur se encuentra ubicado el estero Los Monos muy susceptible a inundaciones en la época invernal afectando a los sectores El Triunfo y El Cambio, el estero Belín cercano a la Universidad Estatal de Milagro es otro causante de desbordamientos.

Cada invierno el Comité de Operaciones de Emergencias (COE) se ve obligado a evacuar a las familias asentadas en la zona.

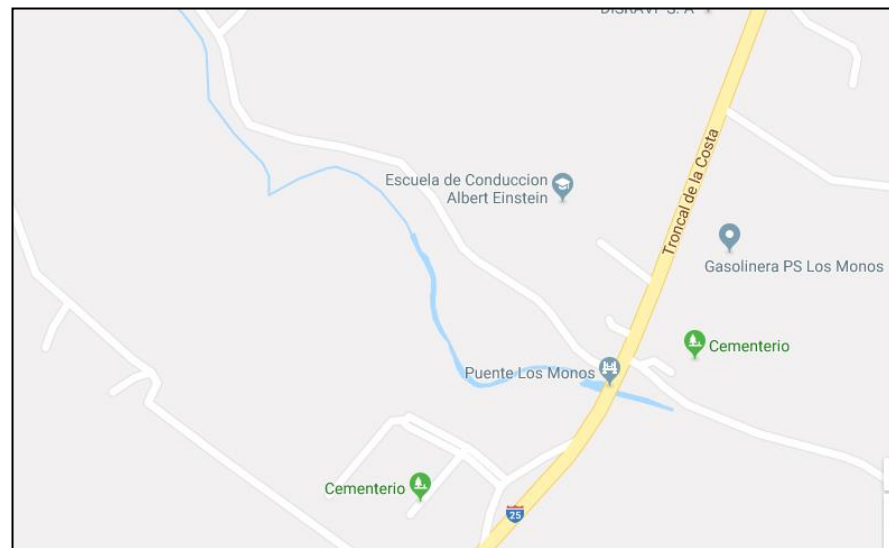


Figura 7.2 Estero Los Monos
Fuente. Google Maps, 2017

Otro río de gran influencia es el río Chimbo que nace en la Cordillera de Los Andes, pasa por el sur de Milagro cruzando el Recinto 5 de junio y desemboca al Río Babahoyo.

El río que más afectación podría tener sobre el proyecto a construirse sería el río Milagro por su cercanía al mismo.

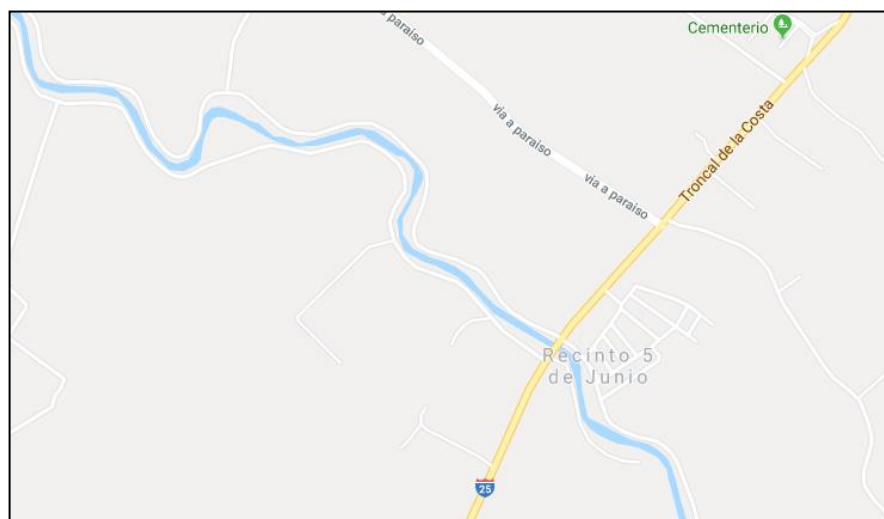


Figura 7.3 Río Chimbo
Fuente. Google Maps, 2017

7.7.3 Estratigrafía

La zona en que se ubicará el edificio consta de un suelo en su mayoría con estratos arcillosos y limosos. En el siguiente gráfico se muestra un perfil estratigráfico de una de las perforaciones realizadas a 30 metros de profundidad con nivel freático a 3.5 metros.

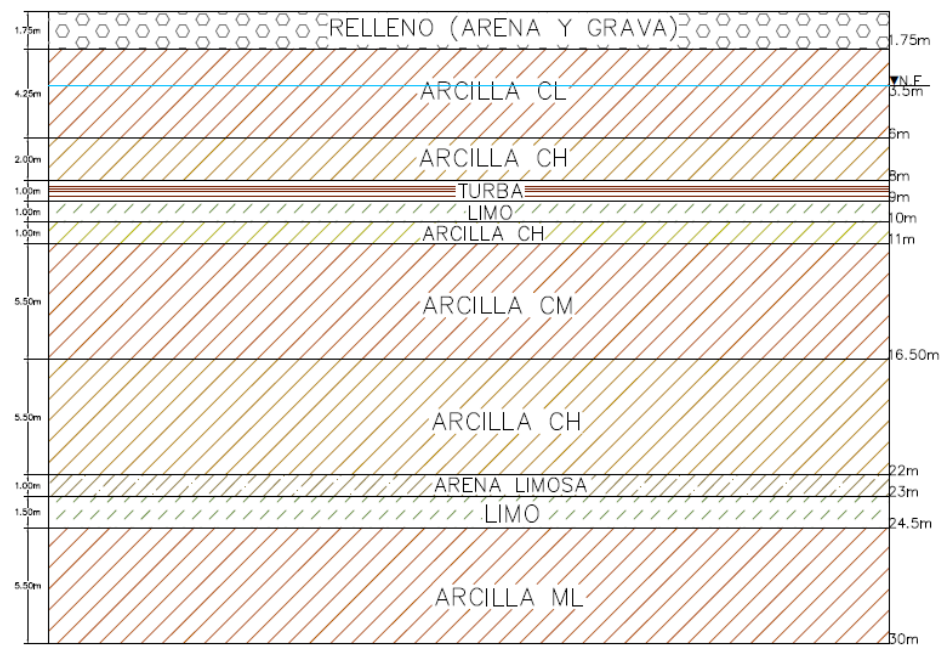


Figura 7.4 Estratigrafía de la zona de construcción

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

7.7.4 Topografía

Como se mencionó en la descripción del proyecto en el capítulo 2, el área en que se ejecutará el proyecto se encuentra entre 9 y 12 m.s.n.m mostrando un terreno plano. En la imagen adjunta se presenta

implantación de la estructura y algunas curvas de nivel correspondientes al lugar de su ubicación.

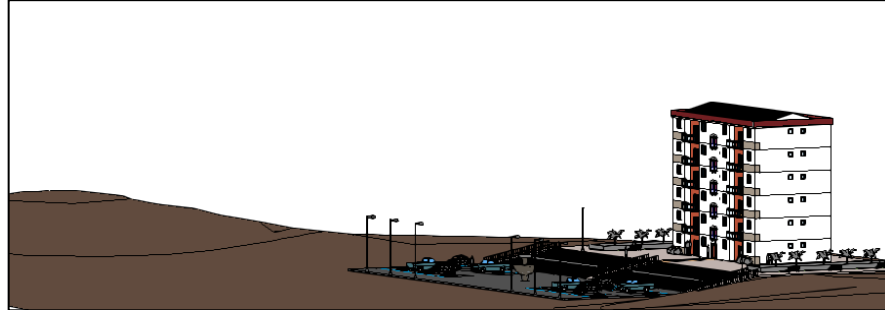


Figura 7.5 Topografía del lugar de construcción del edificio

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

7.7.5 Flora

En el área escogida se encuentra muy poca vegetación por ser una zona urbanizada, el terreno desocupado está poblado de maleza mientras que en zonas cercanas hallamos unos pocos algarrobos y arbustos como el croto.

Este cantón tiene viveros donde se cultivan plantas ornamentales, también encontramos ingenios azucareros, plantaciones de banano, cacao, piña y tabaco.

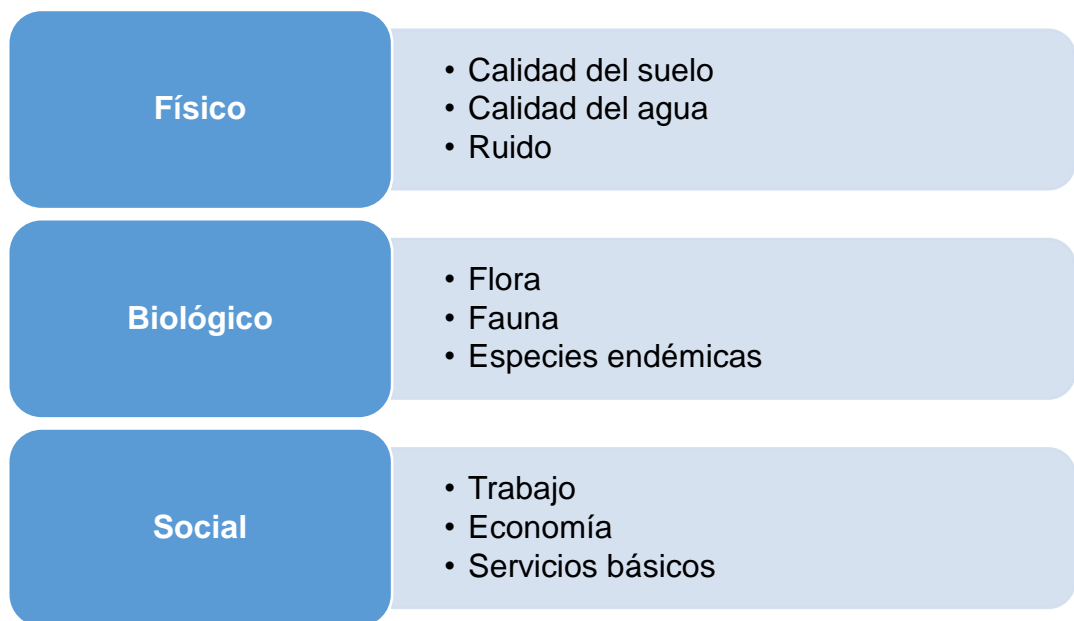
7.7.6 Fauna

Es muy común encontrar variedad de aves en este sector, entre ellas están pájaros garrapateros, chauí y palomas tierreras. En zonas de mayor vegetación habitan búhos, pericos y buitres negros.

Al tratarse de un terreno valdío con áreas verdes, es el hábitat ideal de anfibios y reptiles, en esta zona habitan iguanas, sapos y serpientes x.

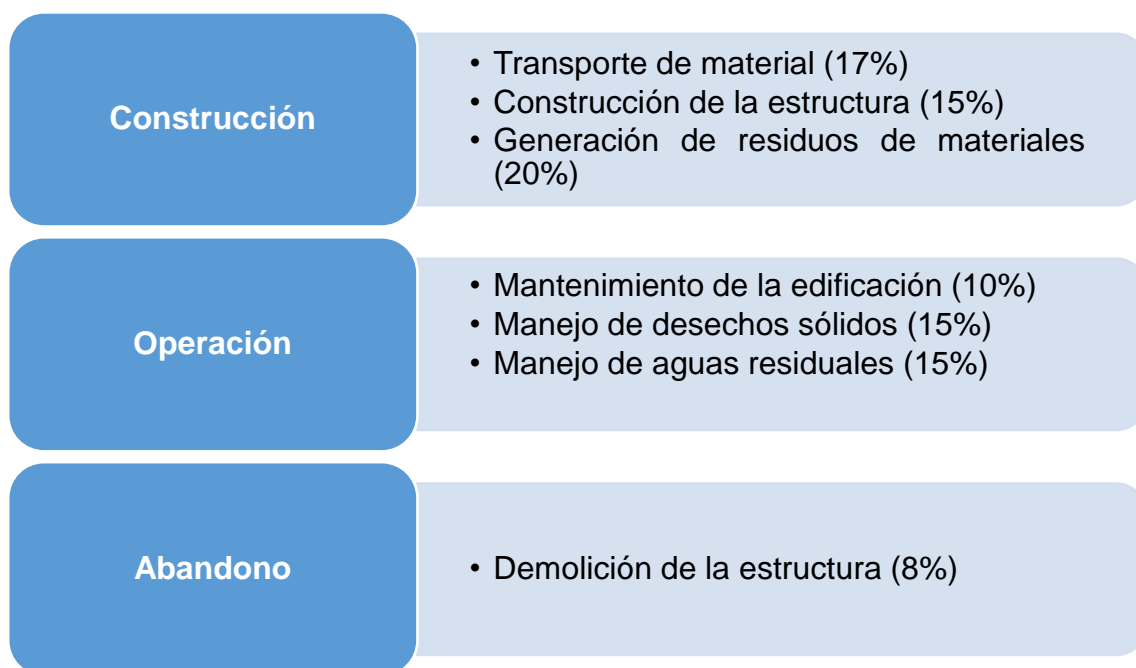
7.8 Aspectos de línea base

Los componentes a evaluar en los aspectos físicos, biológicos y sociales se muestran a continuación.



7.9 Ciclo de vida del proyecto

Este proyecto presenta tres fases en su ciclo de vida, en cada fase se ha considerado varias actividades que podrían generar impactos sobre su entorno.



7.10 Impacto de actividades a evaluar

Se ha otorgado un porcentaje de impacto que produciría cada una de las actividades mencionadas anteriormente en el lugar en que se desarrollará el proyecto.

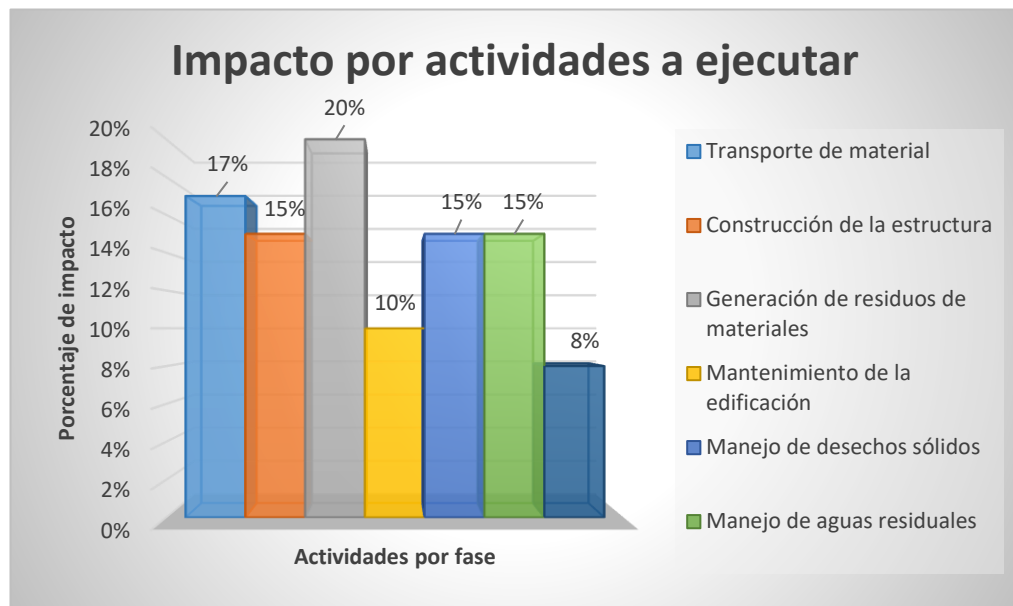


Figura 7.6 Nivel de impacto de las actividades de cada fase

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

7.11 Matriz de magnitud

La magnitud del impacto es resultado de los cambios en los componentes ambientales de las condiciones originales del lugar, antes del proyecto y las condiciones finales luego de construir la edificación.

Para evaluar se otorga una valoración entre 0 y 10 siendo 10 la magnitud que representa mayor impacto y 0 la de menor impacto de las actividades sobre cada uno de los componentes.

$$M = f(M_{con\ proyecto}) - f(M_{sin\ proyecto})$$

Tabla CCXLVIII. Matriz de magnitud

	Fases	Construcción			Operación			Abandono
	Actividades	Transporte de material	Construcción de la estructura	Generación de residuos de materiales	Mantenimiento de la edificación	Manejo de desechos sólidos	Manejo de aguas residuales	Demolición de la estructura
	Peso	17%	15%	20%	10%	15%	15%	8%
Componentes								
Físico	Calidad del suelo	7	8	7	4	6	5	9
	Calidad del agua	3	3	7	3	5	4	2
	Ruido	5	8	2	2	2	2	8
Biológicos	Flora	3	3	4	1	2	2	4
	Fauna	3	3	4	1	2	2	3
	Especies endémicas	4	4	5	2	1	1	3
Social	Trabajo	7	8	2	7	6	6	5
	Economía	7	7	2	4	3	3	2
	Servicios básicos	2	3	1	3	2	3	1

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

7.12 Matriz de Importancia

En esta matriz se medirán los siguientes aspectos:

- Intensidad (In)
- Extensión (E)
- Persistencia (P)
- Reversibilidad (Rv)
- Acumulación (A)
- Efecto (Ef)
- Recuperabilidad (Rc)
- Periodicidad (Pr)
- Momento (Mo)

$$Im = \pm(In + E + P + Rv + A + Ef + Rc + Pr + Mo)$$

Para calificar cada aspecto de acuerdo al nivel de impacto de manera cuantitativa se utilizó la siguiente tabla

Extensión (E): Área Influencia del impacto		Periodicidad (Pr) del impacto		Intensidad (In): Grado de destrucción del impacto		Recuperabilidad (Rc) por medios humanos	
Puntual	1	Discontinuo	1	Baja	1	Recuperación inmediata	1
Local	2	Periódico	2	Media	4	A mediano plazo (1 a 5 años)	2
Regional	4	Continuo	4	Alta	6	Mitigable	4
Global	6	Acumulación (A) del impacto		Total	10	Recuperación a largo plazo (> 5 años)	6
Efecto (Ef) del impacto		Sin Acumulación	1				
Indirecto	1	Acumulativo	3				
Directo	3	Sinérgico	6	Momento (Mo): Plazo de la manifestación del impacto			
Persistencia (P) del impacto		Reversibilidad (Rv) por medios naturales		Largo plazo (> 10 años)	1		
Fugaz	1	Corto plazo (menos de 1 año)	1	Mediano plazo (1 a 10 años)	2		
Temporal	2	Mediano plazo (1 a 5 años)	2	Corto plazo (< 1 año)	3		
Permanente	4	Largo plazo (> 5 años)	3	Inmediato	4		
		Irreversible	4				

Figura 7.7 Componentes a evaluar en la matriz de importancia
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Tabla CCXLIX. Matriz de Importancia

	Fases	Construcción			Operación			Abandono
	Actividades	Transporte de material	Construcción de la estructura	Generación de residuos de materiales	Mantenimiento de la edificación	Manejo de desechos sólidos	Manejo de aguas residuales	Demolición de la estructura
	Peso	17%	15%	20%	10%	15%	15%	8%
Componentes								
Físico	Calidad del suelo	20	18	22	12	25	23	19
	Calidad del agua	14	16	22	11	24	19	11
	Ruido	17	15	15	12	14	15	17
Biológicos	Flora	19	15	21	10	18	17	15
	Fauna	18	15	21	10	18	17	13
	Especies endémicas	14	16	21	10	18	17	15
Social	Trabajo	16	17	16	18	16	16	15
	Economía	16	17	17	16	14	14	12
	Servicios básicos	15	14	14	14	13	13	11

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Al igual que la matriz de magnitud, la importancia debe ser ponderada a un valor entre 0 y 10 empleando la siguiente ecuación

$$Im_{ponderada} = \pm \left(\frac{|Im| - Im_{min}}{Im_{max} - Im_{min}} \right) \times 10$$

Donde:

$$Im_{min} = 9$$

$$Im_{max} = 49$$

Tabla CCL. Matriz de Importancia ponderada

	Fases	Construcción			Operación			Abandono
	Actividades	Transporte de material	Construcción de la estructura	Generación de residuos de materiales	Mantenimiento de la edificación	Manejo de desechos sólidos	Manejo de aguas residuales	Demolición de la estructura
	Peso	17%	15%	20%	10%	15%	15%	8%
Componentes								
Físico	Calidad del suelo	2,75	2,25	3,25	0,75	4	3,5	2,5
	Calidad del agua	1,25	1,75	3,25	0,5	3,75	2,5	0,5
	Ruido	2	1,5	1,5	0,75	1,25	1,5	2
Biológicos	Flora	2,5	1,5	3	0,25	2,25	2	1,5
	Fauna	2,25	1,5	3	0,25	2,25	2	1
	Especies endémicas	1,25	1,75	3	0,25	2,25	2	1,5
Social	Trabajo	1,75	2	1,75	2,25	1,75	1,75	1,5
	Economía	1,75	2	2	1,75	1,25	1,25	0,75
	Servicios básicos	1,5	1,25	1,25	1,25	1	1	0,5

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

7.13 Cálculo del VIA

El Valor del Índice Ambiental (VIA) se obtiene de la multiplicación de la magnitud, la importancia y el peso de cada actividad según la siguiente ecuación.

$$VIA = Im \times M \times Peso$$

Por ejemplo, para el cálculo del VIA de la actividad “Transporte de material” con el impacto que tendrá sobre la “Calidad del suelo” se procedió como se muestra a continuación.

- E=4
- Ef=1
- P=2
- Pr=1
- A=1
- Rv=1
- In=4
- Rc=2
- Mo=4

$$\sum I_m = 20$$

$$I_m = \frac{20 - 9}{49 - 9} * 10 = 2.75$$

$$VIA = 2.75 * 7 * 0.17 = 3.27$$

De la misma manera se procede para el resto de la matriz, los resultados se presentan en la siguiente tabla junto con los componentes menos afectados y los de mayor afectación sobre los cuales se deberán tomar acciones para prevenir y mitigar impactos.

Tabla CCLI. Matriz de Leopold

	Fases	Construcción			Operación			Abandono	
	Actividades	Transporte de material	Construcción de la estructura	Generación de residuos de materiales	Mantenimiento de la edificación	Manejo de desechos sólidos	Manejo de aguas residuales	Demolición de la estructura	
	Peso	17%	15%	20%	10%	15%	15%	8%	
Componentes									Σ
Físico	Calidad del suelo	3,27	2,70	4,55	0,30	3,60	2,63	1,80	18,85
	Calidad del agua	0,64	0,79	4,55	0,15	2,81	1,50	0,08	10,52
	Ruido	1,70	1,80	0,60	0,15	0,38	0,45	1,28	6,36
Biológicos	Flora	1,28	0,68	2,40	0,03	0,68	0,60	0,48	6,13
	Fauna	1,15	0,68	2,40	0,03	0,68	0,60	0,24	5,76
	Especies endémicas	0,85	1,05	3,00	0,05	0,34	0,30	0,36	5,95
Social	Trabajo	2,08	2,40	0,70	1,58	1,58	1,58	0,60	10,51
	Economía	2,08	2,10	0,80	0,70	0,56	0,56	0,12	6,93
	Servicios básicos	0,51	0,56	0,25	0,38	0,30	0,45	0,04	2,49
	Σ	13,56	12,75	19,25	3,35	10,91	8,66	5,00	

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

Según los resultados anteriores, se puede evidenciar que la actividad que produce un mayor impacto negativo en el medio ambiente es la generación de residuos materiales que impacta sobre la calidad del suelo y del agua, la misma actividad es la que más afecta a todos los componentes. El componente más afectado por todas las actividades es la calidad del suelo.

Los componentes menos afectados son la flora y fauna del lugar en la actividad mantenimiento de la edificación, esta actividad es la que menos afecta a todos los componentes. El componente menos afectado por las actividades es servicios básicos.

Tabla CCLII. Componentes y actividades más sobresalientes

Componente más afectado por una actividad	4,55
Componente más afectado por todas las actividades	18,85
Actividad que más afecta a todos los componentes	19,25
Componente menos afectado por una actividad	0,03
Componente menos afectado por todas las actividades	2,49
Actividad que menos afecta a todos los componentes	3,35

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

7.14 Medidas para mitigar impactos

A continuación, se analizarán varias medidas que se deberán tomar en cuenta para el caso de la actividad “Generación de residuos materiales” que resultó con mayor impacto sobre la calidad del suelo.

- Reutilizar la madera de los encofrados para otros trabajos durante el proceso constructivo.
- Capacitar a los trabajadores acerca de la recolección y transporte de desechos materiales.
- Capacitar al personal involucrado sobre los riesgos ambientales y las medidas implementadas para prevenirlos.
- Colocar contenedores en áreas destinadas para depósito de desechos materiales durante el tiempo de ejecución de la obra.
- Controlar la generación de polvo humedeciendo el terreno.
- Clasificar los residuos generados según sus características materiales.
- Controlar la generación de lixiviados colocando bandejas o geotextiles bajo los contenedores para evitar la filtración en el suelo.
- Proteger los materiales descargados con cubiertas plásticas para evitar que sean dispersados por el viento
- Monitorear constantemente el cumplimiento de las medidas implementadas.

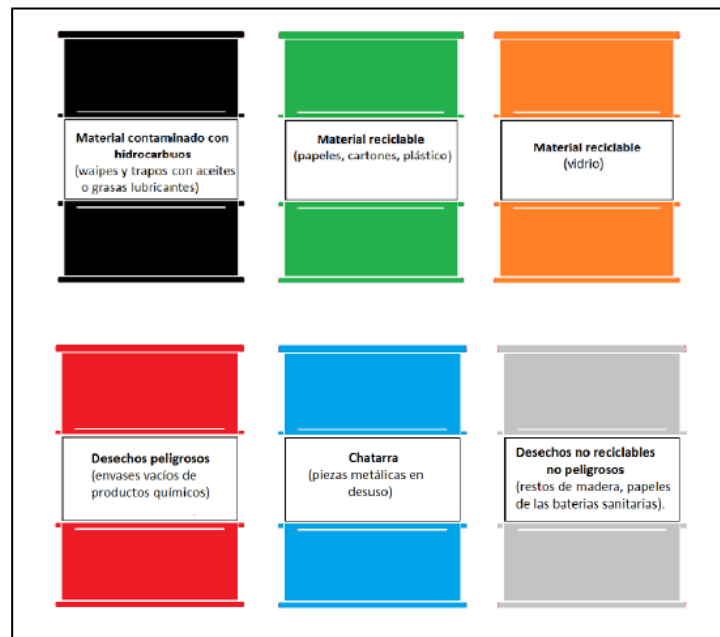


Figura 7.8 Código de colores para recipientes de desechos sólidos
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

7.15 Medidas de seguridad

- El personal de la obra deberá obligatoriamente portar casco, chaleco reflectivo, mascarilla y calzado adecuado, además usarán arnés y guantes en las actividades que lo ameriten.
- Señalizar adecuadamente colocando cintas de seguridad y conos en lugares de peligro.
- Los operadores de maquinaria deberán minimizar los impactos que genera el ruido, portar la licencia respectiva para conducir los vehículos y llevar mantenimiento de la maquinaria a utilizar.

7.16 Plan de contingencia

El plan de contingencia debe preservar y garantizar la seguridad del personal de la obra así como también su salud en el entorno laboral

durante la etapa de construcción conservando el medio ambiente, para lo cual se tomará en cuenta lo siguiente:

- Actuar de forma inmediata en caso de accidentes a los trabajadores y dar tiempo adecuado en caso de que requiera recuperación según la gravedad del accidente.
- El personal debe contar con equipos que faciliten la comunicación en diferentes puntos de la obra.
- En casos de desastres naturales o algún otro evento que requiera evacuación del personal (etapa constructiva) o habitantes de los departamentos (etapa de operación) se procederá de forma ordenada notificando a las instituciones que corresponda para recibir la debida asistencia al momento del percance.
- Los habitantes del inmueble no utilizarán el ascensor en caso de emergencias.
- En caso de incendios controlables, de poca magnitud utilizar los extintores que se encuentren en el edificio.

CAPÍTULO 8

PRESUPUESTO REFERENCIAL

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO						
ALTERNATIVA 1						
PRESUPUESTO REFERENCIAL DE OBRA						
ITEM	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	SUBTOTAL	TOTAL
1.0	OBRAS CIVILES					
1.1	PREPARACIÓN DEL TERRENO					\$ 10.045,46
1.1.1	LIMPIEZA, DESBROCE DEL TERRENO	m2	3.820,55	\$ 1,90	\$ 7.269,26	
1.1.2	TRAZADO Y REPLANTEO DE EDIFICACIONES	m2	295,24	\$ 0,76	\$ 225,64	
1.1.3	TRAZADO Y REPLANTEO DE VÍAS Y PARQUEOS	m2	3.525,31	\$ 0,72	\$ 2.550,56	
1.2	MOVIMIENTO DE TIERRA					\$ 52.802,05
1.2.1	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA Y DESALOJO	m3	1.074,00	\$ 5,64	\$ 6.061,62	
1.2.2	RELLENO SUELO NATURAL MEZCLADO CON BASE CLASE 1 EN RELACION (2/1)	m3	1.598,00	\$ 29,25	\$ 46.740,43	
1.3	CIMENTACIÓN					\$ 760.662,94
1.3.1	HORMIGÓN SIMPLE DE REPLANTILLO $f_c=180$ kg/cm2	m3	26,58	\$ 67,90	\$ 1.804,65	
1.3.2	HORMIGÓN SIMPLE DE CIMIENTOS $f_c=280$ kg/cm2 (Inc.vigas de cimentación y cabezales)	m3	122,82	\$ 139,38	\$ 17.118,12	
1.3.3	PILOTE PREFABRICADO DE HORMIGÓN ARMADO	m	2.816,00	\$ 76,52	\$ 215.472,95	
1.3.4	PIEDRA BOLA TAMAÑO MÁX. DE 4" EN CIMENTACIONES	m3	106,32	\$ 26,88	\$ 2.857,35	
1.3.5	GEOTEXTIL NT 200	m2	531,60	\$ 0,83	\$ 443,62	
1.3.6	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ Kg/cm2	kg	334.048,26	\$ 1,57	\$ 522.966,25	
1.4	ESTRUCTURA H. ARMADO					\$ 1.381.393,46
1.4.1	HORMIGÓN ESTRUCTURAL $f_c=320$ Kg/cm (PARQUEADERO)	m3	1.360,00	\$ 231,75	\$ 315.186,35	
1.4.2	HORMIGÓN ESTRUCTURAL $f_c=280$ Kg/cm (ESCALERAS)	m3	19,58	\$ 202,07	\$ 3.956,60	
1.4.3	HORMIGÓN ESTRUCTURAL $f_c=280$ Kg/cm (ENTRADA)	m3	2.460,55	\$ 209,54	\$ 515.586,77	
1.4.4	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS $f_y=4200$ Kg/cm2	kg	315.415,65	\$ 1,73	\$ 546.663,74	
1.5	ESTRUCTURA METÁLICA					\$ 580.794,88
1.5.1	ACERO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS FABRICADAS A PARTIR DE PLANCHAS ASTM A592 (Suministro e Instalación)	kg	110.528,00	\$ 3,16	\$ 349.104,75	
1.5.2	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE	u	224,00	\$ 1,57	\$ 350,68	
1.5.3	ACERO ESTRUCTURAL DE VIGAS FABRICADAS A PARTIR DE PLANCHAS ASTM A-36 (Suministro e Instalación)	kg	36.393,94	\$ 3,16	\$ 114.950,94	
1.5.4	HORMIGÓN SIMPLE DE LOSA $f_c=240$ Kg/cm2 (INCLUYE MALLA ELECTROSOLDADA)	m2	364,26	\$ 65,57	\$ 23.885,12	
1.5.5	STEEL PANEL PARA 5CM DE ESPESOR	m2	1.998,36	\$ 17,78	\$ 35.532,04	
1.5.6	CONEXIÓN VIGA-VIGA	u	204,00	\$ 11,55	\$ 2.355,95	
1.5.7	CONEXIÓN VIGA-COLUMNA	u	624,00	\$ 87,52	\$ 54.615,40	
1.6	CUBIERTA					\$ 47.937,10
1.6.1	ACERO ESTRUCTURAL A36 ARMADURAS	kg	3.987,80	\$ 9,93	\$ 39.600,53	
1.6.2	ACERO ESTRUCTURAL A36 CORREAS	kg	1.030,74	\$ 8,09	\$ 8.336,57	
1.7	ALBAÑILERIAS					\$ 75.390,47
1.7.1	ENLUCIDO INTERIOR	m2	3.774,00	\$ 6,63	\$ 25.011,65	
1.7.2	ENLUCIDO EXTERIOR	m2	3.784,00	\$ 6,71	\$ 25.397,90	
1.7.3	ENLUCIDO DE TUMBADO	m2	1.998,36	\$ 7,83	\$ 15.650,04	
1.7.4	LOSETA DE HORMIGÓN ARMADO PARA MESONES	m3	3,56	\$ 42,98	\$ 153,02	
1.7.5	IMPERMEABILIZACIONES DE LOSAS DE CUBIERTAS	m2	285,48	\$ 10,94	\$ 3.124,38	
1.7.6	RAMPAS DE HORMIGÓN $f_c=280$ KG/CM2 ACABADO RALLADO Y PULIDO FRANJA 7 CM	m2	94,92	\$ 28,73	\$ 2.727,09	
1.7.7	CUADRADA DE BOQUETES	ml	353,03	\$ 6,43	\$ 2.268,24	
1.7.8	ENLUCIDO DE FILOS	ml	304,00	\$ 3,48	\$ 1.058,15	
2.0	ACABADOS					
2.1	PISOS					\$ 50.638,73
2.1.1	PORCELANATO ANTIDESLIZANTE 60X60	m2	1.471,44	\$ 29,76	\$ 43.784,03	
2.1.2	CERÁMICA PARA PISOS EN BAÑO 30X30 CM	m2	300,00	\$ 22,85	\$ 6.854,70	
2.2	TUMBADOS FALSOS					\$ 23.158,14
2.2.1	TUMBADOS GYPSUM	m2	1.712,88	\$ 13,52	\$ 23.158,14	
	COSTO DIRECTO DE OBRA:				\$ 2.535.399,75	
	COSTOS INDIRECTOS : 15%				\$ 447.423,48	
	TOTAL COSTOS DIRECTOS + INDIRECTOS				\$ 2.982.823,23	

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO						
ALTERNATIVA 2						
PRESUPUESTO REFERENCIAL DE OBRA						
ITEM	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	SUBTOTAL	TOTAL
1.0	OBRAS CIVILES					
1.1	PREPARACIÓN DEL TERRENO					\$ 10.045,46
1.1.1	LIMPIEZA, DESBROCE DEL TERRENO	m2	3.820,55	\$ 1,90	\$ 7.269,26	
1.1.2	TRAZADO Y REPLANTEO DE EDIFICACIONES	m2	295,24	\$ 0,76	\$ 225,64	
1.1.3	TRAZADO Y REPLANTEO DE VÍAS Y PARQUEOS	m2	3.525,31	\$ 0,72	\$ 2.550,56	
1.2	MOVIMIENTO DE TIERRA					\$ 52.802,05
1.2.1	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA Y DESALOJO	m3	1.074,00	\$ 5,64	\$ 6.061,62	
1.2.2	RELLENO SUELO NATURAL MEZCLADO CON BASE CLASE 1 EN RELACION (2/1)	m3	1.598,00	\$ 29,25	\$ 46.740,43	
1.3	CIMENTACIÓN					\$ 760.662,94
1.3.1	HORMIGÓN SIMPLE DE REPLANTILLO fc=180 kg/cm2	m3	26,58	\$ 67,90	\$ 1.804,65	
1.3.2	HORMIGÓN SIMPLE DE CIMIENTOS f'c= 280 kg/cm2 (Inc. vigas de cimentación y cabezales)	m3	122,82	\$ 139,38	\$ 17.118,12	
1.3.3	PILOTE PREFABRICADO DE HORMIGÓN ARMADO	m	2.816,00	\$ 76,52	\$ 215.472,95	
1.3.4	PIEDRA BOLA TAMAÑO MÁX. DE 4" EN CIMENTACIONES	m3	106,32	\$ 26,88	\$ 2.857,35	
1.3.5	GEOTEXTIL NT 200	m2	531,60	\$ 0,83	\$ 443,62	
1.3.6	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2	kg	334.048,26	\$ 1,57	\$ 522.966,25	
1.4	ESTRUCTURA H. ARMADO					\$ 1.381.393,46
1.4.1	HORMIGÓN ESTRUCTURAL f'c=320 Kg/cm (PARQUEADERO)	m3	1.360,00	\$ 231,75	\$ 315.186,35	
1.4.2	HORMIGÓN ESTRUCTURAL f'c=280 Kg/cm (ESCALERAS)	m3	19,58	\$ 202,07	\$ 3.956,60	
1.4.3	HORMIGÓN ESTRUCTURAL f'c=280 Kg/cm (ENTRADA)	m3	2.460,55	\$ 209,54	\$ 515.586,77	
1.4.4	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS fy =4200 Kg/cm2	kg	315.415,65	\$ 1,73	\$ 546.663,74	
1.4.5	HORMIGÓN ESTRUCTURAL f'c=280 Kg/cm (COLUMNAS)	m3	95,23	\$ 209,54	\$ 19.954,49	
1.5	ESTRUCTURA METÁLICA					\$ 591.721,33
1.5.1	ACERO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS FABRICADAS A PARTIR DE PLANCHAS ASTM A592 (Suministro e Instalacion)	kg	110.528,00	\$ 3,16	\$ 349.104,75	
1.5.2	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE	u	224,00	\$ 1,57	\$ 350,68	
1.5.3	ACERO ESTRUCTURAL DE VIGAS FABRICADAS A PARTIR DE PLANCHAS ASTM A-36 (Suministro e Instalación)	kg	39.853,30	\$ 3,16	\$ 125.877,39	
1.5.4	HORMIGÓN SIMPLE DE LOSA fc=240 Kg/cm2 (INCLUYE MALLA ELECTROSOLDADA)	m2	364,26	\$ 65,57	\$ 23.885,12	
1.5.5	STEEL PANEL PARA 5CM DE ESPESOR	m2	1.998,36	\$ 17,78	\$ 35.532,04	
1.5.6	CONEXIÓN VIGA-VIGA	u	204,00	\$ 11,55	\$ 2.355,95	
1.5.7	CONEXIÓN VIGA-COLUMNA	u	624,00	\$ 87,52	\$ 54.615,40	
1.6	CUBIERTA					\$ 47.937,10
1.6.1	ACERO ESTRUCTURAL A36 ARMADURAS	kg	3.987,80	\$ 9,93	\$ 39.600,53	
1.6.2	ACERO ESTRUCTURAL A36 CORREAS	kg	1.030,74	\$ 8,09	\$ 8.336,57	
1.7	ALBAÑILERIAS					\$ 75.390,47
1.7.1	ENLUCIDO INTERIOR	m2	3.774,00	\$ 6,63	\$ 25.011,65	
1.7.2	ENLUCIDO EXTERIOR	m2	3.784,00	\$ 6,71	\$ 25.397,90	
1.7.3	ENLUCIDO DE TUMBADO	m2	1.998,36	\$ 7,83	\$ 15.650,04	
1.7.4	LOSETA DE HORMIGÓN ARMADO PARA MESONES	m3	3,56	\$ 42,98	\$ 153,02	
1.7.5	IMPERMEABILIZACIONES DE LOSAS DE CUBIERTAS	m2	285,48	\$ 10,94	\$ 3.124,38	
1.7.6	RAMPAS DE HORMIGÓN FC=280 KG/CM2 ACABADO RALLADO Y PULIDO FRANJA 7 CM	m2	94,92	\$ 28,73	\$ 2.727,09	
1.7.7	CUADRADA DE BOQUETES	ml	353,03	\$ 6,43	\$ 2.268,24	
1.7.8	ENLUCIDO DE FILOS	ml	304,00	\$ 3,48	\$ 1.058,15	
2.0	ACABADOS					
2.1	PISOS					\$ 50.638,73
2.1.1	PORCELANATO ANTIDESLIZANTE 60X60	m2	1.471,44	\$ 29,76	\$ 43.784,03	
2.1.2	CERÁMICA PARA PISOS EN BAÑO 30X30 CM	m2	300,00	\$ 22,85	\$ 6.854,70	
2.2	TUMBADOS FALSOS					\$ 23.158,14
2.2.1	TUMBADOS GYPSUM	m2	1.712,88	\$ 13,52	\$ 23.158,14	
	COSTO DIRECTO DE OBRA:				\$ 2.544.687,23	
	COSTOS INDIRECTOS : 15%				\$ 449.062,45	
	TOTAL COSTOS DIRECTOS + INDIRECTOS				\$ 2.993.749,68	

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO						
ALTERNATIVA 3						
PRESUPUESTO REFERENCIAL DE OBRA						
ITEM	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	SUBTOTAL	TOTAL
1.0	OBRAS CIVILES					
1.1	PREPARACIÓN DEL TERRENO					\$ 10.045,46
1.1.1	LIMPIEZA, DESBROCE DEL TERRENO	m2	3.820,55	\$ 1,90	\$ 7.269,26	
1.1.2	TRAZADO Y REPLANTEO DE EDIFICACIONES	m2	295,24	\$ 0,76	\$ 225,64	
1.1.3	TRAZADO Y REPLANTEO DE VÍAS Y PARQUEOS	m2	3.525,31	\$ 0,72	\$ 2.550,56	
1.2	MOVIMIENTO DE TIERRA					\$ 52.802,05
1.2.1	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA Y DESALOJO	m3	1.074,00	\$ 5,64	\$ 6.061,62	
1.2.2	RELLENO SUELO NATURAL MEZCLADO CON BASE CLASE 1 EN RELACION (2/1)	m3	1.598,00	\$ 29,25	\$ 46.740,43	
1.3	CIMENTACIÓN					\$ 760.662,94
1.3.1	HORMIGÓN SIMPLE DE REPLANTILLO $f_c=180$ kg/cm ²	m3	26,58	\$ 67,90	\$ 1.804,65	
1.3.2	HORMIGÓN SIMPLE DE CIMIENTOS $f_c= 280$ kg/cm ² (Inc. vigas de cimentación y cabezales)	m3	122,82	\$ 139,38	\$ 17.118,12	
1.3.3	PILOTE PREFABRICADO DE HORMIGÓN ARMADO	m	2.816,00	\$ 76,52	\$ 215.472,95	
1.3.4	PIEDRA BOLA TAMAÑO MÁX. DE 4" EN CIMENTACIONES	m3	106,32	\$ 26,88	\$ 2.857,35	
1.3.5	GEOTEXTIL NT 200	m2	531,60	\$ 0,83	\$ 443,62	
1.3.6	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	334.048,26	\$ 1,57	\$ 522.966,25	
1.4	ESTRUCTURA H. ARMADO					\$ 1.381.393,46
1.4.1	HORMIGÓN ESTRUCTURAL $f_c=320$ Kg/cm (PARQUEADERO)	m3	1.360,00	\$ 231,75	\$ 315.186,35	
1.4.2	HORMIGÓN ESTRUCTURAL $f_c=280$ Kg/cm (ESCALERAS)	m3	19,58	\$ 202,07	\$ 3.956,60	
1.4.3	HORMIGÓN ESTRUCTURAL $f_c=280$ Kg/cm (ENTRADA)	m3	2.460,55	\$ 209,54	\$ 515.586,77	
1.4.4	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS $f_y =4200$ Kg/cm ²	kg	315.415,65	\$ 1,73	\$ 546.663,74	
1.4.5	HORMIGÓN ESTRUCTURAL $f_c=280$ Kg/cm (COLUMNAS)	m3	95,23	\$ 209,54	\$ 19.954,49	
1.5	ESTRUCTURA METÁLICA					\$ 701.309,25
1.5.1	ACERO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS FABRICADAS A PARTIR DE PLANCHAS ASTM A592 (Suministro e Instalación)	kg	110.528,00	\$ 3,16	\$ 349.104,75	
1.5.2	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE	u	224,00	\$ 1,57	\$ 350,68	
1.5.3	ACERO ESTRUCTURAL DE VIGAS FABRICADAS A PARTIR DE PLANCHAS ASTM A-36 (Suministro e Instalación)	kg	55.959,30	\$ 3,16	\$ 176.748,50	
1.5.4	HORMIGÓN SIMPLE DE LOSA $f_c=240$ Kg/cm ² (INCLUYE MALLA ELECTROSOLDADA)	m2	364,26	\$ 65,57	\$ 23.885,12	
1.5.5	STEEL PANEL PARA 5CM DE ESPESOR	m2	1.998,36	\$ 17,78	\$ 35.532,04	
1.5.6	CONEXIÓN VIGA-VIGA	u	204,00	\$ 11,55	\$ 2.355,95	
1.5.7	CONEXIÓN VIGA-COLUMNNA	u	624,00	\$ 87,52	\$ 54.615,40	
1.5.8	ACERO ESTRUCTURAL DE ARRIOSTRAMIENTOS FABRICADAS A PARTIR DE PLANCHAS ASTM A-36 (Suministro e Instalación)	kg	18.581,27	\$ 3,16	\$ 58.716,81	
1.6	CUBIERTA					\$ 47.937,10
1.6.1	ACERO ESTRUCTURAL A36 ARMADURAS	kg	3.987,80	\$ 9,93	\$ 39.600,53	
1.6.2	ACERO ESTRUCTURAL A36 CORREAS	kg	1.030,74	\$ 8,09	\$ 8.336,57	
1.7	ALBAÑILERIAS					\$ 75.390,47
1.7.1	ENLUCIDO INTERIOR	m2	3.774,00	\$ 6,63	\$ 25.011,65	
1.7.2	ENLUCIDO EXTERIOR	m2	3.784,00	\$ 6,71	\$ 25.397,90	
1.7.3	ENLUCIDO DE TUMBADO	m2	1.998,36	\$ 7,83	\$ 15.650,04	
1.7.4	LOSETA DE HORMIGÓN ARMADO PARA MESONES	m3	3,56	\$ 42,98	\$ 153,02	
1.7.5	IMPERMEABILIZACIONES DE LOSAS DE CUBIERTAS	m2	285,48	\$ 10,94	\$ 3.124,38	
1.7.6	RAMPAS DE HORMIGÓN $FC=280$ KG/CM ² ACABADO RALLADO Y PULIDO FRANJA 7 CM	m2	94,92	\$ 28,73	\$ 2.727,09	
1.7.7	CUADRADA DE BOQUETES	ml	353,03	\$ 6,43	\$ 2.268,24	
1.7.8	ENLUCIDO DE FILOS	ml	304,00	\$ 3,48	\$ 1.058,15	
2.0	ACABADOS					
2.1	PISOS					\$ 50.638,73
2.1.1	PORCELANATO ANTIDESLIZANTE 60X60	m2	1.471,44	\$ 29,76	\$ 43.784,03	
2.1.2	CERÁMICA PARA PISOS EN BAÑO 30X30 CM	m2	300,00	\$ 22,85	\$ 6.854,70	
2.2	TUMBADOS FALSOS					\$ 23.158,14
2.2.1	TUMBADOS GYPSUM	m2	1.712,88	\$ 13,52	\$ 23.158,14	
	COSTO DIRECTO DE OBRA:				\$ 2.637.836,96	
	COSTOS INDIRECTOS : 15%				\$ 465.500,64	
	TOTAL COSTOS DIRECTOS + INDIRECTOS				\$ 3.103.337,60	

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO						
ALTERNATIVA 4						
PRESUPUESTO REFERENCIAL DE OBRA						
ITEM	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	SUBTOTAL	TOTAL
1.0	OBRAS CIVILES					
1.1	PREPARACIÓN DEL TERRENO					\$ 10.045,46
1.1.1	LIMPIEZA, DESBROCE DEL TERRENO	m2	3.820,55	\$ 1,90	\$ 7.269,26	
1.1.2	TRAZADO Y REPLANTEO DE EDIFICACIONES	m2	295,24	\$ 0,76	\$ 225,64	
1.1.3	TRAZADO Y REPLANTEO DE VÍAS Y PARQUEOS	m2	3.525,31	\$ 0,72	\$ 2.550,56	
1.2	MOVIMIENTO DE TIERRA					\$ 52.802,05
1.2.1	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA Y DESALOJO	m3	1.074,00	\$ 5,64	\$ 6.061,62	
1.2.2	RELLENO SUELO NATURAL MEZCLADO CON BASE CLASE 1 EN RELACION (2/1)	m3	1.598,00	\$ 29,25	\$ 46.740,43	
1.3	CIMENTACIÓN					\$ 760.662,94
1.3.1	HORMIGÓN SIMPLE DE REPLANTILLO f _c =180 kg/cm2	m3	26,58	\$ 67,90	\$ 1.804,65	
1.3.2	HORMIGÓN SIMPLE DE CIMENTOS f'c= 280 kg/cm2 (Inc. vigas de cimentación y cabezales)	m3	122,82	\$ 139,38	\$ 17.118,12	
1.3.3	PILOTE PREFABRICADO DE HORMIGÓN ARMADO	m	2.816,00	\$ 76,52	\$ 215.472,95	
1.3.4	PIEDRA BOLA TAMAÑO MÁX. DE 4" EN CIMENTACIONES	m3	106,32	\$ 26,88	\$ 2.857,35	
1.3.5	GEOTEXTIL NT 200	m2	531,60	\$ 0,83	\$ 443,62	
1.3.6	ACERO DE REFUERZO f _y =4200 Kg/cm2	kg	334.048,26	\$ 1,57	\$ 522.966,25	
1.4	ESTRUCTURA H. ARMADO					\$ 1.381.393,46
1.4.1	HORMIGÓN ESTRUCTURAL f'c=320 Kg/cm (PARQUEADERO)	m3	1.360,00	\$ 231,75	\$ 315.186,35	
1.4.2	HORMIGÓN ESTRUCTURAL f'c=280 Kg/cm (ESCALERAS)	m3	19,58	\$ 202,07	\$ 3.956,60	
1.4.3	HORMIGÓN ESTRUCTURAL f'c=280 Kg/cm (ENTRADA)	m3	2.460,55	\$ 209,54	\$ 515.586,77	
1.4.4	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS f _y =4200 Kg/cm2	kg	315.415,65	\$ 1,73	\$ 546.663,74	
1.4.5	HORMIGÓN ESTRUCTURAL f'c=280 Kg/cm (COLUMNAS)	m3	95,23	\$ 209,54	\$ 19.954,49	
1.5	ESTRUCTURA METÁLICA					\$ 727.649,34
1.5.1	ACERO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS FABRICADAS A PARTIR DE PLANCHAS ASTM A592 (Suministro e Instalación)	kg	110.528,00	\$ 3,16	\$ 349.104,75	
1.5.2	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE	u	224,00	\$ 1,57	\$ 350,68	
1.5.3	ACERO ESTRUCTURAL DE VIGAS FABRICADAS A PARTIR DE PLANCHAS ASTM A-36 (Suministro e Instalación)	kg	58.498,46	\$ 3,16	\$ 184.768,48	
1.5.4	HORMIGÓN SIMPLE DE LOSA f _c =240 Kg/cm2 (INCLUYE MALLA ELECTROSOLDADA)	m2	364,26	\$ 65,57	\$ 23.885,12	
1.5.5	STEEL PANEL PARA 5CM DE ESPESOR	m2	1.998,36	\$ 17,78	\$ 35.532,04	
1.5.6	CONEXIÓN VIGA-VIGA	u	204,00	\$ 11,55	\$ 2.355,95	
1.5.7	CONEXIÓN VIGA-COLUMNNA	u	624,00	\$ 87,52	\$ 54.615,40	
1.5.8	INSTALACIÓN DE SISTEMA DE DISIPADORES SÍSMICOS	%	0,030	\$ 2.567.897,24	\$ 77.036,92	
1.6	CUBIERTA					\$ 47.937,10
1.6.1	ACERO ESTRUCTURAL A36 ARMADURAS	kg	3.987,80	\$ 9,93	\$ 39.600,53	
1.6.2	ACERO ESTRUCTURAL A36 CORREAS	kg	1.030,74	\$ 8,09	\$ 8.336,57	
1.7	ALBAÑILERIAS					\$ 75.390,47
1.7.1	ENLUCIDO INTERIOR	m2	3.774,00	\$ 6,63	\$ 25.011,65	
1.7.2	ENLUCIDO EXTERIOR	m2	3.784,00	\$ 6,71	\$ 25.397,90	
1.7.3	ENLUCIDO DE TUMBADO	m2	1.998,36	\$ 7,83	\$ 15.650,04	
1.7.4	LOSETA DE HORMIGÓN ARMADO PARA MESONES	m3	3,56	\$ 42,98	\$ 153,02	
1.7.5	IMPERMEABILIZACIONES DE LOSAS DE CUBIERTAS	m2	285,48	\$ 10,94	\$ 3.124,38	
1.7.6	RAMPAS DE HORMIGÓN FC=280 KG/CM2 ACABADO RALLADO Y PULIDO FRANJA 7 CM	m2	94,92	\$ 28,73	\$ 2.727,09	
1.7.7	CUADRADA DE BOQUETES	ml	353,03	\$ 6,43	\$ 2.268,24	
1.7.8	ENLUCIDO DE FILOS	ml	304,00	\$ 3,48	\$ 1.058,15	
2.0	ACABADOS					
2.1	PISOS					\$ 50.638,73
2.1.1	PORCELANATO ANTIDESLIZANTE 60X60	m2	1.471,44	\$ 29,76	\$ 43.784,03	
2.1.2	CERÁMICA PARA PISOS EN BAÑO 30X30 CM	m2	300,00	\$ 22,85	\$ 6.854,70	
2.2	TUMBADOS FALSOS					\$ 23.158,14
2.2.1	TUMBADOS GYPSUM	m2	1.712,88	\$ 13,52	\$ 23.158,14	
	COSTO DIRECTO DE OBRA:				\$ 2.660.226,04	
	COSTOS INDIRECTOS : 15%				\$ 469.451,65	
	TOTAL COSTOS DIRECTOS + INDIRECTOS				\$ 3.129.677,69	

Los presupuestos presentados en la anteriormente corresponden a las 4 alternativas de diseño, la última alternativa en comparación con los demás diseños estructurales tiene un mayor costo debido a la instalación de los disipadores viscoelásticos. Estos dispositivos representan el 3% del costo de la obra, un porcentaje que asimilaremos como una inversión positiva frente a las reparaciones futuras que tendrían que realizarse en la estructura en caso de daños debido a movimientos telúricos en la zona si fuese una estructura común, incluso la magnitud del desastre podría dejar pérdidas estructurales irreparables que es lo que se pretende evitar con el uso de disipadores sísmicos.

Cabe recalcar que los presupuestos de cada alternativa fueron basados en los rubros que nos fueron posibles cuantificar a través de los modelos 3D arquitectónico y estructural realizados en Revit por lo tanto no representa el costo final de la obra en su totalidad sino una comparación entre los costos de cada estructura.

En la siguiente tabla se muestran los costos y duración estimados de las demás estructuras

Tabla CCLIII. Costo y duración estimada de cada alternativa de proyecto

Estructura	Tiempo estimado (meses)	Costo total (\$)
Alternativa 1	18	\$ 2.982.823,23
Alternativa 2	20	\$ 2.993.749,68
Alternativa 3	24	\$ 3.103.337,60
Alternativa 4	24	\$ 3.129.677,69

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

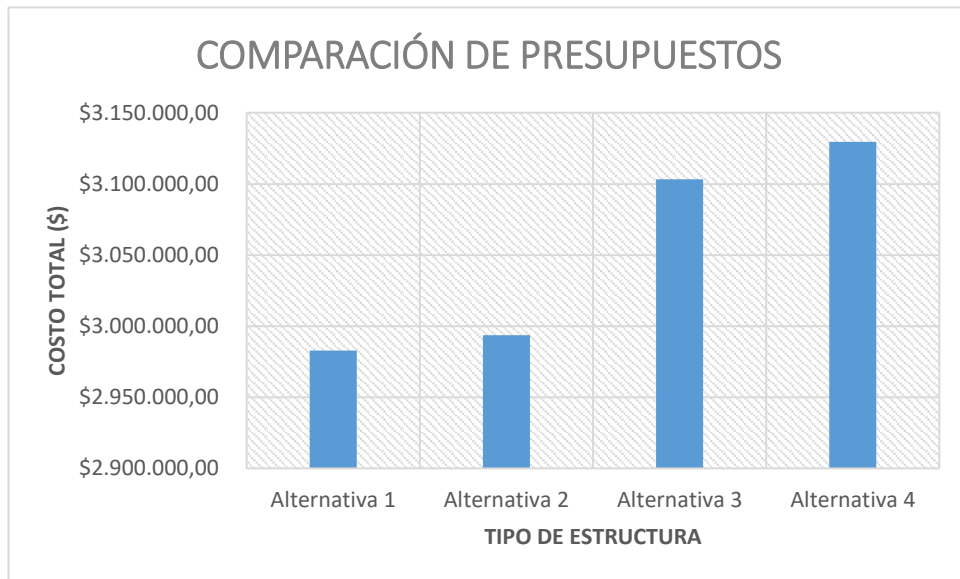


Figura 8.1 Gráfico comparativo de presupuestos de cada estructura

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CAPÍTULO 9

ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

9.1 Evaluación de resultados

A continuación, se mostrará tablas de comparación en cuanto a desplazamientos, derivas, índices de estabilidad, fuerzas cortantes.

DESPLAZAMIENTOS

En los siguientes gráficos se puede observar los desplazamientos del centro de masa del último piso en ambos sentidos. El MODELO 3 (Pórticos arriostrados) tiene menor desplazamiento y la diferencia en la comparación es más notable en el SENTIDO X, porque se tiene un menor número de pórticos en dicho sentido entre los cuales se dividirá la fuerza sísmica.

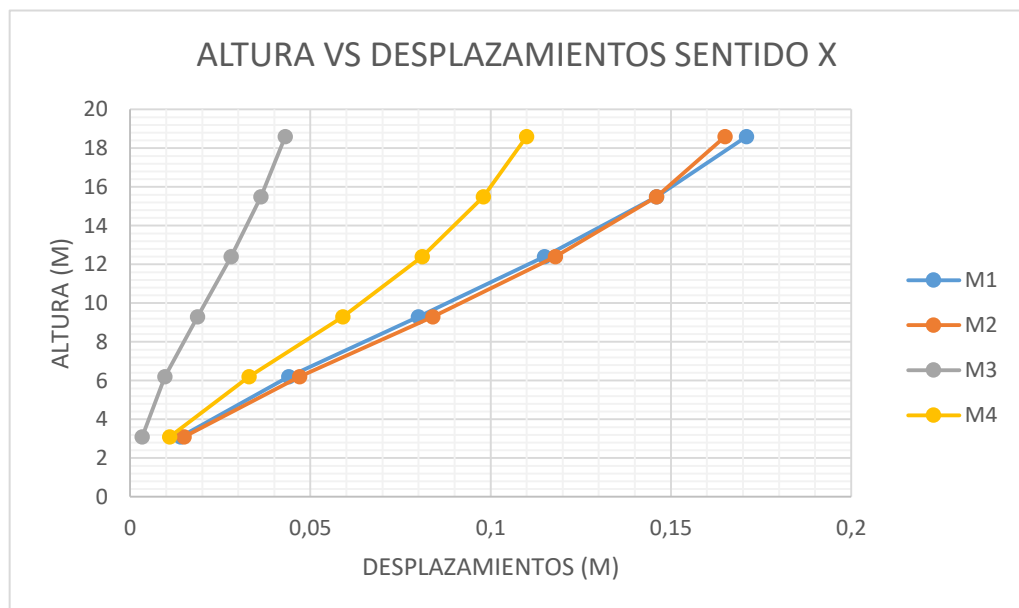


Figura 9.1 Gráfico comparativo de desplazamientos Sentido X

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

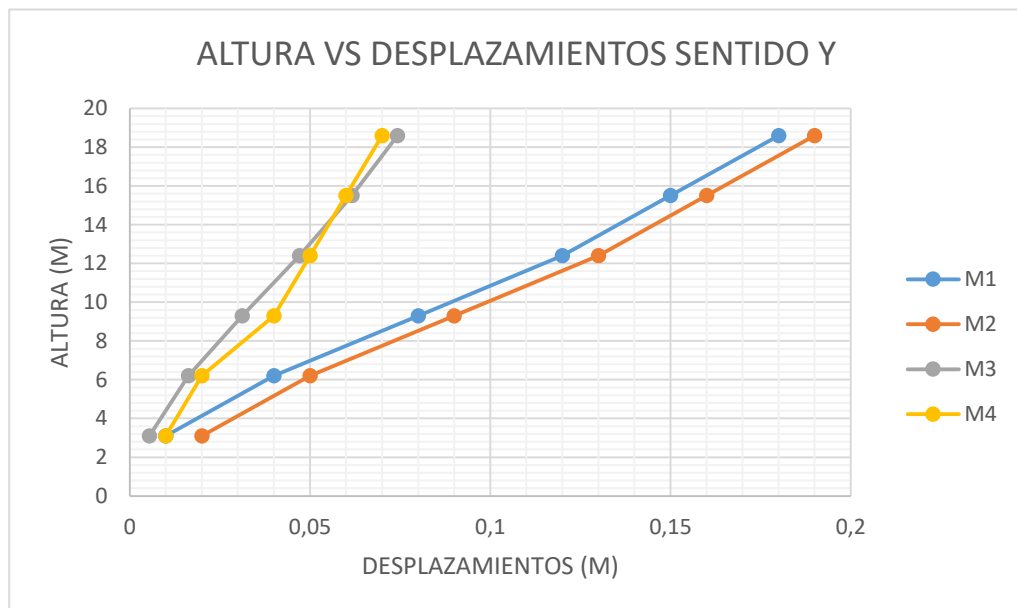


Figura 9.2 Gráfico comparativo de desplazamientos Sentido Y

Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

DERIVAS

Los siguientes gráficos muestran las derivas de entrepiso de las 4 alternativas en sus 6 pisos, se observa que el modelo que tiene menor magnitud de derivas es el MODELO 3, el cual es de Pórticos Arriostrados. Esto se debe a que los arriostramientos proporcionan rigidez a la estructura, al contrario, sucede con los disipadores que no alteran la rigidez, disipan la energía del sismo.

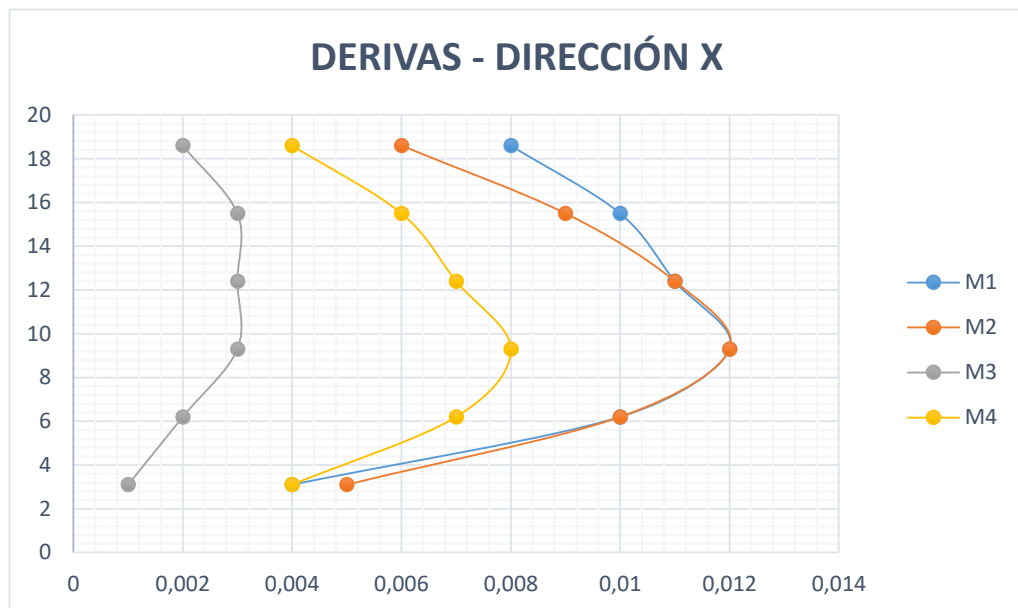


Figura 9.3: Comparación de derivas dirección X
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

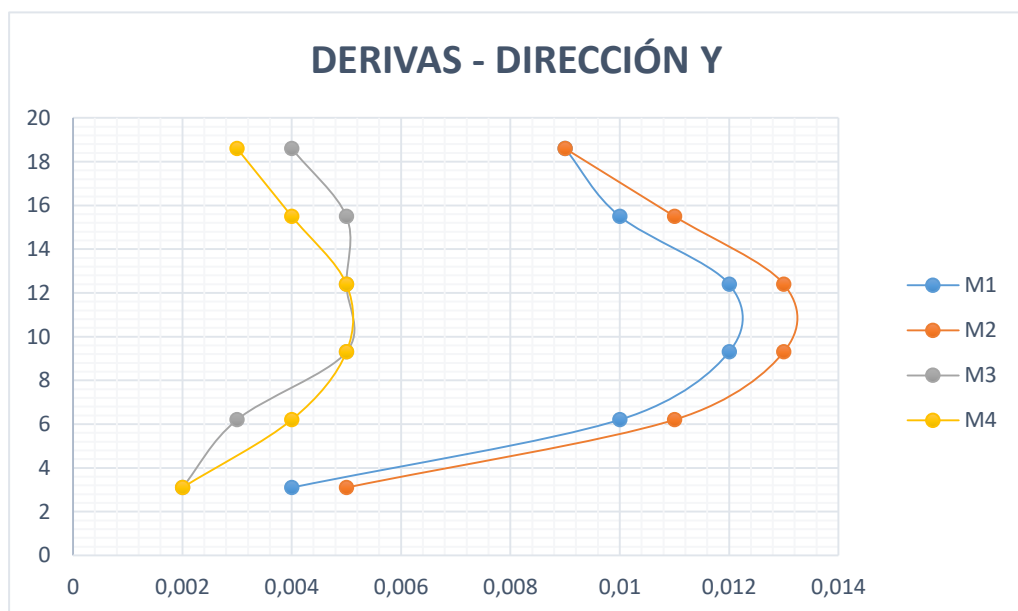


Figura 9.4: Comparación de derivas dirección Y
Fuente. Baños, M., Rosales, C., 2017

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Se diseñó 4 alternativas utilizando diferentes sistemas estructurales para una estructura metálica de uso residencial. Todas las alternativas poseen sistemas estructurales sismo-resistentes y en los dos últimos modelos se implementó sistemas pasivos de protección sísmica.

La alternativa como menor magnitud de derivas y desplazamientos es el que posee arriostramientos. En comparación con la primera alternativa se tiene una reducción de 20% en las derivas.

Fue necesario la vinculación de CAD y BIM para la generación de planos debido a que ciertos detalles debían dibujarse a partir de líneas.

Se obtuvieron tablas de cuantificación de materiales de los 4 modelos estructurales y del modelo arquitectónico que sirvieron de apoyo al momento de realizar el presupuesto referencial.

Del análisis ambiental se determinó que este proyecto no representa ninguna amenaza para medio ambiente ya que no interseca áreas protegidas ni afecta a las especies localizadas en el sector, los posibles daños son mitigables.

RECOMENDACIONES

El análisis dinámico debe realizarse con acelerogramas que sean del mismo sitio de donde se diseñará la estructura, sino al menos deberán ser de sitios con suelos de características similares.

Los acelerogramas deben ser escalados con un software especializado, para lograr obtener el mejor ajuste posible al espectro de diseño.

El código de diseño ecuatoriano debería ajustarse a las condiciones reales del país, y no solo tomar los lineamientos del ASCE 7-10. Sería importante que también se implementara una guía y normas de diseño detallados de sistemas de protección sísmica.

La implementación de software orientado a la tecnología BIM durante el proceso de diseño y construcción puede optimizar tiempo y recursos al detectar fallas y colisiones antes del proceso constructivo.

Es necesario que los equipos o computadores cuenten con un procesador de última generación y suficiente memoria RAM para evitar retrasos durante la modelación de la edificación debido a que los programas que usan metodología BIM suelen ser pesados.

Para implementar el uso de la tecnología BIM en nuestro país es necesario la capacitación constante de los profesionales involucrados en el ámbito de la construcción a través de seminarios de actualización de conocimientos que permitan una mejor comprensión de esta metodología.

ANEXOS

Anexo A
Análisis de Precios Unitarios

ANEXOS

Anexo A
Análisis de Precios Unitarios

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.1.1

UNIDAD: m2

DETALLE: LIMPIEZA, DESBROCE DEL TERRENO

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,150	0,075
EQUIPOS SUBTOTAL					0,075

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Peón Categoría E2	3,000	3,51	10,530	0,150	1,580
SUBTOTAL N					1,580

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
SUBTOTAL O				0,000

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,000

		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		1,655
		INDIRECTOS Y UTILIDADES %		15,00% 0,248
		OTROS INDIRECTOS %		0,000
		COSTO TOTAL DEL RUBRO		1,90
		VALOR OFERTADO		1,90

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.1.2

UNIDAD: m2

DETALLE: TRAZADO Y REPLANTEO DE EDIFICACIONES

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,075	0,038
Nivel topográfico	0,100	2,000	0,200	0,075	0,015
EQUIPOS SUBTOTAL					0,053

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,075	0,029
Topógrafo C1	0,100	3,93	0,393	0,075	0,029
Cadenero D2	0,100	3,55	0,355	0,075	0,027
Peón Categoría E2	2,000	3,51	7,020	0,075	0,527
SUBTOTAL N					0,612

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
SUBTOTAL O				0,000

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,000

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			0,665
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%
OTROS INDIRECTOS %			0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO			0,76
VALOR OFERTADO			0,76

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.1.3

UNIDAD: m2

DETALLE: TRAZADO Y REPLANTEO DE VÍAS Y PARQUEOS

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,071	0,036
Nivel topográfico	0,100	2,000	0,200	0,071	0,014
EQUIPOS SUBTOTAL					0,050

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,071	0,028
Topógrafo C1	0,100	3,93	0,393	0,071	0,028
Cadenero D2	0,100	3,55	0,355	0,071	0,025
Peón Categoría E2	2,000	3,51	7,020	0,071	0,498
SUBTOTAL N					0,579

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
SUBTOTAL O				0,000

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,000

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				0,629
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%	0,094
OTROS INDIRECTOS %				0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO				0,72
VALOR OFERTADO				0,72

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.2.1

UNIDAD: m3

DETALLE: EXCAVACIÓN CON MÁQUINA Y DESALOJO

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,095	0,048
Retroexcavadora	1,000	25,000	25,000	0,095	2,375
Volqueta	1,000	18	18,000	0,095	1,710
EQUIPOS SUBTOTAL					4,133

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,095	0,037
Topógrafo C1	0,100	3,93	0,393	0,095	0,037
Cadenero D2	0,100	3,55	0,355	0,095	0,034
Peón Categoría E2	2,000	3,51	7,020	0,095	0,667
SUBTOTAL N					0,775

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
SUBTOTAL O				0,000

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,000

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			4,908
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%
OTROS INDIRECTOS %			0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO			5,64
VALOR OFERTADO			5,64

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.2.2

UNIDAD: m3

DETALLE: RELLENO SUELO NATURAL MEZCLADO CON BASE CLASE 1 EN RELACION (2/1)

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,035	0,018
Retroexcavadora	1,000	25,000	25,000	0,035	0,875
Rodillo vibratorio	1,000	15,000	15,000	0,035	0,525
Volqueta	1,000	18	18,000	0,035	0,630
EQUIPOS SUBTOTAL					2,048

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Ing. Civil B1	1,000	3,95	3,950	0,035	0,138
Chofer C1	3,000	5,15	15,450	0,035	0,541
Peón Categoría E2	2,000	3,51	7,020	0,035	0,246
SUBTOTAL N					0,925

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Base clase 1	m3	1,3500	15,0000	20,25000
Agua	m3	0,2000	0,8500	0,17000
SUBTOTAL O				20,420

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				2,042

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				25,434
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%	3,815
OTROS INDIRECTOS %				0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO				29,25
VALOR OFERTADO				29,25

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.3.1

UNIDAD: m3

DETALLE: HORMIGÓN SIMPLE DE REPLANTILLO f'c=180 kg/cm2

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	1,085	0,543
EQUIPOS SUBTOTAL					0,543

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	1,085	0,426
Albañil D2	1,000	3,74	3,740	1,085	4,058
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	1,085	3,808
SUBTOTAL N					8,293

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Hormigón de replantillo f'c=180 kg/cm2	m3	1,0000	45,6400	45,64000
SUBTOTAL O				45,640

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				4,564

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			59,039
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00% 8,856
	OTROS INDIRECTOS %			0,000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO			67,90
	VALOR OFERTADO			67,90

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.3.2

UNIDAD: m3

DETALLE: HORMIGÓN SIMPLE DE CIMIENTOS f 'c= 280 kg/cm2 (Inc.vigas de cimentación y cabezales)

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	1,085	0,543
EQUIPOS SUBTOTAL					0,543

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	1,085	0,426
Albañil D2	1,000	3,74	3,740	1,085	4,058
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	1,085	3,808
SUBTOTAL N					8,293

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Encofrado	m ²	3,0000	2,4500	7,35000
Hormigón simple f'c=280 kg/cm2	m3	1,0000	94,8000	94,80000
SUBTOTAL O				102,150

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				10,215

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			121,200
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00% 18,180
	OTROS INDIRECTOS %			0,000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO			139,38
	VALOR OFERTADO			139,38

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.3.3

UNIDAD: m

DETALLE: PILOTE PREFABRICADO DE HORMIGÓN ARMADO

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,072	0,036
Martinete hidráulico 9Ton	1,000	93,910	93,910	0,072	6,762
Grúa estacionaria	1,000	3,930	3,930	0,072	0,283
EQUIPOS SUBTOTAL					7,080

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,072	0,028
Ing. Civil B1	1,000	3,95	3,950	0,072	0,284
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,072	0,253
Operador de maquinaria C1	1,000	3,93	3,930	0,072	0,283
SUBTOTAL N					0,848

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Pilote de H.A D=0,55cm y L=22m	ml	1,0000	53,2800	53,28000
SUBTOTAL O				53,280

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				5,328

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				66,537
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%	9,981
OTROS INDIRECTOS %				0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO				76,52
VALOR OFERTADO				76,52

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.3.4

UNIDAD: m3

DETALLE: PIEDRA BOLA TAMAÑO MÁX. DE 4" EN CIMENTACIONES

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	1,085	0,543
EQUIPOS SUBTOTAL					0,543

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	1,085	0,426
Peón Categoría E2	2,000	3,51	7,020	1,085	7,617
SUBTOTAL N					8,043

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Piedra bola tamaño max. 4"	m3	1,0000	13,4400	13,44000
SUBTOTAL O				13,440

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				1,344

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			23,370
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%
	OTROS INDIRECTOS %			0,000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO			26,88
	VALOR OFERTADO			26,88

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.3.5
 DETALLE: GEOTEXTIL NT 200

UNIDAD: m2

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,050	0,025
EQUIPOS SUBTOTAL					0,025

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,050	0,020
Peón Categoría E2	2,000	3,51	7,020	0,050	0,351
SUBTOTAL N					0,371

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Geomalla NT 2000	m2	1,0000	0,3000	0,30000
SUBTOTAL O				0,300

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,030

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			0,726
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%
OTROS INDIRECTOS %			0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO			0,83
VALOR OFERTADO			0,83

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.3.6

UNIDAD: kg

DETALLE: ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,030	0,015
EQUIPOS SUBTOTAL					0,015

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,030	0,012
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,030	0,105
Fierrero D2	1,000	3,55	3,550	0,030	
SUBTOTAL N					0,117

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Varillas de acero de refuerzo corrugado	kg	1,0000	1,0500	1,05000
Alambre de amarre #18	kg	0,0500	1,3500	0,06750
SUBTOTAL O				1,118

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,112

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		1,361
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %		15,00% 0,204
	OTROS INDIRECTOS %		0,000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO		1,57
	VALOR OFERTADO		1,57

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.4.1

UNIDAD: m3

DETALLE: HORMIGÓN ESTRUCTURAL f'c=320 Kg/cm (PARQUEADERO)

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	1,850	0,925
Bomba	0,500	1,610	0,805	1,850	1,489
EQUIPOS SUBTOTAL					2,414

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	1,850	0,727
Albañil D2	2,000	3,74	7,480	1,850	13,838
Peón Categoría E2	3,000	3,51	10,530	1,850	19,481
SUBTOTAL N					34,046

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Encofrado	m ²	3,000	2,450	7,350
Hormigón simple f'c=320 kg/cm ²	m ³	1,000	142,710	142,710
SUBTOTAL O				150,060

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				15,006

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				201,526
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%	30,229
OTROS INDIRECTOS %				0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO				231,75
VALOR OFERTADO				231,75

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.4.2

UNIDAD: m3

DETALLE: HORMIGÓN ESTRUCTURAL f'c=280 Kg/cm (ESCALERAS)

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	1,850	0,925
Bomba	0,500	1,610	0,805	1,850	1,489
EQUIPOS SUBTOTAL					2,414

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	1,850	0,727
Albañil D2	2,000	3,74	7,480	1,850	13,838
Peón Categoría E2	2,000	3,51	7,020	1,850	12,987
SUBTOTAL N					27,552

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Encofrado	m ²	3,0000	2,4500	7,35000
Hormigón simple f'c=280 kg/cm ²	m ³	1,0000	125,1500	125,15000
SUBTOTAL O				132,500

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				13,250

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				175,716
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%	26,357
OTROS INDIRECTOS %				0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO				202,07
VALOR OFERTADO				202,07

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.4.3

UNIDAD: m3

DETALLE: HORMIGÓN ESTRUCTURAL f'c=280 Kg/cm (ENTRADA)

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	1,850	0,925
Bomba	0,500	1,610	0,805	1,850	1,489
EQUIPOS SUBTOTAL					2,414

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	1,850	0,727
Albañil D2	2,000	3,74	7,480	1,850	13,838
Peón Categoría E2	3,000	3,51	10,530	1,850	19,481
SUBTOTAL N					34,046

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Encofrado	m ²	3,000	2,450	7,350
Hormigón simple f'c=280 kg/cm ²	m ³	1,000	125,150	125,150
SUBTOTAL O				132,500

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				13,250

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				182,210
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%	27,331
OTROS INDIRECTOS %				0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO				209,54
VALOR OFERTADO				209,54

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.4.4

UNIDAD: kg

DETALLE: ACERO DE REFUERZO EN BARRAS fy =4200 Kg/cm2

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,030	0,015
EQUIPOS SUBTOTAL					0,015

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,030	0,012
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,030	0,105
Fierrero D2	1,000	3,55	3,550	0,030	
SUBTOTAL N					0,117

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Varillas de acero de refuerzo corrugado	m2	1,0000	1,2500	1,25000
SUBTOTAL O				1,250

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,125

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				1,507
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%	0,226
OTROS INDIRECTOS %				0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO				1,73
VALOR OFERTADO				1,73

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA _____

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.5.1 UNIDAD: kg
 DETALLE: ACERO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS FABRICADAS A PARTIR DE PLANCHAS ASTM A5

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,020	0,010
Compresor soplete	0,500	1,300	0,650	0,020	0,013
Soldadora	0,500	3,930	1,965	0,020	0,039
Grúa	0,500	3,930	1,965	0,020	0,039
EQUIPOS SUBTOTAL					0,062

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Perfilero C2	1,000	3,74	3,740	0,020	0,075
Peón Categoría E2	2,000	3,51	7,020	0,020	0,140
Soldador	0,500	3,55	1,775	0,020	0,036
Operador de maquinaria C1	0,500	3,93	1,965	0,020	0,039
SUBTOTAL N					0,290

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Plancha de acero ASTM A36, e=25mm	kg	1,0000	1,8000	1,80000
Soldadura 70/18*1/8" tipo indura	kg	0,0400	3,7500	0,15000
Disco de corte	UNIDAD	0,0250	1,2900	0,03225
Anticorrosivo cromato zinc	gal	0,0040	10,5200	0,04208
Esmalte galidden aluminio (galidden)	gal	0,0050	20,0500	0,10025
Thinner comercial (diluyente)	gal	0,0080	6,50000	0,05200
SUBTOTAL O				2,177

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,218

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			2,747
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%
OTROS INDIRECTOS %			0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO			3,16
VALOR OFERTADO			3,16

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.5.2

UNIDAD: u

DETALLE: SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,020	0,010
EQUIPOS SUBTOTAL					0,010

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,020	0,008
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,020	0,070
Fierrero D2	1,000	3,55	3,550	0,020	0,071
SUBTOTAL N					0,149

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Pernos de anclaje 3/4"	u	1,0000	1,0000	1,00000
SUBTOTAL O				1,000

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,100

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			1,259
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%
OTROS INDIRECTOS %			0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO			1,45
VALOR OFERTADO			1,45

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.5.3 UNIDAD: kg
 DETALLE: ACERO ESTRUCTURAL DE VIGAS FABRICADAS A PARTIR DE PLANCHAS ASTM A-36 (S)

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,020	0,010
Compresor soplete	0,500	1,300	0,650	0,020	0,013
Soldadora	0,500	3,930	1,965	0,020	0,039
Grúa	0,500	3,930	1,965	0,020	0,039
EQUIPOS SUBTOTAL					0,062

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Perfilero C2	1,000	3,74	3,740	0,020	0,075
Peón Categoría E2	2,000	3,51	7,020	0,020	0,140
Soldador	0,500	3,55	1,775	0,020	0,036
Operador de maquinaria C1	0,500	3,93	1,965	0,020	0,039
SUBTOTAL N					0,290

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Plancha de acero ASTM A36, e=25mm	kg	1,0000	1,8000	1,80000
Soldadura 70/18*1/8" tipo indura	kg	0,0400	3,7500	0,15000
Disco de corte	UNIDAD	0,0250	1,2900	0,03225
Anticorrosivo cromato zinc	gal	0,0040	10,5200	0,04208
Esmalte galidden aluminio (galidden)	gal	0,0050	20,0500	0,10025
Thinner comercial (diluyente)	gal	0,0080	6,50000	0,05200
SUBTOTAL O				2,177

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,218

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				2,747
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%	0,412
OTROS INDIRECTOS %				0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO				3,16
VALOR OFERTADO				3,16

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.5.4

UNIDAD: m2

DETALLE: HORMIGÓN SIMPLE DE LOSA f'c=240 Kg/cm2 (INCLUYE MALLA ELECTROSOLDADA)

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	1,850	0,925
Bomba	1,000	1,610	1,610	1,850	2,979
Cizalla	1,000	0,800	0,800	1,850	1,480
EQUIPOS SUBTOTAL					5,384

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	1,850	0,727
Albañil D2	1,000	3,74	3,740	1,850	6,919
Peón Categoría E2	5,000	3,51	17,550	1,850	32,468
Fierrero D2	1,000	3,55	3,550	1,850	6,568
SUBTOTAL N					46,681

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Hormigón f'c=240 kg/cm2	m3	1,0000	1,8000	1,80000
Malla electrosoldada ARMEX 3x2,4m	m2	1,0000	2,6300	2,63000
Alambre galvanizado #14	kg	0,0500	1,4800	0,07400
SUBTOTAL O				4,504

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,450

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			57,019
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%
OTROS INDIRECTOS %			0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO			65,57
VALOR OFERTADO			65,57

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.5.5

UNIDAD: m2

DETALLE: STEEL PANEL PARA 5CM DE ESPESOR

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,130	0,065
Cortadora de hierro	1,000	1,250	1,250	0,130	0,163
Tornilladora	1,000	1,000	1,000	0,130	0,130
EQUIPOS SUBTOTAL					0,358

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,130	0,051
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,130	0,456
Fierrero D2	1,000	3,55	3,550	0,130	0,462
SUBTOTAL N					0,969

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Novalosa/steel panel para 5cm	u	1,0000	12,3500	12,35000
Tornillos 1/2"	m2	1,0000	0,5000	0,50000
SUBTOTAL O				12,850

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				1,285

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				15,461
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%	2,319
OTROS INDIRECTOS %				0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO				17,78
VALOR OFERTADO				17,78

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.5.6

UNIDAD: u

DETALLE: CONEXIÓN VIGA-VIGA

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,085	0,043
Cizalla	1,000	0,800	0,800	0,085	0,068
Soldadora	0,500	3,930	1,965	0,085	0,167
EQUIPOS SUBTOTAL					0,278

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,085	0,033
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,085	0,298
Perfilero D2	1,000	3,74	3,740	0,085	0,318
SUBTOTAL N					0,650

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Placa de acero ASTM A36, e=12mm	kg	5,6500	1,4000	7,91000
Soldadura 70/18*1/8" tipo indura	kg	0,0400	3,7500	0,15000
Disco de corte	UNIDAD	0,0250	1,2900	0,03225
Anticorrosivo cromato zinc	gal	0,0040	10,5200	0,04208
Esmalte galidden aluminio (galidden)	gal	0,0050	20,0500	0,10025
Thinner comercial (diluyente)	gal	0,0080	6,50000	0,05200
SUBTOTAL O				8,287

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,829

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				10,042
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%	1,506
OTROS INDIRECTOS %				0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO				11,55
VALOR OFERTADO				11,55

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.5.7

UNIDAD: u

DETALLE: CONEXIÓN VIGA-COLUMNNA

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,085	0,043
Cizalla	1,000	0,800	0,800	0,085	0,068
Soldadora	0,500	3,930	1,965	0,085	0,167
EQUIPOS SUBTOTAL					0,278

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,085	0,033
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,085	0,298
Perfilero D2	1,000	3,74	3,740	0,085	0,318
SUBTOTAL N					0,650

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Placa de acero ASTM A36, e=12mm	kg	48,5500	1,4000	67,97000
Soldadura 70/18*1/8" tipo indura	kg	0,0400	3,7500	0,15000
Disco de corte	UNIDAD	0,0250	1,2900	0,03225
Anticorrosivo cromato zinc	gal	0,0040	10,5200	0,04208
Esmalte galidden aluminio (galidden)	gal	0,0050	20,0500	0,10025
Thinner comercial (diluyente)	gal	0,0080	6,50000	0,05200
SUBTOTAL O				68,347

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				6,835

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				76,108
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%	11,416
OTROS INDIRECTOS %				0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO				87,52
VALOR OFERTADO				87,52

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.6.1

UNIDAD: kg

DETALLE: ACERO ESTRUCTURAL A36 ARMADURAS

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,020	0,010
Cizalla	0,500	0,800	0,400	0,020	0,008
Soldadora	0,500	3,930	1,965	0,020	0,039
EQUIPOS SUBTOTAL					0,057

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,020	0,008
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,020	0,070
Perfilero D2	1,000	3,74	3,740	0,020	0,075
SUBTOTAL N					0,153

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Tubo cuadrado ASTM A36,	kg	48,5500	0,1500	7,28250
Soldadura 70/18*1/8" tipo indura	kg	0,0400	3,7500	0,15000
Disco de corte	UNIDAD	0,0250	1,2900	0,03225
Anticorrosivo cromato zinc	gal	0,0040	10,5200	0,04208
Esmalte galidden aluminio (galidden)	gal	0,0050	20,0500	0,10025
Thinner comercial (diluyente)	gal	0,0080	6,50000	0,05200
SUBTOTAL O				7,659

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,766

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			8,635
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%
OTROS INDIRECTOS %			0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO			9,93
VALOR OFERTADO			9,93

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.6.2

UNIDAD: kg

DETALLE: ACERO ESTRUCTURAL A36 CORREAS

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,020	0,010
Cizalla	0,500	0,800	0,400	0,020	0,008
Soldadora	0,500	3,930	1,965	0,020	0,039
EQUIPOS SUBTOTAL					0,057

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,020	0,008
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,020	0,070
Perfilero D2	1,000	3,74	3,740	0,020	0,075
SUBTOTAL N					0,153

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Correa "G" ASTM A36,	kg	48,5500	0,1200	5,82600
Soldadura 70/18*1/8" tipo indura	kg	0,0400	3,7500	0,15000
Disco de corte	UNIDAD	0,0250	1,2900	0,03225
Anticorrosivo cromato zinc	gal	0,0040	10,5200	0,04208
Esmalte galidden aluminio (galidden)	gal	0,0050	20,0500	0,10025
Thinner comercial (diluyente)	gal	0,0080	6,50000	0,05200
SUBTOTAL O				6,203

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,620

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			7,033
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%
OTROS INDIRECTOS %			0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO			8,09
VALOR OFERTADO			8,09

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.7.1

UNIDAD: m2

DETALLE: ENLUCIDO INTERIOR

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,082	0,041
Andamio	0,500	0,150	0,075	0,082	0,006
EQUIPOS SUBTOTAL					0,047

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,082	0,032
Albañil D2	1,000	3,74	3,740	0,082	0,307
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,082	0,288
SUBTOTAL N					0,288

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Cemento	sacos	0,5500	7,6800	4,22400
Arena	m3	0,0600	10,0000	0,60000
Agua	m3	0,1300	0,8500	0,11050
SUBTOTAL O				4,935

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,493

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				5,763
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%	0,864
OTROS INDIRECTOS %				0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO				6,63
VALOR OFERTADO				6,63

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.7.2
 DETALLE: ENLUCIDO EXTERIOR

UNIDAD: m2

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,100	0,050
Andamio	0,500	0,150	0,075	0,100	0,008
EQUIPOS SUBTOTAL					0,058

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,100	0,039
Albañil D2	1,000	3,74	3,740	0,100	0,374
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,100	0,351
SUBTOTAL N					0,351

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Cemento	sacos	0,5500	7,6800	4,22400
Arena	m3	0,0600	10,0000	0,60000
Agua	m3	0,1300	0,8500	0,11050
SUBTOTAL O				4,935

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,493

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				5,836
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%	0,875
OTROS INDIRECTOS %				0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO				6,71
VALOR OFERTADO				6,71

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.7.3
 DETALLE: ENLUCIDO DE TUMBADO

UNIDAD: m2

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,100	0,050
Andamio	0,500	0,150	0,075	0,100	0,008
EQUIPOS SUBTOTAL					0,058

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,100	0,039
Albañil D2	1,000	3,74	3,740	0,100	0,374
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,100	0,351
SUBTOTAL N					0,351

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Cemento	sacos	0,6500	7,6800	4,99200
Arena	m3	0,0700	10,0000	0,70000
Agua	m3	0,1500	0,8500	0,12750
SUBTOTAL O				5,820

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,582

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			6,810
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%
OTROS INDIRECTOS %			0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO			7,83
VALOR OFERTADO			7,83

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.7.4

UNIDAD: m3

DETALLE: LOSETA DE HORMIGÓN ARMADO PARA MESONES

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	1,850	0,925
EQUIPOS SUBTOTAL					0,925

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	1,850	0,727
Albañil D2	1,000	3,74	3,740	1,850	6,919
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	1,850	6,494
Fierrero D2	1,000	3,55	3,550	1,850	6,568
SUBTOTAL N					13,061

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
HORMIGON PREMEZCLADO F'C=210KG/CM2	m3	0,1000	130,0000	13,00000
ENCOFRADO	ml	1,0000	2,4500	2,45000
DESMOLDANTE	m3	0,1000	0,8500	0,08500
ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	5,2500	1,0500	5,51250
ALAMBRE DE AMARRE #18	kg	0,1600	1,35000	0,21600
SUBTOTAL O				21,264

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				2,126

		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		37,376
		INDIRECTOS Y UTILIDADES %		15,00% 5,606
		OTROS INDIRECTOS %		0,000
		COSTO TOTAL DEL RUBRO		42,98
		VALOR OFERTADO		42,98

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.7.5

UNIDAD: m2

DETALLE: IMPERMEABILIZACIONES DE LOSAS DE CUBIERTAS

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,300	0,150
EQUIPOS SUBTOTAL					0,150

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,300	0,118
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,300	1,053
SUBTOTAL N					1,053

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Impermeabilizante Permaseal Wesco	lts	1,2000	5,5900	6,70800
Agua	m3	1,0000	0,8500	0,85000
SUBTOTAL O				7,558

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,756

		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		9,517
		INDIRECTOS Y UTILIDADES %		15,00%
		OTROS INDIRECTOS %		0,000
		COSTO TOTAL DEL RUBRO		10,94
		VALOR OFERTADO		10,94

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.7.6

UNIDAD: m2

DETALLE: RAMPAS DE HORMIGÓN FC=280 KG/CM2 ACABADO RALLADO Y PULIDO FRANJA 7 CM

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,100	0,050
EQUIPOS SUBTOTAL					0,050

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,100	0,039
Albañil D2	1,000	3,74	3,740	0,100	0,374
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,100	0,351
Ferrero D2	1,000	3,55	3,550	0,100	0,355
SUBTOTAL N					1,080

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Hormigón premezclado f'c=280 kg/cm2	m3	0,1100	151,4500	16,65950
Encofrado	m2	0,1000	2,4500	0,24500
Desmoldante	m3	0,2000	0,8500	0,17000
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	0,6000	1,0500	0,63000
Alambre de amarre #18	kg	1,0000	1,35000	1,35000
Malla electrosoldada	m2	1,0000	2,63000	2,63000
SUBTOTAL O				21,685

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				2,168

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				24,983
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%	3,747
OTROS INDIRECTOS %				0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO				28,73
VALOR OFERTADO				28,73

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.7.7

UNIDAD: ml

DETALLE: CUADRADA DE BOQUETES

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,035	0,018
EQUIPOS SUBTOTAL					0,018

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,035	0,014
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,035	0,123
SUBTOTAL N					0,123

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Cemento	sacos	0,5500	7,6800	4,22400
Arena	m3	0,0600	10,0000	0,60000
Agua	m3	0,1500	0,8500	0,12750
SUBTOTAL O				4,952

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,495

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			5,587
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00% 0,838
OTROS INDIRECTOS %			0,000
COSTO TOTAL DEL RUBRO			6,43
VALOR OFERTADO			6,43

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.7.8

UNIDAD: ml

DETALLE: ENLUCIDO DE FILOS

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,035	0,018
EQUIPOS SUBTOTAL					0,018

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,035	0,014
Albañil D2	1,000	3,74	3,740	0,035	0,131
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,035	0,123
SUBTOTAL N					0,254

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Cemento	sacos	0,2500	7,6800	1,92000
Arena	m3	0,0500	10,0000	0,50000
Agua	m3	0,1000	0,8500	0,08500
SUBTOTAL O				2,505

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,251

		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		3,027
		INDIRECTOS Y UTILIDADES %		15,00%
		OTROS INDIRECTOS %		0,000
		COSTO TOTAL DEL RUBRO		3,48
		VALOR OFERTADO		3,48

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 2.1.1

UNIDAD: m2

DETALLE: PORCELANATO ANTIDESLIZANTE 60X60

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,450	0,225
EQUIPOS SUBTOTAL					0,225

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,450	0,177
Albañil D2	1,000	3,74	3,740	0,450	1,683
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,450	1,580
SUBTOTAL N					3,263

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Porcelanato antideslizante 60x60cm	m2	1,0000	14,9300	14,93000
Bondex	saco	0,4500	11,8600	5,33700
Agua	m3	0,1000	0,8500	0,08500
SUBTOTAL O				20,352

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				2,035

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			25,875
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00% 3,881
	OTROS INDIRECTOS %			0,000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO			29,76
	VALOR OFERTADO			29,76

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 2.1.2
 DETALLE: CERÁMICA PARA PISOS EN BAÑO 30X30 CM

UNIDAD: m2

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,450	0,225
EQUIPOS SUBTOTAL					0,225

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,450	0,177
Albañil D2	1,000	3,74	3,740	0,450	1,683
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,450	1,580
SUBTOTAL N					3,263

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Porcelanato antideslizante 60x60cm	m2	1,0000	9,4700	9,47000
Bondex	saco	0,4500	11,8600	5,33700
Agua	m3	0,1000	0,8500	0,08500
SUBTOTAL O				14,892

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				1,489

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			19,869
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %			15,00%
	OTROS INDIRECTOS %			0,000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO			22,85
	VALOR OFERTADO			22,85

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

EDIFICIO RESIDENCIAL METÁLICO EN MILAGRO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 2.2.1
 DETALLE: TUMBADOS GYPSUM

UNIDAD: m2

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,500	1,000	0,500	0,210	0,105
EQUIPOS SUBTOTAL					0,105

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro en ejecución de obras civiles C1	0,100	3,93	0,393	0,210	0,083
Instalador de revestimiento en general D2	2,000	3,74	7,480	0,210	1,571
Peón Categoría E2	1,000	3,51	3,510	0,210	0,737
SUBTOTAL N					2,308

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Plancha de Gypsum	m2	1,0000	8,5000	8,50000
SUBTOTAL O				8,500

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL P				0,850

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		11,763
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %	15,00%	1,764
	OTROS INDIRECTOS %		0,000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO		13,53
	VALOR OFERTADO		13,53

ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA

FIRMA

Anexo B
Planos

BIBLIOGRAFÍA

American Institute of Steel Construction. (2016). *Base Plate and Anchor Rod Design*. American Institute of Steel Construction, Minneapolis.

American Institute of Steel Construction. (2016). *Especificaciones para construcciones de acero*. Asociación Latinoamericana del Acero.

American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Committee on Specifications. Chicago: AISC.

American Institute of Steel Construction. (2016). *Specifications for structural steel Buildings*. Specification, Committee on Specifications, Chicago.

American Institute of Steel Construction; Structural Steel Educational Council. (2012). *Seismic Design Manual*. American Institute of Steel Construction; Structural Steel Educational Council. Chicago: AISC.

Asociación Latinoamericana de Acero. (2010). *Especificaciones ANSI/AISC - 360-10*. Especificaciones de diseño, Asociación Latinoamericana de Acero, Santiago de Chile.

Barahona, D., Sagñay Novay, A. L., & Villa Ramos, X. M. (2014). Evaluación y propuesta de diseño sismo-resistente para viviendas construidas con materiales no tradicionales (hormi-2) en la ciudad de Riobamba. Chimborazo, Ecuador. Obtenido de <http://dspace.unach.edu.ec/handle/51000/534>

Bergmann, R., Matsui, C., Meinsma, C., & Dutta, D. (1995). *Design Guide for concrete filled hollow section columns under static and seismic loads*. Design Guide, Construction with hollow steel sections, Germany.

Crisafulli, F. J. (2014). *Diseño Sismorresistente de construcciones de acero*. Asociación Latinoamericana de Acero, Santiago de Chile.

Department of Homeland Security, Mitigation Division. (s.f.). *Multihazard Loss Estimation Methodology Hazus MH MR5*. Technical Manual, Federal Emergency Management Agency, Department of Homeland Security, Washington.

Department of Homeland Security ; Mitigation Division. (2001). *Earthquake Loss Estimation Methodology HAZUS-MH2.1*. Technical and User's Manual, Federal Emergency Management Agency, Department of Homeland Security, Washington.

Department of Homeland Security. (s.f.). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology Hazus-MH 2.1*. User Manual, Federal Emergency Management Agency, Department of Homeland Security, Washington.

Díaz La Rosa Sánchez, M. A. (2016). *Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos*. Tesis título profesional, Universidad Privada Antenor Orrego, Lima.

Engelhardt, M. (2007). *Pórticos arriostrados concéntricamente*. Universidad de Texas Austin, Texas.

Herrera, R. (2007). *Diseño Sismorresistente de estructuras de acero*. Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, Santiago.

Hormi 2. (2016). Obtenido de <http://hormi2.com/tipos-de-panel/>

Instituto Técnico de la Estructura en Acero. (s.f.). *Diseño sísmico*.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción- Cargas No Sísmicas*. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Obtenido de <https://online.portoviejo.gob.ec/docs/nec5.pdf>

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Estructuras de acero*. Ecuador: Dirección de Comunicación Social. Obtenido de <https://online.portoviejo.gob.ec/docs/nec3.pdf>

NOVACERO. (2014). Obtenido de <http://www.novacero.com/catalogo-productos/sistemas-constructivos-estructurales/novalosa.html#novalosa-55>