



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“DISEÑO ESTRUCTURAL METALICO DEL AULARIO DE LA UNIVERSIDAD
ESTATAL DE MILAGRO MEDIANTE ANALISIS NO LINEAL ESTATICO
(PUSHOVER).”**

PROYECTO DE GRADO

Previo a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

LUIS FERNANDO GUEVARA ENRIQUEZ

EDWIN ANDRÉS ZURITA GARCÍA

GUAYAQUIL - ECUADOR
2018

DEDICATORIA

A mis padres Luis Guevara e Isabel Enriquez por su claro ejemplo de arduo trabajo, gran amor y sabios consejos que me inculcaron desde pequeño para permitirme ser una persona correcta, a mis amigos que estuvieron ahí cuando más los necesité durante mi formación profesional.

Luis Fernando Guevara Enriquez

DEDICATORIA

A mi padre que en todo momento supo aconsejarme. A mis tías que incondicionalmente me han apoyado en cada momento. A mis primos los cuales siempre voy a considerar como mis mejores amigos y a mi madre quien a caminado junto a mi en todas las etapas de mi vida y la mayor razón por la que he llegado hasta estas instancias. Dedico este trabajo a ellos, puesto que representa el fruto de su gran influencia en mi vida.

Edwin Andrés Zurita García

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios por brindarnos las fuerzas y coraje necesarios para alcanzar nuestros objetivos y permitirnos llegar en esta etapa de la vida. Gracias a la Escuela Superior Politécnica del Litoral y a sus docentes por compartir los conocimientos y valores que nos permitirán ser profesionales honrados y comprometidos en cada etapa de nuestra vida cotidiana. A nuestros compañeros y amigos por brindar siempre el apoyo necesario.

Luis Fernando Guevara Enriquez

Edwin Andrés Zurita García

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; **Luis Fernando Guevara Enriquez y Edwin Andrés Zurita García** damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

Luis Fernando Guevara Enriquez

Edwin Andrés Zurita García

EVALUADORES

Ing. Miguel Ángel Chávez M., PhD.
PROFESOR DE LA MATERIA

Ing. Guillermo Javier Muñoz Villa. Msc.
PROFESOR TUTOR

RESUMEN

El presente trabajo incluye un manual de diseño de una estructura metálica, tomando como ejemplo el proyecto del Aulario de la Universidad Estatal de milagro. También se expone una breve comparación entre los métodos espectral modal y análisis no lineal. Se llega a determinar que el análisis no lineal es una mejor metodología de diseño debido a la cantidad de información que es capaz de transmitir.

Para realizar el diseño estructural se necesitaron datos de estudios de suelo y planos arquitectónicos. Con estos datos se procede a realizar inicialmente el predimensionamiento de la estructura, después el diseño usando el método espectral modal, a continuación realizar el análisis no lineal, se diseña la cimentación y con las conexiones y elementos complementarios. El trabajo se realiza siguiendo las normas AISC, ASCE y NEC.

Se demuestra que el predimensionamiento para estructuras no regulares no es eficiente, aunque es necesario para chequear el estado de las secciones a utilizar. Debido a la irregularidad de la estructura se obtuvo una gran cantidad de conexiones, donde principalmente se trabajó con RBS y End Plate Unstiffened.

La junta sísmica de la estructura fue necesario cambiarla debido a que el análisis no lineal demandaba una mayor, sin embargo no fue apreciable en el análisis espectral modal.

Palabras claves: *Conexiones, Diseño estructural metálico, Análisis no lineal, Pushover, RBS, End Plate Unstiffened, espectral modal, ETABS.*

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	i
AGRADECIMIENTO.....	iii
DECLARACIÓN EXPRESA.....	iv
TRIBUNAL DE GRADUACIÓN.....	¡Error! Marcador no definido.
RESUMEN.....	i
ÍNDICE GENERAL.....	ii
ABREVIATURAS.....	v
SIMBOLOGÍA.....	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
ÍNDICE DE TABLAS.....	xii
CAPÍTULO 1.....	15
1. Introducción.....	1
1.1. Descripción del problema.....	2
1.2. Justificación del problema.....	4
1.3. Objetivos.....	4
1.3.1. Objetivo General.....	4
1.3.2. Objetivos Específicos.....	4
1.4. Marco teórico.....	5
1.4.1. Rótula plástica.....	6
1.4.2. Modos de vibración.....	7
1.4.3. Método Modal Espectral.....	7
1.4.4. Análisis Estático.....	8
1.4.5. Recomendaciones del AISC 360 para edificios en acero tipo IMF .	9
1.4.6. IMF.....	10
1.4.7. Marcos comunes (OMF).....	11
1.5. Metodología.....	12
1.6. Prediseño de Columnas.-.....	14

1.7. Prediseño de Vigas	19
1.8. RELACION VIGA COLUMNA.....	65
1.8.1. DETALLES DE CONEXIÓN	65
1.8.2. DETALLES DE SOLDADURA.....	66
1.9. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.....	66
CAPÍTULO 2.....	76
TRABAJOS DE CAMPO, LABORATORIO Y GABINETE	76
2.1. Procesamiento de Perforación	78
2.2. Correcciones de los Valores de N obtenidos en el ensayo SPT	78
CAPÍTULO 3.....	92
RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	92
3.1. Resultados	93
CAPÍTULO 4.....	143
ESTUDIO AMBIENTAL	143
4.1. Introducción.....	144
4.2. Objetivos	145
4.2.1. Objetivo General.....	145
4.2.2. Objetivos Específicos	145
4.3. Marco Legal.....	146
4.3.1. Normativa Ambiental Nacional	146
4.4. Fase de Movimiento de Tierras y Construcción	147
4.5. Fase de Ejecución:.....	147
4.6. Descripción de la obra, proyecto y análisis de alternativas	147
4.6.1. Antes de la excavación.....	148
4.6.2. Posterior a la excavación	148
4.7. Recursos Afectados	152
4.7.1. Agua	152
4.7.2. Aire	152
4.7.3. Ruido	153
4.7.4. Suelo	153
4.7.5. Flora	153
4.7.6. Fauna	153
4.7.7. Social.....	153

4.7.8. Socio Económico.....	154
4.7.9. Identificación y Evaluación de Impactos Ambientales	154
4.8. Matriz de entradas y salidas.....	154
4.9. Introducción a aspectos e impactos ambientales	175
4.10. Identificación de aspectos ambientales.....	176
4.10.1. Identificar las operaciones y procesos.....	177
4.10.2. Analizar las etapas.....	178
4.11. Evaluación de Impactos Ambientales.....	178
4.11.1. Magnitud	178
4.11.2. Peligrosidad	179
CAPÍTULO 5.....	196
CONCLUSIOINES Y RECOMENDACIONES.....	196
BIBLIOGRAFÍA.....	199

ABREVIATURAS

ACI	American Concrete Institute
AE	Acero Estructural
AISC	American Institute of Steel Construction
APU	Análisis de Precios Unitarios
ASCE	American Society of Civil Engineers
C	Columna
ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
ETABS	Programa Estructural
GPS	Global Positioning System
HA	Hormigón Armado
INEC	Instituto Nacional de Estadística y Censo
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
NEC SE AC	NEC: Estructuras de Acero
NEC SE CG	NEC: Cargas No Sísmicas
NEC SE DS	NEC: Peligro Sísmico
NEC SE HM	NEC: Estructuras de Hormigón Armado
NEC SE MD	NEC: Estructuras de Madera
PCRM	Pórticos de Concreto Resistente a Momentos
UTM	Universal Transverse Mercator
VP	Viga Principal

SIMBOLOGÍA

α	Coeficiente de periodo de vibración
A_g	Área gruesa o bruta
$A_{s,min}$	Área de acero mínima
A_{st}	Área de acero
A_T	Área de influencia
b	Base
cm	Centímetro
C_s	Coeficiente de respuesta sísmica
C_t	Coeficiente de periodo de vibración
D	Carga muerta
d	Distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero de refuerzo
db	diámetro de varilla longitudinal
$dest$	Diámetro de estribo
E	Módulo de Young
F_a	Coeficiente de amplificación de espectro elástico de aceleraciones
f'_c	Esfuerzo máximo de compresión
F_d	Coeficiente de amplificación de espectro elástico de desplazamientos

fm	Esfuerzo a flexión admisible
Fs	Coefficiente de comportamiento no lineal de los suelos
ft	Esfuerzo por tracción admisible
fv	Esfuerzo a cortante admisible
fy	Esfuerzo de fluencia de acero
h	altura
H	Espesor total
I	Coefficiente de Importancia
k	Exponente de altura de la estructura
kg	Kilogramo
kg/cm ²	Kilogramo/centímetro cuadrado
kg/m ³	Kilogramo/metros cúbicos
Km	Factor de magnificación de momentos
km ²	Kilómetros cuadrados
KN	Kilonewtons
L	Carga viva
l _{ef}	Longitud efectiva
L _r	Carga de cubierta
m	metros
M	Momento
m ²	metros cuadrados
m ³	metros cúbicos
mm	milímetros
MPa	Megapascales
N	Carga axial aplicada
N _{adm}	Carga axial admisible

N_{cr}	Carga crítica de Euler
\emptyset	Diámetro de varilla
\emptyset_e	Coeficiente de irregularidad en elevación
\emptyset_p	Coeficiente de irregularidad en planta
r	Factor de espectro de diseño elástico
R	Factor de reducción de fuerzas sísmicas
S	Carga por granizo
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones
S_{max}	Separación máxima entre estribos
S_{min}	Separación mínima entre estribos
T_a	Periodo de vibración
T_c	Periodo límite de vibración
T_o	Periodo límite de vibración
$tonf$	Tonelada-fuerza
V	Cortante basal
W	Peso sísmico
W_d	Carga muerta por área
W_i	Peso por nivel
W_l	Carga viva por área
W_{pp}	Carga por peso propio
W_t	Carga total
Z	Factor de zona sísmica
Δ	Deriva
η	Relación de amplificación espectral
λ	Relación de esbeltez
ρ	Cuantía de acero

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Geometría del panel de la columna.....	16
Figura 1.2 Geometría del panel de viga a utilizar.	21
Figura 1.3 Diagrama Mn vs Lb. Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)	26
Figura 1.4. Exportación del Grid System.	29
Figura 1.5 Exportación del Grid System.	29
Figura 1.6. Exportación del Grid System.	29
Figura 1.7. Definición de materiales de trabajo.....	30
Figura 1.8. Definición de materiales de trabajo.....	30
Figura 1.9. Ingreso de Valores del Hormigón.	31
Figura 1.10 Definición de Secciones.....	31
Figura 1.11 Definición de Secciones.	32
Figura 1.12 Definición de secciones de la Losa.....	32
Figura 1.13 Definición de secciones de la Losa.....	33
Figura 1.14 Dibujo de la primera Estructura.	33
Figura 1.15 Dibujo de la segunda Estructura. Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)	34
Figura 1.16 Alineación de los Ejes Locales.	34
Figura 1.17 Alineación de los Ejes Locales.	35
Figura 1.18 Ingreso de las cargas de la Estructura.	35
Figura 1.19 Ingresos de las cargas de la Estructura.....	37
Figura 1.20 Asignación de Cargas en Vigas Portadoras.	37
Figura 1.21 Asignación de Cargas en Vigas Portadoras.	38
Figura 1.22 Procedimiento para ingresar Carga de Sismo.	38
Figura 1.23 Procedimiento para ingresar Carga de Sismo. Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018).....	39
Figura 1.24 Espectro de diseño.	41
Figura 1.25 Ingreso de Carga Sísmica.	42
Figura 1.26 Ingreso de carga Sísmica.	42
Figura 1.27 Procedimiento para Deformación como Piso Rígido.	43
Figura 1.28. Procedimiento para Deformación como Piso Rígido.	43
Figura 1.29 Ejecución del Programa.....	43
Figura 1.30 Ejecución del Programa.....	44
Figura 1.31 Revisión de Torsión.	44
Figura 1.32 Revisión de Torsión.	44
Figura 1.33 Uso de Herramienta Steel Frame Design.	44
Figura 1.34 Revisión de Parámetros. Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)	45
Figura 1.35 Parámetros para una Estructura IMF.....	46

Figura 1.36	Selección de las combinaciones de carga.....	47
Figura 1.37	Diagrama Momento-Rotación.....	49
Figura 1.38	Parámetros para análisis no lineal Fuente: ASCE 41-13 tabla 9-6	50
Figura 1.39	Asignación de rótulas plásticas 1.....	51
Figura 1.40	Definición de rótulas plásticas 2	51
Figura 1.41	Comprobación de rótulas plásticas 3.....	52
Figura 1.42	Comprobación de rótulas plásticas 4.....	52
Figura 1.43	Comprobación de rótulas plásticas 5.....	52
Figura 1.44	Comprobación de rótulas plásticas 6.....	54
Figura 1.45	Comprobación de rótulas plásticas 7.....	54
Figura 1.46	Comprobación de rótulas plásticas 8.....	55
Figura 1.47	Comprobación de rótulas plásticas 9.....	55
Figura 1.48	Comprobación de rótulas plásticas 10 Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018).....	56
Figura 1.49	Comprobación de rótulas plásticas 11 Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018).....	56
Figura 1.50	Conexión RBS	59
Figura 1.51	Conexión RBS	61
Figura 1.52	Conexión RBS 2.	62
Figura 1.53	Conexión RBS	63
Figura 1.54	Conexión RBS 2.	66
Figura 2.1	Gráfico Esfuerzo Vs Deformación.....	80
Figura 2.2	Gráfico Esfuerzo Vs Deformación perforación 1, muestra 1.....	81
Figura 2.3	Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 1, muestra 2.....	82
Figura 2.4	Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 1, muestra 3.....	83
Figura 2.5	Gráfico Esfuerzo Vs Deformación. Perforación 2, Muestra 1	84
Figura 2.6	Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 2, Muestra 2.....	85
Figura 2.7	Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 2, Muestra 3.....	86
Figura 2.8	Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 3, Muestra 2.....	87
Figura 2.9	Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 3, Muestra 3.....	88
Figura 2.10	Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 4, Muestra 1	89
Figura 2.11	Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 4, Muestra 2.....	90
Figura 2.12	Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 4, Muestra 3.....	91
Figura 3.1	Detalle piso 1, estructura 1.	104
Figura 3.2	Detalle piso 2, estructura 1.	104
Figura 3.3	Detalle piso 3, estructura 1.	105
Figura 3.4	Detalle piso 4, estructura 1.	105
Figura 3.5	Detalle piso 1, estructura 2.	106
Figura 3.6	Detalle piso 2, estructura 2.	106
Figura 3.7	Detalle piso 3, estructura 2.	107
Figura 3.8	Detalle piso 1, estructura 1.	108
Figura 3.9	Detalle piso 2, estructura 1.	108
Figura 3.10	Detalle piso 3, estructura 1.	109
Figura 3.11	Detalle piso 4, estructura 1.	109

Figura 3.12	Detalle piso 1, estructura 2.....	110
Figura 3.13	Detalle piso 2, estructura 2.....	110
Figura 3.14	Detalle piso 3, estructura 2.....	111
Figura 3.15	Revisión de datos de vigas principales.....	111
Figura 3.16	Longitudes de torsión lateral.....	112
Figura 3.17	Piso 1, estructura 1.....	113
Figura 3.18	Piso 2, estructura 1.....	113
Figura 3.19	Piso 3, estructura 1.....	114
Figura 3.20	Piso 3, estructura 1.....	114
Figura 3.21	Piso 2, estructura 1.....	115
Figura 3.22	Piso 2, estructura 2.....	115
Figura 3.23	Piso 3, estructura 2.....	116
Figura 3.24	Vigas secundarias.....	116
Figura 3.25	Vigas secundarias.....	117
Figura 3.26	Curva Cortante Basal Vs Desplazamiento en sentido x estructura 1... 126	126
Figura 3.27	Curva Cortante Basal Vs Desplazamiento en sentido y estructura 1.... 126	126
Figura 3.28	Curva Cortante Basal Vs Desplazamiento en sentido x estructura 2... 127	127
Figura 3.29	Curva Cortante Basal Vs Desplazamiento en sentido y estructura 2.... 127	127
Figura 3.30	Desplazamiento objetivo de la estructura 1 en el eje "x"	128
Figura 3.31	Desplazamiento objetivo de la estructura 1 en el eje "y"	130
Figura 3.32	Desplazamiento objetivo de la estructura 2 en el eje "x"	130
Figura 3.33	Desplazamiento objetivo de la estructura 2 en el eje "y"	131
Figura 3.34	Comportamiento de la estructura 1 dirección del sismo X.....	132
Figura 3.35	Comportamiento de la estructura 1 dirección del sismo en X.....	132
Figura 3.36	Comportamiento de la estructura 1 dirección del sismo en X.....	133
Figura 3.37	Comportamiento de la estructura 1 dirección del sismo en X.....	133
Figura 3.38	Comportamiento de la estructura 1 dirección del sismo en X.....	134
Figura 3.39	Comportamiento de la estructura 1 dirección del sismo en Y	134
Figura 3.40	Comportamiento de la estructura 1 dirección del sismo en Y.....	135
Figura 3.41	Comportamiento de la estructura 1 dirección del sismo en Y.....	135
Figura 3.42	Comportamiento de la estructura 1 dirección del sismo en Y.....	136
Figura 3.43	Comportamiento de la estructura 2 dirección del sismo en X.....	136
Figura 3.44	Comportamiento de la estructura 2 dirección del sismo en Y.....	137
Figura 3.45	Comportamiento de 1 dirección del sismo en X con 50% más de desplazamiento	137
Figura 3.46	Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en X con un 50% más de desplazamiento. (b)	138
Figura 3.47	Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en X con un 50% más de desplazamiento. (c)	138
Figura 3.48	Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en Y con un 50% más de desplazamiento. (a)	139
Figura 3.49	Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en Y con un 50% más de desplazamiento. (b)	139

Figura 3.50 Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en Y con un 50% más de desplazamiento. (c)	140
Figura 4.1 Relación entre Aspecto ambiental e impacto ambiental	176

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Columna central.	15
Tabla 1.2 Aplicaciones de las secciones del Capítulo E.	19
Tabla 1.3 Prediseño de vigas secundarias.....	20
Tabla 1.4 Sección para la aplicación de las secciones del Capítulo F.....	22
Tabla 1.5 Espectro elástico de diseño en aceleraciones	40
Tabla 2.1 Tabla de Cuadro de Exploraciones	77
Tabla 2.2 Tabla de procedimiento de normas ASTM	78
Tabla 2.3 Datos para perforación 1	80
Tabla 2.4 Tabla de Ensayo de Compresión 1	80
Tabla 2.5 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 1, muestra 1	81
Tabla 2.6 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 1, muestra 1	81
Tabla 2.7 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 1, muestra 2	82
Tabla 2.8 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 1, muestra 2	82
Tabla 2.9 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 1, muestra 3	83
Tabla 2.10 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 1, Muestra 3	83
Tabla 2.11 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 2, Muestra 1	84
Tabla 2.12 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 2, Muestra 1	84
Tabla 2.13 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 2, Muestra 2	85
Tabla 2.14 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 2, Muestra 2	85
Tabla 2.15 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 2, Muestra 3	86
Tabla 2.16 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 2, Muestra 3	86
Tabla 2.17 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 3, Muestra 2	87
Tabla 2.18 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 3, Muestra 2	87
Tabla 2.19 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 3, Muestra 3	88
Tabla 2.20 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 3, Muestra 3	88
Tabla 2.21 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 4, Muestra 1	89
Tabla 2.22 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 4, Muestra 1	89
Tabla 2.23 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 4, Muestra 2	90
Tabla 2.24 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 4, Muestra 2	90
Tabla 2.25 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 4, Muestra 3	91
Tabla 2.26 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 4, Muestra 3	91
Tabla 3.1 Columnas centrales.....	93

Tabla 3.2	Columnas centrales. Resultados.....	93
Tabla 3.3	Columnas esquineras y de borde.....	94
Tabla 3.4	Columnas esquineras y de borde. Resultados.....	94
Tabla 3.5	Vigas centrales.....	94
Tabla 3.6	Vigas centrales. Resultados.....	95
Tabla 3.6	Vigas de borde.....	95
Tabla 3.7	Vigas de borde. Resultados.....	95
Tabla 3.8	Vigas secundarias.....	96
Tabla 3.9	Vigas secundarias. Resultados.....	96
Tabla 3.10	Columna Borde y Viga Borde.....	97
Tabla 3.11	Columna central y Viga central.....	97
Tabla 3.12	Estructura 1.....	99
Tabla 3.13	Estructura 1 (derivadas).....	99
Tabla 3.14	Extremo 2.....	100
Tabla 3.15	Estructura 1.....	101
Tabla 3.16	Extremo 1 (derivadas).....	101
Tabla 3.17	Extremo 2.....	102
Tabla 3.18	Extremo 3.....	102
Tabla 3.19	Conexión de vigas borde a columnas borde y esquina.....	119
Tabla 3.20	Conexión de viga borde llamada Vt4.....	120
Tabla 3.21	Conexión de vigas centradas.....	121
Tabla 3.22	Conexión de vigas borde con longitudes pequeñas.....	121
Tabla 3.23	Placa de columna C1.....	122
Tabla 3.24	Placa de columna C2.....	122
Tabla 3.25	Placa de columna C3, C4, C5 y C6.....	123
Tabla 3.26	Placa de columna C7.....	123
Tabla 3.27	Anclajes columna C1.....	124
Tabla 3.28	Anclajes columna C2.....	124
Tabla 3.29	Anclajes columna C3, C4, C5 y C6.....	125
Tabla 3.30	Anclajes columna C7.....	125
Tabla 5.1	Matriz de entrada y salida del proceso Replanteo y Nivelación.....	155
Tabla 5.2	Matriz de entrada y salida del proceso Entibamiento para Excavación....	156
Tabla 5.3	Matriz de entrada y salida del proceso Excavación con máquinas en suelo común.....	157
Tabla 5.4	Matriz de entrada y salida del proceso Excavación con máquina en suelo conglomerado.....	158
Tabla 5.5	Matriz de entrada y salida del proceso: Desalojo de material de Excavación.....	159
Tabla 5.6	Matriz de entrada y salida del proceso Relleno compactado con material de mejoramiento.....	160
Tabla 5.7	Matriz de entrada y salida del proceso Hormigón simple.....	161
Tabla 5.8	Matriz de entrada y salida del proceso: Acero de Refuerzo.....	162
Tabla 5.9	Matriz de entrada y salida del proceso: Encofrado Recto.....	163
Tabla 5.10	Matriz de entrada y salida del proceso: Encofrado Curvo.....	164

Tabla 5.11	Matriz de entrada y salida del proceso: Relleno compactado con material de sitio	165
Tabla 5.12	Matriz de entrada y salida del proceso: Placas metálicas de anclaje.....	166
Tabla 5.13	Matriz de entrada y salida del proceso: Operaciones con tubería de Acero	167
Tabla 5.14	Matriz de entrada y salida del proceso: Montaje con Grúa mecánica de la estructura metálica	168
Tabla 5.15	Matriz de entrada y salida del proceso: Abastecimiento de materiales ..	169
Tabla 5.16	Matriz de entrada y salida del proceso: Fabricación	170
Tabla 5.17	Matriz de entrada y salida del proceso: Embarque	171
Tabla 5.18	Matriz de entrada y salida del proceso: Montaje	172
Tabla 5.19	Matriz de entrada y salida del proceso: Supervisión	173
Tabla 5.20	Matriz de entrada y salida del proceso: Excavación para cimientos, cámaras de drenaje.....	174
Tabla 5.21	Criterios de Peligrosidad	180
Tabla 5.22	Criterios de magnitud	183
Tabla 5.22	Evaluación de Aspectos ambientales de la Fase Movimiento de tierras	184
Tabla 5.23	Evaluación de aspectos ambientales de la Fase de Ejecución	188
Tabla 5.24	Movimiento de tierra y construcción	189
Tabla 5.25	Factores, aspectos ambientales, impactos ambientales Fase de Ejecución	190
Tabla 5.25	Plan de manejo ambiental	192

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1. Introducción

Al ser los sismos eventos trágicos de la naturaleza donde entra en estado de prueba la capacidad resistente de las edificaciones y en vista de que estos acontecimientos procuran ocasionar daños en las estructuras y pérdidas tanto económicas como de vidas humanas. De aquí, nace la importancia de un análisis sísmico ya que se debe ser capaz de diseñar y construir edificaciones que tengan una gran resistencia frente a terremotos. En consecuencia a que el actual trabajo disponible por los propietarios de la obra del aula de la Universidad Estatal de Milagro es realizado en hormigón se propuso realizar la presente tesis con el tema: "Diseño Estructural Metálico de la Universidad Estatal de Milagro mediante el análisis PushOver".

Luego de realizar el diseño y de dimensionar los componentes estructurales de la edificación como vigas, columnas... etc. Uno de los factores muy importantes a tener en cuenta al momento de realizar el diseño estructural metálico de una vivienda o edificación es el comportamiento que ésta estructura tendrá en cuenta al momento de un evento sísmico conociendo que es de vital importancia que una estructura pueda mantenerse sin colapsar al momento de ocurrir estos acontecimientos.

Para analizar y conocer de mejor manera la respuesta que la estructura tendrá ante un terremoto se plantea elaborar tanto el método de análisis no lineal (Pushover) como el método de análisis dinámico tiempo historia no lineal. Tanto como el método de análisis no lineal (Pushover) como el método de análisis dinámico tiempo historia no lineal se pretende determinar las capacidades que dispone la estructura luego del límite elástico y analizar las deformaciones, desplazamientos que ocurren en la misma producto de un movimiento telúrico.

1.1. Descripción del problema

La sismo-resistencia es un aspecto el cual está dirigido a una edificación de acuerdo a su configuración geométrica y a los métodos de diseño que se tiene empleado para resistir la fuerza de un movimiento sísmico.

Una inadecuada selección del sistema estructural, material y de componentes no estructurales tiene un mayor peso ante un evento sísmico que un análisis complejo por ende no se llegaría muy lejos si el análisis sismo resistente se plantea partiendo con esa base ya que la edificación fallaría en vista a ese punto.

En algunos casos, los reglamentos modernos han preocupado al medio de la ingeniería estructural ya que el desempeño sísmico insatisfactorio se ve evidenciado al ocurrir un movimiento telúrico. Esto ha cobrado importancia ya que por ésta causa también se han obtenido grandes pérdidas tanto materiales, económicas y de vidas humanas ante movimientos telúricos recientes (México 1985; Loma Prieta 1989; Northridge 1994; Kobe 1995; Chile 2010)

En Guayaquil, debido al terremoto producido el 16 de abril del 2016 en la ciudad de pedernales se ha observado un mayor esfuerzo al momento de la construcción de una edificación o vivienda ya que algunas viviendas poseen fallas no solamente estructurales sino también como resultado de un pésimo proceso constructivo. De aquí, la importancia de un correcto análisis sismo resistente como lo es el Análisis Estático No Lineal o también conocido como Pushover.

En consecuencia, a que el actual trabajo disponible por los propietarios de la obra del aulario de la Universidad Estatal de Milagro es realizado en hormigón se propuso realizar la presente tesis con el tema: "Diseño Estructural Metálico del Aulario de la Universidad Estatal de Milagro mediante el análisis no lineal estático (PushOver)".

Para realizar el presente tema se necesitó de estudios previos, los cuales fueron provistos por el propietario. Estos estudios necesarios fueron los planos arquitectónicos y los estudios de suelos. Los planos arquitectónicos fueron realizados de manera independiente por la Universidad Estatal de Milagro y son necesarios puesto son los que dictaminan la forma de la estructura, la cual ya consta con el consentimiento del propietario.

La estructura posee 4 pisos de una altura de entrepiso de 3.5 m y termina en una cubierta. Posee forma de arco por lo que sus espaciamientos entre ejes no son constantes. La estructura total está formada a su vez por dos estructuras (estructura 1 y estructura 2) unidas por una junta de losa de 10 cm. La estructura 1 da la forma de un arco más amplio y posee 4 en su mayoría de aulas. La estructura 2 posee el extremo izquierdo de 3 pisos y el derecho de 2, terminando cada extremo en una terraza. Debido a esto se las analizará de manera independiente. Dicha configuración arquitectónica no está sujeta a cambios por parte del diseñador, a no ser por motivos de fuerza mayor, por lo que es parte de nuestro proyecto integrador realizar el diseño respetando dicha configuración. Dado que nuestro tema corresponde al diseño estructural, este debe incluir el diseño de la cimentación, para lo cual se tienen los estudios de suelos. Estos estudios nos permitirán saber la capacidad portante del suelo para así determinar la configuración de cimentación óptima.

Para nuestro diseño estructural se utilizarán las normas AISC-360-10, NEC_SE_CG (Cargas No Sísmicas), NEC_SE_DS (Peligro Sísmico) y el ASCE -SEI 41-13. Las cuales aparte de simplificar ciertos aspectos, son recomendables para el buen comportamiento de la estructura.

Debido a la configuración arquitectónica que presenta la estructura del Aulario, se va a proceder a realizar los estudios estructurales pertinentes mediante el programa Etabs 2016, el cual brinda muy buenos resultados en estructuras metálicas, sin embargo, siempre es recomendable calibrar los modelos.

Se tendrá como parámetro fundamental para el diseño de la super estructura el cumplimiento de derivas y los esfuerzos en los elementos, mientras que para la cimentación las variables de interés son los esfuerzos transmitidos al suelo y los efectos de punzonamiento. Una vez realizado el diseño de la estructura, se analizará el desempeño de la estructura tomando en cuenta los mecanismos de colapso que se generen.

El presente diseño no expondrá un análisis de precios unitarios debido a que solo se desea concentrar el tema a la parte estructural de la edificación.

1.2. Justificación del problema

El sismo ocurrido en Abril del 2016 permitió evidenciar las deficiencias en los diseños de numerosas edificaciones.

Para garantizar la seguridad y al mismo tiempo hacer ahorros en las edificaciones es necesario revisar diseños que contemplen verificaciones del comportamiento dinámico de las estructuras.

El análisis no lineal estático que contemple el método Pushover permitirá garantizar el mejor comportamiento sísmico de la estructura que se está diseñando.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Elaborar el diseño estructural metálico del Aulario de la Universidad Estatal de Milagro mediante un análisis de desempeño estructural, como una alternativa de construcción.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Interpretar los planos arquitectónicos provistos por la Universidad Estatal de Milagro para ubicar debidamente los elementos estructurales en el modelo.
- Aplicar el análisis espectral modal para elaborar el diseño de la estructura metálica controlando las derivas y torsiones.
- Diseñar la cimentación en base a los estudios de suelos proporcionados para proporcionar la adecuada transmisión de esfuerzos al suelo.
- Analizar el desempeño de la estructura mediante el “Análisis no lineal estático (Pushover)” para determinar si la estructura diseñada posee mecanismos de colapso.
- Comparar la metodología del análisis “Espectral Modal” y el “Análisis estático no lineal (Pushover)” para comprender las limitaciones de cada uno.

1.4. Marco teórico

El gran avance en el desarrollo tecnológico e ingenieril en la actualidad ha indicado que previo a la construcción de una estructura es necesario realizar un análisis Sismo-Resistente donde será mucho más significativo en zonas de alta tendencia sísmica por ello es imprescindible que el calculista tenga un conocimiento de aquello y de acuerdo a normas y criterios de diseños actuales se elabore un correcto cálculo estructural garantizando así el comportamiento y seguridad de la estructura.

El análisis no lineal de cedencia sucesiva conocido popularmente como método pushover o por sus siglas, Análisis Estático no lineal (AENL) es un método el cual se sustenta en investigaciones realizadas sobre miembros estructurales reales aplicando cargas laterales para evidenciar la formación secuencial de rótulas plásticas.

La aplicación de la AENL nos permite descifrar de mejor manera la capacidad resistente de la estructura y realizar una comparación con la demanda posible ante un sismo. Ésta demanda va a actuar en base de la carga sísmica que se presente y del sitio donde esté ubicado la estructura mientras que la capacidad resistente de la estructura dependerá de la resistencia y deformación de cada uno de sus miembros.

El AENL se basa primero en que actúan las cargas gravitacionales en la estructura llevando a cabo las primeras deformaciones, luego toman lugar las cargas laterales que se incrementan poco a poco, en una dirección hasta que se forma la primera rótula plástica y a la par ocurre una redistribución de rigidez de la estructura, y así continúa un proceso iterativo hasta el punto en que la estructura falle totalmente.

De igual manera, ocurre con las cargas laterales en la otra dirección. Es decir, AENL consiste en tres análisis, uno por carga gravitacional y dos por cargas laterales en dos direcciones. De esta manera, se obtiene una gráfica en la cual indica dónde irán ubicadas las rótulas plásticas en la estructura y dos curvas (curvas pushovers).

1.4.1. Rótula plástica

Es de vital importancia que la ubicación de edificaciones, de tipo aporticada, de acero estructural en zonas de mediana a alta sismicidad pueda cumplir con un funcionamiento adecuado ante estos eventos y así mismo es necesario que las conexiones entre los miembros principales (vigas y columnas) cumplan con ciertas condiciones.

Estos condiciones son las siguientes: a) Deben poder desarrollar la capacidad a flexión de la viga, b) Deben poder desarrollar, al menos, rotaciones plásticas de 0,03 radianes al ser sometidas a varios ciclos de cargas reversibles, y c) Las articulaciones plásticas deben componerse en las vigas y no en las columnas. Este último quiere decir, particularmente, al cumplimiento de la condición “columna fuerte-viga débil” que debe existir, no sólo en edificaciones de acero estructural, sino también de concreto armado.

(Soto, R & Engelhardt, M., 2005)

Dicho de otra manera, para poder esperar un comportamiento deseado, es indispensable que las columnas posean una resistencia flexional superior a la de las vigas conectadas con ellas, con lo cual y resultado de esa menor resistencia de las vigas, se originan mecanismos de disipación de energía en sus extremos, y a una suficiente distancia de las caras de las columnas. En caso tal, que por alguna razón no se dé esta diferencia de resistencias entre columnas y vigas, pudiera darse el caso en el cual, la resistencia flexional de las vigas sea mayor a la de las columnas que les sirven de apoyo, generándose por tanto, la “condición viga fuerte-columna débil”

(Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)

1.4.2. Modos de vibración

Las vibraciones excesivas o de larga duración en estructuras civiles, tienen la posibilidad de producir molestias en los usuarios y daños tanto en los elementos estructurales como en los no estructurales. Éstas vibraciones están dictadas por los parámetros dinámicos (masa, rigidez y amortiguamiento), y es alterando estas características estructurales como se minimiza la respuesta de la edificación. La disminución de esta respuesta estructural es el fin del diseño sismo resistente, asegurando una adecuada resistencia, rigidez y ductilidad. Últimamente se han propuesto opciones para disminuir la vulnerabilidad estructural, entre ellas los sistemas de control activo, pasivo, híbrido y semiactivo; utilizados en estructuras flexibles (rasca cielos y puentes colgantes) en Japón y Estados Unidos.

En edificaciones civiles, las vibraciones excesivas ocasionadas por sismos fuertes producen graves daños en elementos estructurales como no estructurales, y pérdida de vidas humanas. Poder manejar esta respuesta estructural ante cargas dinámicas (i.e. cargas sísmicas y eólicas) es y ha sido un gran requerimiento para la seguridad de los usuarios y de la edificación. En nuestro país estos métodos son poco utilizados debido al desconocimiento que se tiene sobre la técnica o al alto costo que tiene su implementación. (Gómez, Marulanda, & Thomson, 2008)

1.4.3. Método Modal Espectral

Este método toma en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura, tales como la manera de vibrar y la contribución de cada modo en la respuesta. Esto se da con el objetivo de reproducir con mayor aproximación el comportamiento estructural real ante efectos sísmicos. Para aplicar el método modal espectral se debe tener en cuenta que cuando se desprecia el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto a un eje vertical, así mismo deberá incluirse todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4s, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección del análisis, excepto para estructuras de uno o dos niveles.

El factor de reducción de la aceleración espectral R es un coeficiente que demuestra la capacidad de absorción de energía del sistema y su incursión en el rango inelástico. Este factor se espera que sea una medida de capacidad de cada estructura para absorber energía y mantener un comportamiento cíclico de deformación sin colapsar. Para ello su valor aumenta a medida que la ductilidad y capacidad de disipación de energía de la estructura aumentan. Por lo tanto, la representación de la acción sísmica queda representada por el espectro de la respuesta lineal de aceleraciones reducidas por el factor R . (Donobhan Presichi, 2007)

1.4.4. Análisis Estático

La mayoría de reglamentos del mundo especifican procedimientos de análisis sísmicos parecidos al método estático, debido a la simplicidad, y además, a que gran parte de las estructuras cumplen con los requisitos necesarios para su aplicación.

El análisis estático consiste en someter a la estructura ante cargas horizontales distribuidas a lo alto del edificio. Las demandas a las que se somete están determinadas por una fuerza asociada a la demanda espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura.

La aplicación del método estático está limitado a las siguientes condiciones:

- Que la altura no sea mayor a 30 m, y para estructuras irregulares no más de 20m.
- Para edificios ubicados en la zona I, la altura mayor es de 40 m, y para estructuras irregulares no más de 30 m.
- El comportamiento dinámico de la estructura deberá estar gobernado por el modo fundamental de la vibración.
- Se considera que la estructura tiene una configuración geométrica regular.
- La masa se encuentra uniformemente distribuida en el nivel.
- Los entrepisos se modelan como diafragmas rígidos.
- Se considera un análisis lineal que toma en cuenta los efectos no-lineales a través del factor Q . (Donobhan Presichi, 2007)

1.4.5. Recomendaciones del AISC 360 para edificios en acero tipo IMF

En el año 2005 el instituto americano de la construcción en Acero (AISC por su nombre en inglés) hizo pública la versión final de sus disposiciones sísmicas. Estas disposiciones recogen toda la experiencia y conocimiento adquirido luego de los movimientos telúricos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995, los que pusieron en tela de juicio la filosofía de diseño que se usaba hasta en ese entonces para producir estructuras sismorresistentes en acero estructural.

Ante las ocurrencias de movimientos telúricos ocurridos en Northridge, California, en 1994 y posteriormente el de Kobe, Japón, en 1995 se permitía diseñar estructuras que demostrarían un comportamiento dúctil ante sollicitaciones sísmicas extremas. Los daños observados por efecto de estos terremotos descartaron esta creencia y pusieron en tela de juicio la filosofía de diseño que se aplicaba hasta en esas instancias para producir estructuras sismorresistentes en acero estructural.

La cantidad y tipo de problemas observados, especialmente en estructuras de marcos a momento, impulsaron el desarrollo de extensas investigaciones experimentales y analíticas sobre el funcionamiento de las conexiones en estructuras de acero bajo cargas sísmicas. El principal intento de investigación en Estados Unidos se dio a través de una junta entre la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) y el Consorcio de Universidades para la Investigación en Ingeniería Sísmica (CUREE), conocida como proyecto SAC.

Este proyecto se enfocó principalmente en el estudio de marcos a momento, clasificándose en tres etapas: el estudio de las prácticas pre-Northridge, el análisis de las fallas observadas luego de este movimiento telúrico y sus posibles causas, y el desarrollo y revisión de conexiones que tuvieran un mejor desempeño. Tras la aparición de conclusiones iniciales del proyecto SAC, el AISC editó la primera versión de las disposiciones sísmicas post-Northridge (AISC-1997), indicando, sin embargo, en el prefacio que se trataba de una especificación en desarrollo.

Las principales novedades llevadas a cabo en esta primera versión incluían cambios significativos a las disposiciones para marcos a momento, condiciones especiales para conexiones soldadas y apernadas, el reconocimiento de mayor cambio de sistemas estructurales, la adición de la parte II sobre sistemas compuestos acero/hormigón, y la incorporación de provisiones para la evaluación experimental de conexiones de momento. (Ph.D. Beltrán & Ph.D. Herrera, 2005)

Tipos de sistemas resistentes para marcos

1.4.6. IMF

Se espera que un marco IMF desenvuelva, en sus miembros y conexiones, una cantidad limitada de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño.

En conexiones vigas-columnas se utilizan sistemas que resisten cargas sísmicas que deben satisfacer los requerimientos establecidos para un marco tipo SMF, con las siguientes excepciones.

-La conexión debe ser capaz de desarrollar una rotación debido al desplazamiento entre niveles de al menos 0.02 radianes.

-La capacidad al corte requerida por la conexión debe ser determinada de igual manera que para un marco del tipo SMF, pero reduciendo los valores de V_u si el análisis así lo permite.

A menos que sea detallado en ANSI/AISC 358, o determinado por la precalificación de la conexión de acuerdo con el apéndice P, o hallado por un programa experimental de calificación de la conexión de acuerdo al apéndice S, las soldaduras de ranura de penetración completa de las alas de la viga, placas de corte y alma de vigas a columnas requieren soldaduras críticas. Una soldadura crítica debe estar hecha con un metal de relleno capaz de proporcionar una resiliencia de 27 J a -29°C en base al ensayo Charpy V-Notch (CVN).

1.4.7. Marcos comunes (OMF)

Se espera que un marco tipo OMF desarrolle, en sus miembros y conexiones, una cantidad mínima de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al tomar en cuenta el sismo de diseño.

Las conexiones vigas-columnas deben ser soldadas y/o apernadas, utilizando pernos de alta resistencia. Se permiten que las conexiones de momento sean totalmente restringidas (FR) o parcialmente restringidas (PR)

Las conexiones de momento FR que forman en sí un sistema resistente a cargas sísmicas deben ser diseñadas para una capacidad a flexión igual $1.1 R_y M_p$ (LRFD) del menor valor entre la viga o del máximo momento que pueda ser desarrollado por el sistema. Las conexiones tipo FR deben cubrir los siguientes requisitos:

-Si apoyos de acero son utilizados en conexiones soldadas de ranura de penetración completa del ala de la viga, los mismos deben ser removidos, excepto que el apoyo del ala superior del ala esté conectado a la columna por una soldadura de filete continua.

-Soldaduras simple de ranura penetración parcial y simple de filete no deben ser usadas en conexiones que resisten fuerzas de tracción.

Conexiones PR se permiten si se cumplen los siguientes requerimientos:

-La conexión debe ser diseñada para una capacidad requerida por una conexión tipo FR

-La capacidad a flexión nominal, M_n , no debe ser menor que $0.5 M_p$ del menor valor del momento de la viga o columna conectada.

-La rigidez y capacidad de la conexión de momento PR debe ser considerada en el diseño, incluyéndole en el análisis de la estabilidad general del marco.

-Los valores de V_u (LRFD), deben ser determinados por la combinación de carga que controla más la inclusión del corte que resulta del máximo momento que la conexión es capaz de resistir.

En soldaduras de ranura de penetración completa de las alas de la viga, placas de corte y alma de vigas a columnas deben requerir soldaduras críticas (sección conexiones)

1.5. Metodología

Realizar el análisis y diseño metálico del aula de la Universidad Nacional Estatal de Milagro como así mismo presentar las grandes ventajas que representan el mismo. Existieron varias opciones de diseño tales como hacer un diseño en hormigón, un diseño mixto (hormigón y acero), una estructura metálica con elementos prefabricados, un diseño usando columnas de sección H. Sin embargo, se eligió hacer un diseño metálico de elementos calculados. Esto debido a los siguientes motivos que a nuestro criterio son contraproducentes:

El diseño de hormigón el cliente ya lo poseía y fue calculado por una empresa independiente. El diseño mixto es una filosofía que recién se está implementando en el medio y su construcción muchas veces demanda condiciones especiales. El diseño mediante elementos prefabricados por lo general es más caro que uno en el cual sus elementos son calculados, puesto que sus elementos son importados. Lo mismo pasa con las secciones H, son elementos muy caros para nuestro medio.

Primero se debe elaborar un Prediseño de la estructura para a partir de este interar hasta llegar a las secciones óptimas. El Prediseño no debe ser exacto por el cual no es recomendable invertir demasiado tiempo elaborándolo. Esto quiere decir que es permitido asumir valores en torno a la experiencia que se tenga, tanto de carga como de secciones para poder agilizar el proceso.

Si se va a trabajar con elementos calculados y no prefabricados, es necesario tomar muy en cuenta las recomendaciones del AISC 360-10 con relación al diseño de elementos estructurales, es decir chequear las relaciones ancho-espesor para vigas y columnas.

También es necesario simplificar la complejidad arquitectónica eligiendo los paneles más desfavorables y en los que se obtendrían diferentes secciones, por lo que se aconseja elegir uno para el centro de la estructura, otro para los bordes y uno más para las esquinas.

Por lo tanto:

Cargas.-

Se deben asumir las cargas muerta y viva. Las cuales son de aproximadamente 0.5 T/m² en carga muerta (el cual es un valor muy común) y 0.48 T/m² en carga viva esto debido a que nuestra edificación está destinada para un proyecto de aulas.

Desglose de cargas:

Carga Muerta:

Carpeta de hormigón de 10 cm	240 Kg/m ²
Vigas	10 Kg/m ²
Recubrimientos	40 Kg/m ²
Instalaciones	30 Kg/m ²
Mampostería	180 Kg/m ²
Total	500 Kg/m ²

Los valores previamente mencionados se obtienen a partir de pesos unitarios estipulados en la NEC_SE_CG (Cargas no sísmicas) tabla 8.

Siendo los valores a utilizar:

Peso unitario del acero= 78.5 KN/m³

Peso unitario del concreto= 24 KN/m³

Bloque hueco= 12 KN/m³

Mortero= 20 KN/m³

Una vez establecidas las cargas, entonces se define la carga de diseño necesaria para esta etapa. La cual fue obtenida de la siguiente manera:

$$Q_u = 1.2D + 1.6L \text{ NEC_SE_CG (Cargas no sísmicas).}$$

D= carga muerta

L= carga viva

Se aplica la debida mayoración de cargas gravitacionales establecido por la norma, luego esa carga se lo multiplica por una geometría dependiendo de que elemento se desea prediseñar, y por último se procede a realizar el Prediseño de los elementos estructurales.

Hay que recordar que en esta etapa todo se lo realiza de manera aproximada puesto que lo que se busca es solamente un punto de inicio para el diseño, el cual debido a la complejidad arquitectónica se lo puede realizar mediante softwares estructurales.

1.6. Prediseño de Columnas.-

Se debe de establecer con qué tipo de acero se requiere trabajar. Dado que este factor depende mucho de los imprevistos en el lugar o de la capacidad económica del propietario, se procedió a realizar el Prediseño con un acero A36, el cual es el mínimo que se utiliza en estructuras. Esto le da la opción al propietario de que pueda cambiar el material sin preocuparse por riesgos en la estructura.

Propiedades del acero A36

$$F_y = 36 \text{ KSI} = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

F_y = esfuerzo de fluencia

E= módulo de elasticidad

Luego se procede a establecer las dimensiones de la estructura.

En columna central el panel tiene un área tributaria de 33.17 m².

En columna borde y de esquina se escoge un panel cuya área tributaria fue de 10.64 m².

No se escoge individualmente un panel para borde y otro para esquina puesto que estas columnas no se encuentran muy exigidas por cargas gravitacionales, por lo que en su diseño la carga primordial es la producida por el sismo. También estas columnas son las que le dan en mayor parte su rigidez torsional a la edificación, la cual no se considera para el Prediseño.

Tabla 1.1 Columna central.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Datos Arq		
L1	5.86	m
L2	5.86	m
L3	4.82	m
L4	6.50	m
Pisos	4	u
H	3.50	m
CM	0.50	t/m ²
CV	0.48	t/m ²
Cu	1.37	t/m ²
At	33.1676	m ²
Pu	213.52	t

La tabla de datos arquitectónicos resume todas las consideraciones tomadas y dimensiones seleccionadas de los planos arquitectónicos.

Siendo L1, L2, L3, L4 las dimensiones del panel y H la altura de entrepiso y $Pu=Cu*At$

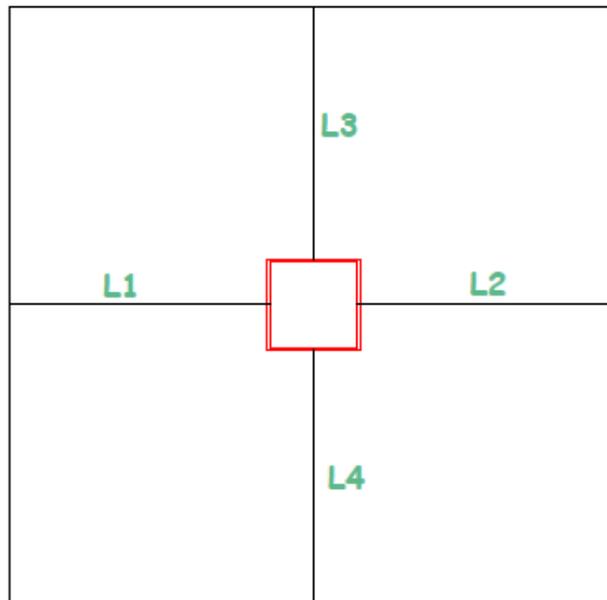


Figura 1.1 Geometría del panel de la columna.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018).

Donde A_t = ancho tributario y $C_u = Q_u$

Dando como resultado una carga de diseño (P_u) de 213.52 toneladas.

Como se debe llegar primordialmente a un área de acero que soporte la compresión y dado que ya se posee la carga de diseño entonces se utiliza el principio:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \text{Ec. 1.1}$$

En donde σ es el esfuerzo a la fluencia del acero (2530 Kg/cm²) y A = área de acero

Con el área de acero se busca una relación ancho espesor que cumpla esta demanda y luego se procede a calcular todas sus propiedades:

A = Área

$$A = b * h - (b - 2e) * (h - e) \quad \text{Ec. 2.2}$$

I_x = Inercia en sentido x

$$I_x = \frac{b * h^3}{12} - \frac{(b - 2e) * (h - 2e)^3}{12} \quad \text{Ec. 3.3}$$

Iy= Inercia en sentido y

$$Iy = \frac{h*b^3}{12} - \frac{(h-2e)*(b-2e)^3}{12} \quad \text{Ec. 4.4}$$

Sx= modulo elástico en sentido x

$$Sx = \frac{2*Ix}{h} \quad \text{Ec. 5.5}$$

Sy= modulo elástico en sentido y

$$Sy = \frac{2*Iy}{b} \quad \text{Ec. 6.6}$$

Zx= modulo plástico en sentido x

$$Zx = \frac{e*h^2}{2} + e * (b - 2e) * (h - e) \quad \text{Ec. 7.7}$$

Zy= modulo plástico en sentido y

$$Zy = \frac{e*b^2}{2} + e * (h - 2e) * (b - e) \quad \text{Ec. 8.8}$$

rx= radio de giro en sentido x

$$rx = \sqrt{\frac{Ix}{A}} \quad \text{Ec. 9.9}$$

ry= radio de giro en sentido y

$$ry = \sqrt{\frac{Iy}{A}} \quad \text{Ec. 10.10}$$

K= condición de arriostamiento

La condición de arriostamiento varía entre valores de 0.5 como mínimo y 2 como máximo, sin embargo, este valor afecta muy poco en el cálculo de la resistencia de la columna por lo que se decide obviarlo asumiendo un valor de 1.

b= ancho horizontal de columna (cm)

h=ancho vertical de columna (cm)

e= espesor de columna (cm)

Una vez establecido las dimensiones de la columna que provean el acero requerido, se procede a chequear las disposiciones emitidas por el AISC 360-10:

Compacidad:

$$\frac{b}{t} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Ec. 11.11 AISC 360-10 TABLA 4.1b})$$

Esbeltez:

$$\frac{b}{t} \leq 1.4 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Ec. 12.12 AISC 360-10 TABLA 4.1b})$$

Donde b es el ancho en una de las dimensiones de la columna y t es el espesor.

Para el Prediseño se propuso trabajar con elementos compactos y no esbeltos por lo que:

Si $\frac{K*L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ entonces $F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$ (AISC 360-10 E3-2)

Si $\frac{K*L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ entonces $F_{cr} = 0.877 * F_e$ (AISC 360-10 E3-3)

Donde:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K*L}{r}\right)^2} \quad (\text{AISC 360-10 E3-4})$$

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (\text{AISC 360-10 E3-1})$$

Donde:

P_n es la carga resistente de la columna = P_r

F_{cr} es la tensión de pandeo por flexión

Estos chequeos se los realiza debido a que la columna al ser un elemento sometido a flexo-compresión tiende a presentar pandeo local y pandeo lateral, por lo que según el AISC 360-10 si se cumple con el chequeo de compacidad y esbeltez, la columna no presentará pandeo local, sin embargo, se necesita revisar el pandeo lateral el cual se lo realiza mediante los chequeos de las ecuaciones E3 del AISC 360-10.

Tabla 1.2 Aplicaciones de las secciones del Capítulo E.

Fuente: AISC 360-10.

TABLA NOTA E1.1 Aplicaciones de las Secciones del Capítulo E				
Sección transversal	Sin elementos esbeltos		Con elementos esbeltos	
	Secciones en Capítulo E	Estados Límites	Secciones en Capítulo E	Estados Límites
	E3 E4	FB TB	E7	LB FB TB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E3	FB	E7	LB FB

Este proceso de selección de perfil y chequeos se lo debe realizar hasta que la sección escogida cumpla con el requisito de resistencia por demanda.

1.7. Prediseño de Vigas

La metodología por seguir en estos elementos son primero diseñar las vigas secundarias y luego las vigas principales. Este motivo se lo detallará más adelante.

Debido a que ya se tienen las cargas establecidas, solo se necesita la geometría del panel que se va a prediseñar. En el caso de estudio se seleccionó el panel cuyas dimensiones son de 6.5 m en sentido horizontal y 6.5 m en sentido vertical. Se asumió que este panel es el más crítico. Con estas dimensiones se selecciona el ancho tributario, el cual va a estar en función del número de vigas secundarias que se planeen colocar. Aquí hay que explicar una característica importante en las vigas.

Dependiendo de la sección que se desee colocar tendrá diferentes comportamientos. Para el proyecto del aulario se decidió usar vigas I. Este tipo de vigas tienen la particularidad que son muy débiles a compresión por lo que se deben arriostrar cada cierta distancia para que alcancen su máximo punto de resistencia. A su vez la cantidad

de vigas secundarias ejercen el mismo efecto (arriostramiento) sobre las vigas principales. Por lo que el número de vigas secundarias influye en la resistencia de vigas principales. Por consiguiente, se aconseja que el ancho tributario esté entre un valor de 1.2 m a 1.6 m.

Tabla 1.3 Prediseño de vigas secundarias.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Datos Arq		
L1	6.5	m
Lt	6.5	m
Vigas	4	u
at	1.3	m
OK		
CM	0.5	t/m ²
CV	0.48	t/m ²
Cu	1.37	t/m ²
W	11.75	t
Wr	1.81	t/m
Mu	9.55	t.m

Como se indica en la tabla 1.3 de datos arquitectónicos se decidió colocar 4 vigas, las cuales están espaciadas cada 1.3 m. Con estos datos geométricos se tiene que el momento debido a cargas es de 9.55 t.m.

Donde:

L1= longitud de la viga secundaria

Lt= longitud de la viga principal en la cual se apoya la viga secundaria analizada.

Vigas= número de vigas

At= ancho tributario que producen el número de vigas

CM= carga muerta

CV= carga viva

Cu= carga ultima

W= carga puntual en la viga secundaria debido a carga gravitacional

W_r = carga repartida en la viga secundaria debido a carga gravitacional.

M_u = momento de demanda, el cual es calculado como si la viga esta simplemente apoyada.

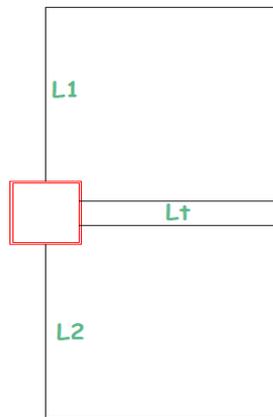


Figura 1.2 Geometría del panel de viga a utilizar.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Hay que tener en cuenta que las vigas secundarias no son sísmicas por lo que se asumen para el cálculo simplemente apoyadas ($M_u = \frac{w \cdot L^2}{8}$).

Una vez obtenido el momento de demanda, se procede a buscar la sección más óptima que resista esa demanda. Lo más sencillo es usar la ecuación $\frac{M}{\sigma} = \frac{I}{C}$.

Donde:

I/C equivale al módulo de sección "S" de la viga.

M = momento de demanda

σ = esfuerzo del acero.

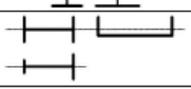
Con este método se requiere de tablas donde se encuentren los módulos de sección de las vigas ya fabricadas.

Sin embargo, el diseño propuesto en el presente trabajo involucra trabajar con vigas diseñadas. Por lo tanto, los pasos a seguir son los siguientes.

Verificar que consideraciones son las que se deben revisar según como se había dicho anteriormente se va a trabajar con miembros compactos no esbeltos, por lo que las almas y las alas deben cumplir estas condiciones.

Tabla 1.4 Sección para la aplicación de las secciones del Capítulo F.

Fuente: Notas F1.1 del AISC 360-10

TABLA Notas F1.1 Tabla de Selección para la Aplicación de las Secciones del Capítulo F				
Sección en Capítulo F	Sección	Esbeltez Alta	Esbeltez Alma	Estados Límites
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, LLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, LLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, LTB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, LLB
F8		N/A	N/A	Y, LTB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, LLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Perfiles asimétricos diferentes de ángulos simples	N/A	N/A	Todos

Y = fluencia, LTB = pandeo lateral-torsional, FLB = pandeo local ala, WLB = pandeo local alma, TFY = fluencia ala tracción, LLB = pandeo local ala, LB = pandeo local, C = compacto, NC = no-compacto, S = esbelto

Como indica la tabla “Notas F1.1 del AISC 360-10”, para miembros compactos no esbeltos se debe hacer un chequeo de fluencia y pandeo lateral-torsional. Por consiguiente, diseñar con las consideraciones de la sección F2.

En consecuencia, es necesario obtener todos los datos de la sección a utilizar.

Para nuestro diseño se usaron secciones I:

A= Área

$$A = bf * h - (bf - tw) * (h - 2tf) \quad \text{Ec. 13.13}$$

I_x= Inercia en sentido x

$$I_x = \frac{bf * h^3}{12} - \frac{(bf - tw) * (h - 2tf)^3}{12} \quad \text{Ec. 14.14}$$

I_y= Inercia en sentido y

$$I_y = \frac{tf * bf^3}{6} + \frac{(h - 2tf) * tw^3}{12} \quad \text{Ec. 15.15}$$

S_x= modulo elástico en sentido x

$$S_x = \frac{2 * I_x}{h} \quad \text{Ec. 16.16}$$

S_y= modulo elástico en sentido y

$$S_y = \frac{2 * I_y}{b} \quad \text{Ec. 17.17}$$

Z_x= modulo plástico en sentido x

$$Z_x = bf * tf * (h - tf) + tw * \left(\frac{h}{2} - tf\right)^2 \quad \text{Ec. 18.18}$$

Z_y= modulo plástico en sentido y

$$Z_y = \frac{tf * bf^2}{2} + \frac{(h - 2tf) * tw^2}{4} \quad \text{Ec. 19.19}$$

r_x= radio de giro en sentido x

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{Ec. 20.20}$$

r_y= radio de giro en sentido y

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad \text{Ec. 21.21}$$

Donde:

Bf= ancho del ala (cm)

Tf= espesor del ala (cm)

H= longitud del alma (cm)

Tw= espesor del alma (cm)

Dado que se quiere trabajar con elementos compactos, se debe de cumplir con AISC 360-10 TABLA 4.1b:

$$\frac{b}{t} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Ec. 22.22}$$

Por fluencia el momento nominal que soporta la sección es:

$$M_n = M_p = F_y * Z_x \quad (\text{Ec. 23.23 AISC 360-10 F2-1})$$

Donde:

Mp= momento plástico

Fy= esfuerzo de fluencia del acero utilizado (2530 Kg/cm²)

Por lo tanto, si el momento de demanda es superior al de fluencia, la sección fallará por fluencia.

Para chequear el pandeo lateral-torsional hay que tener en cuenta lo siguiente:

Existen tres zonas

1.- Cuando $L_b \leq L_p$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x \quad (\text{Ec. 24.24 AISC 360-10 F2-1})$$

2.- Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b * [M_p - (M_p - 0.7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)] \leq M_p \quad (\text{Ec. 25.25 AISC 360-10 F2-2})$$

3.- Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p \quad (\text{Ec. 26.26 AISC 360-10 F2-3})$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J * c}{S_x * h_o} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (\text{Ec. 27.26 AISC 360-10 F2-4})$$

E= módulo de elasticidad del acero

J= Constante torsional

Sx= modulo elástico de la sección

$$C_b = \frac{12.5 * M_{max}}{2.5 * M_{max} + 3 * M_A + 4 * M_B + 3 * M_C} \quad (\text{Ec. 28.27 AISC 360-10 F1-1})$$

M_{max}= valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado

M_A= valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado

M_B= valor absoluto del momento en el centro del segmento arriostrado

M_C= valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 29.28 AISC 360-10 F2-5})$$

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J * c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2}} \quad (\text{Ec. 30.29 AISC 360-10 F2-6})$$

c= 1 para elementos de doble simetría

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y * C_w}}{S_x} \quad (\text{Ec. 31.30 AISC 360-10 F2-7})$$

$$C_w = \frac{I_y * h_o^2}{4} \quad (\text{Ec. 32.31 AISC 360-10 F2})$$

h_o= distancia entre los centroides de las alas

Todo lo expuesto anteriormente según la sección F2 del AISC 360-10 se lo puede resumir en la siguiente gráfica.

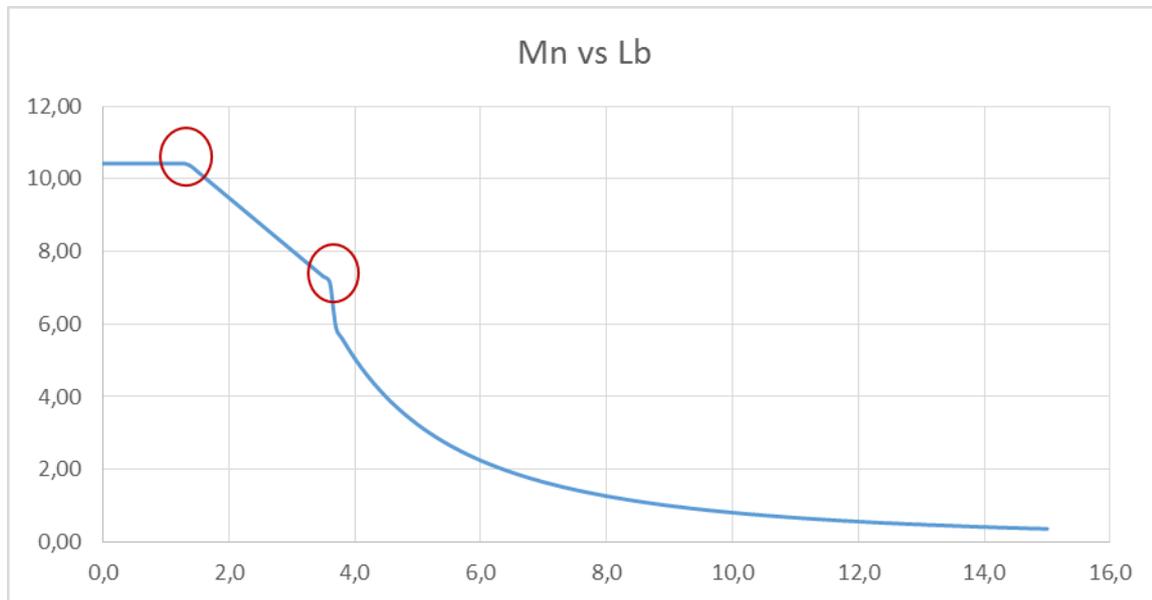


Figura 1. 3 Diagrama M_n vs L_b . Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Donde la meseta simboliza el M_p , el primer quiebre de la curva se da en la distancia L_p y el segundo quiebre en la distancia L_r .

Una vez obtenido el momento resistente de la sección, hay que hacer una revisión de cortante. Como ya se había mencionado las vigas secundarias se las diseña como un elemento simplemente apoyado, por lo tanto la demanda por corte será la reacción correspondiente en el extremo de la viga. La cual se la calcula mediante $V_u = \frac{w}{2}$

Donde w es la carga puntual en la viga.

La resistencia de la viga se la calcula mediante:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v \text{ (Ec. 33.32 AISC 360-10 G2-1)}$$

Donde:

A_w = Area del alma de la viga

El factor C_v obedece lo siguiente:

Si $\frac{h}{tw} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{Kv * E}{fy}}$, entonces $Cv=1$ (Ec. 34.33 AISC 360-10 G2-3)

Si $1.10 * \sqrt{\frac{Kv * E}{fy}} < \frac{h}{tw} \leq 1.37 * \sqrt{\frac{Kv * E}{fy}}$ entonces $Cv = \frac{1.10 * \sqrt{\frac{Kv * E}{fy}}}{\frac{h}{tw}}$ (Ec. 35.34 AISC 360-10 G2-4)

Si $\frac{h}{tw} > 1.37 * \sqrt{\frac{Kv * E}{fy}}$, entonces $Cv = \frac{1.51 * E * Kv}{(\frac{h}{tw})^2 * Fy}$ (Ec. 36.35 AISC 360-10 G2-5)

h= distancia libre para alas

tw= espesor del alma

Donde el factor Kv obedece lo siguiente

Si el alma es no atiesada $Kv=5$

Si el alma presenta atiesadores $Kv = 5 + \frac{5}{(\frac{a}{h})^2}$ siempre y cuando a/h sea menor a 3. En caso contrario $Kv= 5$ (Ec. 37.36 AISC 360-10 G2-6)

Siendo a la longitud entre atiesadores transversales.

Una vez habiendo chequeado si la viga necesita o no atiesadores por corte, se puede elegir la sección para la etapa de diseño, si no repetir todo el proceso chequeando fluencia y corte hasta obtener una sección satisfactoria.

Las vigas principales se las prediseña bajo los mismos conceptos que los de las vigas secundarias. Excepto por el tipo de apoyo ya que las principales pueden funcionar como empotradas o apoyadas dependiendo del tipo de edificio. Su carga se debe a las reacciones que se producen en las vigas secundarias. También permiten trabajar con elementos compactos o sísmicamente compactos.

Debido a experiencias previas, este tipo de elementos se los recomienda trabajar como sísmicamente compactos. Las disposiciones de los elementos sísmicamente compactos se encuentran en el AISC 341-10.

Hasta aquí el prediseño. En estos momentos ya se deben tener todas las secciones que se usarán en la fase de diseño. Se puede asumir que el diseño es un chequeo del

prediseño por lo que, si no presenta problemas el modelo, las secciones permanecerán invariables.

Se debe realizar el diseño teniendo en cuenta toda la complejidad arquitectónica y las cargas que realmente va a soportar la estructura. Para esta fase se recomienda el uso de softwares estructurales dependiendo de la estructura. Si la estructura es muy sencilla geométricamente y en cuanto a cargas, los valores del Predimensionamiento van a ser muy cercanos a los que se podría obtener en el diseño. En el diseño es mandatorio el análisis sísmico, por lo que se deben diseñar los elementos teniendo en cuenta la mayoración que involucra este evento.

Nuevamente dependiendo de la complejidad de la estructura se debe decidir si hacer un diseño estático (Diseño Basado en Fuerzas) o dinámico (Diseño Basado en Desplazamientos). La diferencia es que el DBF solo toma en cuenta el primer modo de vibración de la estructura, mientras que el DBD toma en cuenta la participación de todos los modos de vibración, por lo que para estructuras complejas es obligatorio realizar el DBD y opcional realizar el DBF. En esta etapa es necesario cumplir con todas las disposiciones establecidas en la NEC_SE_DS (Peligro Sísmico).

El diseño se lo va a realizar con la ayuda del programa ETABS 2016. El cual requiere de ciertos datos que se deben ingresar antes de poner atención a las secciones. Dado que la estructura de estudio posee mucha complejidad arquitectónica, se procederá a crear un grid system desde cero.

Esto involucrará la herramienta de dibujo Autocad 2014, en la cual se dibujará el grid y luego se lo exportará al programa ETABS 2016. Esto para ser lo más fiel posible al requerimiento arquitectónico. Una vez dibujado el grid se lo guarda como un archivo con formato dxf en una sola capa, escalado debidamente para que las unidades del dibujo coincidan con las que se definen en el programa.

En el programa ETABS 2016 se sigue lo siguiente:

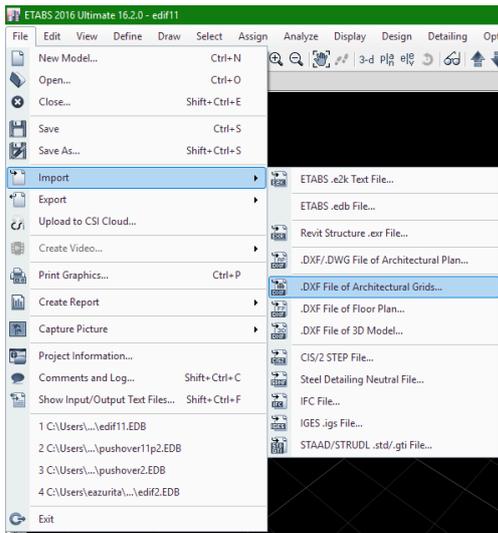


Figura 1.4. Exportación del Grid System.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

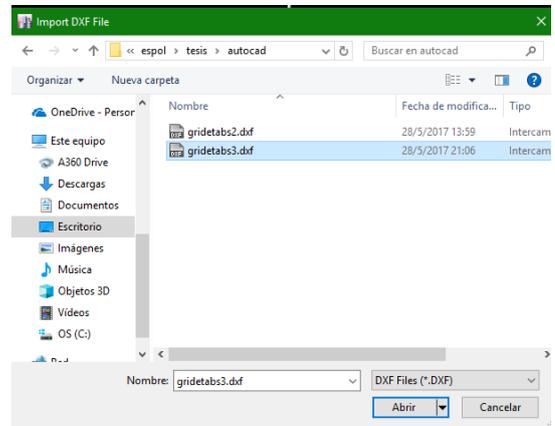


Figura 1.5 Exportación del Grid System.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Se selecciona el archivo dxf donde se encuentra el dibujo del grid line.

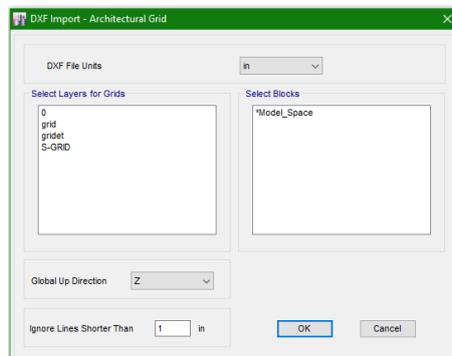


Figura 1.6. Exportación del Grid System.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Se selecciona la capa del dibujo, las unidades en las que se dibujó y la dirección global vertical.

Al hacer click en **OK** el grid se dibujará en el programa estructural ETABS 2016. Si se quiere tener información de la complejidad estructural, se recomienda revisar los planos estructurales provistos.

Luego se necesita definir las propiedades del material de trabajo. Esto se lo realiza siguiendo los siguientes comandos: Define → Material properties. Aquí se definen los materiales que previamente en el prediseño se habían considerado en el prediseño que son Acero A36 y hormigón de $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$.

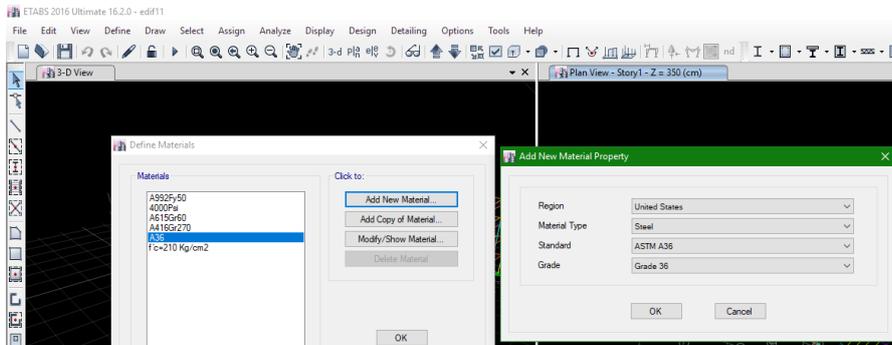


Figura 1.7. Definición de materiales de trabajo.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Se escoge el material más cercano que el programa tiene por defecto, en este caso el ASTM A36 Grade 36.

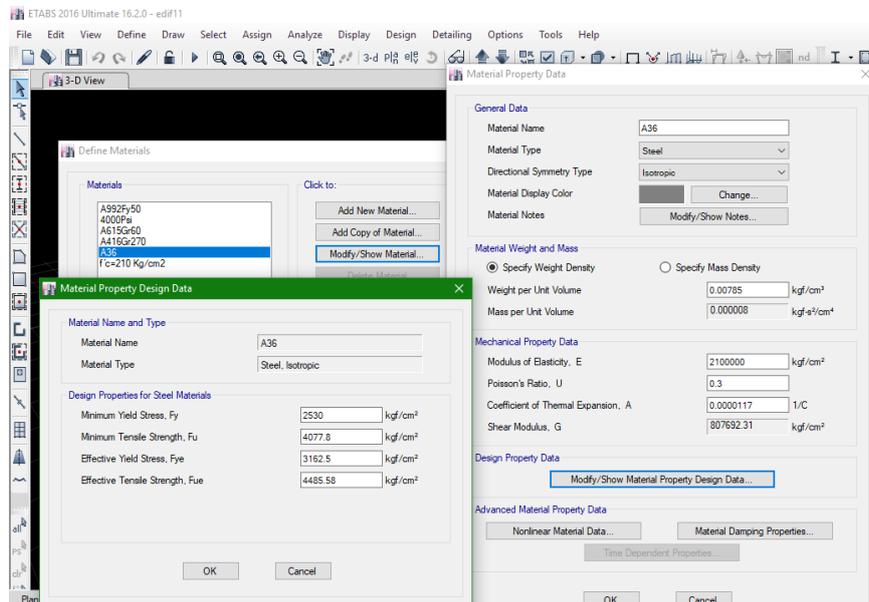


Figura 1.8. Definición de materiales de trabajo.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Una vez ingresado el material se chequea que los valores sean cercanos o iguales a los con que se trabajó en la fase de prediseño. Sin embargo siempre se recomienda colocar los valores que ya se han calculado o investigado previamente, entre ellos los más importantes el peso unitario, E, Fy y Fye.

Lo mismo para el caso del hormigón:

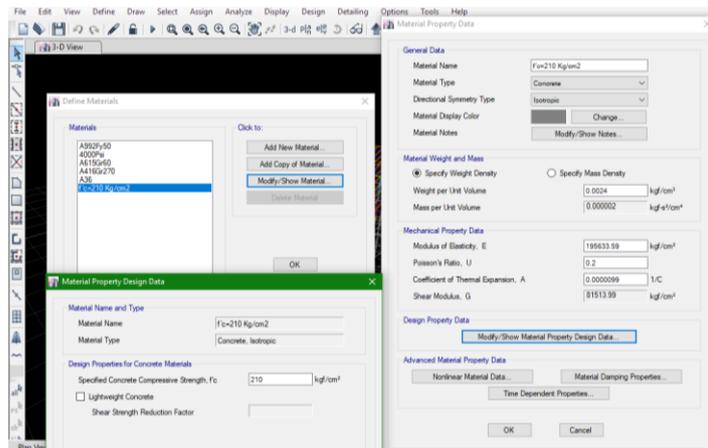


Figura 1.9. Ingreso de Valores del Hormigón.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Una vez definido los materiales, se procede a definir las secciones:

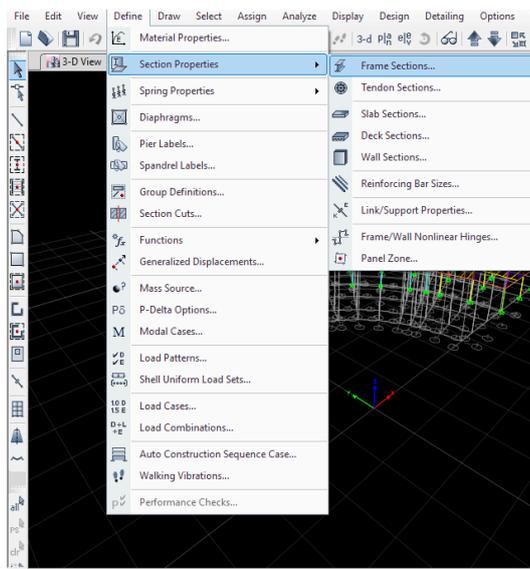


Figura 1.10 Definición de Secciones.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

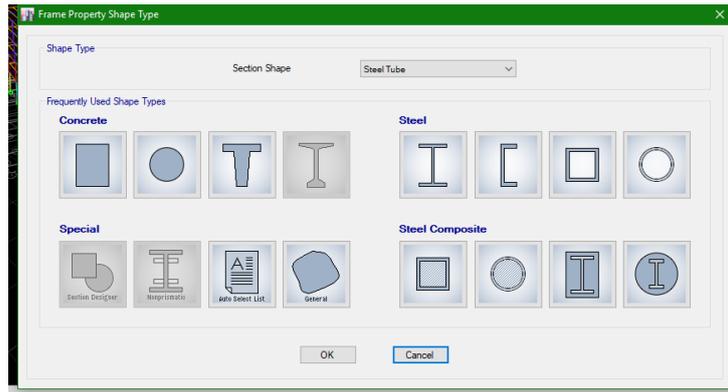


Figura 1.11 Definición de Secciones.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Aquí se ingresan todas las secciones provistas por el prediseño atribuyendo su correspondiente material. De la misma manera se define la losa.

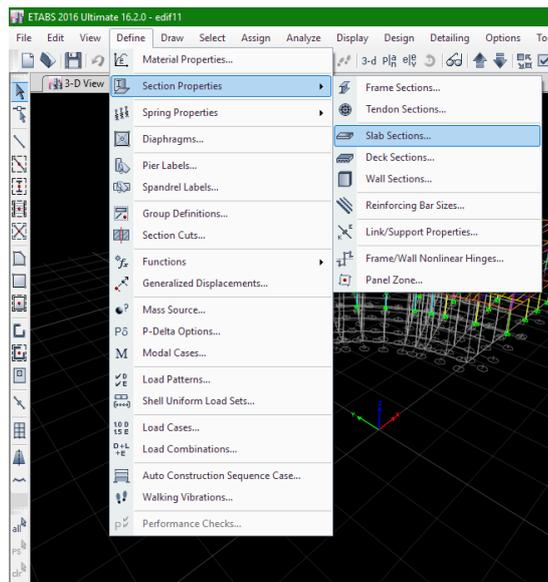


Figura 1.12 Definición de secciones de la Losa.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

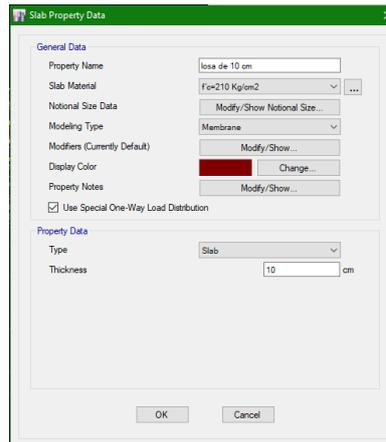


Figura 1.13 Definición de secciones de la Losa.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Aquí se define de qué manera trabajará la losa, en este caso se trabajará con la losa sólo como un distribuidor de carga en una dirección por lo que se elige la opción “Membrane”.

Luego de definir las secciones se procede a dibujar, nuevamente respetando la arquitectura del edificio, es decir con espacios para escaleras, elevadores y pozos de luz.

Dado que la estructura completa está compuesta por dos subestructuras unidas por una junta. Se procede a hacer un análisis independiente para cada estructura.

Por lo que la primera estructura quedará de la forma:

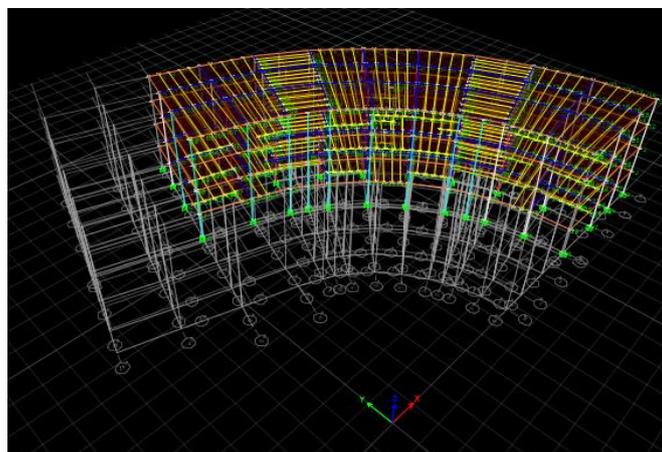


Figura 1.14 Dibujo de la primera Estructura.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Y la segunda estructura:

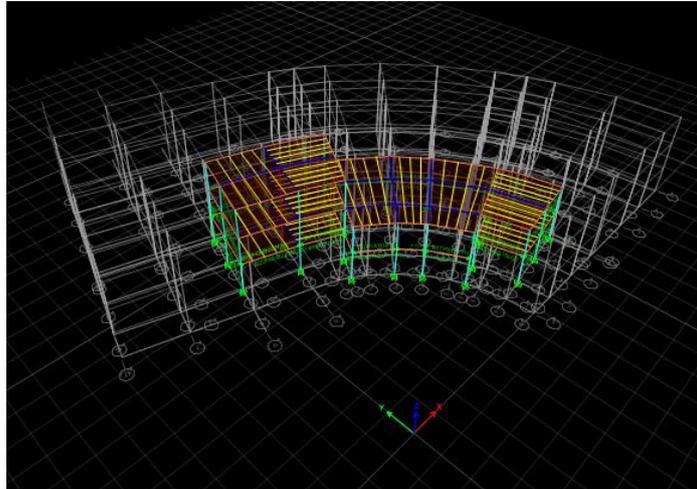


Figura 1.15 Dibujo de la segunda Estructura. **Fuente:** Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Dado la forma irregular de la estructura, los ejes locales de los elementos deben estar alineados acorde con la forma de la misma. Para esto se selecciona el objeto y se rotan los ejes locales mediante:

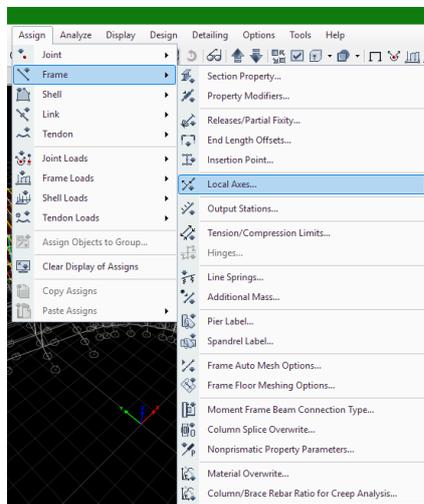


Figura 1.16 Alineación de los Ejes Locales.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

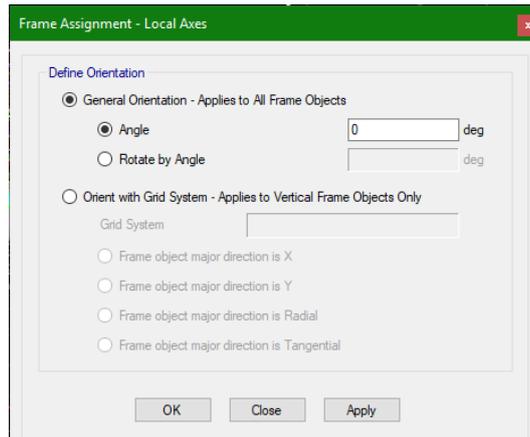


Figura 1.17 Alineación de los Ejes Locales.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Acto seguido se procede a colocar las cargas de la estructura. En esta parte se colocarán las cargas de paredes sobre las vigas que las soportan. Habiendo previamente establecido los patrones de cargas correspondientes:

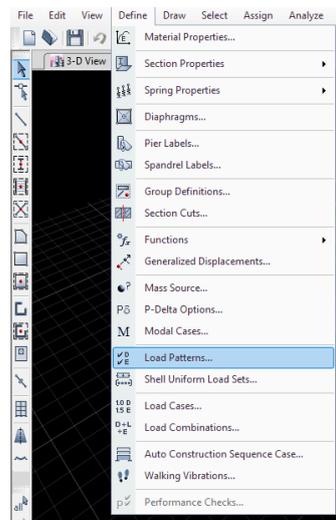


Figura 1.18 Ingreso de las cargas de la Estructura.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

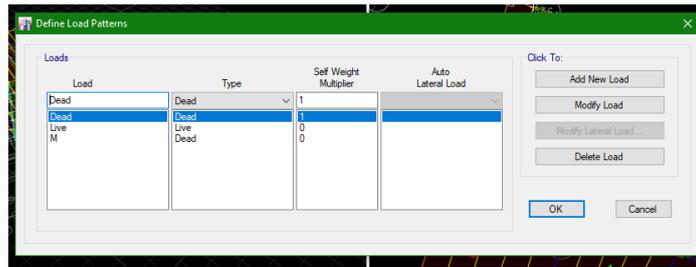


Figura 1.19 Ingresos de las cargas de la Estructura.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

En esta parte se debe definir si trabajar con una carga muerta separada del peso propio de los elementos o no. En este caso se trabajará con carga separada por lo tanto se crea un nuevo pattern indicando el factor “self weight” de 0.

Como se había dicho previamente se colocarán las cargas de paredes en las vigas que las soportan, por lo que para esto se seleccionan las vigas portadoras y se asignan dichas cargas mediante:

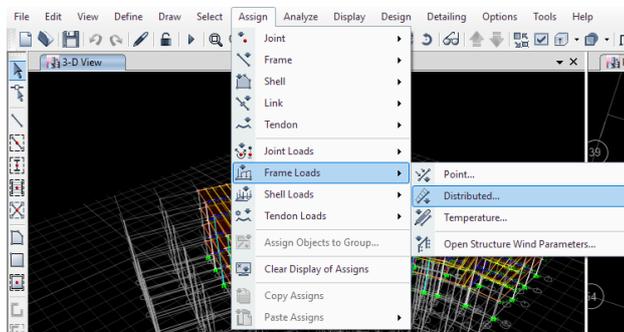


Figura 1.20 Asignación de Cargas en Vigas Portadoras.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

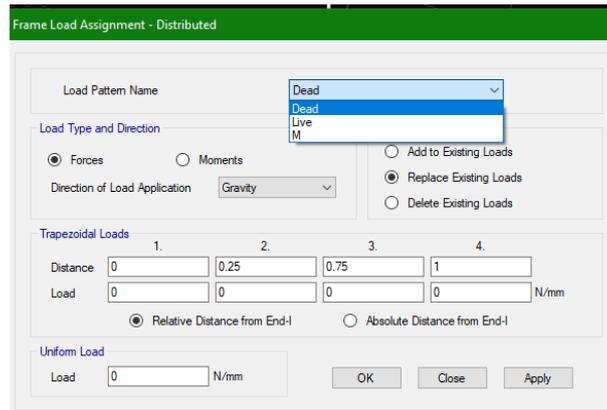


Figura 1.21 Asignación de Cargas en Vigas Portadoras.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

En esta parte se introduce el tipo de carga, su dirección y magnitud. De la misma manera se ingresa el resto de carga muerta sobreimpuesta y la carga viva. La única diferencia es que estas van aplicadas en la losa.

Para Ingresar la carga de sismo se debe primero calcular el espectro de diseño. Una vez calculado el espectro de diseño, se lo guarda en un bloc de notas y se sigue lo siguiente:

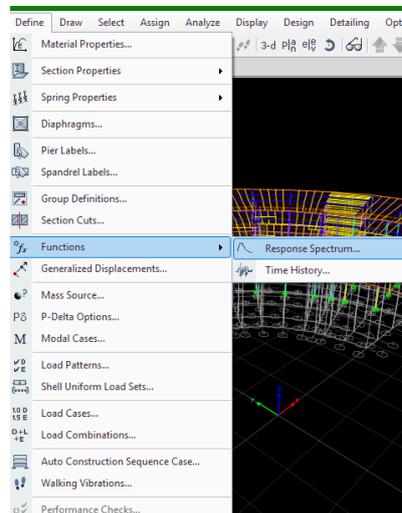


Figura 1.22 Procedimiento para ingresar Carga de Sismo.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

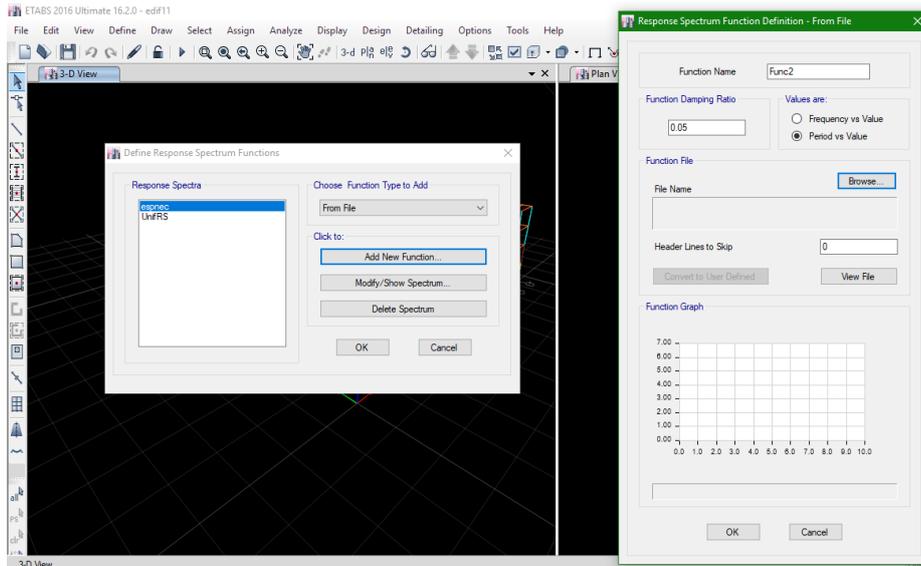


Figura 1.23 Procedimiento para ingresar Carga de Sismo.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Con respecto a la elaboración del espectro, según la NEC_SE_DS (Peligro Sísmico), se tiene que definir los datos necesarios (valores en amarillo) y luego aplicar las fórmulas correspondientes. El espectro realizado se decidió que fuera valido para ambas estructuras, debido a que es el que implica mayor demanda en la estructura general. En nuestro caso de estudio son los siguientes valores:

Tabla 1.5 Espectro elástico de diseño en aceleraciones Fuente: NEC-14

ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES (NEC-14)				
Parámetro	Variable	Valor	Unidades	Referencia
Factor de importancia	I	1.30	s.u	Tabla 6, Sec.4.1
Factor de reducción de respuesta	R	4.50	s.u	Tabla 15, Sec.6.3.4
Zonificación Sísmica		IV		Tabla 1, Sec.3.1.1
Región del Ecuador		Costa		Sec.3.3.1
Factor de aceleración de la zona sísmica	Z	0.35	s.u	Tabla 1, Sec.3.1.1
Relación de amplificación espectral	n	1.80	s.u	Sec.3.3.1
Coefficiente Ct	Ct	0.072	s.u	Sec.6.3.3
Altura total del elemento	hn	14.00	m	Planos
Coefficiente para Calculo de Periodo	α	0.80	s.u	Sec.6.3.3
Tipo de Suelo		E		Tabla 2, Sec.3.2.1
factor de sitio Fa	Fa	1.10	s.u	Tabla 3, Sec.3.2.2
factor de sitio Fd	Fd	1.65	s.u	Tabla 4, Sec.3.2.2
factor de comportam. inelástico suelo	Fs	1.80	s.u	Tabla 5, Sec.3.2.2
Factor asociado al periodo de retorno	r	1.50	s.u	Sec 3.3.1
Factor de irregularidad en planta	Øp	0.90	s.u	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación	Øe	1.00	s.u	Tabla 14, Sec.5.2.3
Aceleracion de la gravedad	g	9.81	m/s ²	
Período teórico metodo 1	T1	0.59	seg.	Sec.6.3.3
Período teórico metodo 1 mayorado	T2	0.77	seg.	Sec.6.3.3
Período fundamental direccion x	Tx	0.780	seg.	ETABS 2016
Período fundamental direccion y	Ty	0.690	seg.	ETABS 2016
Periodo Límite en T=To	To	0.27	seg.	Sec.3.3.1
Periodo Límite en T=Tc	Tc	1.49	seg.	Sec.3.3.1
Periodo Límite en T=TL	TL	3.96	seg.	Sec.3.3.1
Aceleración en T=0	Sa	0.39	g	Sec.3.3.1
Aceleración en T=To	Sa_o	0.69	g	Sec.3.3.1
% de reduccion de respuesta	f	0.25	s.u	

Se planea trabajar con un edificio IMF por lo que su “R” es de 4.5. Debido a que la NEC_SE_DS no posee información acerca de edificios IMF, se buscó información en otra fuente. (Diseño Sismoresistente de construcciones de Acero tabla 2-1)

Más adelante se explicará con mejor detalle la razón de tomar un edificio IMF. El valor de I corresponde a la ocupación de la estructura.

Se decidió usar un valor de 0.9 en el factor de irregularidad en planta debido a que las columnas no están alineadas en dirección de un eje global. Los demás valores fueron tomados de sus respectivas tablas.

Por consiguiente, el espectro elaborado es el siguiente:

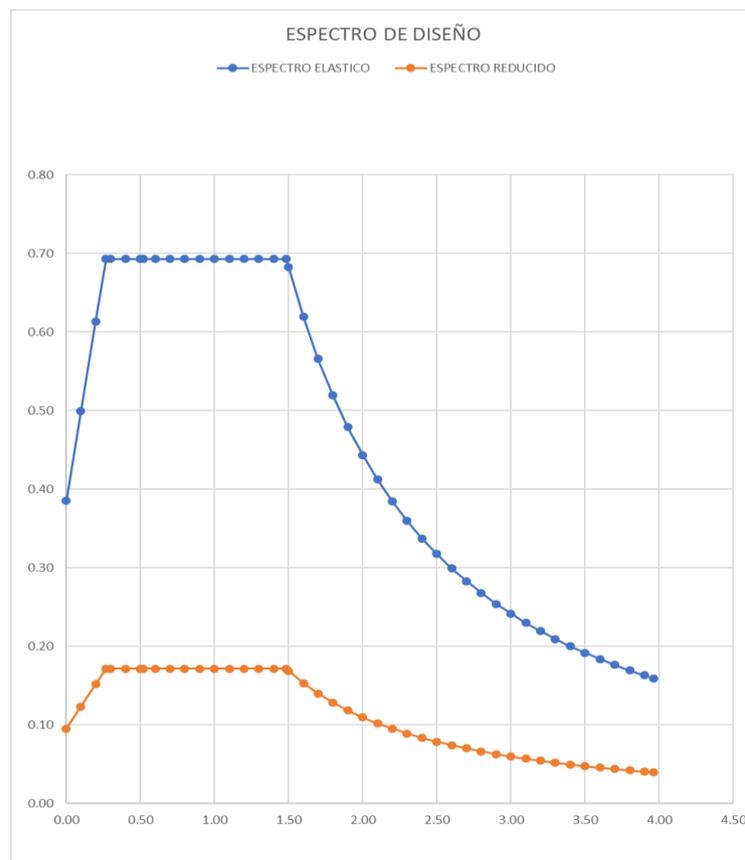


Figura 1.24 Espectro de diseño.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

El que se tomará para el diseño será el inelástico.

Habiendo calculado el espectro de diseño, entonces se puede ingresar el caso de carga sísmica:

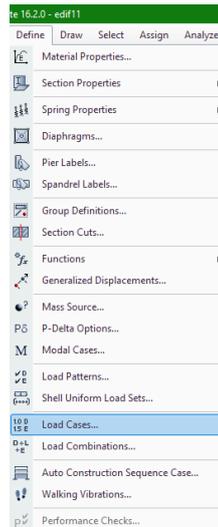


Figura 1.25 Ingreso de Carga Sísmica.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

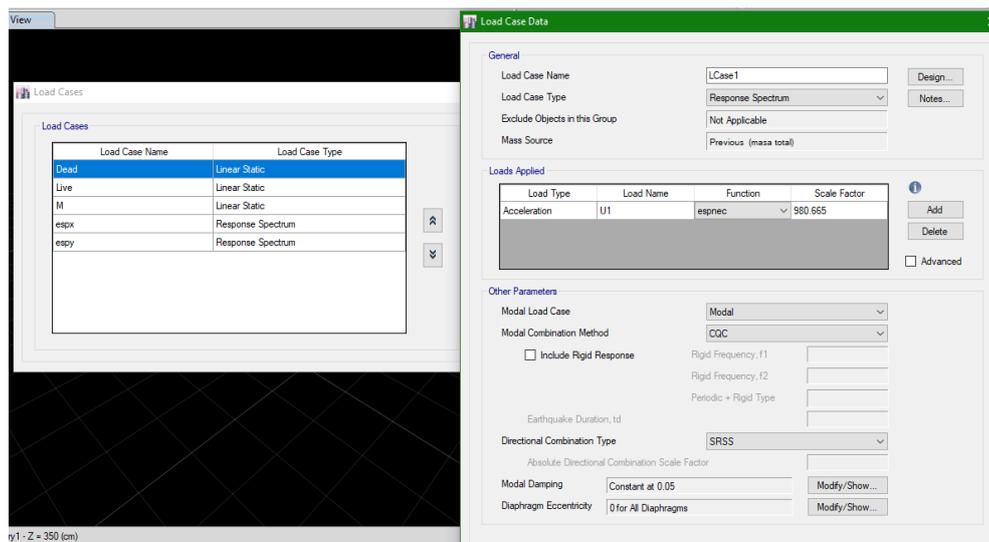


Figura 1.26 Ingreso de carga Sísmica.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Tanto para la dirección horizontal y vertical, si la estructura no se encuentra alineada con ninguno de los ejes globales, entonces se deben probar varias direcciones en orden de analizar la dirección más desfavorable. Esto debido a que se está usando el método DBD. Si se quisiera usar el DBF su procedimiento sería diferente.

Lo siguiente es hacer que cada piso se deforme como piso rígido, lo cual se lo hace seleccionando los elementos de cada piso y asignando la opción de diafragma rígido:

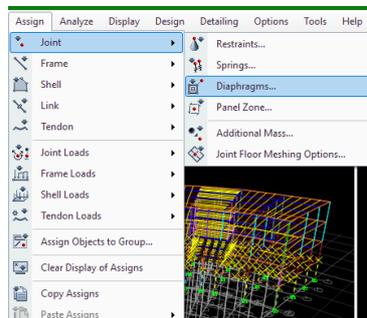


Figura 1.27 Procedimiento para Deformación como Piso Rígido.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

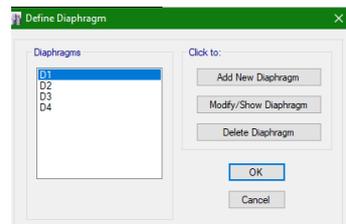


Figura 1.28. Procedimiento para Deformación como Piso Rígido.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Y asignarle a cada piso un diafragma.

Una vez ingresado todas las demandas, se procede a correr el programa usando:

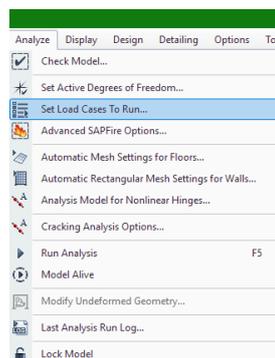


Figura 1.29 Ejecución del Programa.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

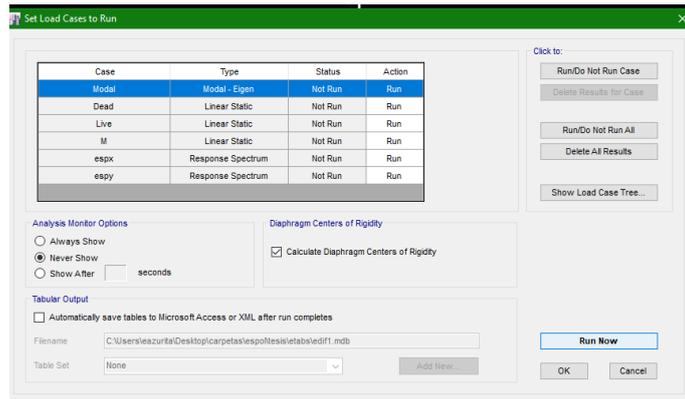


Figura 1.30 Ejecución del Programa.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Antes de hacer click en Run Now se puede activar la opción que permite que el programa calcule el centro de rigidez. Esto para después utilizar esa información a modo de controlar la torsión.

Una vez corrido el programa lo primero es revisar si existe torsión en la estructura. Esto mediante el análisis de participación de masa. El programa es capaz de presentar los porcentajes de participación de masa mediante:

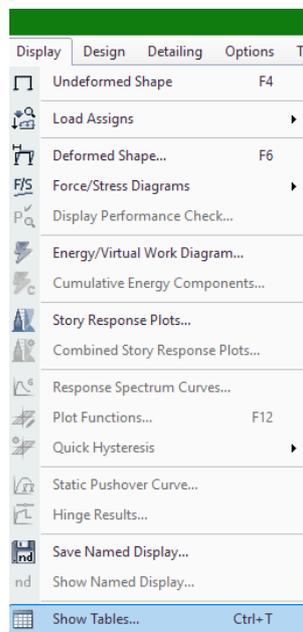


Figura 1.31 Revisión de Torsión.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

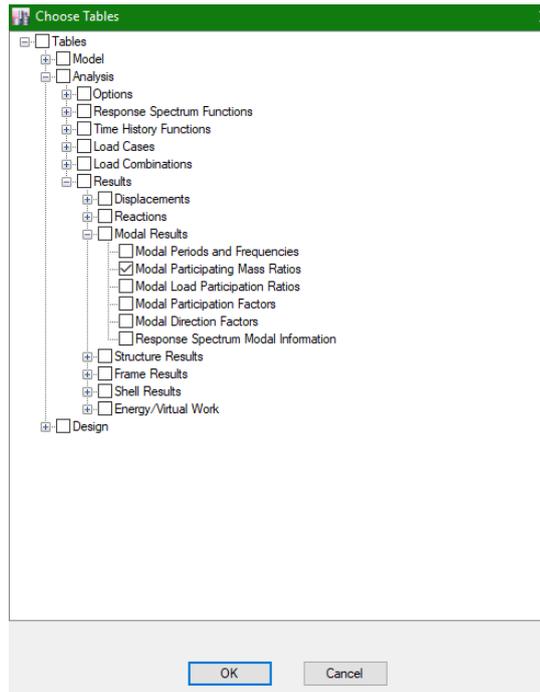


Figura 1.32 Revisión de Torsión.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

En la tabla que aparece a continuación se tiene que inducir que el primer y segundo modo de vibración de la estructura sea de traslación y no de rotación. Esto verificando que se cumpla que al menos el 90% de la masa se encuentre en una sola dirección ya sea x o y. Si no se alcanza el 90% y en su defecto se alcanza un valor menor, entonces chequear que la distorsión de entrepiso no sea muy grande.

Si el porcentaje de participación de masa es muy bajo, menor al 90%, se puede decir que existe torsión en la estructura, la cual debe ser controlada. Para controlar esta torsión se debe comprender primero el origen de esta. La torsión ocurre principalmente porque el centro de masa y de rigidez de la estructura se encuentran en diferentes posiciones uno con respecto al otro, el centro de masa es invariable y su ubicación lo proporciona el diafragma, sin embargo, el centro de rigidez depende de la estructura y su ubicación cambia si se modifica la estructura.

Por consiguiente, lo que se debe hacer es rigidizar ciertas zonas para desplazar el centro de rigideces y que se asiente lo más cerca posible del centro de masas. Para esto se pueden usar rigidizadores extra o simplemente aumentar la rigidez de los elementos. Al haber controlado la torsión lo siguiente es chequear las derivas, esto se lo puede realizar escogiendo el pórtico con mayor desplazamiento en uno de los ejes globales y hacer su respectivo análisis.

Según la NEC_SE_DS (Peligro sísmico) la deriva máxima debe ser menor del 2% en consecuencia, si no se cumple este requerimiento se debe rigidizar la estructura.

Habiendo cumplido con el requerimiento de derivas se chequea la capacidad de los elementos tanto por corte, flexión y compresión. Esto utilizando la herramienta “*Steel frame design*”.

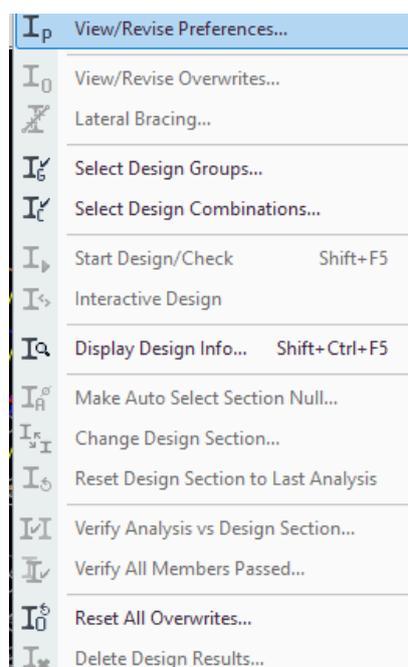


Figura 1.33 Uso de Herramienta Steel Frame Design.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Sin embargo, antes de correr el diseño se debe tener en cuenta ciertos parámetros:

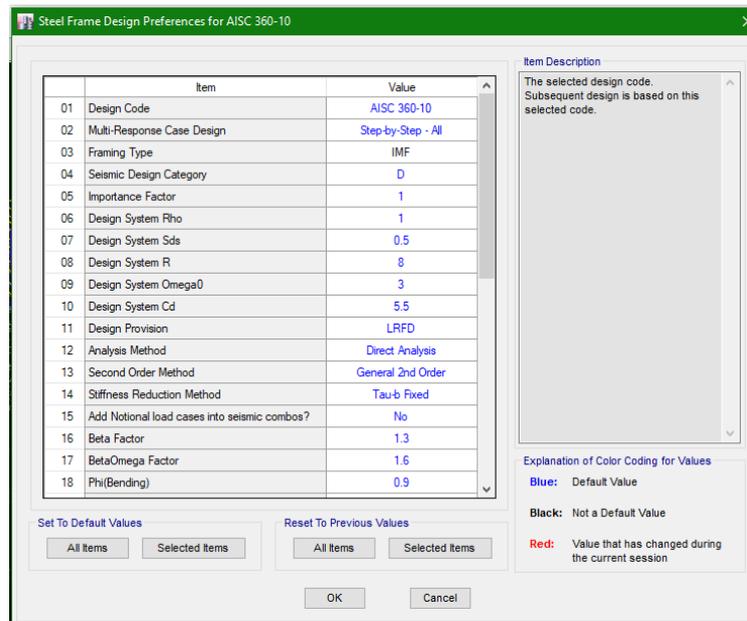


Figura 1.34 Revisión de Parámetros. Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Uno de ellos es establecer la norma con la cual trabajar y el otro el tipo de edificio, es decir si es SMF (Special Moment Frame), IMF (Intermediate Moment Frame) o OMF (Ordinary Moment Frame). Un edificio SMF es aquel que posee mucha capacidad de disipación de energía, sin embargo, un edificio de estas características es muy caro y su construcción requiere de un riguroso control, lo cual en nuestro medio es muy difícil de lograr.

Esto porque el mayor peso recae en las conexiones debido a que las conexiones principales son a momento, lo cual es muy difícil de lograr adecuadamente, por lo tanto, la norma AISC 358 provee unas conexiones a momento (conexiones precalificadas), las cuales son las únicas que se encuentran certificadas de que son capaces de transmitir los esfuerzos adecuadamente.

Sin embargo, para emplearlas se deben cumplir todos los requisitos provistos en el AISC 358. Si no se cumple algún requisito o si se desea cambiar alguno de ellos, entonces no se asegura la correcta transmisión de esfuerzos.

Debido que en nuestro estudio se decidió usar columnas tubulares, y en el AISC no presenta conexiones precalificadas a columnas tubulares, existe una incertidumbre en la transmisión de esfuerzos en la conexión. Sin embargo, los elementos cumplen algunas condiciones de un edificio SMF como es el uso de vigas sísmicamente compactas, por lo que se estima que, si bien la estructura no disipará energía como lo haría un SMF, estará muy cerca.

Por consiguiente, se considerará un comportamiento de IMF. A continuación, entonces se deben definir los parámetros para un IMF.

En la siguiente tabla se encuentran los valores más importantes de una configuración IMF. (Diseño Sismoresistente de construcciones de Acero tabla 2-1)

Sistema sismorresistente	R	Ω_o	C_d
Pórticos no arriostrados especiales	8	3	5.5
Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas	7	3	5.5
Pórticos no arriostrados intermedios	4.5	3	4
Pórticos no arriostrados ordinarios	3.5	3	3
Pórticos arriostrados excéntricamente	8	2	4
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente	6	2	5
Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente	3.25	2	3.25
Pórticos con riostras de pandeo restringido	8	2.5	5
Muros especiales con placas de acero	7	2	6
Columnas en voladizo especiales	2.5	1.25	2.5
Columnas en voladizo ordinarias	1.25	1.25	1.25
Sistemas estructurales de acero no detallados específicamente como sismorresistentes, excluyendo las columnas en voladizo	3	3	3
Sistemas duales con pórticos no arriostrados especiales capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza sísmica de diseño.			
Pórticos arriostrados excéntricamente	8	2.5	4
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente	7	2.5	5.5
Pórticos con riostras de pandeo restringido	8	2.5	5
Muros especiales con placas de	8	2.5	6.5
Sistemas duales con pórticos no arriostrados intermedios capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza sísmica de diseño			
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente	6	2.5	5

Figura 1.35 Parámetros para una Estructura IMF.

Fuente: Diseño Sismoresistente de construcciones de Acero tabla 2-1

Debido a que se está diseñando mediante la filosofía de LRFD, entonces es necesario ingresar las correspondientes combinaciones de carga. En este punto es necesario utilizar el factor omega0 de forma manual, para asegurar un correcto funcionamiento del programa. Esto debido a que se trata de que el programa solo realice cálculos más no tome decisiones de diseño.

El factor omega0 es un factor de sobre resistencia, que tiene en cuenta la redundancia estructural y muchos otros factores que están bastante relacionados con las columnas, por lo que se considera que las columnas deben de ser capaces de resistir mucho más de lo que normalmente se espera. Por lo que se debe de considerar una mayoración de las combinaciones de carga sísmica en un factor de 3.

Esto solo para el diseño de las columnas. Para el diseño de las vigas no se debe tomar en cuenta esta mayoración y seguir la combinación propuesta por la NEC_SE_CG (Cargas no Sísmicas). Las vigas secundarias solo deben ser diseñadas a cargas gravitacionales, por lo que no es necesario chequear con carga sísmica.

Habiendo definido las combinaciones de carga para cada tipo de elemento, entonces se puede correr el diseño con la adecuada combinación mediante:

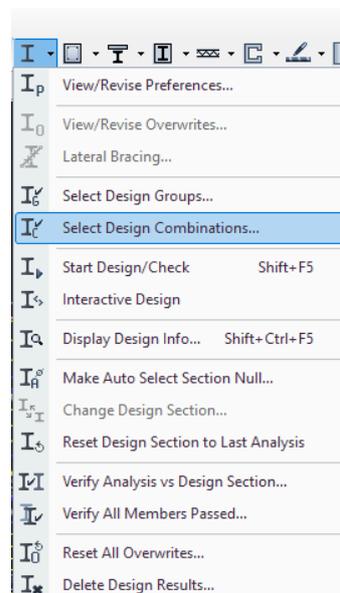


Figura 1.36 Selección de las combinaciones de carga.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Eligiendo las combinaciones que deben soportar los tipos de elementos escogidos para su diseño (columnas, vigas principales o vigas secundarias), entonces se realiza su respectivo análisis de resistencia.

El programa mostrará los elementos escogidos coloreados, atribuyendo la paleta de colores a una escala de resistencia. Si se tiene que el color del elemento es de aquel que representa que la demanda es superior a la capacidad (comúnmente color rojo). Entonces significa que ese elemento debe ser más resistente. Por lo que se debe utilizar cualquier método para incrementar la resistencia del material.

Una vez diseñado todos los elementos se debe correr el programa nuevamente y chequear que no existan torsiones o derivas excesivas. Si el aumento de resistencia generó algún problema en el comportamiento del edificio (torsiones y derivas), entonces corregir estos problemas con algún método y volver a chequear la resistencia. Se debe realizar este proceso hasta llegar a un resultado satisfactorio a criterio del diseñador.

Al haber alcanzado esta etapa se puede decir que la estructura está diseñada. Sin embargo, hasta este punto no se sabe aún cual es el comportamiento de la estructura, solo se han controlado derivas, deflexiones y torsiones, mediante las simplificaciones de las normas. Por lo que, dependiendo del diseñador este elige si hacer un análisis más exhaustivo en cuanto al verdadero comportamiento de la estructura.

El siguiente paso si se quiere realizar un análisis más real de la estructura sería realizar un análisis estático no lineal (Pushover). En el cual se podrá evaluar cuál es el desempeño real de la estructura ante un evento sísmico. Para realizar este análisis es necesario calcular la curva demanda-capacidad de la estructura. La cual puede ser provista por los softwares estructurales. Luego de haber obtenido este dato se deben seguir las disposiciones del ASCE – SEI 41-13 para evaluar que tan eficiente es la estructura provista por un DBD.

Una vez habiendo realizado todos los análisis a la súper estructura, se procede a realizar el diseño de la sub estructura. Para el cual de igual manera se pueden utilizar herramientas informáticas o cálculos simplificados. En este último punto lo primordial es tomar en cuenta los asentamientos y la transmisión de esfuerzos.

Cabe recalcar que las herramientas digitales dependen de la calibración y de la información ingresada por el usuario, por lo que para usar cualquier software es necesario calibrar bien el modelo y verificar la veracidad de los datos ingresados.

En cuanto a las conexiones se recomienda realizar un diseño propio para las mismas. O en su defecto utilizar conexiones precalificadas expuestas en la norma AISC 358-10, con su debida calibración en el modelo si se requiere hacer algún cambio en la condición expuesta en la norma.

Finalmente exponer los elementos estructurales en un plano debidamente escalado para su correcta interpretación.

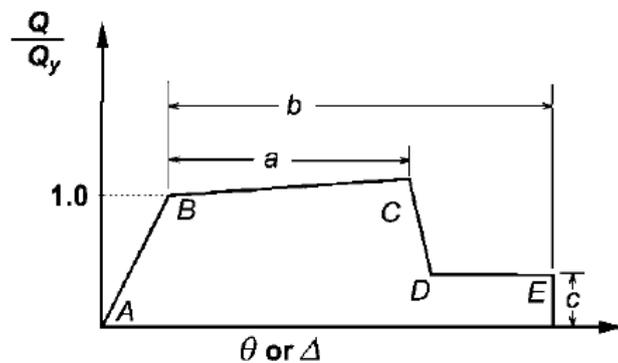


Figura 1.37 Diagrama Momento-Rotación

Fuente: ASCE 41-13 Fig. 9-1)

El siguiente grafico es la aproximación del comportamiento de los elementos estructurales, para poder de reducir la complejidad del cálculo (ASCE 41-13 Fig. 9-1).

Los valores a, b, c están tabulados por la misma norma en la tabla:

Component or Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b		IO	LS	CP
Beams—Flexure						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{yc}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{yc}}}$	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	90 _y	110 _y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{yc}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{yc}}}$	40 _y	60 _y	0.2	0.250 _y	30 _y	40 _y
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
Columns—Flexure^{e,f}						
For $PIP_{cl} < 0.2$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{yc}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{yc}}}$	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	90 _y	110 _y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{yc}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{yc}}}$	40 _y	60 _y	0.2	0.250 _y	30 _y	40 _y
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
For $0.2 \leq PIP_{cl} \leq 0.5$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{yc}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{yc}}}$	— ^c	— ^d	0.2	0.250 _y	— ^e	— ^d
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{yc}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{yc}}}$	10 _y	1.50 _y	0.2	0.250 _y	1.20 _y	1.20 _y
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
Column Panel Zones	120 _y	120 _y	1.0	10 _y	120 _y	120 _y
Fully Restrained Moment Connections^f						
WUF ^g	0.051–0.0013 <i>d</i>	0.043–0.00060 <i>d</i>	0.2	0.026–0.00065 <i>d</i>	0.0323–0.00045 <i>d</i>	0.043–0.00060 <i>d</i>
Bottom haunch in WUF with slab	0.026	0.036	0.2	0.013	0.0270	0.036
Bottom haunch in WUF without slab	0.018	0.023	0.2	0.009	0.0180	0.023
Welded cover plate in WUF ^g	0.056–0.0011 <i>d</i>	0.056–0.0011 <i>d</i>	0.2	0.028–0.00055 <i>d</i>	0.0420–0.00083 <i>d</i>	0.056–0.0011 <i>d</i>

Figura 1.38 Parámetros para análisis no lineal

Fuente: ASCE 41-13 tabla 9-6

En la siguiente tabla a más de presentar valores necesarios para realizar el diagrama, también presenta los valores IO, LS, CP, que corresponden a los criterios de aceptación de la norma en función del ángulo de rotación en fluencia:

Immediate Occupancy (Ocupación Inmediata)

Life Security (Seguridad de Vida)

Collapse Prevention (Prevención de Colapso)

(ASCE 41-13 tabla 9-6).

El programa ETABS 2016 posee todos estos criterios almacenados. Sin embargo, se recomienda revisar todos los valores que el programa calcula y asigna a los elementos de forma inmediata.

El proceso para asignar las rótulas en el programa es el siguiente:

Primero se debe seleccionar el tipo de elemento y luego:

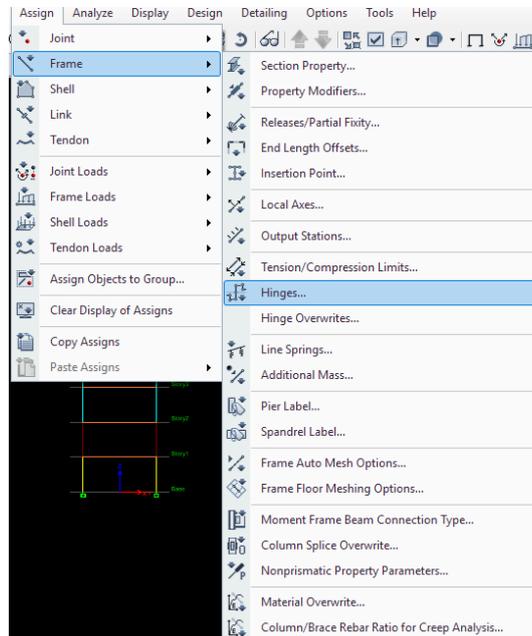


Figura 1.39 Asignación de rótulas plásticas 1

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

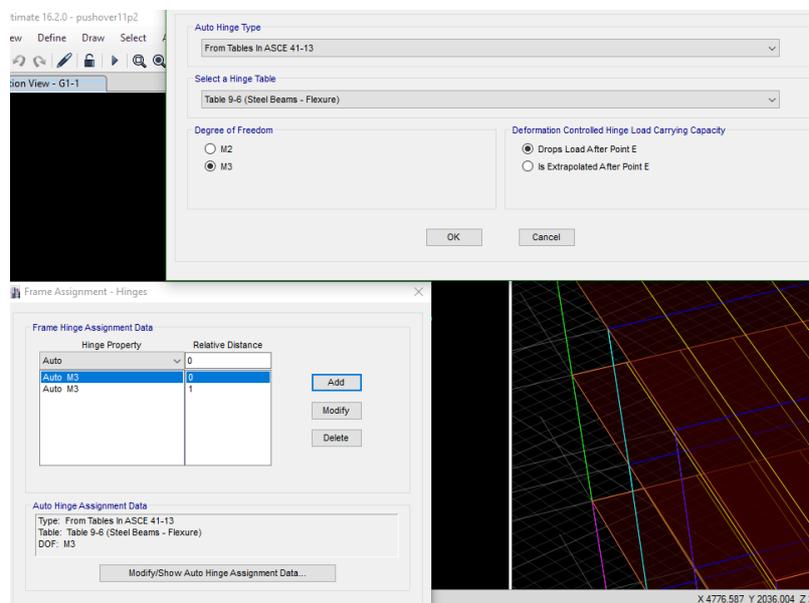
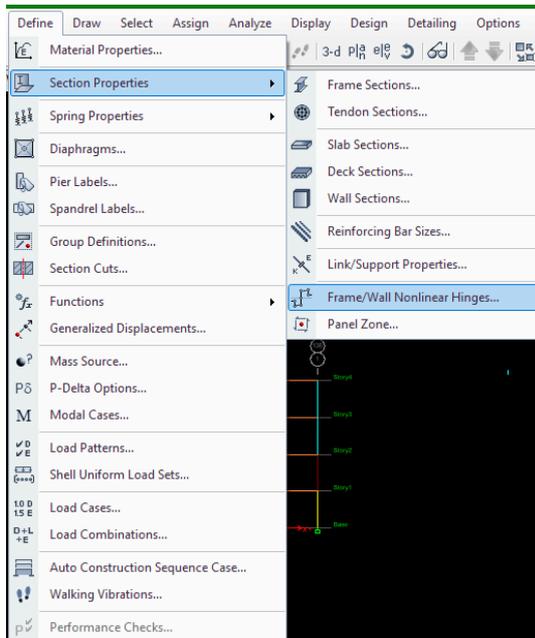


Figura 1.40 Definición de rótulas plásticas 2

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

En el siguiente menú el programa asigna rotulas de manera automática siguiendo los lineamientos de la norma ASCE 41-3, dependiendo del tipo de elemento.

La revisión de los valores asignados se lo hace mediante:



Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)



Figura 1.42 Comprobación de rótulas plásticas 4

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Figura 1.41 Comprobación de rótulas plásticas 3

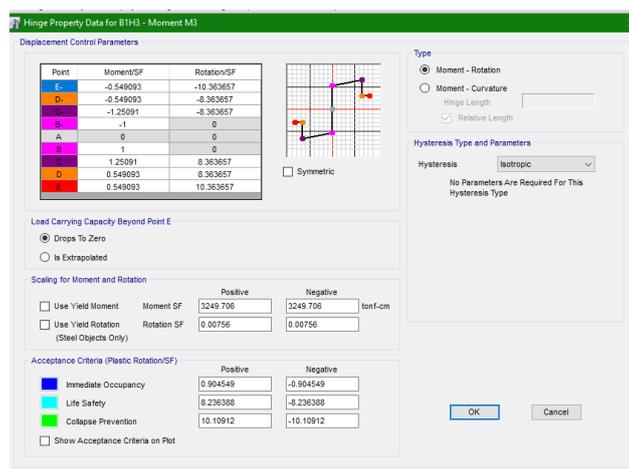


Figura 1.43 Comprobación de rótulas plásticas 5

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

Se debe revisar que los valores del diagrama sean correctos con relación a la norma ASCE 41-13 tabla 9-6. De manera manual chequear los valores de momento y rotación acorde a lo expuesto en ASCE 41-13 ecuación 9-1 y ecuación 9-3.

$$\theta_y = \frac{Z * F_{ye} * l_b}{6 * E * I} \text{ (Ec. 38.37 ASCE 41-13 ecuación 9-1)}$$

$$M = Z * F_{ye} \text{ (Ec. 39.38 ASCE 41-13 ecuación 9-3)}$$

Donde:

F_{ye} = momento de fluencia efectivo

Z = modulo plástico

l_b = longitud libre de la viga

E = módulo de elasticidad

I = Inercia de la viga

Por último, revisar los valores asignados a IO, LS y CP.

Cabe aclarar que los valores de momento y rotación los está calculando de manera aislada, por lo que los valores que asigna a los demás criterios (a, b, c, IO, LS, CP) son los factores correspondientes a estos criterios según la tabla del ASCE 41-13 tabla 9-6.

En las columnas y demás elementos estructurales, la única diferencia es que las columnas trabajan tanto para carga axial como para momento (P-M2-M3), y los rigidizadores trabajan a carga axial (P). Si existen valores que corregir a criterio del diseñador, se deben entonces cambiar dichos valores por los que considera, si no continuar con el proceso.

Luego de Haber asignado todas las rotulas de todos los elementos, se deben crear los casos de carga no lineal:

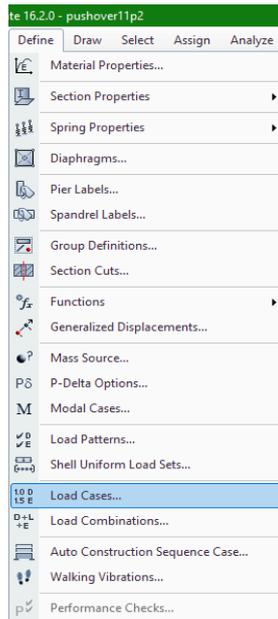


Figura 1.44 Comprobación de rótulas plásticas 6

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

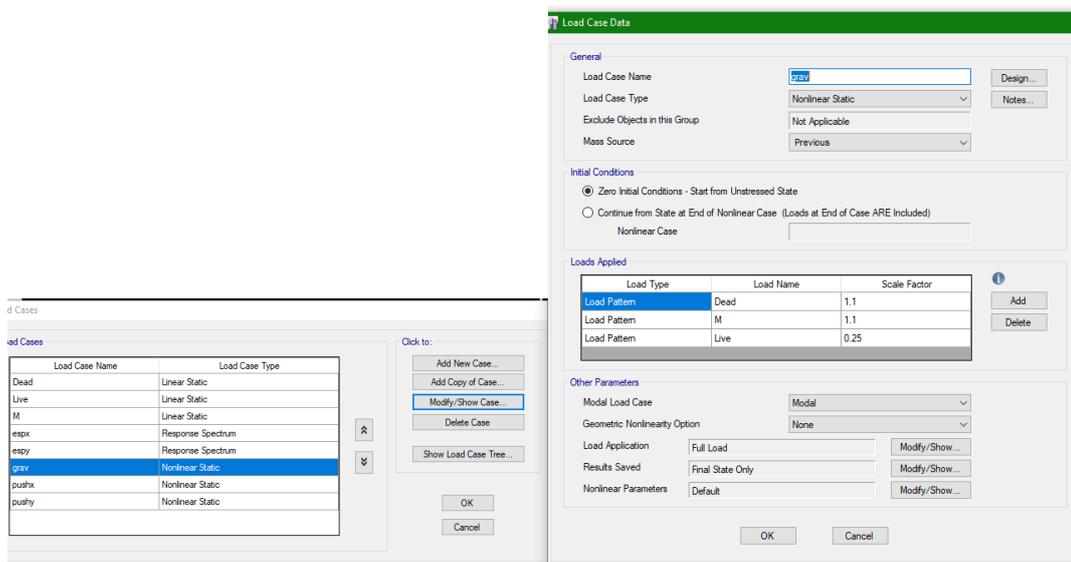


Figura 1.45 Comprobación de rótulas plásticas 7

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

El primer caso de carga a definir sería el gravitacional, el cual es el siguiente:

$$Q_G = 1.1 * Q_D + 0.25 * Q_L \text{ (FEMA 356 Sección 3.2.8)}$$

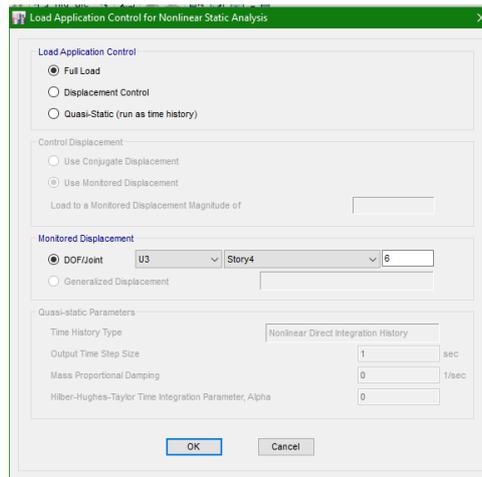


Figura 1.46 Comprobación de rótulas plásticas 8

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

En este caso de carga se revisa cual va a ser el nudo de control para controlar el desplazamiento.

Los siguientes casos de carga con respecto al sismo tanto para x como para y se deberán calibrar de la siguiente manera:

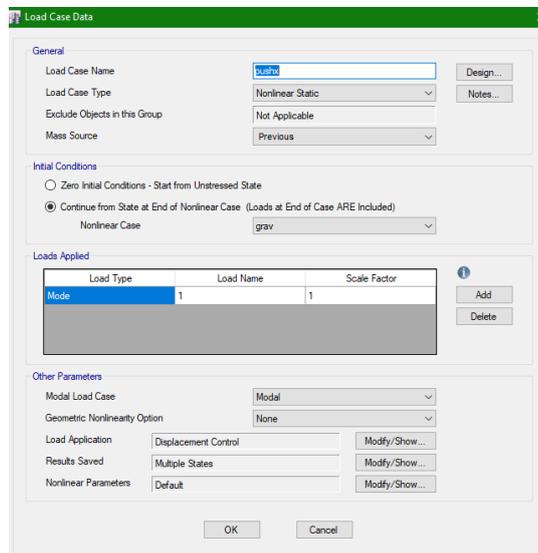


Figura 1.47 Comprobación de rótulas plásticas 9

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

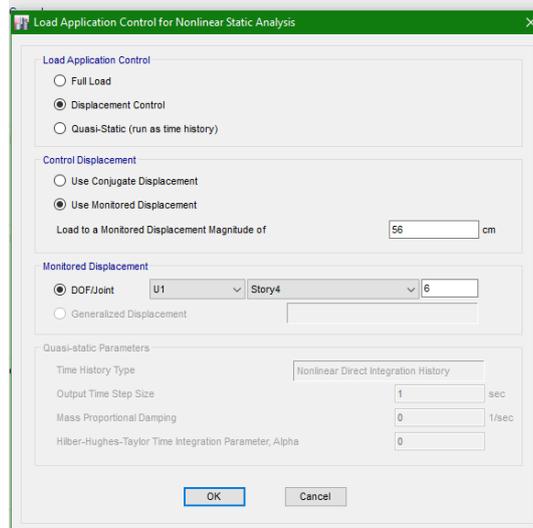


Figura 1.48 Comprobación de rótulas plásticas 10

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

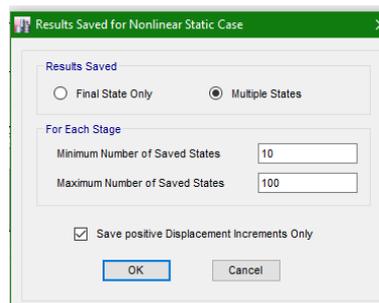


Figura 1.49 Comprobación de rótulas plásticas 11

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., (2018)

El análisis se lo puede hacer mediante Load pattern, Aceleración o Modos de vibración. Los primeros dos casos son fáciles de calcular en estructuras sin complejidad arquitectónica. Sin embargo, en estructuras complejas el método recomendado es el que utiliza los modos de vibración. Los modos de vibración establecidos deben ir relacionados a la dirección del movimiento, al igual que la dirección en la cual se va a medir el desplazamiento del nudo de control.

Para los casos que simulan el sismo se debe escoger la opción de “Displacement Control” para monitorear que sucede en la estructura a medida que se desplaza. Por lo cual es necesario que el programa guarde los datos en cada desplazamiento calculado (“Multiple States”).

En resumen, lo que se va a realizar es empujar a la estructura hasta cierta distancia (generalmente 4% de la altura total del edificio) y obtener su comportamiento (grafico cortante basal vs deformación), para su posterior análisis.

El análisis se lo deberá hacer en base a las rotulas producidas (tipo y ubicación), en base a esto se determinará el desempeño final del edificio.

Cimentación

Una vez habiendo realizado todos los análisis a la super estructura, se procede a realizar el diseño de la sub estructura. Para el cual de igual manera se pueden utilizar herramientas informáticas o cálculos simplificados. En este último punto lo primordial es tomar en cuenta los asentamientos y la transmisión de esfuerzos.

Primero se debe seleccionar que tipo de zapata se va a usar, por lo tanto, se debe ir probando desde plinto aislado hasta losa de cimentación.

Los plintos se diseñan de tal manera que deben cumplir presiones al suelo, punzonamiento, flexión, aplastamiento y cortante. Por lo que se debe ir dando dimensiones al plinto hasta que se cumplan todas las condiciones.

Presiones al suelo

$$q_1 = \frac{Pu}{B*H} + \frac{6*Mu}{H*B^2} \text{ (Manual del Ingeniero civil, sección 7)}$$

$$q_2 = \frac{Pu}{B*H} - \frac{6*Mu}{H*B^2} \text{ (Manual del Ingeniero civil, sección 7)}$$

Viendo el plinto en planta H es la longitud vertical y B la longitud horizontal. Pu y Mu las demandas de carga de presión y momento. Para que el plinto sea satisfactorio $q_1 < q_a$ (carga admisible del suelo). Esto indicaría que los esfuerzos transmitidos son menores a los que resiste el suelo por lo que no existiría falla.

Corte

El corte sucede generalmente a una distancia d (peralte efectivo del plinto) medido desde la cara de la columna, por lo que se debe hacer es calcula un q_3 que es el esfuerzo de corte generado a una distancia “d” desde la cara de la columna a partir del q_2 y q_1

calculado anteriormente. Este esfuerzo de corte debe ser menor al que resiste el hormigón ($0.75 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$) (ACI 318-2014)

Flexión

La demanda de flexión será determinada por la presión de suelo ejercida en las alas del plinto. A partir de este punto el procedimiento será igual que el de una losa de hormigón (ACI 318-2014).

Punzonamiento

El perímetro de falla por punzonamiento se genera a una distancia de $d/2$ medidos a partir de la columna. Este esfuerzo se lo calculará con la carga de presión que se genera en la columna. Dicho esfuerzo debe ser de igual manera menor del que se resiste el hormigón ($2 * 0.75 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$) (Ec. 40.39 ACI 318-2014).

Aplastamiento

El esfuerzo de demanda de aplastamiento es calculado como $P_u/\text{Área de plinto}$. Mientras que el esfuerzo resistente es ($0.65 * 0.85 * f'c * B * H$) (Ec. 41.40 ACI 318-2014).

Una vez chequeado todo lo anterior puede decirse que el plinto es satisfactorio. Sin embargo, los plintos no pueden estar muy juntos debido a que los bulbos de presiones generados debajo de ellos se sumen si la distancia entre plintos es menor a $1/3$ de la longitud entre columnas. Esto provoca que los plintos se unan y formen una zapata combinada en 1 dirección.

Este tipo de cimentación posee una viga de cimentación, la cual conecta todas las columnas cuyos plintos deben ir unidos. El diseño de esta viga es similar como una viga aérea por lo que se va a seguir las disposiciones del ACI 318-2014 para este caso. Los asentamientos se los determinará utilizando un resorte en la cimentación el cual tendrá por rigidez $K = B \times A$.

Donde B es el coeficiente de badasto, que según los estudios de Terzaghi es aproximadamente $130xq_a$. "A" corresponde al área del plinto o zapata combinada. La carga que actúa en este resorte provocará un desplazamiento, el cual se lo interpreta como el asentamiento en la cimentación ($F=K*X$).

Cabe recalcar que las herramientas digitales dependen de la calibración y de la información ingresada por el usuario, por lo que para usar cualquier software es necesario calibrar bien el modelo y verificar la veracidad de los datos ingresados.

En cuanto a las conexiones se recomienda realizar un diseño propio para las mismas. O en su defecto utilizar conexiones precalificadas expuestas en la norma AISC 358-10, con su debida calibración en el modelo si se requiere hacer algún cambio en la condición expuesta en la norma.

En este caso se elige una conexión RBS (Reduced Beam Section). Esta conexión trabaja por el método de reducir una sección de la viga de tal manera de inducir una rotula plástica lejos de la conexión viga-columna.

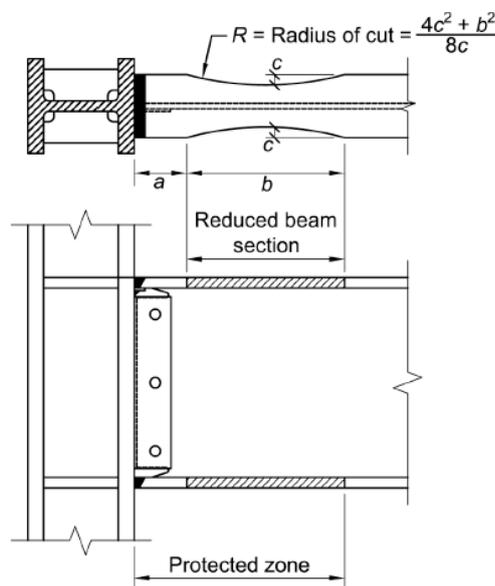


Figura 1.50 Conexión RBS

Fuente: AISC 358 Fig. 5.1

Por consiguiente, primero se deben chequear las limitaciones tanto de la viga como de la columna.

Limitaciones de la viga (AISC 358 Cap. 5):

- Las vigas pueden ser laminadas o armadas
- Altura máxima de la viga $h = 92\text{cm}$
- Peso máximo de la viga 447 kg/m
- Espesor máximo del patín $t_f = 44\text{mm}$
- Relación mínima entre $L/h = 7$ para SMF y 5 para IMF
- Relación ancho/espesor del patín máximo $0,30\sqrt{E/f_y}$ para alta ductilidad (SISMICO) y $0,38\sqrt{E/f_y}$ para moderada ductilidad (COMPACTO)
- La zona protegida será la distancia desde la cara de columna hasta el término de la sección reducida.

Limitaciones de la columna (AISC 358 Cap. 5):

- Las columnas pueden ser laminadas o armadas
- La viga debe ser conectada al patín de la columna
- Ancho máximo de la columna 92 cm para laminadas y 61 cm para columnas armadas
- No existe límite de peso de las columnas
- No hay límites de espesor de patín de columnas
- La relación ancho espesor del patin y alma de las columnas deben cumplir el requerimiento $0,55\sqrt{E/f_y}$ para alta ductilidad (SISMICO) y $0,64\sqrt{E/f_y}$ para moderada ductilidad (COMPACTO)

Se debe de cumplir con la relación columna fuerte-viga débil.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} > 1 \quad \text{Ec. 42.41}$$

Los patines de las vigas deben ser unidos a la columna con CJP (complete Joint Penetration) o Junta de penetración completa.

Las dimensiones de los hoyos de soldadura serán especificadas en AWS

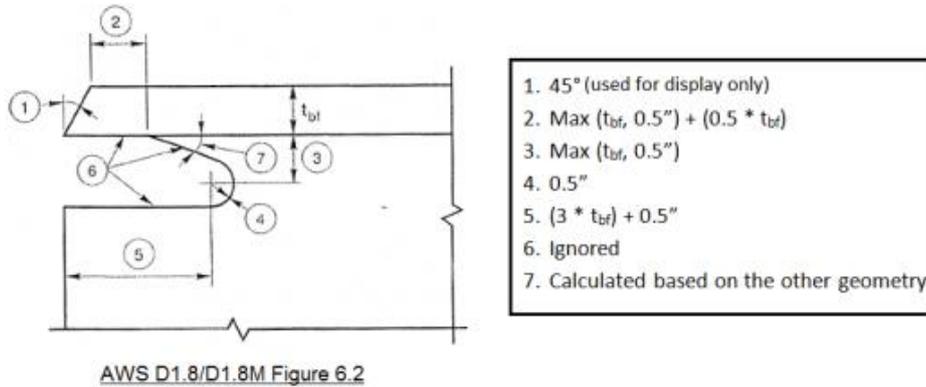


Figura 1.51 Conexión RBS

Fuente: AWS D1.8/D1.8M Figura 6.2

Características del diseño de la unión alma de viga-columna

- La fuerza cortante debe ser calculada con la siguiente formula
- $$V_u = \frac{2 * M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \quad (\text{Ec. 43.42 AISC 358 ec. 5.8-9})$$
- L_h es la distancia entre las secciones reducidas
 - Para SMF y para IMF la soldadura debe ser CJP entre los hoyos de acceso
 - Deben tener una placa de conexión de corte de espesor mínimo de 10mm
 - Los hoyos para pernos son permitidos para montaje.

Luego de haber cumplido los requerimientos anteriores, se debe seguir el siguiente procedimiento de diseño:

1. Escoger las dimensiones de la sección reducida

$$0.5bbf \leq a \leq 0.75bbf \quad (\text{Ec. 44.43 AISC 358 ec.5.8-1})$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (\text{Ec. 45.44 AISC 358 ec.5.8-2})$$

$$0.1bbf \leq c \leq 0.25bbf \quad (\text{Ec. 46.45 AISC 358 ec.5.8-3})$$

NOTA: Controlar que las derivas estén de acuerdo al código tomando en cuenta la reducción de la viga. En lugar de cálculos detallados la deriva elástica efectiva se

puede calcular multiplicando la deriva elástica basada en la sección total de la viga por 1,1 para reducciones de viga superiores al 50% del ancho de la viga.

2. Calcular el módulo plástico de la viga reducida

$$Z_{rbs} = Z_x - 2 * c * t_f * (h - t_f) \text{ (Ec. 47.46 AISC 358 ec.5.8-4)}$$

3. Calcular el momento probable máximo

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_{rbs} \text{ (Ec. 48.47 AISC 358 ec.5.8-5)}$$

4. Calcular el cortante máximo en el centro de la viga reducida

$$V_{gravity} = V_u = \frac{\sum \text{cargas de vigas secundarias}}{2}$$

5. Calcular el momento probable máximo en la cara de la columna

$$M_f = M_{pr} + V_{rbs} * S_h \text{ (AISC 358 ec.5.8-6)}$$

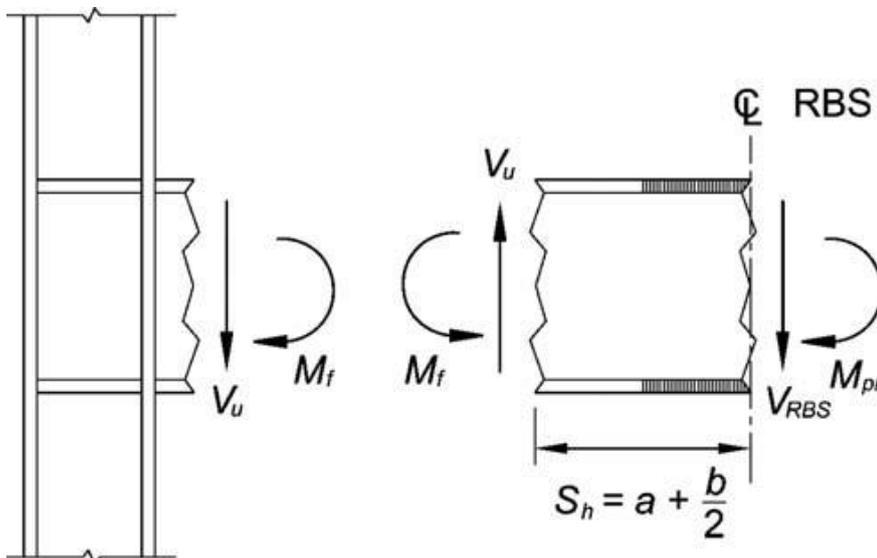


Figura 1.52 Conexión RBS 2.
Fuente: AISC 358 Fig. 5.2

6. Calcular el momento plástico de la viga basado en el esfuerzo esperado de fluencia

$$M_{pe} = R_y * F_y * Z_x \quad (\text{AISC 358 ec.5.8-7})$$

TABLE A3.1 R_y and R_t Values for Steel and Steel Reinforcement Materials		
Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A572/572M Gr. 50 (345) or 55 (380), ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), or 65 (450), ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A1043/1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M (Gr. B or C), ASTM A501	1.4	1.3
Pipe:		
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380), ASTM A588/A588M	1.1	1.2
• ASTM 1043/1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
Steel Reinforcement:		
• ASTM A615, ASTM A706	1.25	1.25

Figura 1.53 Conexión RBS

Fuente: AISC 341-10 Tabla A3.1

7. Chequear el esfuerzo de flexión de la viga en la cara de la columna

$$M_f \leq \phi d * M_{pe} \quad (\text{AISC 358 ec.5.8-8})$$

$$\phi d = 1.00 \quad \text{For ductile limit states}$$

$$\phi d = 0.90 \quad \text{For nonductile limit states}$$

8. Determinar el esfuerzo requerido a corte en la cara de la columna

$$V_u = \frac{2 * M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \quad (\text{AISC 358 ec.5.8-9})$$

Chequear que este valor sea menor que la resistencia de la viga

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v > V_u$$

Debido a la irregularidad de la estructura es muy probable que se necesite aparte de la conexión RBS, otro tipo de conexión precalificada, en cuyo caso se usará la conexión tipo end-plate unstiffened.

En el caso que se tenga que utilizar la conexión end-plate, sus condiciones de diseño son las siguientes según el AISC-358 capítulo 6:

- Fluencia a flexión de la de la viga
- Fluencia a flexión de la placa
- Fluencia de la zona de panel de la columna
- Ruptura a tensión de los pernos de la placa
- Ruptura a corte de los pernos de la placa
- Ruptura de la conexión del alma soldada

El criterio de diseño provee de suficiente resistencia en los elementos de la conexión para asegurar que se logre una deformación inelástica en la conexión por la fluencia de la viga.

Esta conexión esta precalificada para ser usada en sistemas SMF e IMF

LIMITACIONES

VIGAS

- Las vigas pueden ser laminadas o armadas
- En los extremos conectados a momento de secciones armadas soldadas con al menos la altura de la viga o 3 veces el ancho del patín, la que sea menor, el alma de la viga y patin deben ser conectados usando CJP o un par de soldaduras de filete con una garganta de no menos de 75% de t_w , pero no menor que 6 mm. Para el resto de la viga el tamaño de la soldadura no debe ser menor que el que cumpla con la transferencia de carga a corte entre el alma y los patines.
- La altura de la viga debe estar entre 35 y 140 cm
- No hay límite para el peso de vigas
- El espesor del patín debe estar entre 10 y 19 mm
- La relación entre luz y altura de viga debe ser mayor a 7 para SMF y 5 para IMF
- Las relaciones de $b_f/2t_f$ y h/t_w deben ser sísmicos AISC-341

- Arriostramientos laterales de vigas deben ser provistos de acuerdo al código ACI-341
- La zona protegida será determinada de acuerdo a lo siguiente:
 - Para conexiones sin atizador debe ser el menor valor de la altura de la viga y 3 veces el ancho del patín.

COLUMNAS

- La placa de extremo debe estar conectada al patín de la columna
- Máxima altura de columna laminadas 92cm
- La altura de columnas armadas no debe exceder la de las laminadas
- No hay límite para el peso de columnas
- No existen restricciones para el espesor del patín de la columna
- Las relaciones de ancho espesor de patín y alma deben cumplir los radios sísmicos del AISC 341

1.8. RELACION VIGA COLUMNA

- La zona de panel debe estar de acuerdo al AISC 341
- La relación de conexión viga columna debe cumplir el requerimiento sísmico AISC 341

1.8.1. DETALLES DE CONEXIÓN

La máxima dimensión del gramil g está limitado con el tamaño del ancho del patín de la viga.

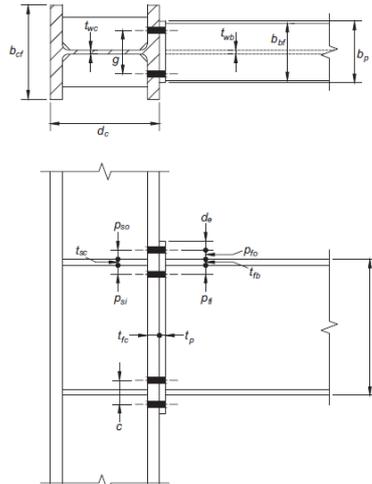


Figura 1.54 Conexión RBS 2.
Fuente: AISC 358 Fig. 6.2

La mínima distancia pfi y pfo descritos en el grafico es el diámetro del perno más 13 mm

1.8.2. DETALLES DE SOLDADURA

- Los hoyos de acceso a la soldadura no deben ser usados
- La unión del patin de la viga a la placa debe ser hecho con CJP. Esta soldadura debe estar en la parte interior de la viga, es decir en el lado del alma de la viga.
- La parte interior del patin de la viga debe tener minimo 8mm de soldadura de filete y esta soldadura debe ser SDC.

La unión del alma de la viga a la placa debe ser CJP o filetes. Cuando se use soldadura de filetes esta dimensión debe ser tal que soporte la tensión a flexión de la viga desde la cara interior del patín hasta 15 cm más allá de la fila de pernos.

1.9. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

- **Determinar los valores a diseñar**

$$M_f = M_{pr} + V_u * S_h \text{ (AISC 358 ec. 6.8-1)}$$

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_e \text{ (AISC 358 ec. 2.4-9)}$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 * F_y} \leq 1.2 \text{ (AISC 358 ec. 2.4-2)}$$

$$V_u = \frac{2 * M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \text{ (AISC 358 ec. 5.8-9)}$$

$$S_h = \min\left(\frac{d}{2} \text{ o } 3bf\right)$$

- Escoger los dimensionamientos de la tabla 6.1 y probar su eficacia

Parameter	Four-Bolt Unstiffened (4E)		Four-Bolt Stiffened (4ES)		Eight-Bolt Stiffened (8ES)	
	Maximum In. (mm)	Minimum In. (mm)	Maximum In. (mm)	Minimum In. (mm)	Maximum In. (mm)	Minimum In. (mm)
t_{bf}	3/4 (19)	3/8 (10)	3/4 (19)	3/8 (10)	1 (25)	9/16 (14)
b_{bf}	9 1/4 (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	12 1/4 (311)	7 1/2 (190)
d	55 (1400)	13 3/4 (349)	24 (610)	13 3/4 (349)	36 (914)	18 (457)
t_p	2 1/4 (57)	1/2 (13)	1 1/2 (38)	1/2 (13)	2 1/2 (64)	3/4 (19)
b_p	10 3/4 (273)	7 (178)	10 3/4 (273)	7 (178)	15 (381)	9 (229)
g	6 (152)	4 (102)	6 (152)	3 1/4 (83)	6 (152)	5 (127)
p_{fi}, p_{fo}	4 1/2 (114)	1 1/2 (38)	5 1/2 (140)	1 3/4 (44)	2 (51)	1 5/8 (41)
p_b	—	—	—	—	3 3/4 (95)	3 1/2 (89)

b_{bf} = width of beam flange, in. (mm)
 b_p = width of end-plate, in. (mm)
 d = depth of connecting beam, in. (mm)
 g = horizontal distance between bolts, in. (mm)
 p_{fo} = vertical distance between the inner and outer row of bolts in an 8ES connection, in. (mm)
 p_{fi} = vertical distance from the inside of a beam tension flange to the nearest inside bolt row, in. (mm)
 p_{fo} = vertical distance from the outside of a beam tension flange to the nearest outside bolt row, in. (mm)
 t_{bf} = thickness of beam flange, in. (mm)
 t_p = thickness of end-plate, in. (mm)

h_1 y h_o se muestran a continuación en la tabla 6.2 del AISC 358

End-Plate Geometry and Yield Line Pattern	Bolt Force Model
End-Plate	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{bo}} - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} [h_1 (p_{fi} + s)] \right]$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \quad \text{Note: If } p_{fi} > s, \text{ use } p_{fi} = s.$

En la tabla 6.2 también se muestra el cálculo para el valor de Y_p , necesario para cálculos posteriores.

- **Determinar el espesor de la placa**

$$t_{p, req} = \sqrt{\frac{1.11 * M_f}{\phi d * F_{yp} * \gamma_p}} \text{ (AISC 358 ec. 6.8-5)}$$

- **Calcular la fuerza del patín**

$$F_{fu} = M_f / (d - t_{bf}) \text{ (AISC 358 ec. 6.8-6)}$$

- **Chequear la fluencia a corte de la extensión de la placa**

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi d * 0.6 * F_{yp} * b_p * t_p \text{ (AISC 358 ec. 6.8-7)}$$

Donde

F_{yp} = esfuerzo elástico a tensión de la placa

b_p = ancho de la placa

t_p = espesor de la placa escogido.

Tomar b_p como máximo el ancho del patín más 2.5 cm

Si no se cumple aumentar el espesor de la placa o aumentar f_y de la placa

- **Chequear la ruptura a corte de la extensión de la placa**

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi n * 0.6 * F_{up} * A_n \text{ (AISC 358 ec. 6.8-8)}$$

Donde

A_n = área neta de la placa

F_{up} = esfuerzo último a tensión de la placa

- **Chequear el aplastamiento del perno a patín de la viga**

$$V_u \leq \phi n * (n_b) * F_{nv} * A_b \text{ (AISC 358 ec. 6.8-11)}$$

Donde:

n_b = número de pernos a compresión del ala

F_{nv} = esfuerzo nominal a corte del perno

Ab= Area nominal del perno.

- **Chequear la soldadura de la viga a la columna**
 - No se utilizarán los orificios de acceso de soldadura.
 - La conexión del patín de la viga a la columna debe ser hecho con soldadura de penetración completa CJP sin refuerzo.
 - La CJP debe ser tal que la raíz de la soldadura este en el lado del alma de la viga.
 - El lado interior del patín de la viga debe tener un filete mínimo de 8mm con soldadura de DEMANDA CRITICA (SDC).
 - La unión del alma de la viga a la placa debe ser usando o CJP o soldadura de filete. Cuando se usa filete debe ser dimensionada para soportar el esfuerzo total del alma en tensión desde la parte interior del patín de la viga hasta 15 cm más allá de la fila de pernos más alejada del patín.

Las vigas secundarias solo poseen demanda por cortante (V_u) por lo que se tendrá que calcular el cordón de soldadura de filete solo para esta demanda. Por medio de:

$$\phi R_n = 0.75 * t_e * (0.6 * E * \text{sen } 45) \text{ (AISC 2010 sección J2.4)}$$

$$L_w = \frac{V_u}{\phi R_n} \geq 4t_e \text{ (AISC 2010 sección J2.2b)}$$

Debido a que se tienen que controlar torsiones en la estructura, es posible que se tengan que utilizar rigidizadores en forma de “x” o muros armados. En cuyo caso los rigidizadores se diseñarán de la siguiente forma:

Primero se debe comprender que provoca en la estructura colocar diagonales rigidizadores. Estas provocan que los demás elementos tales como vigas y columnas solo sean conductores de la fuerza sísmica, por lo que las conexiones de estas vigas y columnas se vuelven solo por demanda de corte. La sección que se calcula para las diagonales se las hace igual como si fuera una columna, es decir solo actúan por demanda de compresión y tensión.

Las conexiones de estos elementos deben asegurarse de que las características mencionadas anteriormente se cumplan. Por lo que los pernos de conexión deben de

calcularse para que resistan la demanda sin provocar daños, tales como corte simple, punzonamiento, desgarre y aplastamiento. Por lo tanto, se debe chequear lo siguiente:

Primero se debe chequear que los elementos no fallen a la fluencia ni al corte, por lo que se debe satisfacer las siguientes condiciones:

$$Prf = \phi * Fy * Ag \geq Puf \text{ (AISC 360-10)}$$

Donde:

$$\phi = 0.9 \text{ (AISC 360-10)}$$

Fy= esfuerzo de fluencia del acero (A36 = 2530 Kg/cm²)

Ag= área gruesa del acero

Pu= carga de demanda a tensión o compresión

$$Prc = \phi * Fu * An \geq Puc \text{ (AISC 360-10)}$$

Donde:

$$\phi = 0.75 \text{ (AISC 360-10)}$$

Fu= esfuerzo último del acero (A36 = aproximadamente 4073 Kg/cm²)

An= área neta de acero (involucra el área de acero menos los pernos)

Pu= carga de demanda a corte

Una vez chequeado que los elementos resisten tanto la fluencia y el corte, entonces se procede a chequear la resistencia del perno:

$$Prc = \phi * Fu * Ap \geq Pup \text{ (AISC 360-10)}$$

Donde:

$$\phi = 0.75 \text{ (AISC 360-10)}$$

Fu= esfuerzo último del acero (A36 = aproximadamente 4073 Kg/cm²)

A_p = área del perno

P_{up} = carga de demanda del perno

La carga de demanda del perno puede variar dependiendo de la ubicación de este. Pero si se respeta la separación máxima y mínima de los pernos entre ellos (min=3 veces el diámetro de perno y max= 24 veces el espesor de la placa más delgada, lo cual debe ser menor de 30 cm) y las separaciones al extremo (min=2 veces el diámetro de perno y max= 12 veces el espesor de la placa más delgada, lo cual debe ser menor a 45 cm). Si se respetan estas separaciones, entonces se puede dividir la carga de tensión para el número de pernos y establecer esta como P_{up} .

Por lo tanto el número de pernos estará sujeto a la relación entre la demanda por tensión y la resistencia de un perno (P_{uf}/Q).

El mismo criterio aplica para chequear el punzonamiento:

$$R_n = 2.4 * d_p * t * F_u \geq P_{up} \text{ (AISC 360-10)}$$

Donde:

F_u = esfuerzo último del acero (A36 = aproximadamente 4073 Kg/cm²)

d_p = diámetro del perno

t = espesor de la menor placa

P_{up} = carga de demanda del perno

Por último, chequear el bloque de corte generado por los pernos en las placas:

$$\text{Bloque de corte 1} = 0.6 * F_u * A_{nv} + F_u * A_{nt} \text{ (AISC 360-10)}$$

$$\text{Bloque de corte 2} = 0.6 * F_y * A_{gv} + F_u * A_{nt} \text{ (AISC 360-10)}$$

Donde:

A_{nt} = área neta de la placa perpendicular a la fuerza de tensión ((longitud de la placa perpendicular a la fuerza de tensión - diámetro de pernos involucrados) x espesor de la placa)

A_{gv} = área gruesa de la placa en dirección paralela con la fuerza de tensión

A_{nv} = área neta de la placa en paralelo a la fuerza de tensión ((longitud de la placa en paralelo a la fuerza de tensión – diámetro de pernos involucrados) x espesor de la placa).

Entre el bloque de corte 1 y 2, se escoge el menor y se revisa que sea mayor que la fuerza de tensión de demanda.

Esto se lo debe hacer para todas las placas involucradas que generen diferentes tipos de bloques de corte.

Una vez chequeados todos los tipos de fallas, entonces se puede establecer que la conexión está diseñada.

La placa base se la diseñará con las mismas ecuaciones con las que se obtienen los esfuerzos en las cimentaciones, es decir calculando el q_1 y q_2 , la diferencia es que estos esfuerzos se transmiten hacia el hormigón y no al suelo por lo que el mayor de estos no debe ser mayor que la resistencia del hormigón. Si esto se cumple entonces se procede a calcular el espesor de la placa, este se lo calcula a partir de la formula general de esfuerzos. Una vez realizado esto la placa estaría diseñada.

Las fórmulas utilizadas serían las siguientes:

$$f'_{cn} = 0.6 * 0.85 * f'_c * \sqrt{\frac{(B+2*xh)*(H+2*xh)}{B*H}} \text{ (Manual del Ingeniero civil, sección 7)}$$

Donde:

f'_{cn} = esfuerzo del hormigón debajo de la placa

f'_c = esfuerzo a la compresión del hormigón con que se está construyendo

B = ancho de la placa

H = largo de la placa

X_h = longitud de hormigón que sobresale de la placa

$$q_1 = \frac{Pu}{B*H} + \frac{6*M_u}{H*B^2} \text{ (Manual del Ingeniero civil, sección 7)}$$

$$q_2 = \frac{Pu}{B*H} - \frac{6*M_u}{H*B^2} \text{ (Manual del Ingeniero civil, sección 7)}$$

Donde:

P_u = carga axial de la columna que llega a la base

M_u = momento en la base de la columna

$$\frac{M}{\sigma} = \frac{I}{c}$$

Haciendo algebra con las dimensiones de la placa se llega a:

$$\frac{M}{F_y} = \frac{H * e^2}{6}$$

Despejando el espesor:

$$e = \sqrt{\frac{6 * M}{F_y * H}}$$

Donde:

e = espesor de la placa

M = momento en la placa

F_y = esfuerzo a la fluencia de la placa

$$M = \frac{m^2 * H}{6} * (q_3 + 2 * q_1)$$

$$q_3 = \frac{(q_1 - q_2) * (B - m)}{B} + q_2$$

q_3 = carga proveniente del trapecio de presiones generado por q_1 y q_2 a una distancia m que se mide desde el extremo de la placa hasta un 5 % del ancho de la columna hacia el interior de esta.

Una vez diseñada la placa base se procede a diseñar los anclajes para unir la super estructura a la cimentación.

Para diseñar los anclajes se debe tener en cuenta que mínimo debe haber 4 anclajes y la separación de los anclajes con respecto a la columna mínimo debe ser de 6 pulgadas. Luego se tiene que comprender los tipos de fallas que pueden provocarse en los anclajes, las cuales son resistencia del acero, desprendimiento del hormigón,

arrancamiento del anclaje y el corte. Por consiguiente, se debe chequear la tracción y corte que existen en las columnas, dichos esfuerzos serán la demanda que debe resistir el anclaje.

Las resistencias vienen dadas por:

Resistencia a la tracción del acero

$$N_s = \phi * n * A_{se} * f_{ut} \text{ (ACI 318-2014)}$$

$$\phi = 0.75 \text{ (ACI 318-2014)}$$

n = número de pernos

A_{se} = área del perno seleccionado

f_{ut} = esfuerzo último a tracción del perno

Resistencia al desprendimiento del hormigón

$$N_{cbg} = \phi * \frac{A_N}{A_{No}} * \phi_1 * \phi_2 * \phi_3 * N_b \text{ (ACI 318-2014)}$$

$$A_{No} = 9 * h_{ef}^2 \text{ (ACI 318-2014)}$$

$$N_b = 24 * \sqrt{f'_c} * h_{ef}^{1.5} \text{ (ACI 318-2014)}$$

$$\phi = 0.70 \text{ (ACI 318-2014)}$$

$\phi_1 = 1$ asumiendo que no existe excentricidad en la conexión

$\phi_3 = 1$ debido a que puede haber fisuración en el hormigón

$$\phi_2 = 0.7 + 0.3 * \frac{c_{min}}{1.5 * h_{ef}} \text{ (ACI 318-2014)}$$

A_N = es el área neta de desgarre la cual se la debe calcular según el ACI 318-2014

f'_c = esfuerzo del hormigón a compresión

h_{ef} = longitud de penetración del anclaje en la cimentación

Resistencia al arrancamiento del anclaje

$$N_{pn} = \phi * \phi_4 * N_p \text{ (ACI 318-2014)}$$

$$N_p = 0.9 * f'c * e_h * d_o$$

$\phi_4 = 1$ Asumiendo que puede haber fisuración en los bordes de la fundación

Donde:

d_o = diametro del anclaje

e_h = pata del anclaje

Se debe hacer chequeo de corte solo si el $e_h < 9$ pulgadas. Dado que por lo general el e_h suele ser mayor a 9 pulgadas, entonces no se realizará este chequeo.

Finalmente se diseñan las escaleras, las cuales tienen como componente principal 2 vigas en donde se apoyarán los escalones, los mismos que pueden ser de hormigón o acero.

El último paso es exponer los elementos estructurales en un plano debidamente escalado para su correcta interpretación.

CAPÍTULO 2

TRABAJOS DE CAMPO, LABORATORIO Y GABINETE

Con respecto a los trabajos de campo, laboratorio y Gabinete cabe recalcar que todos los informes tanto como ensayos de compresión, límites de consistencia, ensayos de humedad y planos arquitectónicos del mismo se obtuvieron directamente a través de la Universidad Estatal de Milagro (UNEMI).

El proyecto de consultoría para la elaboración de estudios y diseños definitivos para la construcción del edificio aulario de la universidad estatal de Milagro se dio lugar en los predios de la UNEMI y se realizaron 4 perforaciones donde se construirá el proyecto obteniendo 3 muestras en cada una de aquellas perforaciones y por ende se llevaron a cabo ensayos de campo como penetración estándar y de laboratorio de mecánica de suelos.

Tabla 2.1 Tabla de Cuadro de Exploraciones

Fuente: Ing. Fredy Banegas Bustamante, Diciembre del 2017

EXPLORACIÓN N°	SONDEOS PROFUNDIDAD EN M.	COORDENADAS UTM	NIVEL FREÁTICO
S1	33.50	655318 - 9762498	4.80
S2	33.50	655316 - 9762472	5.0
S3	33.50	655297 - 9762478	4.50
S4	33.50	655300 - 9764605	4.60

Se recibieron muestras alteradas mediante el muestreador estándar tipo Cuchara Partida y se procedió a realizar pruebas de penetración estándar (SPT), mediante el cual se conoció el número de golpes (NSPT) necesarios para penetrar 30 cm en los estratos de suelo.

Se recuperaron muestras alteradas para realizar ensayos, humedad natural, granulometría por tamiza 4 y 200, Límites de Atterberg para clasificación de suelos, Peso unitario, Compresión Simple y Consolidación.

2.1. Procesamiento de Perforación

Estas perforaciones se realizaron con máquina perforadora Petty II utilizando el método de percusión y lavado. Las máquinas fueron equipadas con el martillo tipo Safety Hammer. Se llevaron a cabo con un diámetro de 3 pulgadas y fueron encamisadas para su estabilidad hasta 1.50m.

Para el ensayo SPT se utilizó un martillo de 140 lbs, un cabo más de 10 metros de longitud enrollada con dos vueltas $\frac{1}{4}$ sobre el mandril, y un muestreador de cuchara partida de 1 $\frac{1}{2}$ " (pulgadas) equipada con un retenedor para recuperación óptima de muestras. De tal manera que las muestras fueron extraídas del suelo y así clasificadas por el Ingeniero de campo.

Se mantuvieron recomendaciones de manipuleo, guardado y transporte que se contemplan en las especificaciones técnicas de las normas ASTM, para evitar afectar las muestras de forma parcial o total. Las muestras inalteradas se recuperaron a través de tubos Shelby.

2.2. Correcciones de los Valores de N obtenidos en el ensayo SPT

Corresponden a los golpes registrados en los tres tramos de 15cm cada uno. Los principales valores que afectaron estos valores fueron: Preparación y calidad del sondeo, longitud del varillaje, diámetro del sondeo, pandeo del varillaje y dispositivos de golpeo, cada uno aportando con un factor que sí afectan el valor de NSPT, y de esta manera obtener el N60.

Tabla 2.2 Tabla de procedimiento de normas ASTM

Fuente: Ing. Fredy Banegas Bustamante, Diciembre del 2017

ENSAYO	NORMA APLICADA
Contenido de Humedad	ASTM-D-2216 ; ASTM – D -2974
Análisis Granulométrico por tamizado	ASTM-D-422
Límites de Atterberg	ASTM-D-4318
Clasificación de los Suelos	ASTM-D-2487
Compresión Simple	ASTM-D-2166

En el análisis de capacidad portante superficial del suelo de fundación, se aplica el método de Capacidad Portante Admisible empleando un factor de seguridad de 3.

La capacidad de carga admisible del suelo de fundación ha sido evaluada por Compresión.

Para suelos Cohesivos con presencia de Areniscas:

Para zapatas continuas: $q_{ult} = 1.3cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.5\gamma_2 B N_\gamma$

Para zapatas circulares: $q_{ult} = 1.3cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.6\gamma_2 R N_\gamma$

Para zapatas cuadradas: $q_{ult} = 1.3cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.4\gamma_2 B N_\gamma$

En donde los términos son los siguientes:

q_{ult} =capacidad de carga ultima

c =cohesión del suelo

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga de Terzaghi

γ_1 = peso específico por encima de la base de la zapata

γ_2 = peso específico por debajo de la zapata

D_f = profundidad donde será apoyada la zapata

B = ancho de zapata cuadrada o continua (o dimensión menor si es rectangular)

R = radio de zapata circular

En función al cálculo y análisis anterior, se establece una capacidad de carga admisible del terreno 11.3 t/m².

Se recomienda Cimentación Superficial- Zapata Corrida en dos sentidos.

Bajo la Cimentación se rellena con material gravoso con un espesor de 0.70m compactado en capas de 0.20m.

Tabla 2.3 Datos para perforación 1

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Perforación Nº	Muestra Nº	Profundidad	Diámetro :	Altura :	Área (Ao) cm ²	Volumen : cm ³
1	1	1.50-2.00 m	3.6 cm	7.2 cm	10.1788 cm ²	73.2871 cm ³

Tabla 2.4 Tabla de Ensayo de Compresión 1

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Carga		Deformación Vertical		l - ε	Área Corregida $\frac{A_0}{1-\epsilon}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm ²
DIAL LC-2	Kg.	DIAL LC-8	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$			
0.0001"	1362	0.001"				
5	0.681	0.010	0.00353	9.965E-01	10.2149	0.0667
16	2.179	0.020	0.00707	9.929E-01	10.2512	0.2126
24	3.269	0.030	0.01060	9.894E-01	10.2878	0.3177
34	4.631	0.040	0.01413	9.859E-01	10.3247	0.4485
54	7.355	0.050	0.01767	9.823E-01	10.3618	0.7098
63	8.581	0.060	0.02120	9.788E-01	10.3992	0.8251
78	10.624	0.070	0.02473	9.753E-01	10.4369	1.0179
83	11.305	0.080	0.02827	9.717E-01	10.4749	1.0792
89	12.122	0.090	0.03180	9.682E-01	10.5131	1.1530
82	11.168	0.100	0.03534	9.647E-01	10.5516	1.0585

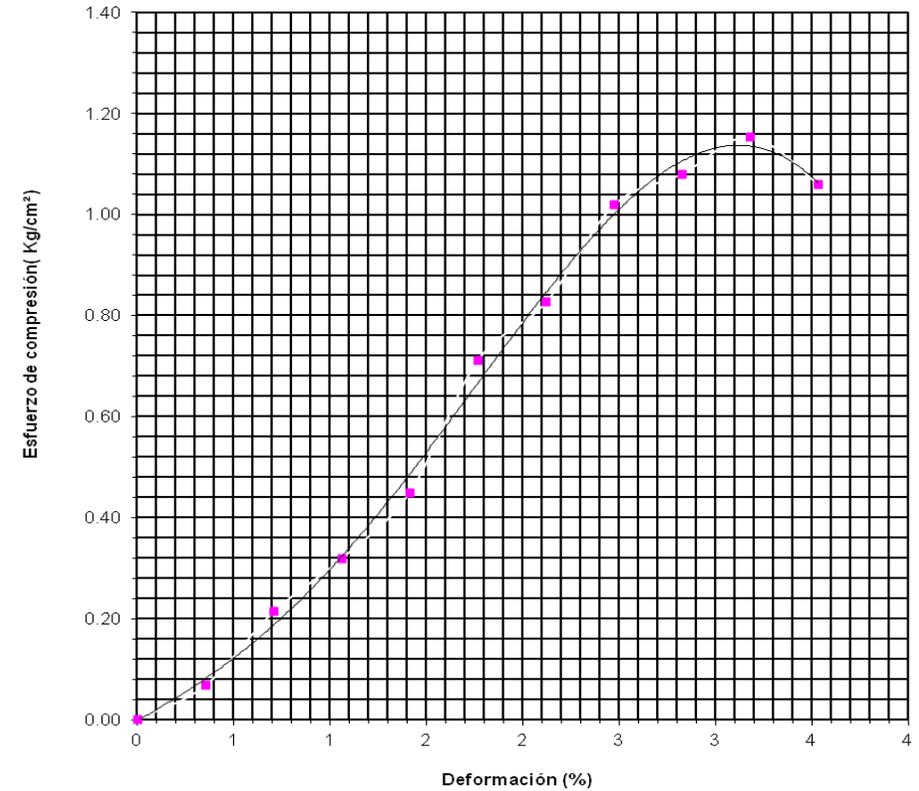


Figura 2.1 Gráfico Esfuerzo Vs Deformación.

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Tabla 2.5 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 1, muestra 1

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Perforación Nº	Muestra Nº	Profundidad	Diámetro:	Altura:	Área (Ao)	Volumen:
1	2	2.50-3.00 m	3.6 cm	7.2 cm	10.1788 cm ²	73.2871 cm ³

Tabla 2.6 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 1, muestra 1

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Carga		Deformación Vertical		I - ε	Área Corregida $\frac{A_0}{1-\epsilon}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm ²
DIAL LC-2	Kg.	DIAL LC-8	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$			
0.0001"	1362	0.001"				
6	0.817	0.010	0.00353	9.965E-01	10.2149	0.0800
10	1.362	0.020	0.00707	9.929E-01	10.2512	0.1329
17	2.315	0.030	0.01060	9.894E-01	10.2878	0.2251
23	3.133	0.040	0.01413	9.859E-01	10.3247	0.3034
30	4.086	0.050	0.01767	9.823E-01	10.3618	0.3943
43	5.857	0.060	0.02120	9.788E-01	10.3992	0.5632
58	7.900	0.070	0.02473	9.753E-01	10.4369	0.7569
72	9.806	0.080	0.02827	9.717E-01	10.4749	0.9362
80	10.896	0.090	0.03180	9.682E-01	10.5131	1.0364
87	11.849	0.100	0.03534	9.647E-01	10.5516	1.1230
93	12.667	0.110	0.03887	9.611E-01	10.5904	1.1960
96	13.007	0.120	0.04240	9.576E-01	10.6295	1.2237
90	12.258	0.130	0.04594	9.541E-01	10.6688	1.1490

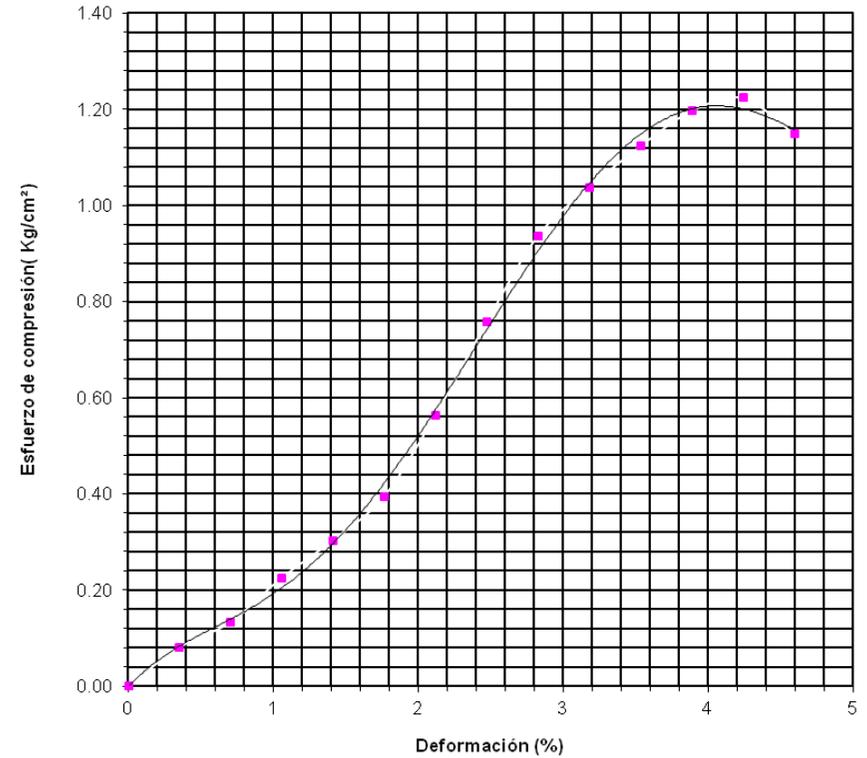


Figura 2.2 Gráfico Esfuerzo Vs Deformación perforación 1, muestra 1

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Tabla 2.7 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 1, muestra 2

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Perforación No	Muestra No	Profundidad	Diámetro:	Altura:	Área (Ao)
1	3	3.50-4.00 m	3.6 cm	7.2 cm	10.1788 cm ²

Tabla 2.8 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 1, muestra 2

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Carga		Deformación Vertical		l - ε	Área Corregida $\frac{A_o}{1-\epsilon}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm ²
DIAL LC-2	Kg.	DIAL LC-8	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$			
0.0001"	1362	0.001"				
6	0.817	0.010	0.00353	9.965E-01	10.2149	0.0800
10	1.362	0.020	0.00707	9.929E-01	10.2512	0.1329
17	2.315	0.030	0.01060	9.894E-01	10.2878	0.2251
27	3.677	0.040	0.01413	9.859E-01	10.3247	0.3562
39	5.312	0.050	0.01767	9.823E-01	10.3618	0.5126
54	7.355	0.060	0.02120	9.788E-01	10.3992	0.7072
70	9.534	0.070	0.02473	9.753E-01	10.4369	0.9135
90	12.258	0.080	0.02827	9.717E-01	10.4749	1.1702
120	16.344	0.090	0.03180	9.682E-01	10.5131	1.5546
135	18.387	0.100	0.03534	9.647E-01	10.5516	1.7426
155	21.111	0.110	0.03887	9.611E-01	10.5904	1.9934
159	21.656	0.120	0.04240	9.576E-01	10.6295	2.0373
150	20.430	0.130	0.04594	9.541E-01	10.6688	1.9149

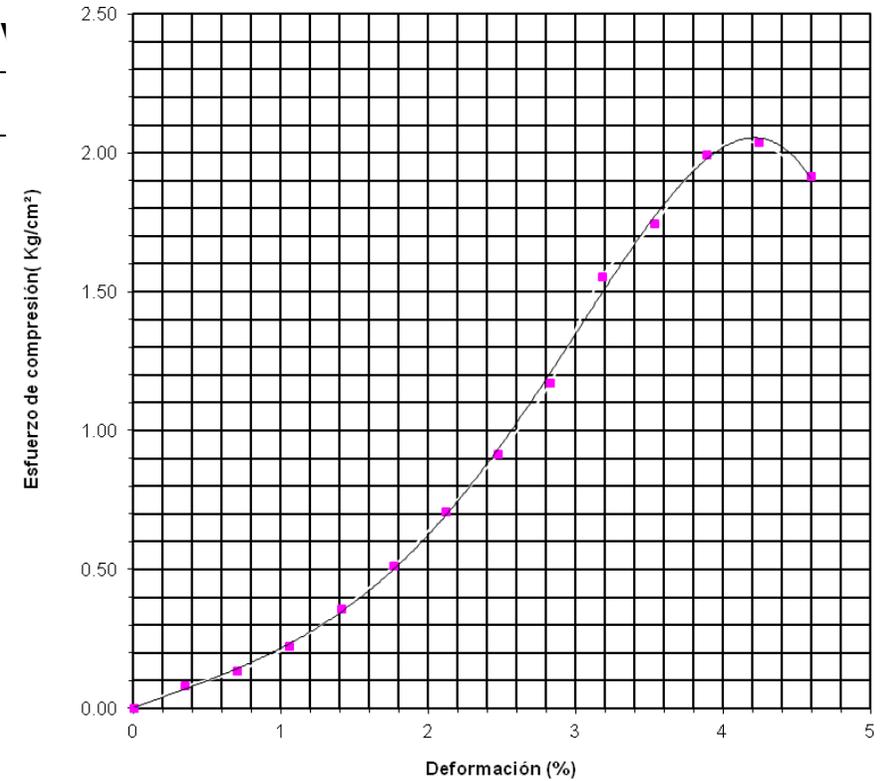


Figura 2.3 Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 1, muestra 2

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Tabla 2.9 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 1, muestra 3

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Perforación Nº	Muestra Nº	Profundidad	Diámetro:	Altura:	Área (Ao)	Volumen:
2	1	1.50-2.00 m	3.6 cm	7.2 cm	10.178 8 cm ²	73.2871 cm ³

Tabla 2.10 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 1, Muestra 3

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Carga		Deformación Vertical		l - ε	Área Corregida $\frac{A_0}{1-\epsilon}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm ²
DIAL LC-2	Kg.	DIAL LC-8	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$			
0.0001"	1362	0.001"				
10	1.362	0.010	0.00353	9.965E-01	10.2149	0.1333
28	3.814	0.020	0.00707	9.929E-01	10.2512	0.3720
40	5.448	0.030	0.01060	9.894E-01	10.2878	0.5296
55	7.491	0.040	0.01413	9.859E-01	10.3247	0.7255
66	8.989	0.050	0.01767	9.823E-01	10.3618	0.8675
72	9.806	0.060	0.02120	9.788E-01	10.3992	0.9430
82	11.168	0.070	0.02473	9.753E-01	10.4369	1.0701
99	13.484	0.080	0.02827	9.717E-01	10.4749	1.2873
90	12.258	0.090	0.03180	9.682E-01	10.5131	1.1660

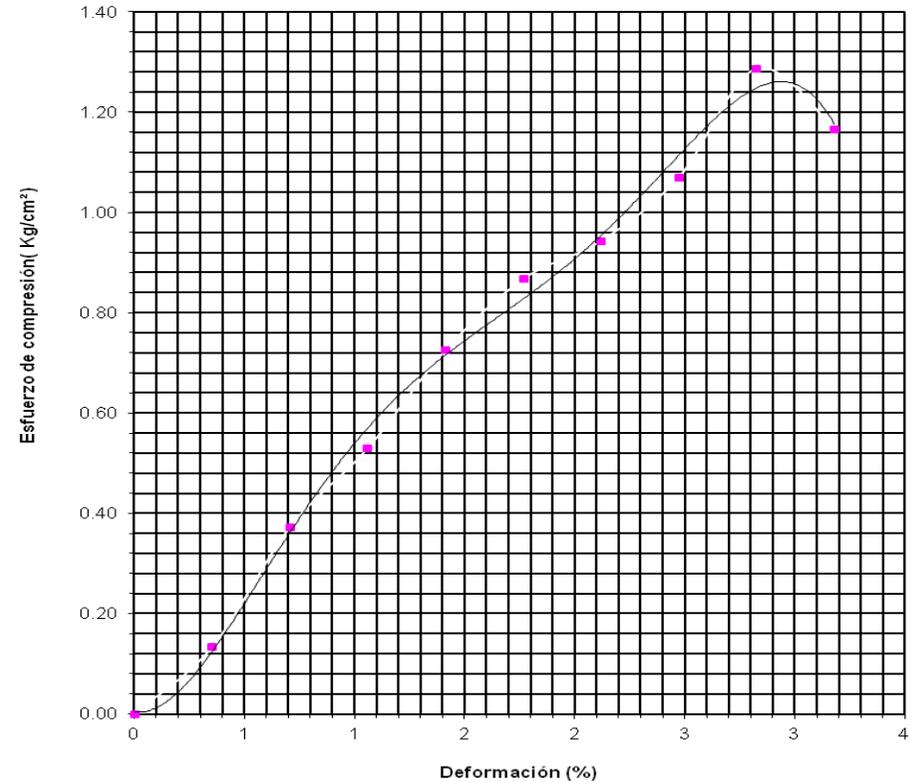


Figura 2.4 Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 1, muestra 3

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Tabla 2.11 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 2, Muestra 1

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Perforación Nº	Muestra Nº	Profundidad	Diámetro:	Altura:	Área (A ₀)	Volumen:
2	2	2.50-3.00 m	3.6 cm	7.2 cm	10.1788 cm ²	73.2871 cm ³

Tabla 2.12 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 2, Muestra 1

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Carga		Deformación Vertical		l - ε	Área Corregida $\frac{A_0}{1-\epsilon}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm ²
DIAL LC-2	Kg.	DIAL LC-8	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$			
0.0001"	1362	0.001"				
6	0.817	0.010	0.00353	9.965E-01	10.2149	0.0800
14	1.907	0.020	0.00707	9.929E-01	10.2512	0.1860
20	2.724	0.030	0.01060	9.894E-01	10.2878	0.2648
27	3.677	0.040	0.01413	9.859E-01	10.3247	0.3562
34	4.631	0.050	0.01767	9.823E-01	10.3618	0.4469
40	5.448	0.060	0.02120	9.788E-01	10.3992	0.5239
44	5.993	0.070	0.02473	9.753E-01	10.4369	0.5742
53	7.219	0.080	0.02827	9.717E-01	10.4749	0.6891
58	7.900	0.090	0.03180	9.682E-01	10.5131	0.7514
69	9.398	0.100	0.03534	9.647E-01	10.5516	0.8907
74	10.079	0.110	0.03887	9.611E-01	10.5904	0.9517
79	10.760	0.120	0.04240	9.576E-01	10.6295	1.0123
88	11.986	0.130	0.04594	9.541E-01	10.6688	1.1234
96	13.075	0.140	0.04947	9.505E-01	10.7085	1.2210
99	13.484	0.150	0.05300	9.470E-01	10.7485	1.2545
102	13.892	0.140	0.04947	9.505E-01	10.7085	1.2973
110	14.982	0.150	0.05300	9.470E-01	10.7485	1.3939
100	13.620	0.160	0.05654	9.435E-01	10.7887	1.2624

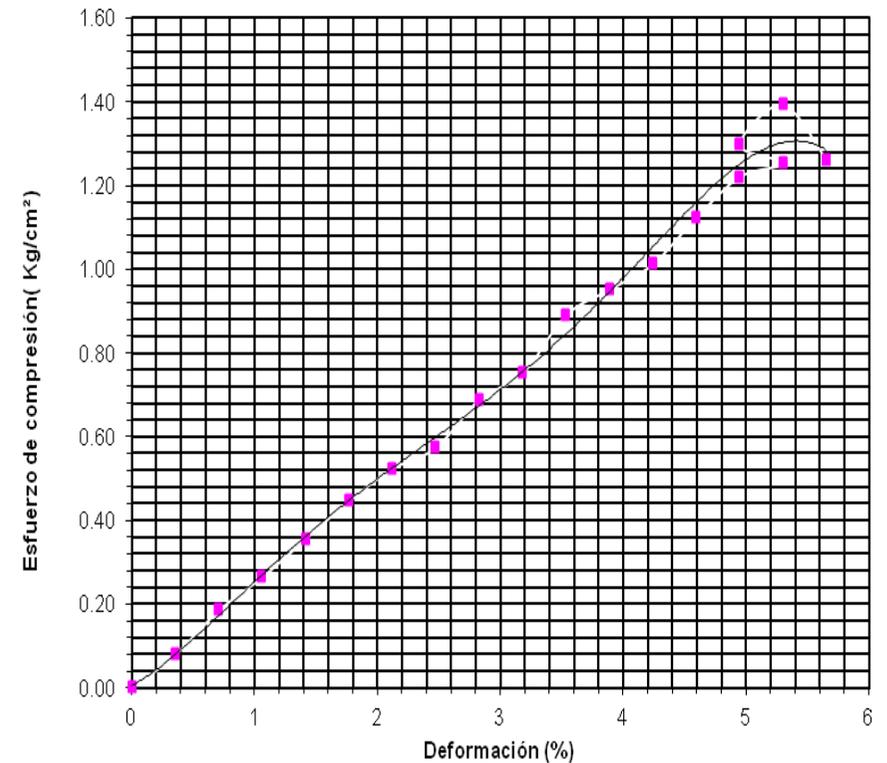


Figura 2.5 Gráfico Esfuerzo Vs Deformación. Perforación 2, Muestra 1

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Tabla 2.13 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 2, Muestra 2

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Perforación Nº	Muestra Nº	Profundidad	Diámetro:	Altura:	Área (Ao)	Volumen:
2	3	3.50-4.00 m	3.6 cm	7.2 cm	10.1788 cm ²	73.2871 cm ³

Tabla 2.14 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 2, Muestra 2

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Carga		Deformación Vertical		l - ε	Área Corregida $\frac{A_0}{1-\epsilon}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm ²
DIAL LC-2	Kg.	DIAL LC-8	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$			
0.0001"	1362	0.001"				
4	0.545	0.010	0.00353	9.965E-01	10.2149	0.0533
19	2.588	0.020	0.00707	9.929E-01	10.2512	0.2524
28	3.814	0.030	0.01060	9.894E-01	10.2878	0.3707
41	5.584	0.040	0.01413	9.859E-01	10.3247	0.5409
54	7.355	0.050	0.01767	9.823E-01	10.3618	0.7098
67	9.125	0.060	0.02120	9.788E-01	10.3992	0.8775
79	10.760	0.070	0.02473	9.753E-01	10.4369	1.0309
91	12.394	0.080	0.02827	9.717E-01	10.4749	1.1832
108	14.710	0.090	0.03180	9.682E-01	10.5131	1.3992
119	16.208	0.100	0.03534	9.647E-01	10.5516	1.5361
129	17.570	0.110	0.03887	9.611E-01	10.5904	1.6590
137	18.659	0.120	0.04240	9.576E-01	10.6295	1.7554
125	17.025	0.130	0.04594	9.541E-01	10.6688	1.5958

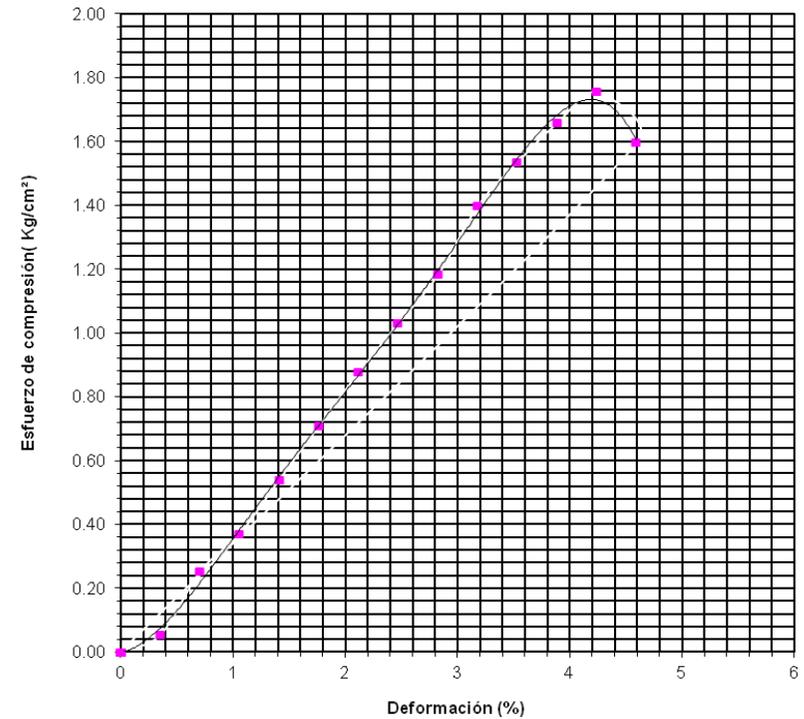


Figura 2.6 Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 2, Muestra 2

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Tabla 2.15 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 2, Muestra 3

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Perforación No	Muestra No	Profundidad	Diámetro:	Altura:	Área (Ao)
3	1	1.50-2.00 m	3.6 cm	7.2 cm	10.1788 cm ²

Tabla 2.16 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 2, Muestra 3

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Carga		Deformación Vertical		$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$	l - ϵ	Área Corregida $\frac{A_0}{1-\epsilon}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm ²
DIAL LC-2	Kg.	DIAL LC-8					
0.0001"	1362	0.001"					
6	0.817	0.010	0.00353	9.965E-01	10.2149	0.0800	
21	2.860	0.020	0.00707	9.929E-01	10.2512	0.2790	
41	5.584	0.030	0.01060	9.894E-01	10.2878	0.5428	
66	8.989	0.040	0.01413	9.859E-01	10.3247	0.8707	
77	10.487	0.050	0.01767	9.823E-01	10.3618	1.0121	
83	11.305	0.060	0.02120	9.788E-01	10.3992	1.0871	
97	13.211	0.070	0.02473	9.753E-01	10.4369	1.2658	
100	13.620	0.080	0.02827	9.717E-01	10.4749	1.3003	
105	14.301	0.090	0.03180	9.682E-01	10.5131	1.3603	
100	13.620	0.100	0.03534	9.647E-01	10.5516	1.2908	

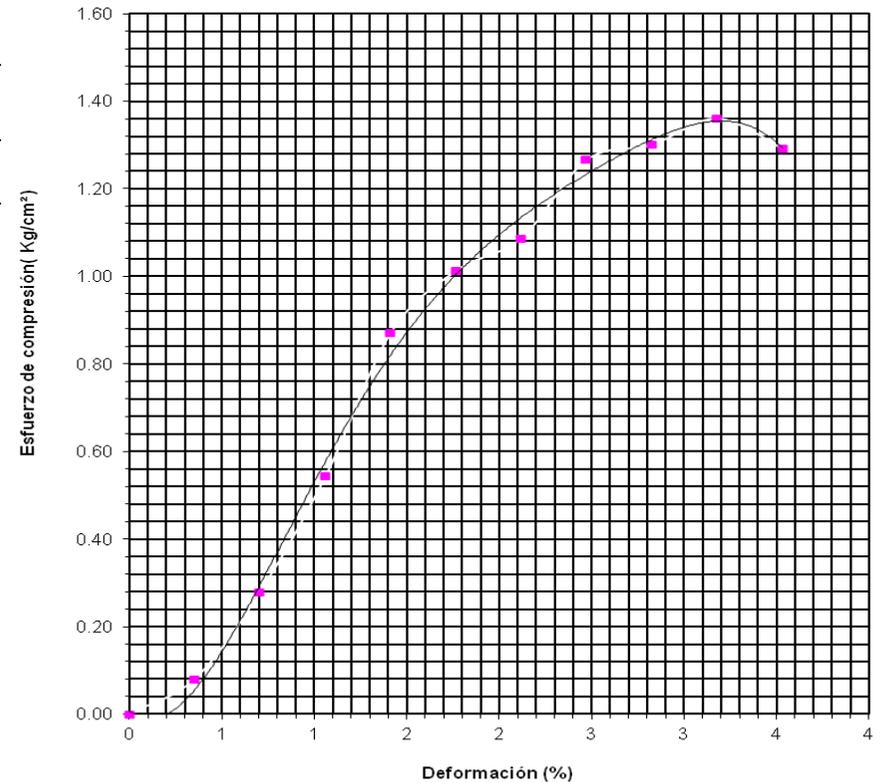


Figura 2.7 Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 2, Muestra 3

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Tabla 2.17 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 3, Muestra 2

Perforación No	Muestra No	Profundidad	Diámetro:	Altura:	Área (Ao)	Volumen:
3	2	2.50-3.00 m	3.6 cm	7.2 cm	10.1788 cm ²	72.2071 cm ³

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Tabla 2.18 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 3, Muestra 2

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Carga		Deformación Vertical		l - ε	Área Corregida $\frac{A_0}{1-\epsilon}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm ²
DIAL LC-2	Kg.	DIAL LC-8	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$			
0.0001"	1362	0.001"				
10	1.362	0.010	0.00353	9.965E-01	10.2149	0.1333
19	2.588	0.020	0.00707	9.929E-01	10.2512	0.2524
29	3.950	0.030	0.01060	9.894E-01	10.2878	0.3839
43	5.857	0.040	0.01413	9.859E-01	10.3247	0.5672
59	8.036	0.050	0.01767	9.823E-01	10.3618	0.7755
73	9.943	0.060	0.02120	9.788E-01	10.3992	0.9561
88	11.986	0.070	0.02473	9.753E-01	10.4369	1.1484
99	13.484	0.080	0.02827	9.717E-01	10.4749	1.2873
105	14.301	0.090	0.03180	9.682E-01	10.5131	1.3603
108	14.710	0.100	0.03534	9.647E-01	10.5516	1.3941
112	15.186	0.110	0.03887	9.611E-01	10.5904	1.4340
106	14.437	0.120	0.04240	9.576E-01	10.6295	1.3582

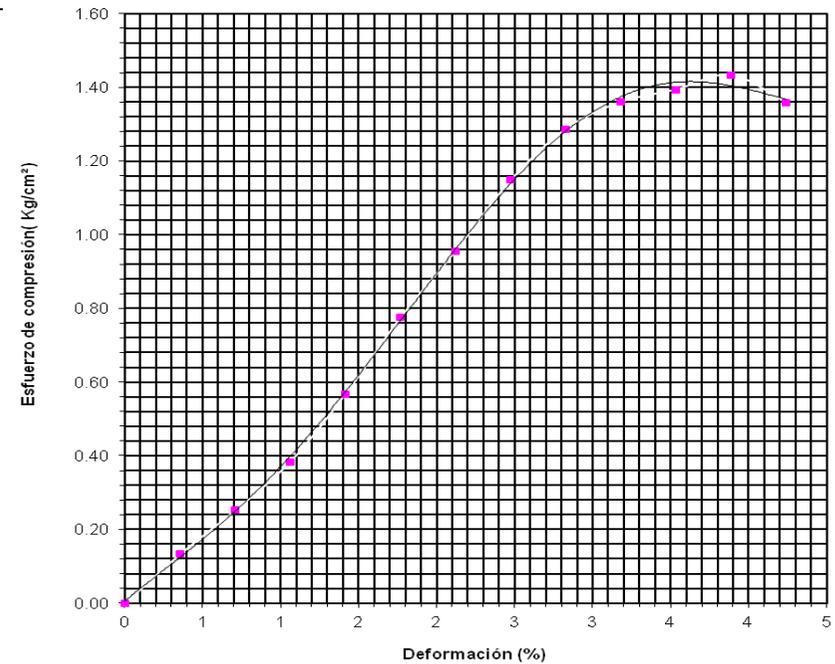


Figura 2.8 Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 3, Muestra 2

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Tabla 2.19 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 3, Muestra 3

Perforación No	Muestra No	Profundidad	Diámetro:	Altura:	Área (Ao)
3	3	3.50-4.00 m	3.6 cm	7.2 cm	10.1788 cm ²

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Tabla 2.20 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 3, Muestra 3

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Carga		Deformación Vertical		l - ε	Área Corregida $\frac{A_0}{1-\epsilon}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm ²
DIAL LC-2	Kg.	DIAL LC-8	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$			
0.0001"	1362	0.001"				
8	1.090	0.010	0.00353	9.965E-01	10.2149	0.1067
23	3.133	0.020	0.00707	9.929E-01	10.2512	0.3056
38	5.176	0.030	0.01060	9.894E-01	10.2878	0.5031
49	6.674	0.040	0.01413	9.859E-01	10.3247	0.6464
59	8.036	0.050	0.01767	9.823E-01	10.3618	0.7755
70	9.534	0.060	0.02120	9.788E-01	10.3992	0.9168
80	10.896	0.070	0.02473	9.753E-01	10.4369	1.0440
89	12.122	0.080	0.02827	9.717E-01	10.4749	1.1572
97	13.211	0.090	0.03180	9.682E-01	10.5131	1.2567
107	14.573	0.100	0.03534	9.647E-01	10.5516	1.3812
115	15.663	0.110	0.03887	9.611E-01	10.5904	1.4790
119	16.208	0.120	0.04240	9.576E-01	10.6295	1.5248
123	16.753	0.130	0.04594	9.541E-01	10.6688	1.5702
120	16.344	0.140	0.04947	9.505E-01	10.7085	1.5263

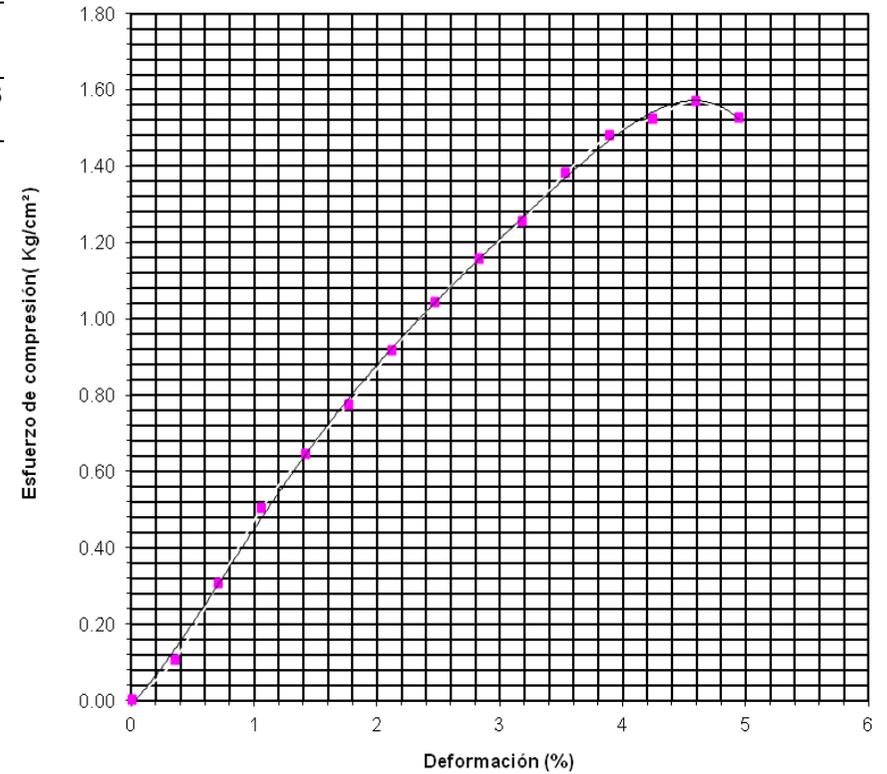


Figura 2.9 Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 3, Muestra 3

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Tabla 2.21 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 4, Muestra 1

Perforación Nº	Muestra Nº	Profundidad	Diámetro:	Altura:	Área (A _o)	Volumen:
4	1	1.50-2.00 m	3.6 cm	7.2 cm	10.1788 cm ²	73.2871 cm ³

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Tabla 2.22 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 4, Muestra 1

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Carga		Deformación Vertical		l - ε	Área Corregida $\frac{A_o}{1-\epsilon}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm ²
DIAL LC-2	Kg.	DIAL LC-8	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$			
0.0001"	1362	0.001"				
5	0.681	0.010	0.00353	9.965E-01	10.2149	0.0667
14	1.907	0.020	0.00707	9.929E-01	10.2512	0.1860
26	3.541	0.030	0.01060	9.894E-01	10.2878	0.3442
37	5.039	0.040	0.01413	9.859E-01	10.3247	0.4881
46	6.265	0.050	0.01767	9.823E-01	10.3618	0.6046
55	7.491	0.060	0.02120	9.788E-01	10.3992	0.7203
62	8.444	0.070	0.02473	9.753E-01	10.4369	0.8091
70	9.534	0.080	0.02827	9.717E-01	10.4749	0.9102
77	10.487	0.090	0.03180	9.682E-01	10.5131	0.9976
88	11.986	0.100	0.03534	9.647E-01	10.5516	1.1359
90	12.258	0.110	0.03887	9.611E-01	10.5904	1.1575
93	12.667	0.120	0.04240	9.576E-01	10.6295	1.1916
94	12.803	0.130	0.04594	9.541E-01	10.6688	1.2000
90	12.258	0.140	0.04947	9.505E-01	10.7085	1.1447

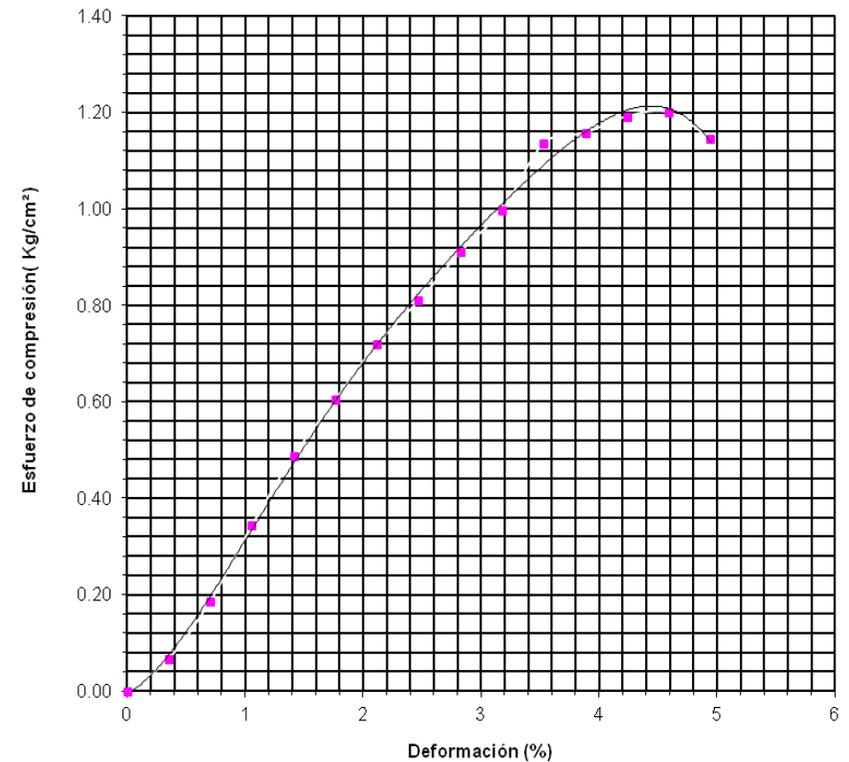


Figura 2.10 Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 4, Muestra 1

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Tabla 2.23 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 4, Muestra 2

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Perforación No	Muestra No	Profundidad	Diámetro:	Altura:	Área (Ao)
4	2	2.50-3.00 m	3.6 cm	7.2 cm	10.1788 cm ²

Tabla 2.24 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 4, Muestra 2

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Carga		Deformación Vertical		l - ε	Área Corregida $\frac{A_0}{1-\epsilon}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm ²
DIAL LC-2	Kg.	DIAL LC-8	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$			
0.0001"	1362	0.001"				
10	1.362	0.010	0.00353	9.965E-01	10.2149	0.1333
19	2.588	0.020	0.00707	9.929E-01	10.2512	0.2524
28	3.814	0.030	0.01060	9.894E-01	10.2878	0.3707
39	5.312	0.040	0.01413	9.859E-01	10.3247	0.5145
45	6.129	0.050	0.01767	9.823E-01	10.3618	0.5915
49	6.674	0.060	0.02120	9.788E-01	10.3992	0.6418
57	7.763	0.070	0.02473	9.753E-01	10.4369	0.7438
65	8.853	0.080	0.02827	9.717E-01	10.4749	0.8452
78	10.624	0.090	0.03180	9.682E-01	10.5131	1.0105
90	12.258	0.100	0.03534	9.647E-01	10.5516	1.1617
85	11.577	0.110	0.03887	9.611E-01	10.5904	1.0932

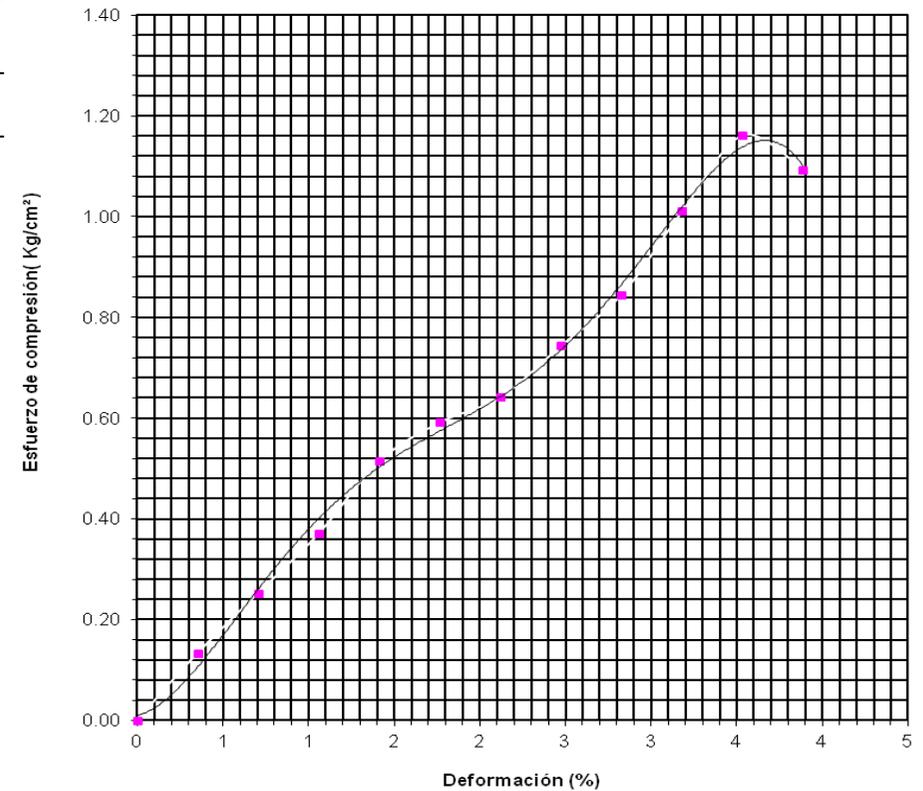


Figura 2.11 Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 4, Muestra 2

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Tabla 2.25 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 4, Muestra 3

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Perforación No	Muestra No	Profundidad	Diámetro:	Altura:	Área (Ao)
4	3	3.50-4.00 m	3.6 cm	7.2 cm	10.1788 cm ²

Tabla 2.26 Ensayo de Compresión sin confinar, perforación 4, Muestra 3

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

Carga		Deformación Vertical		l - ε	Área Corregida $\frac{A_0}{1-\epsilon}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm ²
DIAL LC-2	Kg.	DIAL LC-8	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$			
0.0001"	1362	0.001"				
5	0.681	0.010	0.00353	9.965E-01	10.2149	0.0667
12	1.634	0.020	0.00707	9.929E-01	10.2512	0.1594
23	3.133	0.030	0.01060	9.894E-01	10.2878	0.3045
34	4.631	0.040	0.01413	9.859E-01	10.3247	0.4485
45	6.129	0.050	0.01767	9.823E-01	10.3618	0.5915
66	8.989	0.060	0.02120	9.788E-01	10.3992	0.8644
79	10.760	0.070	0.02473	9.753E-01	10.4369	1.0309
95	12.939	0.080	0.02827	9.717E-01	10.4749	1.2352
107	14.573	0.090	0.03180	9.682E-01	10.5131	1.3862
116	15.799	0.100	0.03534	9.647E-01	10.5516	1.4973
121	16.480	0.110	0.03887	9.611E-01	10.5904	1.5561
127	17.297	0.120	0.04240	9.576E-01	10.6295	1.6273
130	17.706	0.130	0.04594	9.541E-01	10.6688	1.6596
133	18.115	0.140	0.04947	9.505E-01	10.7085	1.6916
135	18.387	0.150	0.05300	9.470E-01	10.7485	1.7107
130	17.706	0.140	0.04947	9.505E-01	10.7085	1.6535
125	17.025	0.150	0.05300	9.470E-01	10.7485	1.5839

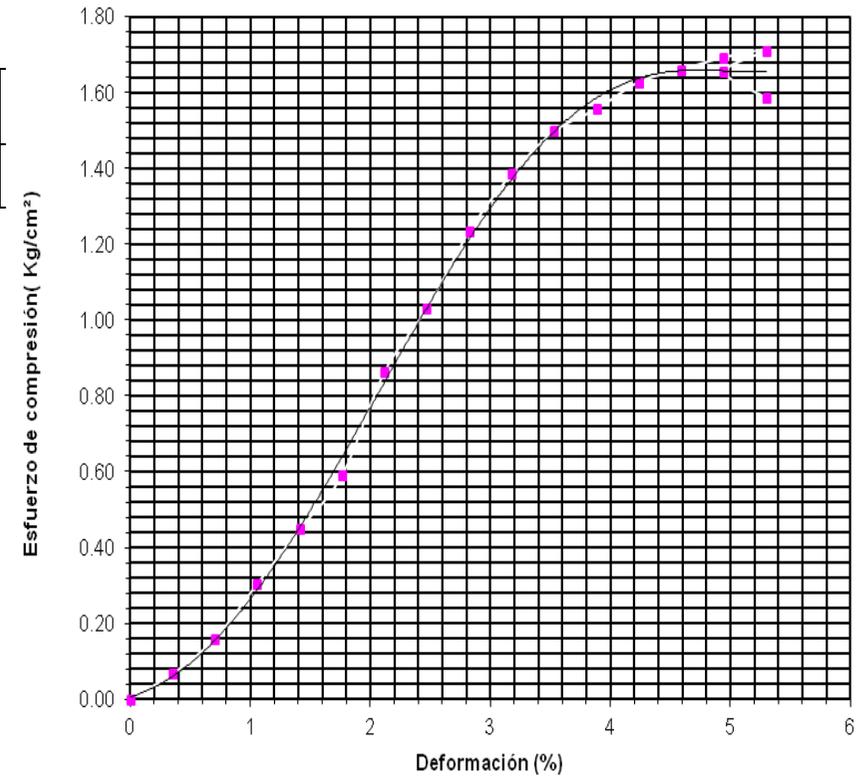


Figura 2.12 Gráfico Esfuerzo Vs Deformación, perforación 4, Muestra 3

Fuente: Freddy H. Banegas Bustamante, Diciembre 2017.

CAPÍTULO 3

RESULTADOS Y ANÁLISIS

3.1. Resultados

Mediante análisis se obtuvo un valor de 500 Kg/m² con respecto a carga muerta el cual podría llamarse un valor esperado puesto que comúnmente una estructura de acero es más liviana que una de hormigón (la carga muerta en una estructura de hormigón comúnmente es de 600 Kg/m²).

Los resultados obtenidos del prediseño luego de varias iteraciones tanto para vigas como para columnas fueron los siguientes:

Tabla 3.1 Columnas centrales

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Datos			
b	45	COMP	NESB
h	45	COMP	NESB
e	1.5	cm	
k	1.0		
Peso	204.89	Kg/m	
A	261	cm ²	
I _x	82410.75	cm ⁴	
I _y	82410.75	cm ⁴	
S _x	3662.70	cm ³	
S _y	3662.70	cm ³	
Z _x	4259.25	cm ³	
Z _y	4259.25	cm ³	
r _x	17.77	cm	
r _y	17.77	cm	

Tabla 3.2 Columnas centrales. Resultados

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

P_u	213.52	t	ΣM_{pcb}	154.53	t.m
P_r	582.6	t	ΣM_{pch}	154.53	t.m

Tabla 3.3 Columnas esquineras y de borde

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Datos			
b	35	COMP	NESB
h	35	COMP	NESB
e	1.2	cm	
k	1.2		
Peso	127.36	Kg/m	
A	162.24	cm ²	
Ix	30930.52	cm ⁴	
Iy	30930.52	cm ⁴	
Sx	1767.46	cm ³	
Sy	1767.46	cm ³	
Zx	2057.26	cm ³	
Zy	2057.26	cm ³	
rx	13.81	cm	
ry	13.81	cm	

Tabla 3.4 Columnas esquineras y de borde. Resultados.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Pu	68.52	t	ΣM_{pcb}	88.89	t.m
Pr	352.3	t	ΣM_{pch}	88.89	t.m

Tabla 3.5 Vigas centrales

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Datos			
bf	18	SISM	
tf	1.2	cm	
h	50	SISM	OK
tw	0.8	cm	
Cb	1.00		
Viga Andres Peso	50	63.8	
A	81.28	cm ²	
Ix	32914.75	cm ⁴	
Iy	1168.43	cm ⁴	
Sx	1316.59	cm ³	
Sy	129.83	cm ³	
Zx	1507.23	cm ³	
Zy	202.02	cm ³	
rx	20.12	cm	
ry	3.79	cm	

Tabla 3.6 Vigas centrales. Resultados.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Mu	19.35	t.m	Vn	60.72	t			
Mr	34.32	t.m	Vu	23.51	t	Mpv	62.36	t.m

Tabla 3.6 Vigas de borde.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Datos		
bf	16	SISM
tf	1	cm
h	45	SISM OK
tw	0.7	cm
Cb	1.00	
Viga Andres Peso	45	48.7
A	62.1	cm ²
Ix	20128.58	cm ⁴
Iy	683.90	cm ⁴
Sx	894.60	cm ³
Sy	85.49	cm ³
Zx	1027.58	cm ³
Zy	133.27	cm ³
rx	18.00	cm
ry	3.32	cm

Tabla 3.7 Vigas de borde. Resultados.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Mu	15.48	t.m	Vn	47.81	t			
Mr	23.40	t.m	Vu	23.50	t	Mpv	42.46	t.m

Tabla 3.8 Vigas secundarias.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Datos		
bf	13	COMP
tf	0.6	cm
h	40	COMP OK
tw	0.4	cm
Cb	1.00	
Viga Andres Peso		
	40	24.4
A	31.12	cm ²
Ix	8001.71	cm ⁴
Iy	219.91	cm ⁴
Sx	400.09	cm ³
Sy	33.83	cm ³
Zx	457.86	cm ³
Zy	52.25	cm ³
rx	16.04	cm
ry	2.66	cm

Tabla 3.9 Vigas secundarias. Resultados.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Mu	9.55	t.m
Apoyo	4	u
Lb	130	cm
Mr	10.43	t.m
Vn	15.22	t
Vu	4.45	t

Siendo:

$$\sum M_{pc} = Z_x * (2 * F_y - \frac{P_u}{A_g} - \frac{A_u * P_u}{\#Pisos * A_g}) \text{ (Diseño Sismoresistente de Construcciones de Acero ec. 4-8)}$$

$$\sum M_{pv} = 1.1 * R_y * F_y * Z_x + M_{uv} \text{ (Diseño Sismoresistente de Construcciones de Acero ec. 4-9)}$$

Estos momentos son los que se necesitan para hacer el chequeo de columna fuerte-viga débil.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} > 1 \text{ (Diseño Sismoresistente de Construcciones de Acero ec. 4-7)}$$

Por lo tanto, al realizar estos chequeos se obtuvo

Tabla 3.10 Columna Borde y Viga Borde.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

$\sum M_{pc}$	88.89	t.m	
M_{pv1}	42.46	t.m	
M_{pv2}	42.46	t.m	
$\sum M_{pc}$	88.89	1.05	OK
$\sum M_{pv}$	84.92		

El chequeo para la esquina solo se lo hace con una sola viga borde, por lo que por obvias razones también cumplirá la relación. De igual manera en el sentido en el que a la columna de borde le llega una viga central. Cabe recordar que estos chequeos solo se los realiza por ejes tanto “x” como “y” de manera aislada.

Tabla 3.11 Columna central y Viga central.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

$\sum M_{pc}$	154.53	t.m	
M_{pv1}	62.36	t.m	
M_{pv2}	62.36	t.m	
$\sum M_{pc}$	154.53	1.24	OK
$\sum M_{pv}$	124.72		

También cumple la relación satisfactoriamente.

Adicionalmente se tiene que en todas las vigas su resistencia es superior a la demanda, tanto en momento ($M_u < M_r$) como en cortante ($V_u < V_r$). Por lo que sus condiciones de arriostramiento son las adecuadas tanto para vigas principales (separación de vigas secundarias "at") como para vigas secundarias (longitud de arriostramiento L_b). Y no necesitan refuerzo por corte.

En las columnas también se tienen que la demanda P_u es menor a la capacidad P_r . Sin embargo, su resistencia es muy superior a su capacidad por lo que se podría pensar que se encuentran sobredimensionadas, pero hay que recordar que las columnas son las que controlan en mayor proporción las torsiones en los edificios (propiedad que no se está tomando en cuenta en el prediseño).

De igual manera se tiene que todos los elementos son compactos y no esbeltos, lo cual se podría decir que debe ser la característica con mayor interés de revisión en esta etapa.

Estos datos se los ingresó al programa ETABS 2016 para su correspondiente chequeo Sismoresistente con lo que se obtuvo que el porcentaje de participación de masa era de aproximadamente el 25% tanto en el eje x como en el eje y para la estructura 1. Por lo que se pudo observar que prácticamente la estructura tendía a rotar y no a moverse de manera traslacional.

Previamente se tuvo que realizar un análisis sísmico para determinar en que dirección el sismo provocaba una mayor demanda en la estructura, debido a la irregularidad de esta, se probó con una dirección global cada 15° , la cual era descompuesta en sus correspondientes componentes "x" y "y". Se llegó a que la mayor demanda se encontraba en las direcciones globales "x" y "y". Sin embargo, este paso es obviado para estructuras regulares.

Como se mencionaba anteriormente, debido a que los porcentajes de participación de masa eran muy bajos, esto produjo que se tenga que rigidizar la estructura en lugares estratégicos con la finalidad de reducir la torsión.

Debido a la arquitectura del edificio no se pudo colocar rigidizadores en la dirección necesitada, por lo que se decidió aumentar ciertas secciones, las cuales se tuvieron que ser chequeadas con todos los parámetros del prediseño.

La estructura 2 tuvo un comportamiento similar por lo que se realizó el mismo procedimiento de la estructura 1. Luego de haber rigidizado ambas estructuras sus comportamientos fueron los siguientes:

Tabla 3.12 Estructura 1.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios																	
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	PPM		Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	TORSION RZ
						UX(%)	UY(%)										
Modal	1	0.744	0.6478	0.0049	0	84.02	0.63	0.6478	0.0049	0	0	0.3124	0.0182	0	0.3124	0.117	11.7
Modal	2	0.736	0.0049	0.6567	0	0.64	85.05	0.6527	0.6616	0	0.3249	0	0	0.3249	0.3124	0.2238	22.38
Modal	3	0.68	0.1183	0.1105	0	15.34	14.31	0.771	0.7721	0	0	0.0107	0.6546	0.3249	0.3231	0.762	76.2
Modal	4	0.206	0.1259	0.0007	0			0.8969	0.7727	0	0	0.2412	0.0009	0.3249	0.5644	0.7781	
Modal	5	0.204	0.0031	0.1324	0			0.9	0.9051	0	0.2422	0	0	0.567	0.5644	0.7858	
Modal	6	0.186	0.0132	0.0084	0			0.9132	0.9135	0	0	0.0026	0.1142	0.567	0.567	0.9101	
Modal	7	0.096	0.0543	0.0006	0			0.9675	0.9141	0	0	0.0301	0.0000488	0.567	0.5971	0.9151	
Modal	8	0.095	0.001	0.0583	0			0.9685	0.9724	0	0.0299	0	0	0.5969	0.5971	0.9157	
Modal	9	0.085	0.0045	0.0007	0			0.973	0.9731	0	0	0.00001116	0.0338	0.5969	0.5971	0.9722	
Modal	10	0.06	0.0228	0.0026	0			0.9958	0.9756	0	0	0.0462	0.0002	0.5969	0.6434	0.9742	
Modal	11	0.06	0.0029	0.0241	0			0.9987	0.9997	0	0.0465	0	0	0.6434	0.6434	0.9742	
Modal	12	0.053	0.0013	0.0003	0			1	1	0	0	0.0004	0.0205	0.6434	0.6437	1	

Tabla 3.13 Estructura 1 (derivas).

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

I	4.5	s.u							
H	3500	mm							
ΔM max	0.02	s.u							
Story	Label	Uniq Name	Case/Com	UX	UY	ΔE	ΔM	chequeo	deriva
				mm	mm	s.u	s.u	ok/rigidizar	%
PISO 4	18	244	EX	36.313		0.0025	0.0083	ok	41.4498214
PISO 3	18	243	EX	27.716		0.0032	0.0109	ok	54.54
PISO 2	18	242	EX	16.403		0.0031	0.0106	ok	53.04
PISO 1	18	166	EX	5.402		0.0015	0.0052	ok	26.05
Base	18	52	EX	0					
Story	Label	Uniq Name	Case/Com	UX	UY	ΔE	ΔM	chequeo	deriva
				mm	mm	s.u	s.u	ok/rigidizar	%
PISO 4	12	226	EY		24.925	0.0016	0.0055	ok	27.29
PISO 3	12	225	EY		19.264	0.0022	0.0074	ok	37.22
PISO 2	12	224	EY		11.545	0.0022	0.0074	ok	37.02
PISO 1	12	130	EY		3.866	0.0011	0.0037	ok	18.64
Base	12	35	EY		0				

Tabla 3.14 Extremo 2

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

R	4.5	s.u							
H	3500	mm							
ΔM max	0.02	s.u							
Story	Label	Jnique Namead Case/Com	UX	UY	ΔE	ΔM	chequeo	deriva	
			mm	mm	s.u	s.u	ok/rigidizar	%	
PISO 4	18	244 EX	24.304		0.0016	0.0054	ok	27.1880357	
PISO 3	18	243 EX	18.665		0.0021	0.0072	ok	36.24	
PISO 2	18	242 EX	11.149		0.0021	0.0071	ok	35.74	
PISO 1	18	166 EX	3.736		0.0011	0.0036	ok	18.01	
Base	18	52 EX	0						
Story	Label	Jnique Namead Case/Com	UX	UY	ΔE	ΔM	chequeo	deriva	
			mm	mm	s.u	s.u	ok/rigidizar	%	
PISO 4	12	226 EY		33.805	0.0023	0.0078	ok	38.77	
PISO 3	12	225 EY		25.764	0.0030	0.0101	ok	50.57	
PISO 2	12	224 EY		15.276	0.0029	0.0098	ok	49.23	
PISO 1	12	130 EY		5.066	0.0014	0.0049	ok	24.43	
Base	12	35 EY		0					

Donde ΔE corresponde al desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducida.

Se puede apreciar que los porcentajes de deriva con respecto a la máxima (deriva % = ΔM/ΔM max) son menores al 100%

Se necesitan datos de dos extremos del piso para hacer el cálculo de distorsiones de piso, tanto para “x” como para “y” según NEC_SE_DS

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional</p> <p>$\phi_t = 0.9$</p> $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$ <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
--	--

NEC_SE_DS tabla 13

Como se observa entonces, la deriva máxima de entrepiso calculada en “x” es de 0.0109 y al realizar la operación propuesta por la norma se llega al valor de 0.0109. La deriva

máxima de entrepiso calcula da en el eje “y” es de 0.0101 y su respectivo cálculo de irregularidad torsional expresa un valor de 0.0105.

Tabla 3.15 Estructura 1.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	PPM		Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	TORSION RZ
						UX(%)	UY(%)										
Modal	1	0.744	0.61	0.0138	0	80.02	1.80	0.61	0.0138	0	0	0.3124	0.0182	0	0.3124	0.1283	12.83
Modal	2	0.736	0.0027	0.7465	0	0.35	97.20	0.6127	0.7603	0	0.3249	0	0	0.3249	0.3124	0.159	15.9
Modal	3	0.68	0.1496	0.0077	0	19.62	1.00	0.7623	0.768	0	0	0.0107	0.6546	0.3249	0.3231	0.7913	79.13
Modal	4	0.206	0.0084	0.0831	0			0.7707	0.8511	0	0	0.2412	0.0009	0.3249	0.5644	0.8008	
Modal	5	0.204	0.1447	4.52E-05	0			0.9154	0.8511	0	0.2422	0	0	0.567	0.5644	0.8061	
Modal	6	0.186	0.0001	0.0375	0			0.9155	0.8886	0	0	0.0026	0.1142	0.567	0.567	0.9546	
Modal	7	0.096	0.0171	0.0681	0			0.9326	0.9568	0	0	0.0301	0.0000488	0.567	0.5971	0.9759	
Modal	8	0.095	0.0615	0.0138	0			0.994	0.9705	0	0.0299	0	0	0.5969	0.5971	0.9762	
Modal	9	0.085	0.006	0.0295	0			1	1	0	0	0.00001116	0.0338	0.5969	0.5971	1	

Tabla 3.16 Extremo 1 (derivas).

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

R	4.5	s.u							
H	3500	mm							
ΔM max	0.02	s.u							
Story	Label	Jnique Name	ad Case/Com	UX	UY	ΔE	ΔM	chequeo	deriva
				mm	mm	s.u	s.u	ok/rigidizar	%
PISO 4	18	244	EX	7.484		0.0009	0.0030	ok	15.1055357
PISO 3	18	243	EX	4.351		0.0008	0.0028	ok	14.03
PISO 2	18	242	EX	1.442		0.0004	0.0014	ok	6.95
Base	18	52	EX	0					
Story	Label	Jnique Name	ad Case/Com	UX	UY	ΔE	ΔM	chequeo	deriva
				mm	mm	s.u	s.u	ok/rigidizar	%
PISO 4	12	226	EY		5.408	0.0007	0.0023	ok	11.27
PISO 3	12	225	EY		3.071	0.0006	0.0020	ok	10.00
PISO 2	12	224	EY		0.996	0.0003	0.0010	ok	4.80
Base	12	35	EY		0				

Tabla 3.17 Extremo 2.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

R	4.5	s.u							
H	3500	mm							
ΔM max	0.02	s.u							
Story	Label	Unique Name	Case/Com	UX	UY	ΔE	ΔM	chequeo	deriva
				mm	mm	s.u	s.u	ok/rigidizar	%
PISO 4	18	244	EX	6.746		0.0008	0.0028	ok	13.8326786
PISO 3	18	243	EX	3.877		0.0007	0.0025	ok	12.50
PISO 2	18	242	EX	1.284		0.0004	0.0012	ok	6.19
Base	18	52	EX	0					
Story	Label	Unique Name	Case/Com	UX	UY	ΔE	ΔM	chequeo	deriva
				mm	mm	s.u	s.u	ok/rigidizar	%
PISO 4	12	226	EY		6.834	0.0008	0.0027	ok	13.71
PISO 3	12	225	EY		3.99	0.0007	0.0025	ok	12.44
PISO 2	12	224	EY		1.409	0.0004	0.0014	ok	6.79
Base	12	35	EY		0				

Tabla 3.18 Extremo 3.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

R	4.5	s.u							
H	3500	mm							
ΔM max	0.02	s.u							
Story	Label	Unique Name	Case/Com	UX	UY	ΔE	ΔM	chequeo	deriva
				mm	mm	s.u	s.u	ok/rigidizar	%
PISO 4	18	244	EX			-0.0009	-0.0029	ok	-14.6523214
PISO 3	18	243	EX	3.039		0.0006	0.0019	ok	9.45
PISO 2	18	242	EX	1.078		0.0003	0.0010	ok	5.20
Base	18	52	EX	0					
Story	Label	Unique Name	Case/Com	UX	UY	ΔE	ΔM	chequeo	deriva
				mm	mm	s.u	s.u	ok/rigidizar	%
PISO 4	12	226	EY			-0.0014	-0.0049	ok	-24.46
PISO 3	12	225	EY		5.073	0.0009	0.0031	ok	15.32
PISO 2	12	224	EY		1.895	0.0005	0.0018	ok	9.14
Base	12	35	EY		0				

Debido a que en la estructura 2 se tuvo tanta irregularidad en planta como elevación se decidió tomar 3 pórticos de extremo para realizar el chequeo de distorsión de entrepiso.

Con el que se obtuvo que la deriva máxima entre los extremos 1 y 2 en el eje "x" fue de 0.003 y al aplicar la fórmula de distorsión de piso el resultado fue de 0.0035. En el eje "y" los valores fueron de 0.0027 y 0.0029. Luego se comparó entre los extremos 1 y 3 y sus valores a comparar en el eje "x" fueron de 0.0028 y 0.0028. En el eje "y" fueron de 0.0031 y 0.0031.

Por último, se realizó la comparación entre los extremos 2 y 3 cuyos valores en el eje "x" fueron de 0.0025 y 0.0026. En el eje "y" sus valores fueron de 0.0031 y 0.0034. Debido a que ningún valor de deriva es mayor al valor impuesto por la fórmula de la tabla 13 según la NEC_SE_DS. Se puede finalizar aludiendo que no existen torsiones representativas tanto para la estructura 1 y 2.

Se observa que las distorsiones de entrepiso cumplen los requisitos de la norma de manera muy cercana, esto puede deberse a que los porcentajes de participación de masa no llegan al 90% como indica la norma, si no que se quedan entre el rango de 80 a 90%. Esto indica que las rotaciones de piso en ambas estructuras no son representativas.

Se observó un poco de variación en los periodos fundamentales, con respecto a los que ya se había obtenido anteriormente en la etapa de construcción del espectro. Esto puede deberse a que el programa considera que se le está imponiendo menos rigidez al momento de asignar las rotulas (hinges).

Luego de haber chequeado las derivas se hizo la revisión de la demanda-capacidad de los elementos. Los cuales tuvieron una combinación propia debido a que el programa no es muy eficaz en dichos análisis.

Con la combinación para el chequeo de las columnas se tuvo lo siguiente:

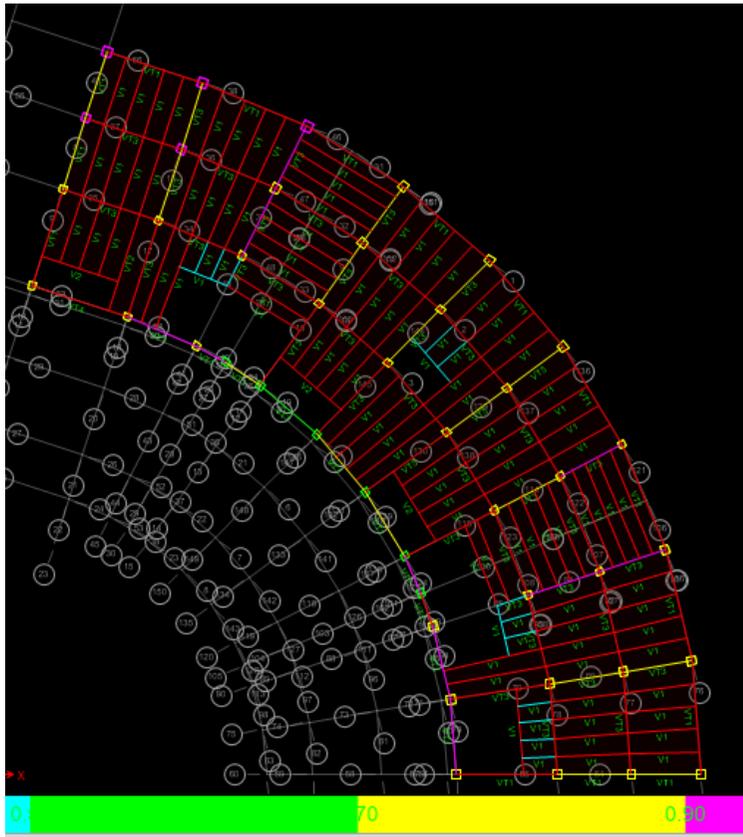


Figura 3.1 Detalle piso 1, estructura 1.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

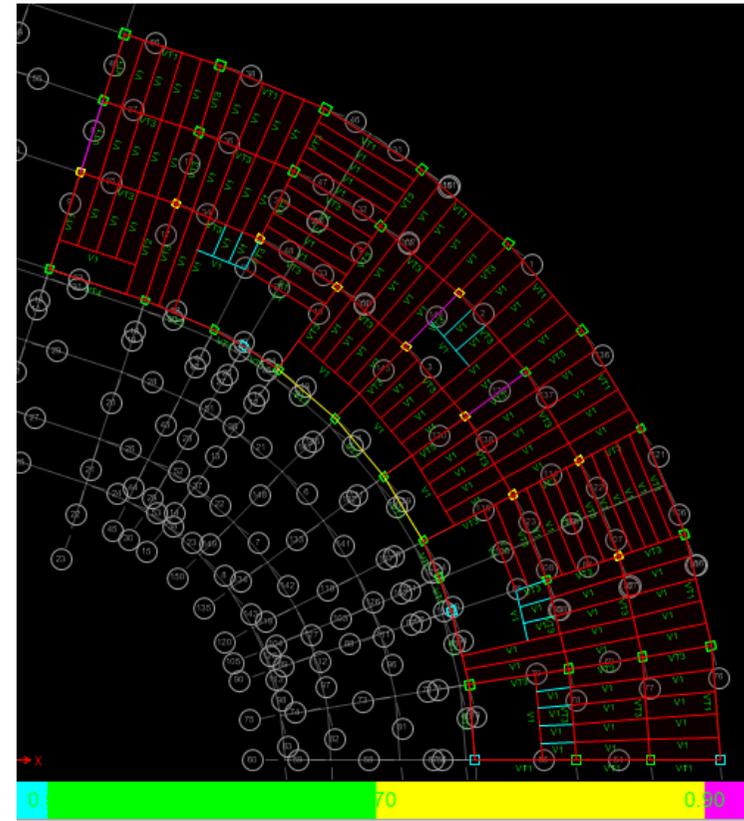


Figura 3.2 Detalle piso 2, estructura 1.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

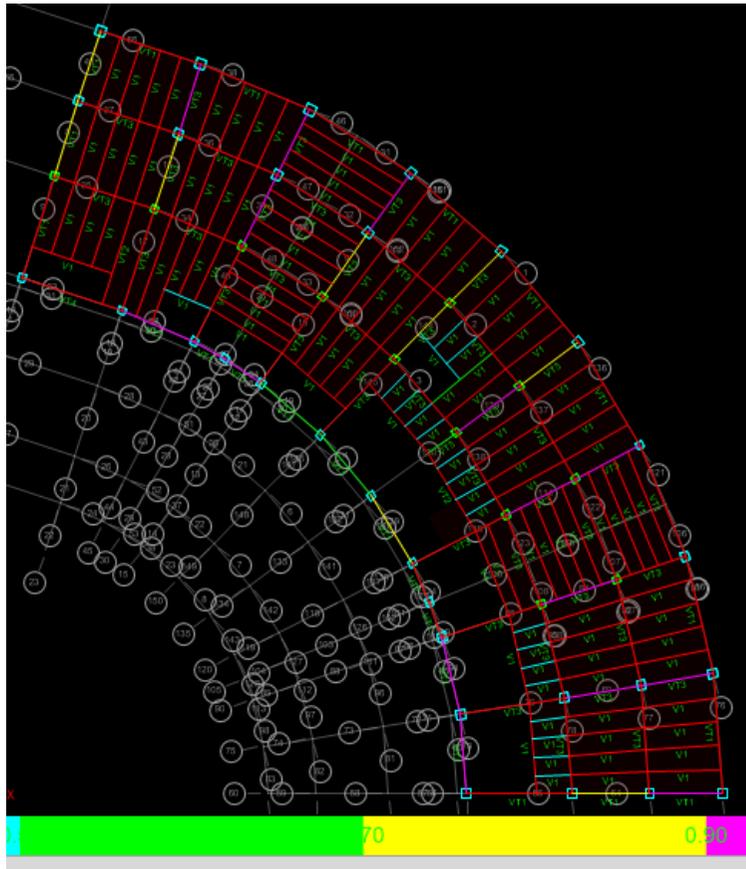


Figura 3.3 Detalle piso 3, estructura 1.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

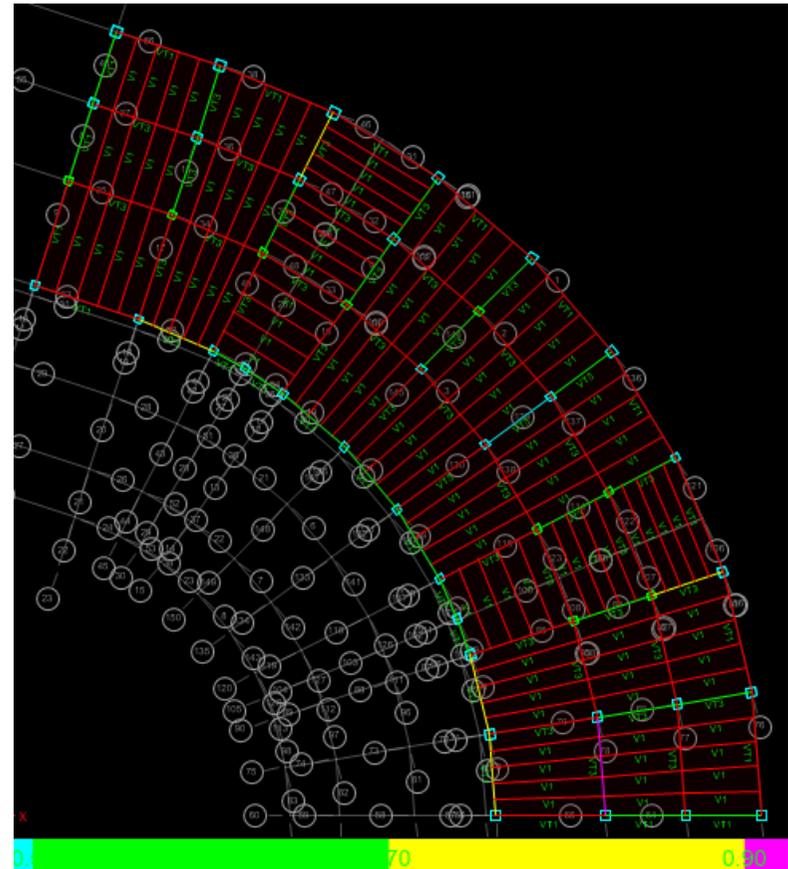


Figura 3.4 Detalle piso 4, estructura 1.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.



Figura 3.5 Detalle piso 1, estructura 2.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

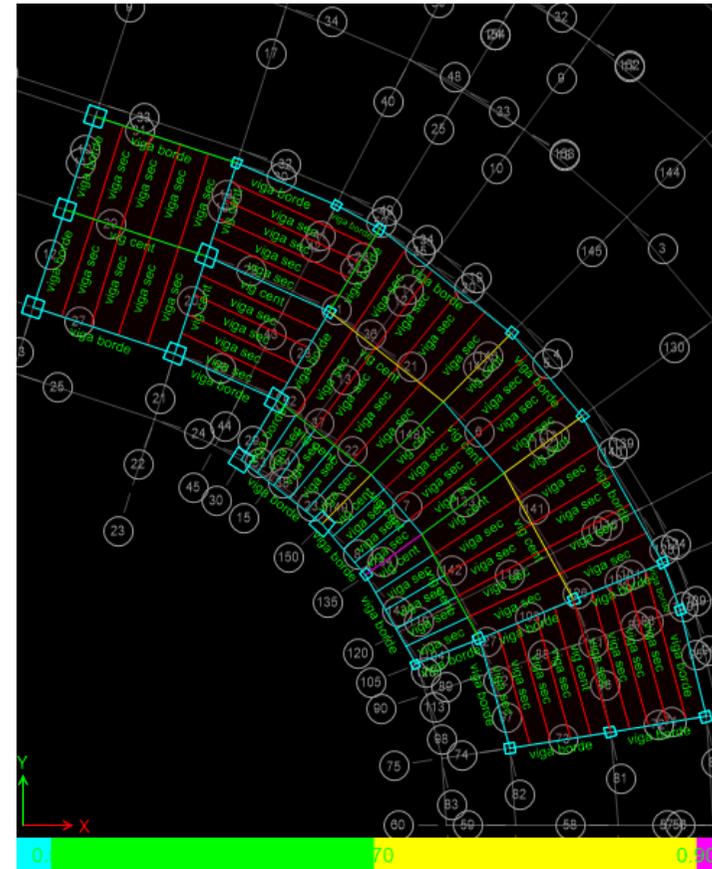


Figura 3.6 Detalle piso 2, estructura 2.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

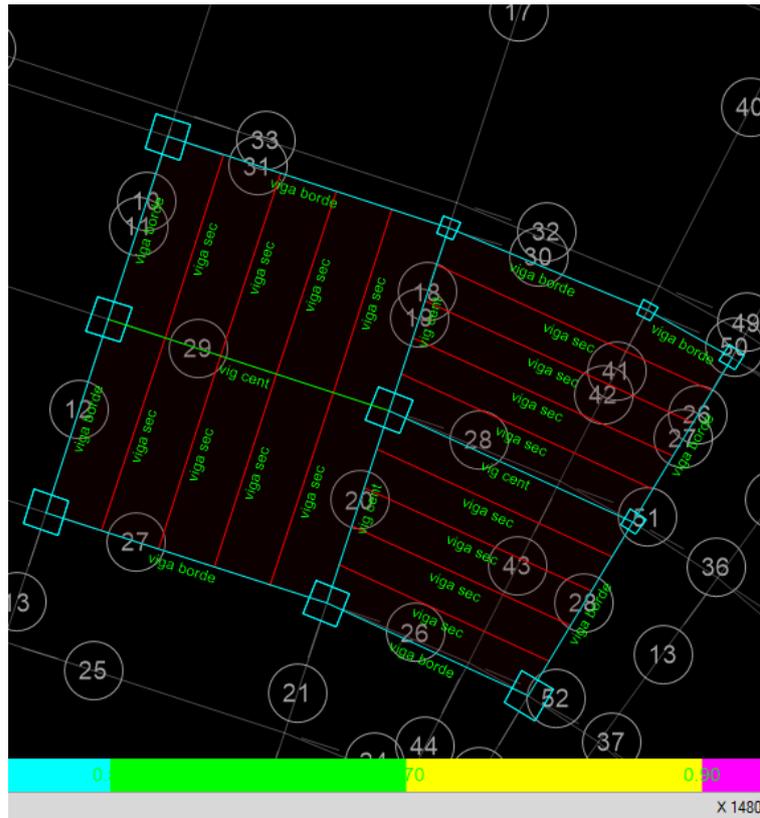


Figura 3.7 Detalle piso 3, estructura 2.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Se tiene según la escala de colores presentada por el programa que el rojo simboliza una demanda/capacidad superior al 100 % por lo que se evidenciaría que el elemento ha fallado. En este caso ninguna columna presenta ese color por lo que se puede inferir que no hay problemas en estos elementos.

Acto seguido se procede a realizar el chequeo de vigas principales con sus respectivas combinaciones de carga.

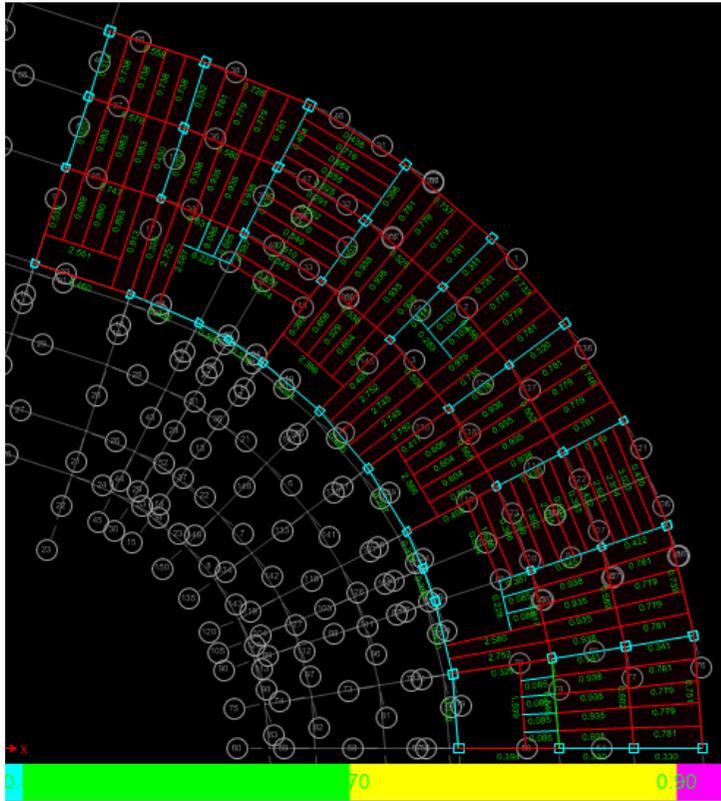


Figura 3.8 Detalle piso 1, estructura 1.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

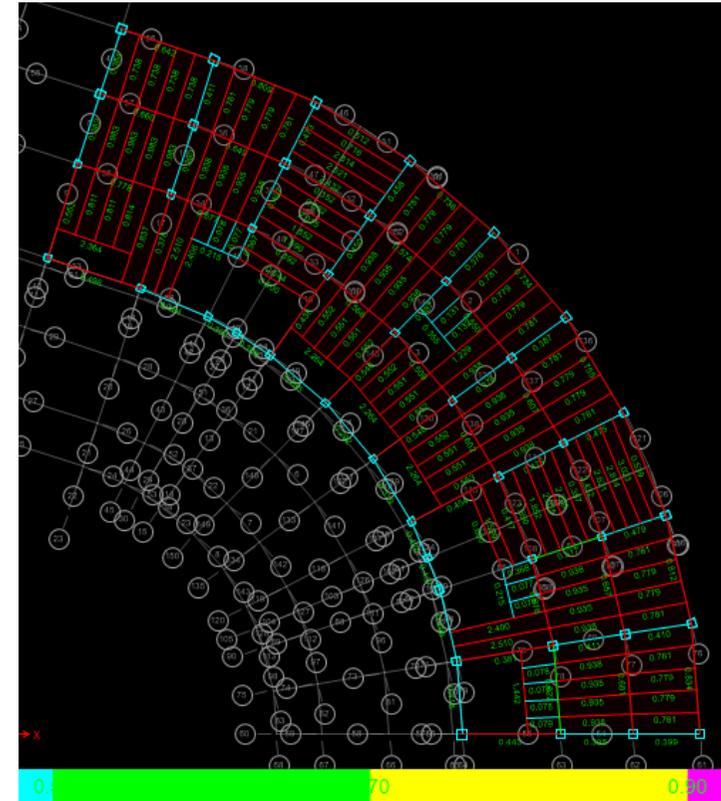


Figura 3.9 Detalle piso 2, estructura 1.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

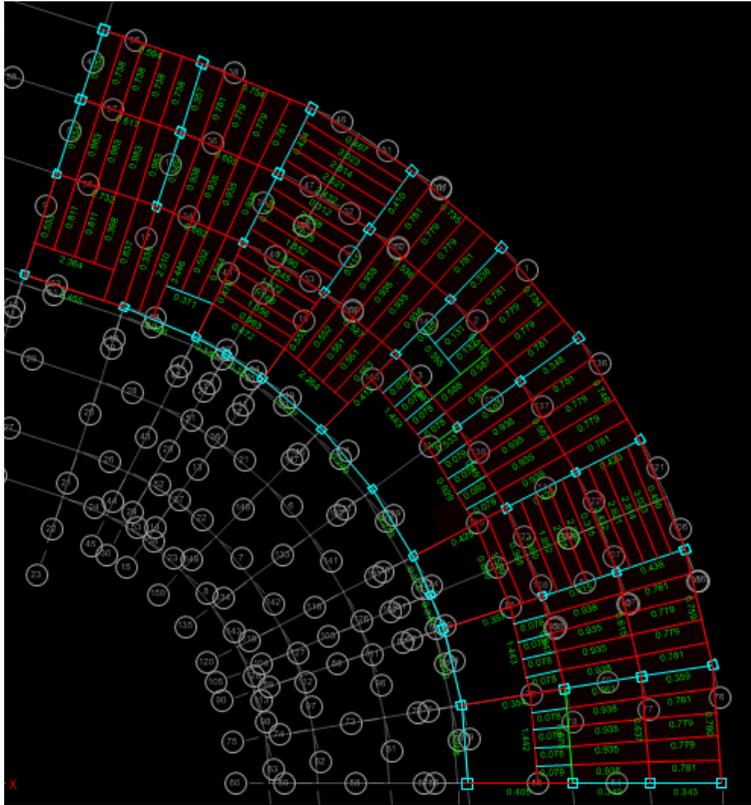


Figura 3.10 Detalle piso 3, estructura 1.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

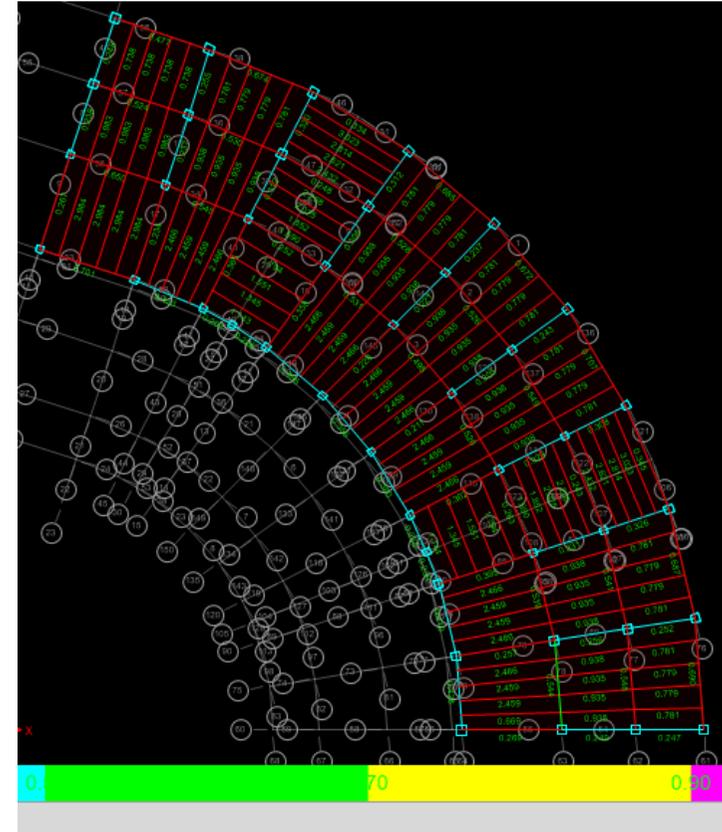


Figura 3.11 Detalle piso 4, estructura 1.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

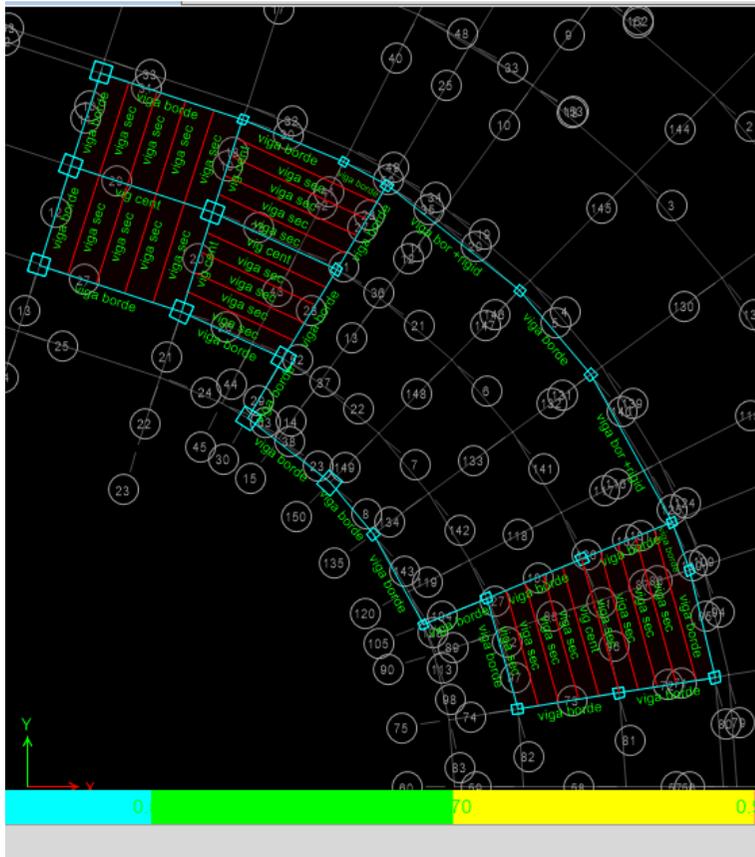


Figura 3.12 Detalle piso 1, estructura 2.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.



Figura 3.13 Detalle piso 2, estructura 2.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Lo que indica el mensaje es que la longitud de arriostramiento de la viga sobrepasa el límite de la norma AISC 341. Lo que significa que está teniendo problemas de flexo torsión lateral. Haciendo click en overwrites se puede saber que longitud está tomando para el LTB (Lateral Torsional Buckling) o flexo torsion Lateral.

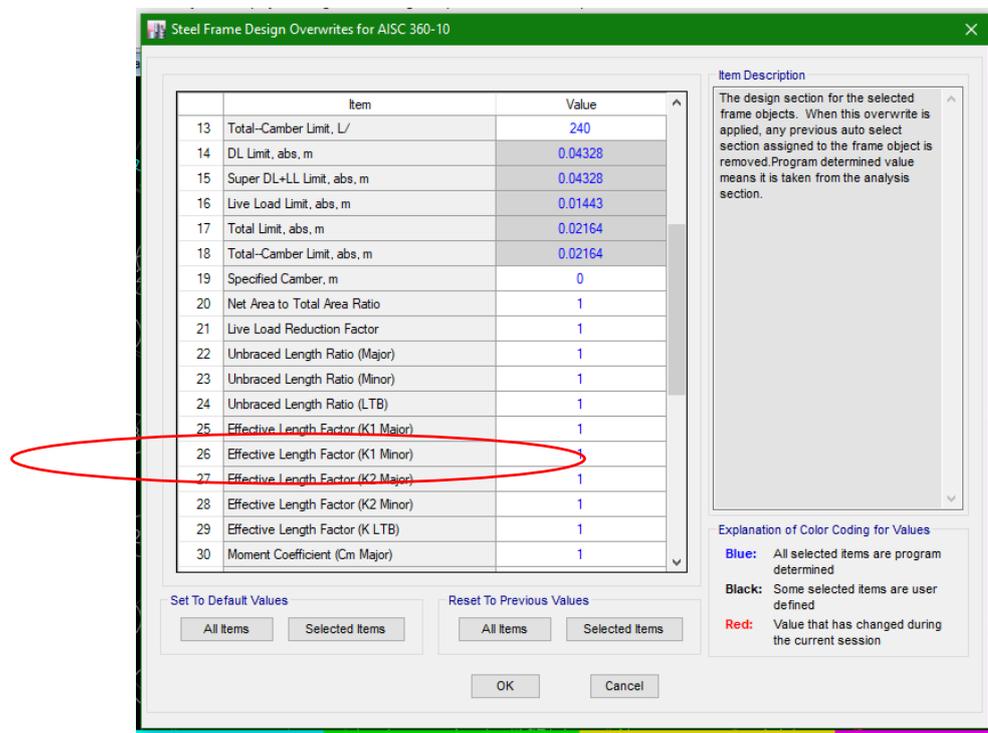


Figura 3.16 Longitudes de torsión lateral.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Efectivamente se tiene que el programa está tomando todo el valor de la longitud de la viga. Por lo que no está tomando en cuenta los efectos de las vigas secundarias como arriostramiento o en algunos casos los apoyos laterales que en los cálculos se había propuesto. Al modificar este valor por el que se propuso (1/4 debido a que se tienen 4 vigas), esto modificaría la resistencia de la viga y su valor demanda capacidad, debido a que los a arriostramientos son entorno al eje débil. Sin embargo, en este caso el programa sigue arrojando el mismo error, por lo que se puede considerar un error interno por parte del programa usado.

Finalmente se hace el chequeo de las vigas secundarias usando cargas mayoradas gravitacionales.

Piso 1, estructura 1

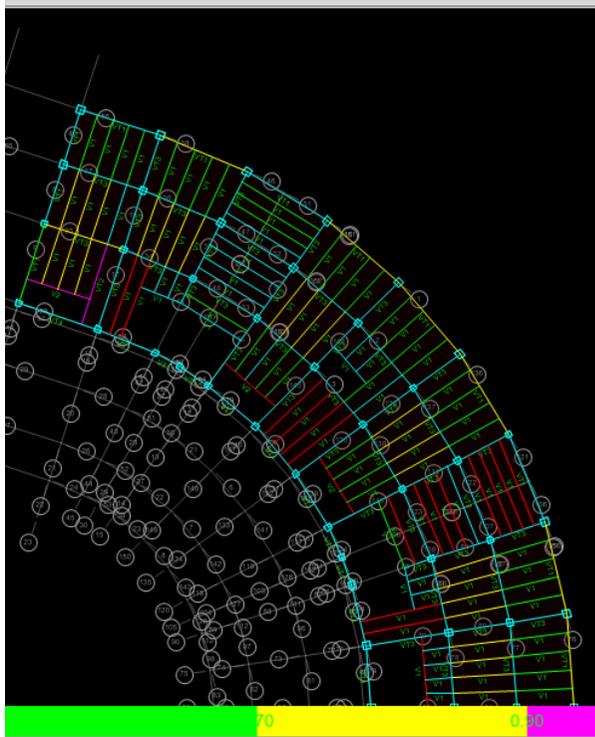


Figura 3.17 Piso 1, estructura 1.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

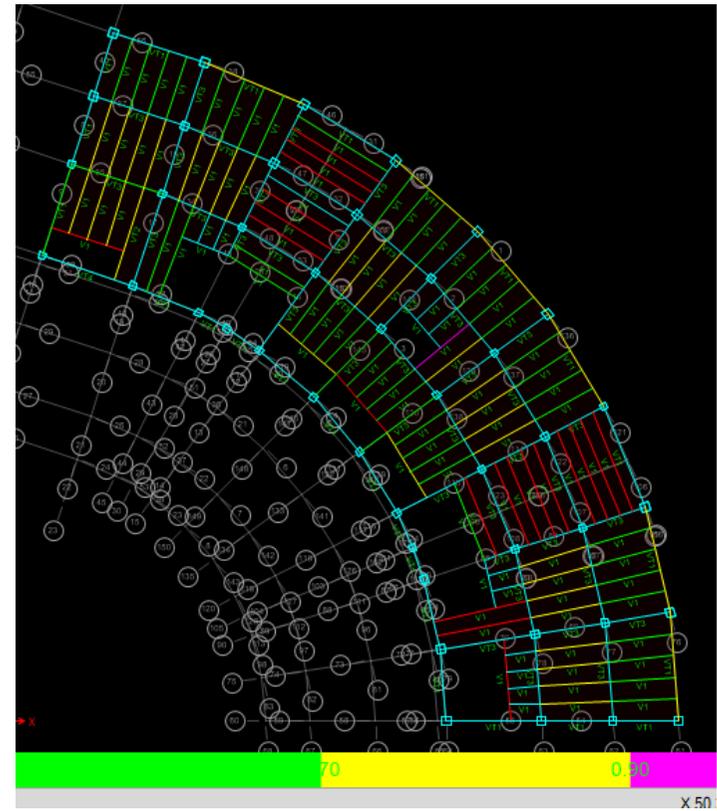


Figura 3.18 Piso 2, estructura 1.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

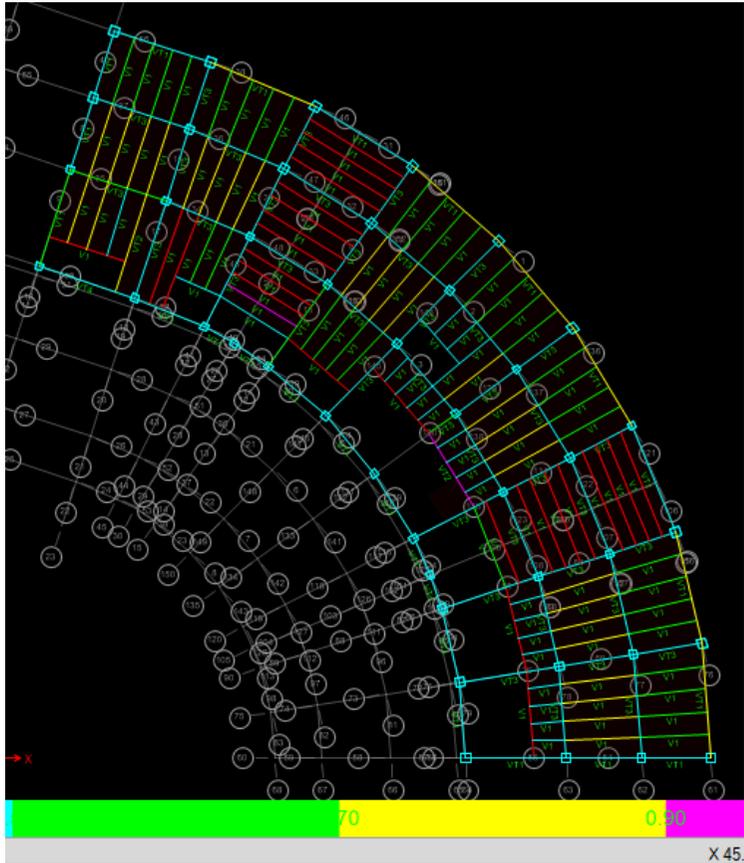


Figura 3.19 Piso 3, estructura 1.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

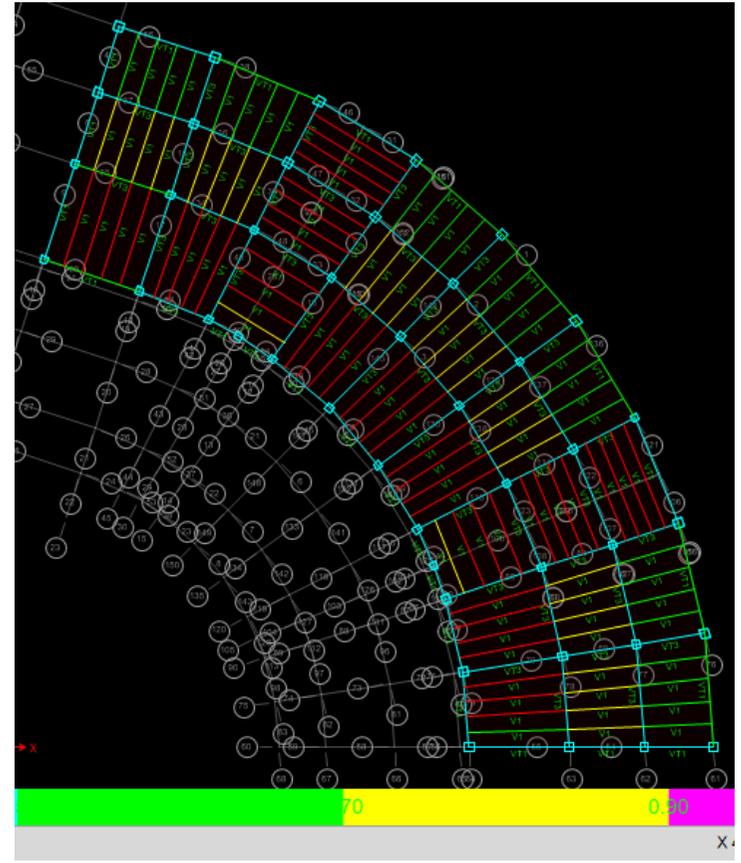


Figura 3.20 Piso 3, estructura 1.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Piso 1 Estructura 2



Figura 3.21 Piso 2, estructura 1.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.



Figura 3.22 Piso 2, estructura 2.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

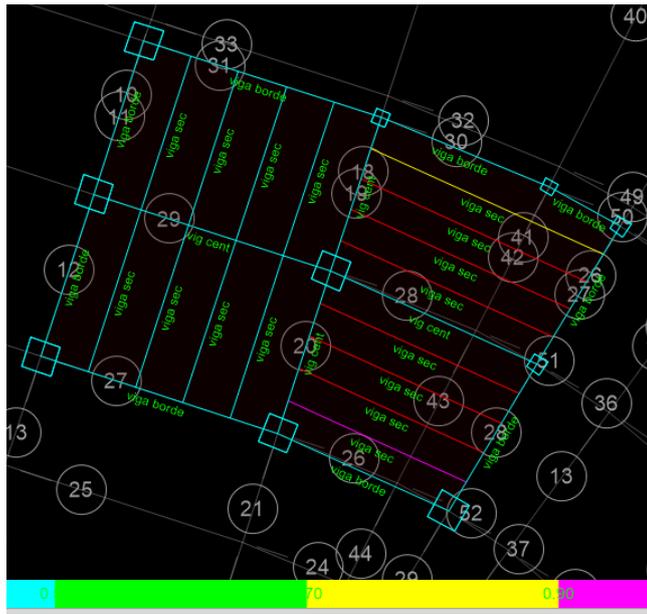


Figura 3.23 Piso 3, estructura 2.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Se observa que las vigas secundarias presentan un problema

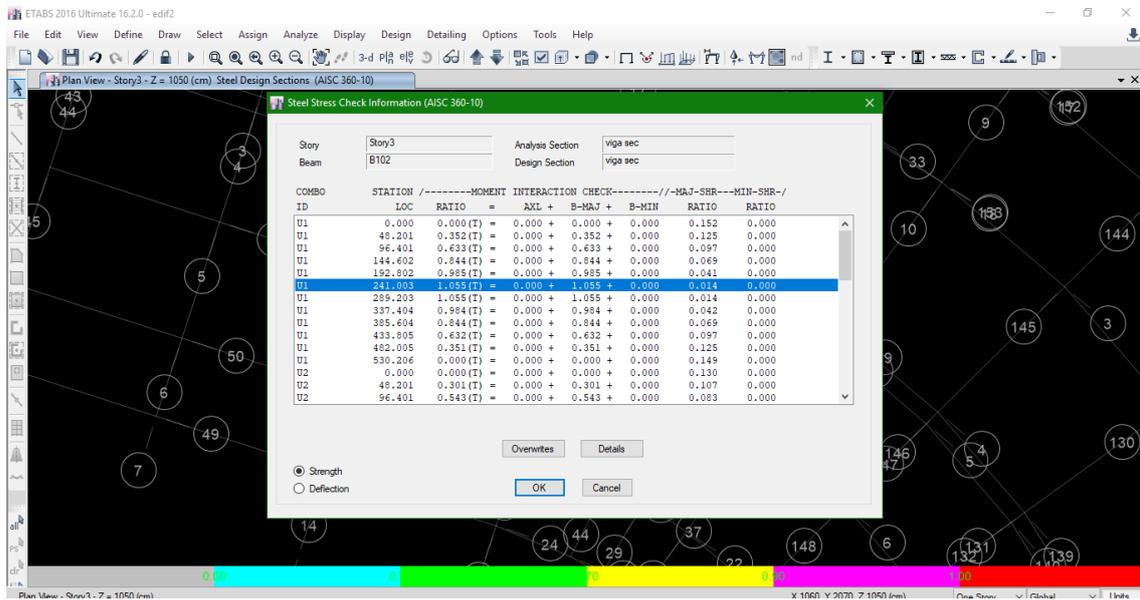


Figura 3.24 Vigas secundarias.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

El cual indica que es de resistencia. Sin embargo, al chequear también el LTB

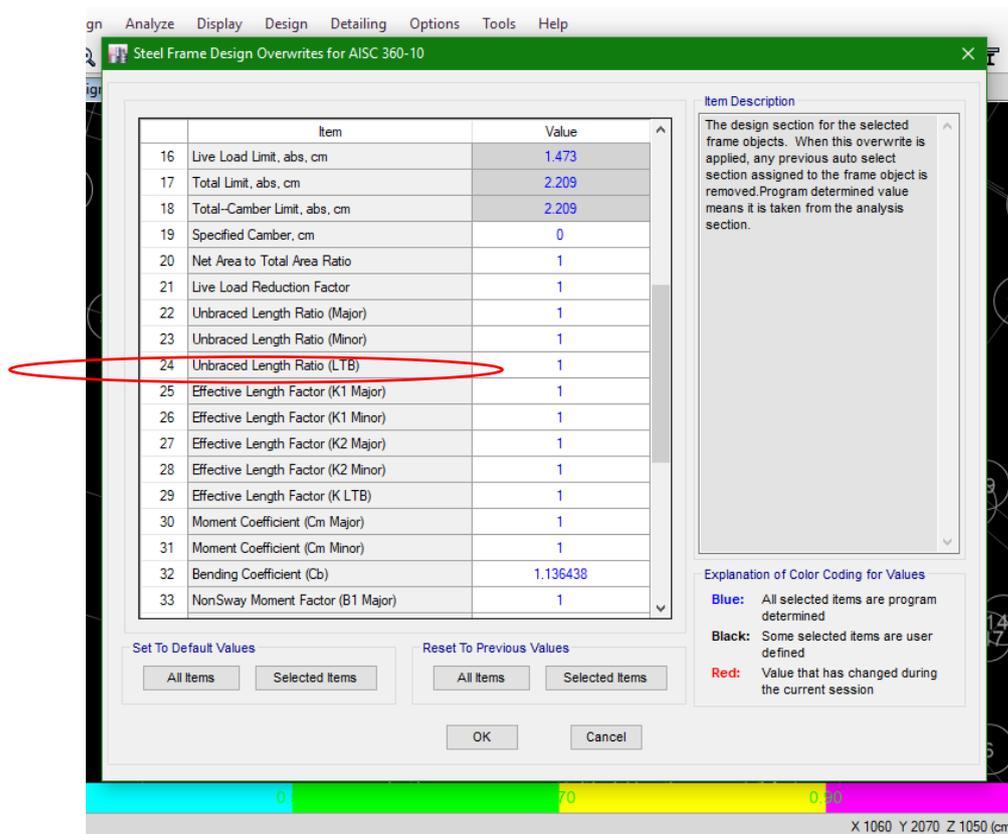


Figura 3.25 Vigas secundarias.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Presenta también el valor de 1, lo que significa que está tomando toda la longitud de la viga, sin embargo, al cambiarlo el color de la viga cambia, indicando que la resistencia se ha modificado.

En las conexiones de la estructura se estableció usar la conexión precalificada RBS (Reduced Beam Section), sin embargo, se observó que este tipo de conexiones tiene una limitante y es la longitud. Debido a que la estructura posee regiones donde las vigas son muy cortas, es aquí donde se producen grandes concentraciones de esfuerzos y las conexiones RBS no alcanzan a sobreponerse a toda la demanda. Por lo que se decidió en estas zonas usar conexión End - Plate unstiffened, la cual también es precalificada.

Este tipo de conexión se basa mayoritariamente en el diseño de la placa de conexión y los pernos de unión de esta. Debido a que los pernos utilizados van a tomar gran parte de la demanda, fue previsible esperar utilizar pernos de alta resistencia como A325 y A490, los cuales solo pueden ser apretados con máquinas y no manualmente. En resumen, se decidió usar conexión RBS para las vigas de borde, excepto en las luces pequeñas y conexión End- Plate Unstiffened en las conexiones de vigas centrales.

Las conexiones de vigas secundarias a vigas principales van a ser soldadas, el cordón de soldadura fue calculado sin embargo la longitud era inferior a la mitad de la altura de la viga, por lo que se decidió que estas soldaduras tengan una longitud igual a la mitad de la altura de la viga y una garganta igual al espesor del alma de la viga secundaria. Debido a los esfuerzos que se van a generar en la conexión, se estableció usar placas de continuidad en la dirección de las alas de las vigas, con un espesor igual al máximo espesor de todas las alas.

Estas placas van a ser soldadas con soldadura de penetración completa, para evitar cualquier inconveniente. Sin embargo el armado de este tipo de estructura (colocar las placas de continuidad en la columna) iba a resultar muy dificultoso si se lo realizaba de la forma tradicional. Por lo que se sugiere que primero se arme la zona de conexión y luego el resto de la columna.

Los empalmes de columnas también se los debe unir con CJP para asegurar que la columna trabaje como una sola. Al igual que la unión de la columna a la placa base (unir con CJP). En la placa base no se van a utilizar atezadores debido a que se observó que los espesores no eran muy grandes. Un dato curioso fue que el diseño de conexión de los anclajes estuvo influenciado directamente por la placa base (sus dimensiones).

Se obtuvieron 4 tipos de placas base, una para cada tipo de columna, solo hasta la columna c3 puesto que la c4, c5 y c6 los espesores de placa no variaban con relación a la c3.

Entonces se estableció usar la placa de c3 en c4 y c5. De igual manera se observó que los diseños de los anclajes no variaban mucho con respecto al tipo de columna, sin

embargo, hay ciertas diferencias que se tienen que respetar y las cuales están representadas en el plano estructural.

SISTEMA RBS		
a	8.0	OK
b	30.0	OK
c	3.5	OK
Zrbs	719.58	cm ⁴
Cpr	1.2	
Mpr	28.40	t-m
Sh	23.0	cm
R	13.45	t
Vu	22.51	t
Mf	33.58	t-m
Mpe	33.80	t-m
OK		
h/tw	64.3	
cv	1.00	
Vn	47.81	t
OK		

Tabla 3.19 Conexión de vigas borde a columnas borde y esquina

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Pernos en la placa de corte para unir la viga a la columna, esto como mecanismo constructivo para poder ejecutar de manera correcta los CJP en la conexión. Estos cálculos de pernos son válidos para todas las conexiones RBS que se planeen hacer.

Pernos					
hcon agujer	40				
d	1/2	in			
npernos	5.816668656				
npersel	6				
A	1.27	cm ²			
Fy	2530	Kg/cm ²			
Fup	4073	Kg/cm ²			
Qp	3869.67	Kg			
Qp	3.87	T			
flualma	63.756	T			
fluplaca	91.08	T			
Corpla	98.912805	T			
Coralma	69.2389635	T			
Sep min p	3.81	cm			
Sep max p	16.80	cm			
Sep minex	2.54	cm			
Sep maxex	8.4	cm	SISTEMA RBS		
Lplaca	6.35	cm	a	9.0	OK
Lplaca sel	7	cm	b	33.0	OK
sep per cal	7.084	cm	c	4.5	OK
sep per sel	7	cm	Zrbs	980.19	cm ⁴
Agtpl	3.5	cm ²	Cpr	1.2	
Antpl	6.365	cm ²	Mpr	38.68	t-m
Agvpl	37.46	cm ²	Sh	25.5	cm
Anvpl	31.96	cm ²	R	26.00	t
Bcortepla	104.028493	T	Vu	37.34	t
Bcortepla	82.788925	T	Mf	48.21	t-m
Agtal	3.5	T	Mpe	49.57	t-m
Antal	4.4555	T	OK		
Agval	26.222	T	h/tw	62.5	
Anval	22.372	T	cv	1.00	
Bcorteal	72.8199451	T	Vn	60.72	t
Bcorteal	57.9522475	T	OK		

Tabla 3.20 Conexión de viga borde llamada Vt4

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

SISTEMA END PLATE		
Cpr	1.20	
Mpr	59.48	t-m
sh	25	cm
Vu	64.75	t
Mf	75.67	t-m
tf	1.2	OK
bf	18	OK
h	50	OK
tp	3.0	OK
bp	20	OK
g	12	OK
pf	4.0	OK
ho	54.0	cm
h1	46.0	cm
s	7.75	
pf	4.00	
Yp	394.44	
A	36	ksi
tp min	2.8	cm
OK		
Calculo del perno		
Ft/p	38.77	t
Fv/p	8.09	t
Tipo	A325	
Perno	1 1/4	OK
Ap	1.23	in2
Esfv	14.5	ksi
Efs t	69.7	ksi
Esf t disp	89.4	ksi

Tabla 3.21 Conexión de vigas centradas

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

SISTEMA END PLATE		
Cpr	1.20	
Mpr	40.55	t-m
sh	23	cm
Vu	131.39	t
Mf	70.12	t-m
tf	1.0	OK
bf	16	OK
h	45	OK
tp	3.0	OK
bp	20	OK
g	12	OK
pf	4.0	OK
ho	49.0	cm
h1	41.0	cm
s	7.75	
pf	4.00	
Yp	353.19	
A	36	ksi
tp min	2.9	cm
OK		
Calculo del perno		
Ft/p	39.84	t
Fv/p	16.42	t
Tipo	A490	
Perno	1 1/4	OK
Ap	1.23	in2
Esfv	29.5	ksi
Efs t	71.6	ksi
Esf t disp	90.9	ksi

Tabla 3.22 Conexión de vigas borde con longitudes pequeñas

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Diseño de placa								
Pu	0	Kg	B	100	cm	fy	2529.9	Kg/cm ²
Pu	76640	Kg	H	100	cm	fc	84.15	Kg/cm ²
Pu	76640	Kg	Sentido b			Sentido h		
Mb	459840	Kg.cm	q1	10.4	OK	q1	10.4	OK
Mb	0	Kg.cm	q2	4.9	Kg/cm ²	q2	4.9	Kg/cm ²
Mb	459840	Kg.cm	m	23	cm	n	23	cm
Mh	459840	Kg.cm	q3	9.2	Kg/cm ²	q3	9.2	Kg/cm ²
Mh	0	Kg.cm	M	264500	Kg.cm	M	264500	Kg.cm
Mh	459840	Kg.cm	Atiez	0.0	u	Atiez	0.0	u
x	20	cm	Mu	3752.294	Kg.cm	Mu	3752.3	Kg.cm
xh	5	cm	e	25	mm	e	25	mm
f'c	150	Kg/cm ²						
A	36	Ksi	PLACA					
			B	1000	mm			
			H	1000	mm			
			e	25	mm			
			Peso	196.6	Kg			

Tabla 3.23 Placa de columna C1.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Diseño de placa								
Pu	0	Kg	B	95	cm	fy	2529.9	Kg/cm ²
Pu	122558.61	Kg	H	95	cm	fc	84.553	Kg/cm ²
Pu	122558.61	Kg	Sentido b			Sentido h		
Mb	674072.355	Kg.cm	q1	18.3	OK	q1	18.3	OK
Mb	0	Kg.cm	q2	8.9	Kg/cm ²	q2	8.9	Kg/cm ²
Mb	674072.355	Kg.cm	m	22.75	cm	n	22.75	cm
Mh	674072.355	Kg.cm	q3	16.0	Kg/cm ²	q3	16.0	Kg/cm ²
Mh	0	Kg.cm	M	431306	Kg.cm	M	431306	Kg.cm
Mh	674072.355	Kg.cm	Atiez	0.0	u	Atiez	0.0	u
x	20	cm	Mu	5534.88	Kg.cm	Mu	5534.9	Kg.cm
xh	5	cm	e	33	mm	e	33	mm
f'c	150	Kg/cm ²						
A	36	Ksi	PLACA					
			B	950	mm			
			H	950	mm			
			e	33	mm			
			Peso	232.5	Kg			

Tabla 3.24 Placa de columna C2

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Diseño de placa								
Pu	0	Kg	B	85	cm	fy	2529.9	Kg/cm2
Pu	141575.3	Kg	H	85	cm	fc	85.5	Kg/cm2
Pu	141575.3	Kg	Sentido b			Sentido h		
Mb	637088.85	Kg.cm	q1	25.8	OK	q1	25.8	OK
Mb	0	Kg.cm	q2	13.4	Kg/cm2	q2	13.4	Kg/cm2
Mb	637088.85	Kg.cm	m	22.25	cm	n	22.25	cm
Mh	637088.85	Kg.cm	q3	22.6	Kg/cm2	q3	22.6	Kg/cm2
Mh	0	Kg.cm	M	520393	Kg.cm	M	520393	Kg.cm
Mh	637088.85	Kg.cm	Atiez	0.0	u	Atiez	0.0	u
x	20	cm	Mu	5228.46	Kg.cm	Mu	5228.5	Kg.cm
xh	5	cm	e	38	mm	e	38	mm
f'c	150	Kg/cm2						
A	36	Ksi	PLACA					
			B	850	mm			
			H	850	mm			
			e	38	mm			
			Peso	216.1	Kg			

Tabla 3.25 Placa de columna C3, C4, C5 y C6.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Diseño de placa								
Pu	0	Kg	B	120	cm	fy	2529.9	Kg/cm2
Pu	83034	Kg	H	120	cm	fc	82.875	Kg/cm2
Pu	83034	Kg	Sentido b			Sentido h		
Mb	664272	Kg.cm	q1	8.1	OK	q1	8.1	OK
Mb	0	Kg.cm	q2	3.5	Kg/cm2	q2	3.5	Kg/cm2
Mb	664272	Kg.cm	m	24	cm	n	24	cm
Mh	664272	Kg.cm	q3	7.2	Kg/cm2	q3	7.2	Kg/cm2
Mh	0	Kg.cm	M	268366	Kg.cm	M	268366	Kg.cm
Mh	664272	Kg.cm	Atiez	0.0	u	Atiez	0.0	u
x	20	cm	Mu	5166.56	Kg.cm	Mu	5166.6	Kg.cm
xh	5	cm	e	23	mm	e	23	mm
f'c	150	Kg/cm2						
A	36	Ksi	PLACA					
			B	1200	mm			
			H	1200	mm			
			e	23	mm			
			Peso	260.3	Kg			

Tabla 3.26 Placa de columna C7

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Anclajes de Hormigón		
nnu	23670	Kg
Vu	50130	Kg
bul x	4.00	u
bul y	4.00	u
fi	18.00	mm
hf	40.00	cm
Le	10.00	cm
f'c	180.00	Kg/cm ²
fy	4200.00	Kg/cm ²
rec	5.00	cm
traccion		
Resistencia del acero		
Nnu	91380.0	kg
desprendimiento del hormigón		
N	310913.44	Kg
arrancamiento del anclaje		
N	24494.4	Kg
OK		
Cortante		
Vn	62523.1807	Kg

Tabla 3.27 Anclajes columna C1

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Anclajes de Hormigón		
nnu	54320	Kg
Vu	36800	Kg
bul x	4.00	u
bul y	4.00	u
fi	18.00	mm
hf	40.00	cm
Le	23.00	cm
f'c	180.00	Kg/cm ²
fy	4200.00	Kg/cm ²
rec	5.00	cm
traccion		
Resistencia del acero		
Nnu	91380.0	kg
desprendimiento del hormigón		
N	279046.96	Kg
arrancamiento del anclaje		
N	56337.12	Kg
OK		
Cortante		
Vn	62523.1807	Kg

Tabla 3.28 Anclajes columna C2

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Anclajes de Hormigón		
nnu	47570	Kg
Vu	36800	Kg
bul x	4.00	u
bul y	4.00	u
fi	18.00	mm
hf	40.00	cm
Le	23.00	cm
f'c	180.00	Kg/cm ²
fy	4200.00	Kg/cm ²
rec	5.00	cm
traccion		
Resistencia del acero		
Nnu	91380.0	kg
desprendimiento del hormigón		
N	220481.55	Kg
arrancamiento del anclaje		
N	56337.12	Kg
OK		
Cortante		
Vn	62523.1807	Kg

Tabla 3.29 Anclajes columna C3, C4, C5 y C6

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Anclajes de Hormigón		
nnu	5680	Kg
Vu	23000	Kg
bul x	4.00	u
bul y	4.00	u
fi	18.00	mm
hf	40.00	cm
Le	10.00	cm
f'c	180.00	Kg/cm ²
fy	4200.00	Kg/cm ²
rec	5.00	cm
traccion		
Resistencia del acero		
Nnu	91380.0	kg
desprendimiento del hormigón		
N	455604.46	Kg
arrancamiento del anclaje		
N	24494.4	Kg
OK		
Cortante		
Vn	62523.1807	Kg

Tabla 3.30 Anclajes columna C7

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Los resultados del análisis estático no lineal fueron los siguientes:

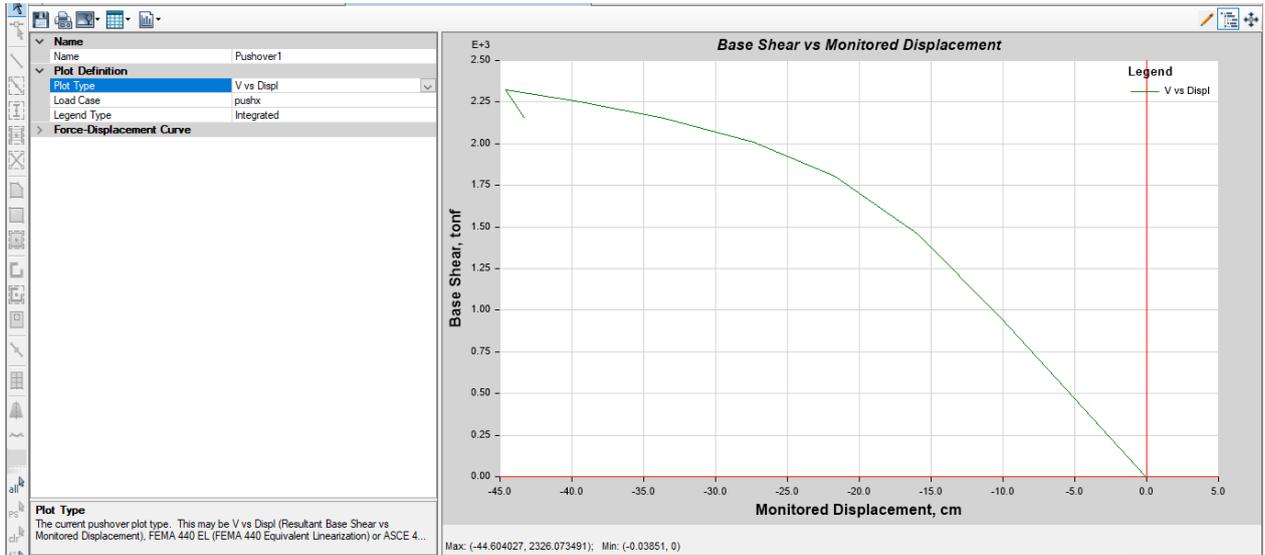


Figura 3.26 Curva Cortante Basal Vs Desplazamiento en sentido x de la estructura 1

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

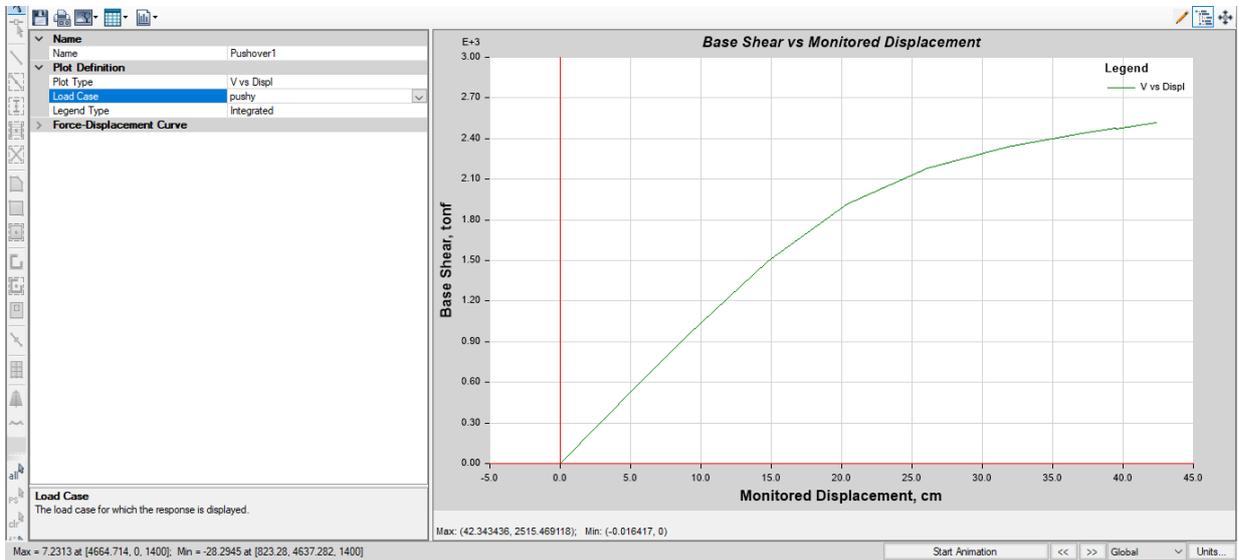


Figura 3.27 Curva Cortante Basal Vs Desplazamiento en sentido y de la estructura 1

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

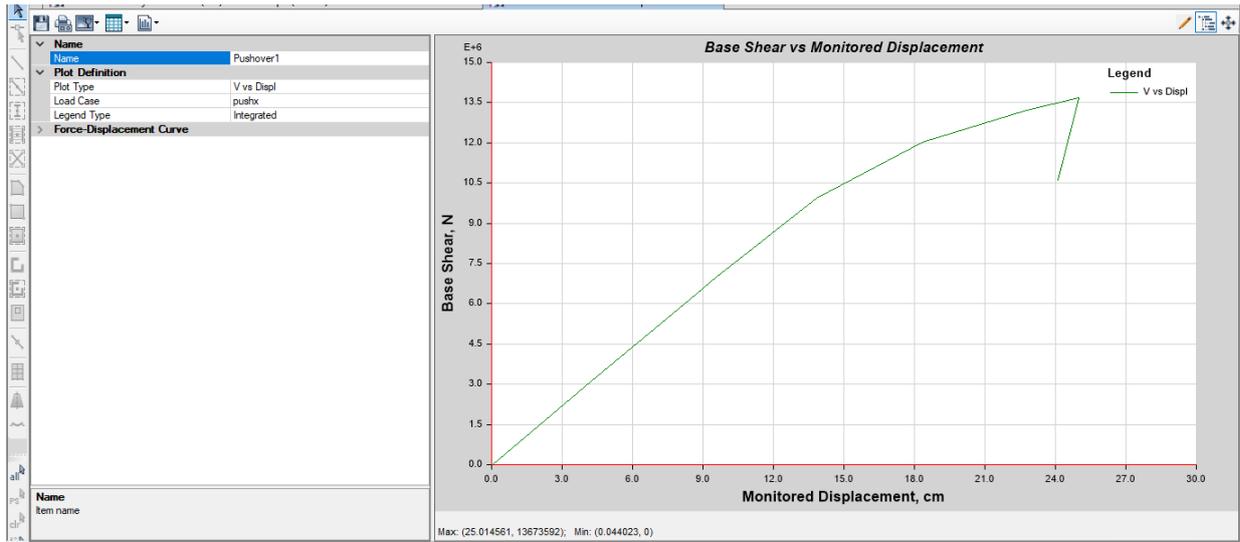


Figura 3.28 Curva Cortante Basal Vs Desplazamiento en sentido x de la estructura 2

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

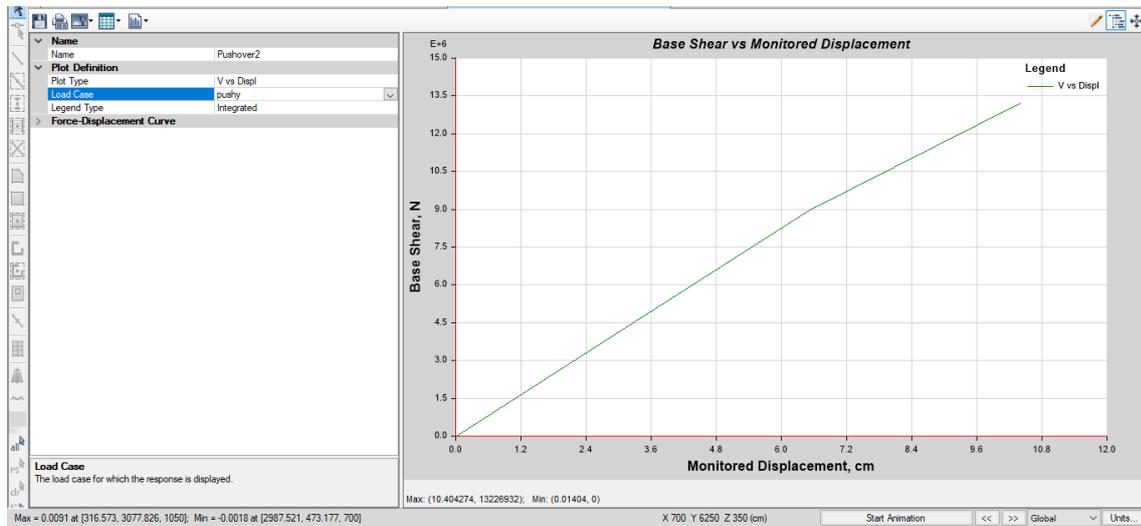


Figura 3.29 Curva Cortante Basal Vs Desplazamiento en sentido y de la estructura 2

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Curva Cortante Basal Vs Desplazamiento en el sentido y de la estructura 2

Se observa que la estructura 2 es demasiado rígida en el sentido “y”, tanto que presenta un comportamiento casi lineal, lo que indica que sus elementos no llegan a plastificarse. Esto puede deberse a que es una estructura baja y dada la configuración estructural hace que se vuelva rígida solo en ese sentido.

La finalidad de hacer este estudio es mostrar el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico. Lo cual se logra con el desplazamiento objetivo. Este desplazamiento es el que se espera que ocurra en la estructura realmente. El cual según el programa es:

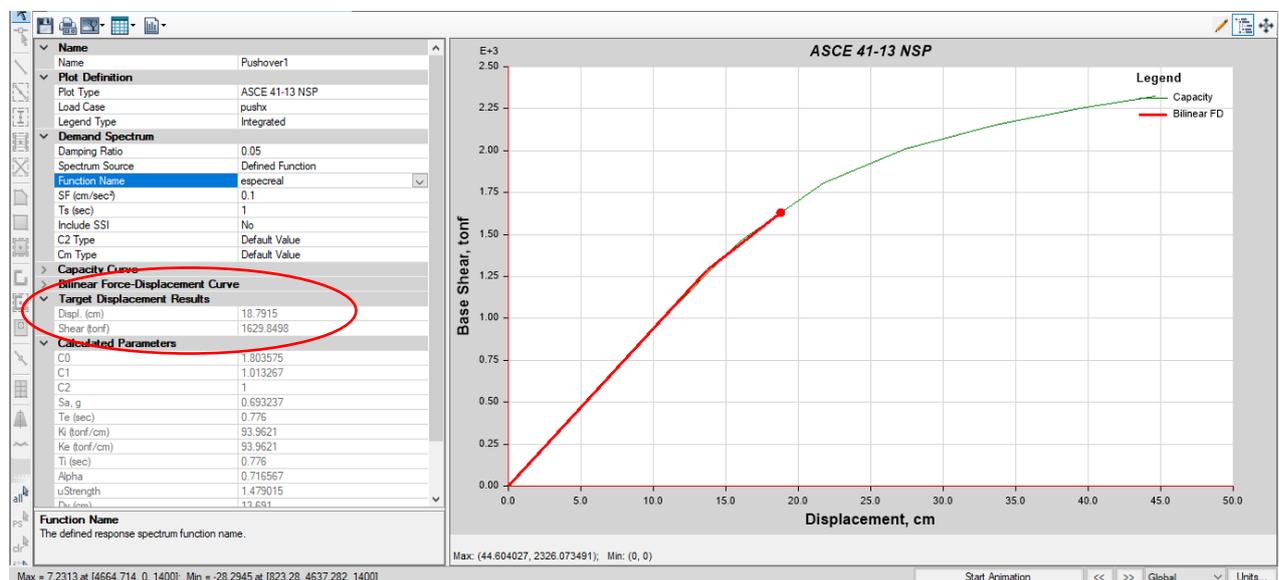


Figura 3.30 Desplazamiento objetivo de la estructura 1 en el eje “x”

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Esta curva bilineal es propuesta por el ASCE – SEI 41-13. La cual es una simplificación de toda la curva de desplazamiento vs Cortante Basal.

El desplazamiento que propone el programa es de 18 cm para la estructura 1 en sentido “x”. Sin embargo, al calcular este de manera manual se llega a un resultado de 12 cm. Este cálculo mediante las fórmulas del ASCE – SEI 41-13.

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * S_a * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g \quad (\text{ASCE – SEI 41-13 ec. 7-28})$$

$$C0 = \phi 1, r * \frac{\{\phi 1\}^T [M] \{1\}}{\{\phi 1\}^T [M] \{\phi 1\}} \text{ (ASCE – SEI 41-13 ec. C7-4)}$$

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a * T e^2} \text{ (ASCE – SEI 41-13 ec. 7-29)}$$

$$C2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T e} \right)^2 \text{ (ASCE – SEI 41-13 ec. 7-30)}$$

$$\mu_{strength} = \frac{S a}{v_y / W} * C_m$$

$$T e = T i * \sqrt{\frac{K i}{K e}} \text{ (ASCE – SEI 41-13 ec. 7-27)}$$

Donde:

Ti = periodo fundamental elástico

Ki = Rigidez lateral elástica

Ke = Rigidez lateral efectiva

Sa = aceleración espectral

Vy = Fuerza cortante en la fluencia

Cm = Factor de masa efectiva

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

(ASCE – SEI 41-13 tabla 7-4)

$\phi 1, r$ = la ordenada del modo 1 en el nodo de control

$\{\phi 1\}$ = modo 1 del pórtico más desfavorable

[M] = Matriz de masas

Todos los valores coincidieron con los calculados manualmente, excepto el C0. Esto se presume a que manualmente el diseñador elije el pórtico más desfavorable, sin embargo, este valor cambia dependiendo del pórtico, por lo que es posible que el programa realice una estadística tomando en cuenta todos los pórticos de la estructura. Por consiguiente, se utilizará el valor de 18 cm en el sentido “x”.

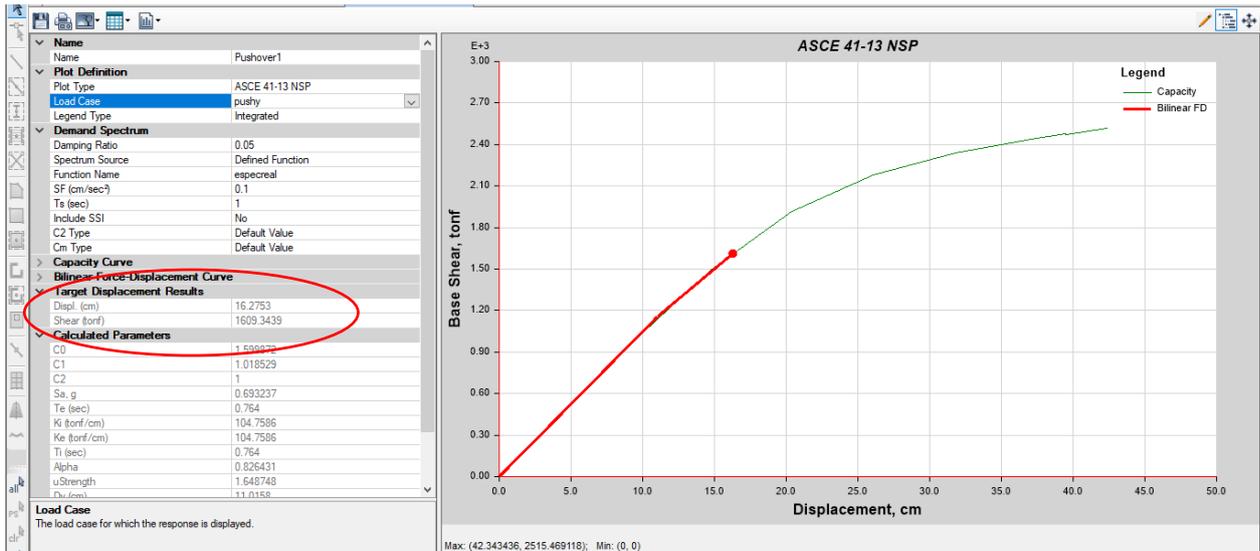


Figura 3.31 Desplazamiento objetivo de la estructura 1 en el eje “y”

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Para el sentido “y” la estructura 1 presenta un desplazamiento de 16.27 cm

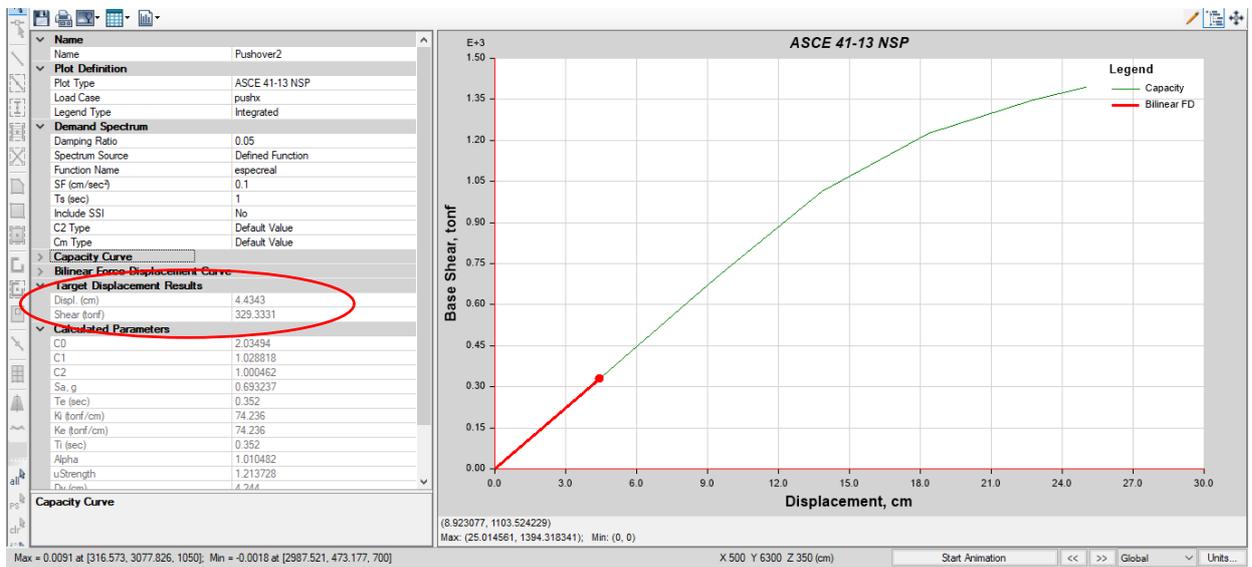


Figura 3.32 Desplazamiento objetivo de la estructura 2 en el eje “x”

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Para el sentido “x” la estructura 2 presenta un desplazamiento de 4.43 cm

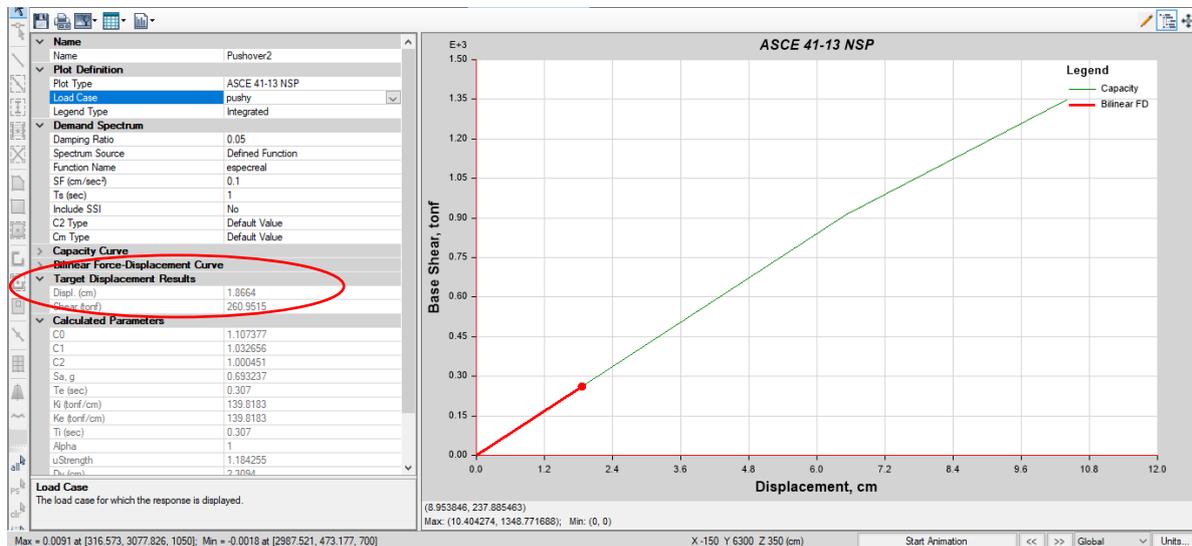


Figura 3.33 Desplazamiento objetivo de la estructura 2 en el eje “y”

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Se observa que a diferencia de la estructura 1, la estructura 2 presenta un comportamiento prácticamente elástico en ambos sentidos, por lo que no es capaz de disipar mucha energía. Sin embargo, esta estructura provino del diseño del método modal espectral, en el cual logró cumplir a cabalidad todas las solicitudes. Por ende, ya podemos evidenciar la importancia de realizar un diseño usando el método del análisis estático no lineal. Con esta información se puede establecer que el sistema utilizado (aporticado) no es el indicado. Si bien la estructura no colapsará, pero podría causar mucho daño a los elementos no estructurales o inclusive a la serviciabilidad de la estructura.

Para el sentido “y” la estructura 2 presenta un desplazamiento de 1.16 cm

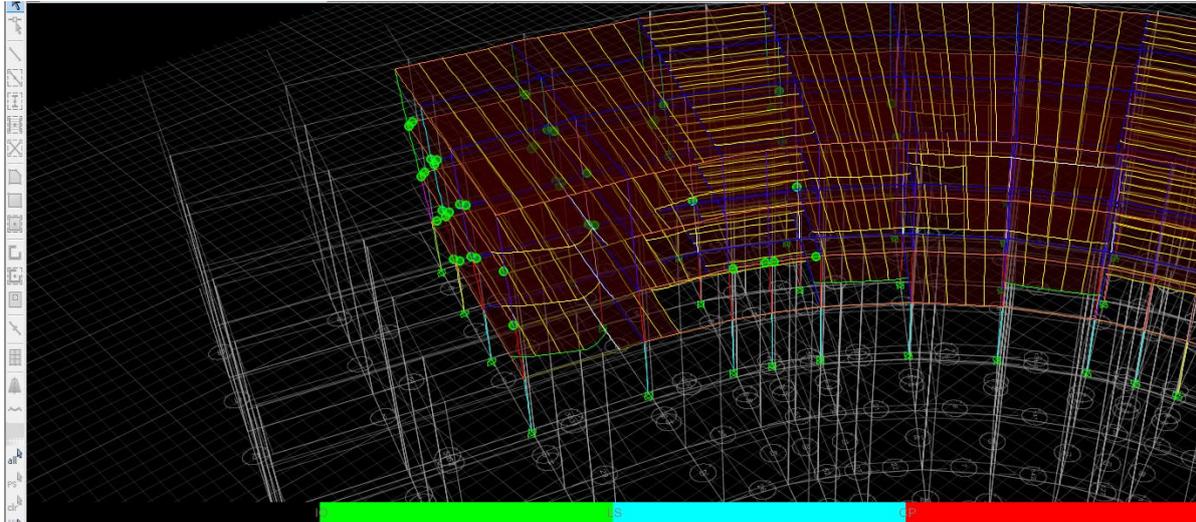


Figura 3.34 Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en X (rotulas plásticas) (a)

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

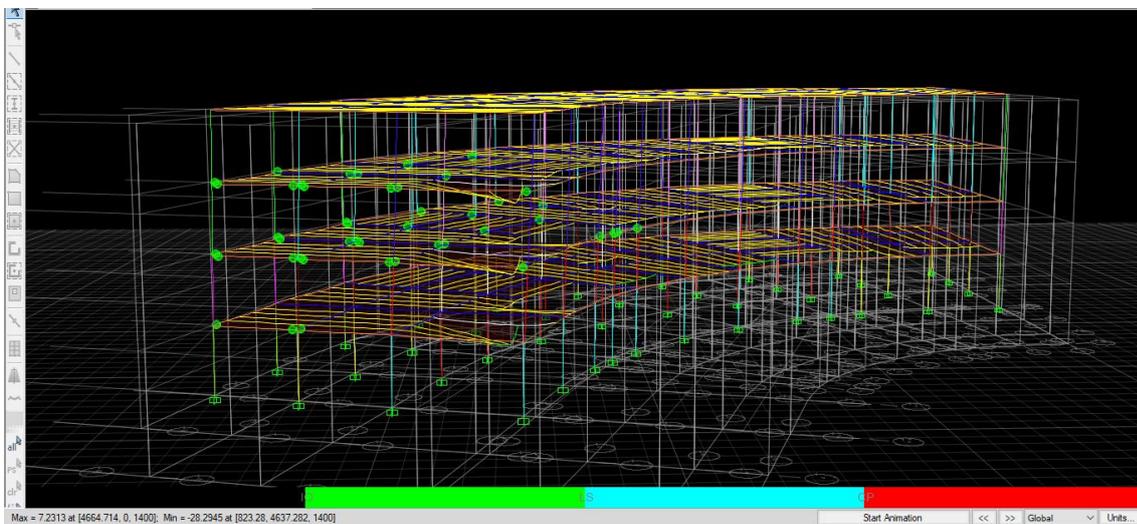


Figura 3.35 Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en X (rotulas plásticas) (b)

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

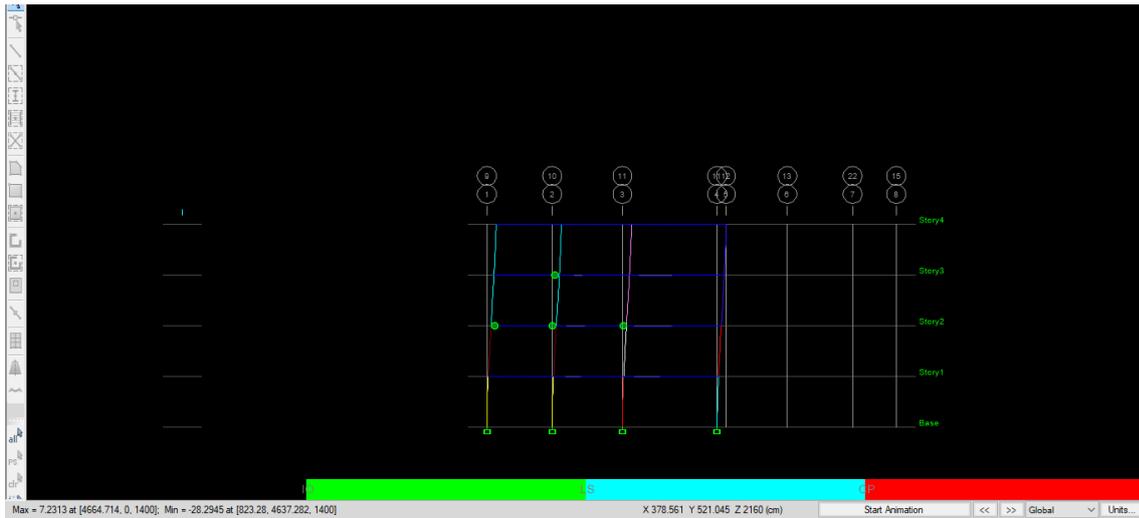


Figura 3.36 Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en X (rotulas plásticas) (c)

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

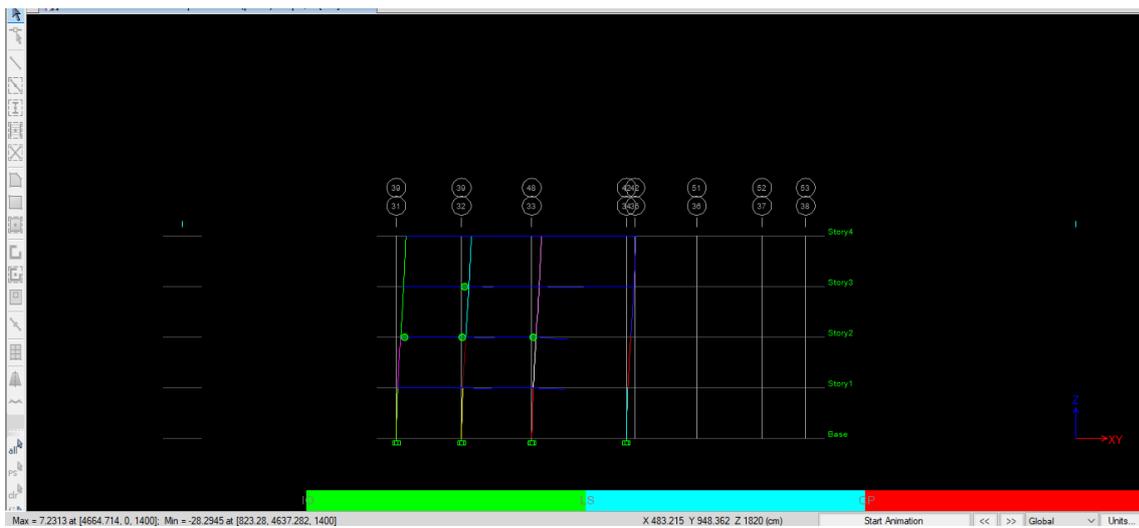


Figura 3.37 Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en X (rotulas plásticas) (d)

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

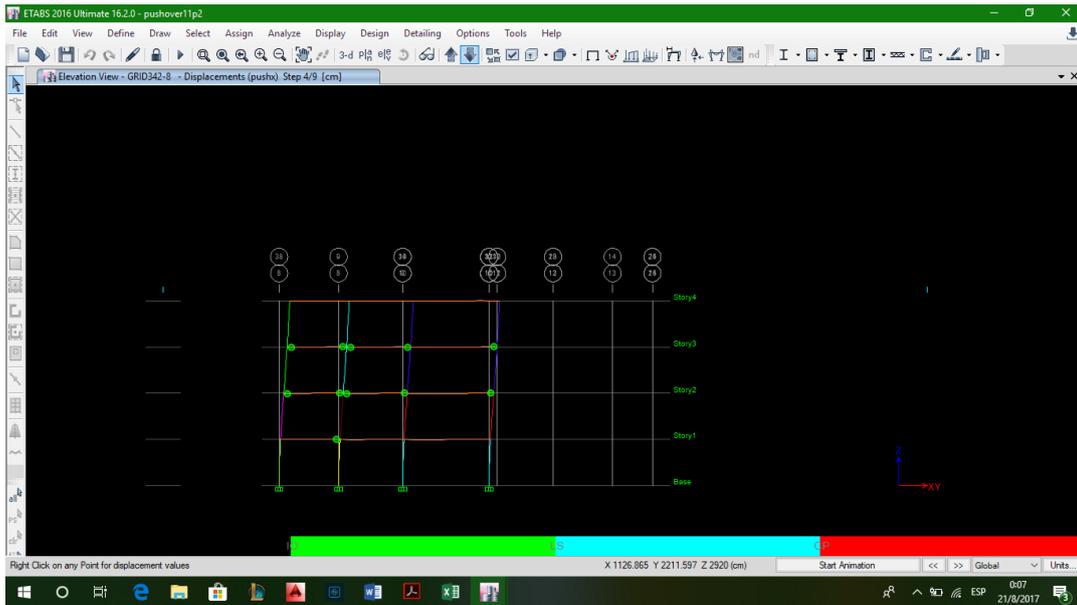


Figura 3.38 Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en X (rotulas plásticas) (e)

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en Y (rotulas plásticas)

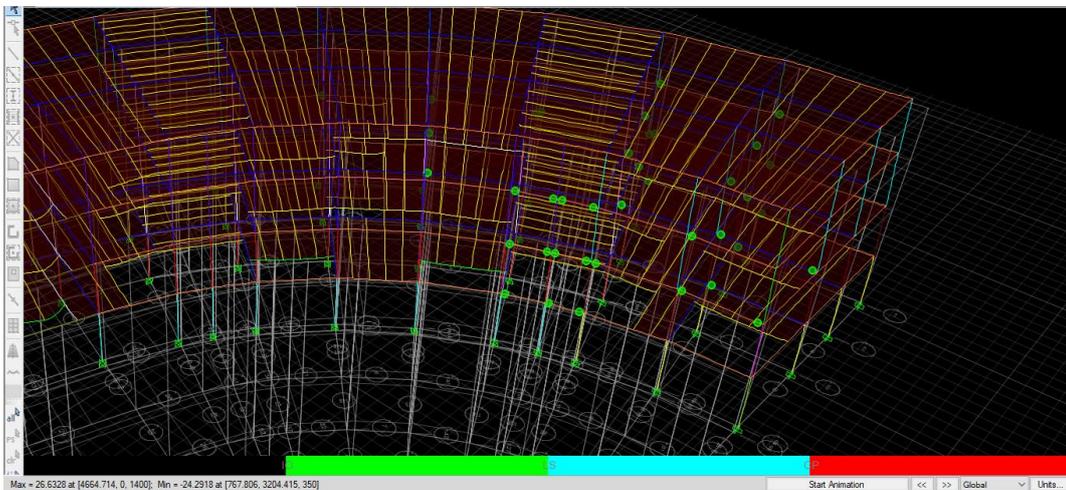


Figura 3.39 Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en Y (rotulas plásticas) (a)

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

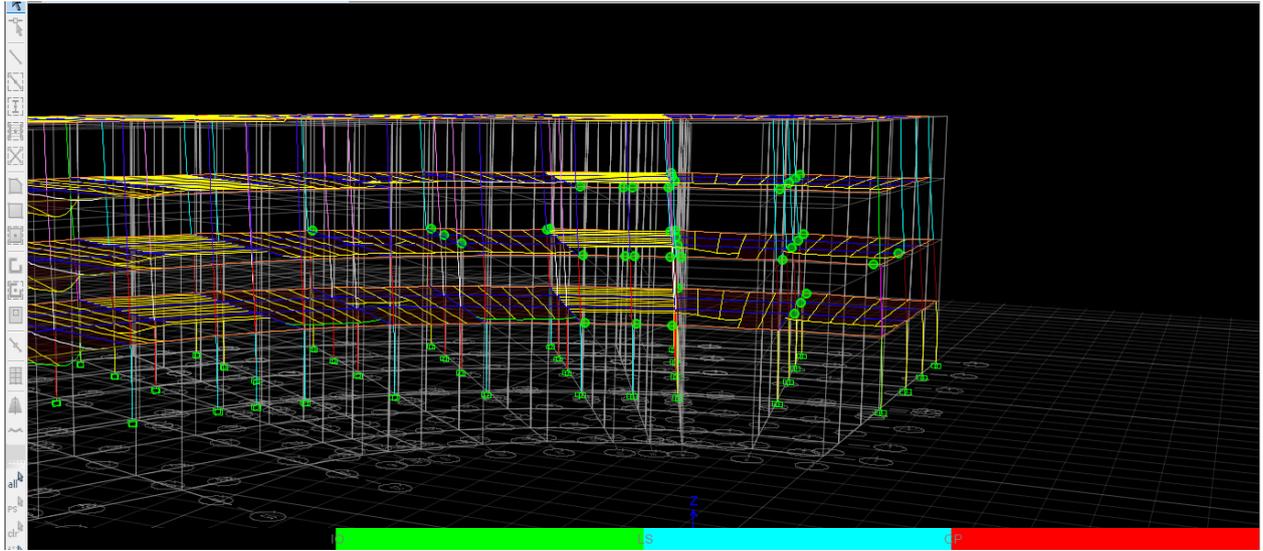


Figura 3.40 Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en Y (rotulas plásticas) (b)

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

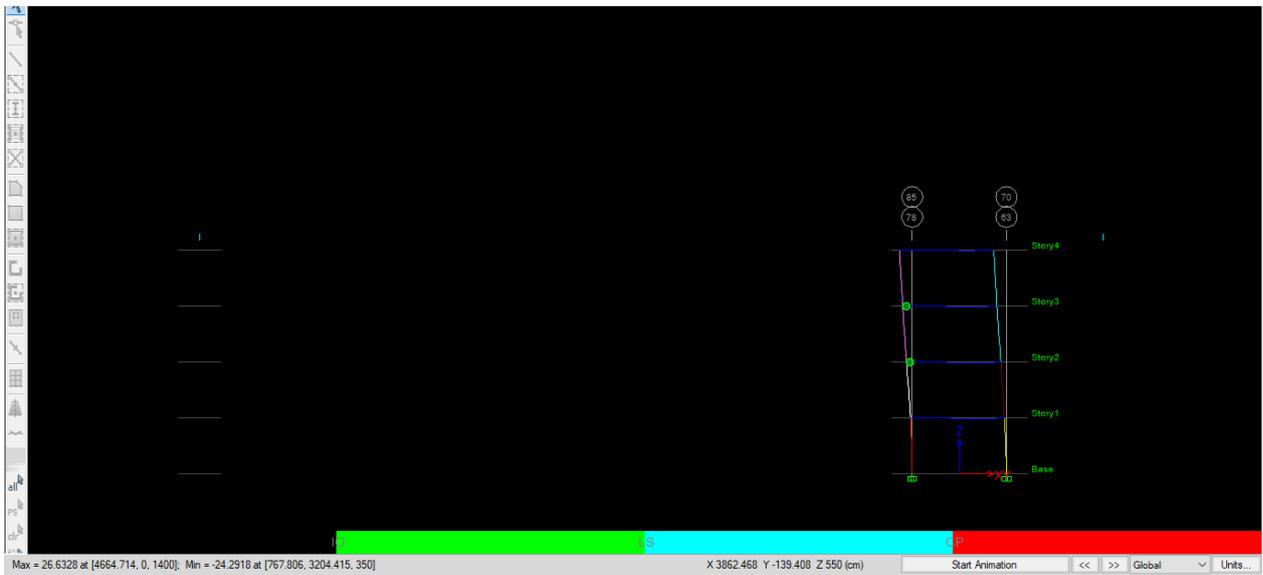


Figura 3.41 Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en Y (rotulas plásticas) (b)

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

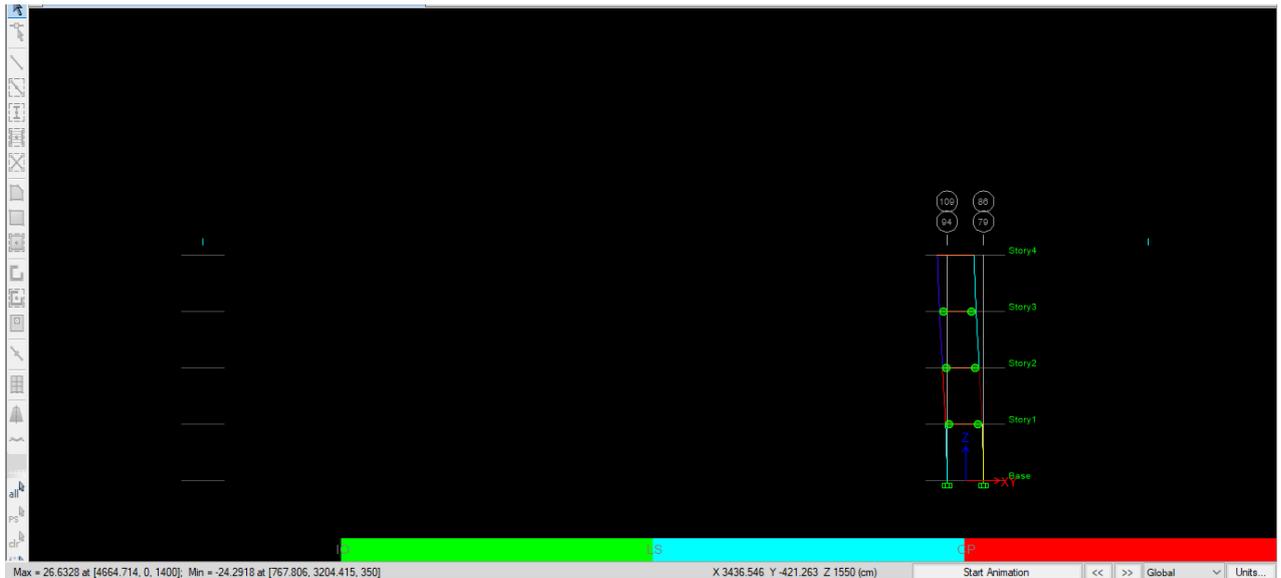


Figura 3.42 Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en Y (rotulas plásticas) (c)

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

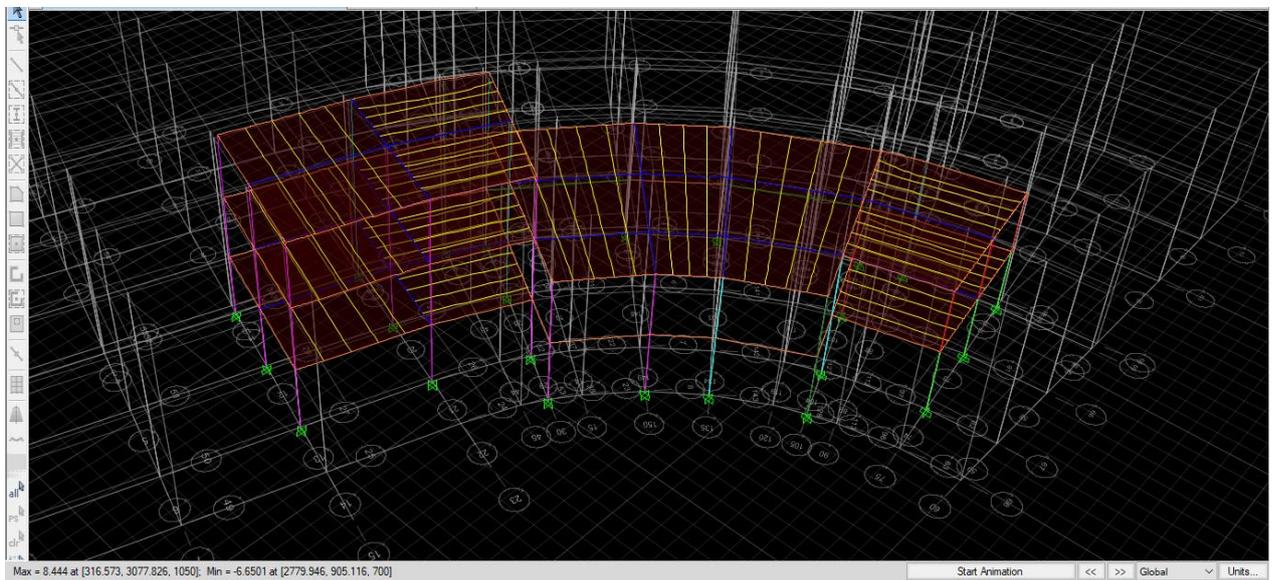


Figura 3.43 Comportamiento de la estructura 2 en la dirección del sismo en X (a)

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

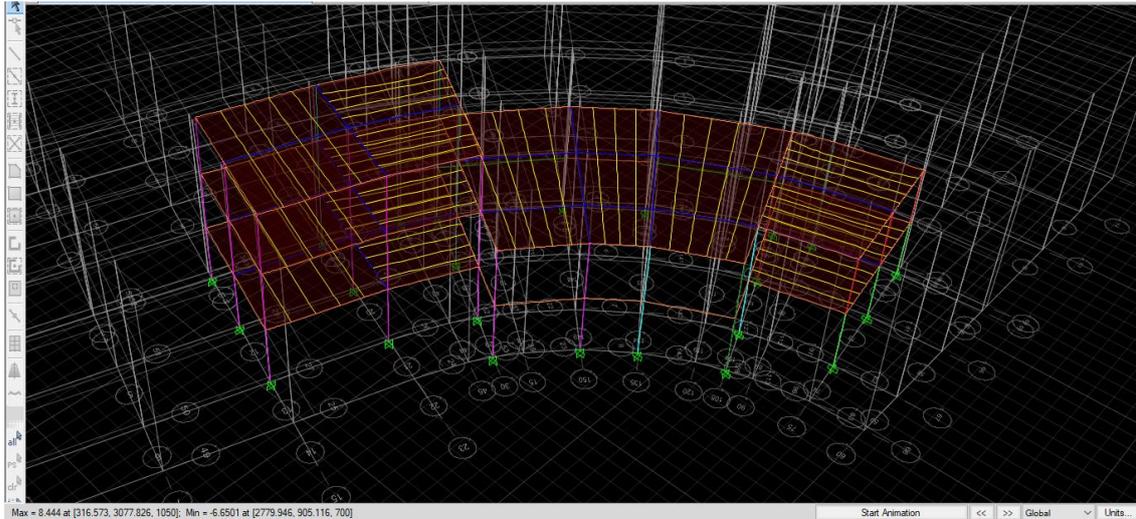


Figura 3.44 Comportamiento de la estructura 2 en la dirección del sismo en Y

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Se puede observar que las rotulas plásticas de la estructura 1 se forman en las vigas y no en las columnas, además presentan un color verde que según la escala de colores significa que se encuentran entre IO y LS, lo cual se espera en el desplazamiento objetivo. La estructura 2 debido a su gran rigidez no presenta formación de rótulas plásticas. Sin embargo, el ASCE – SEI – 41 – 13 indica que la estructura no solo debe tener el comportamiento indicado, si no que para un 50 % más de desplazamiento la estructura no debe colapsar, lo que se traduce que no se deben formar rótulas plásticas rojas.

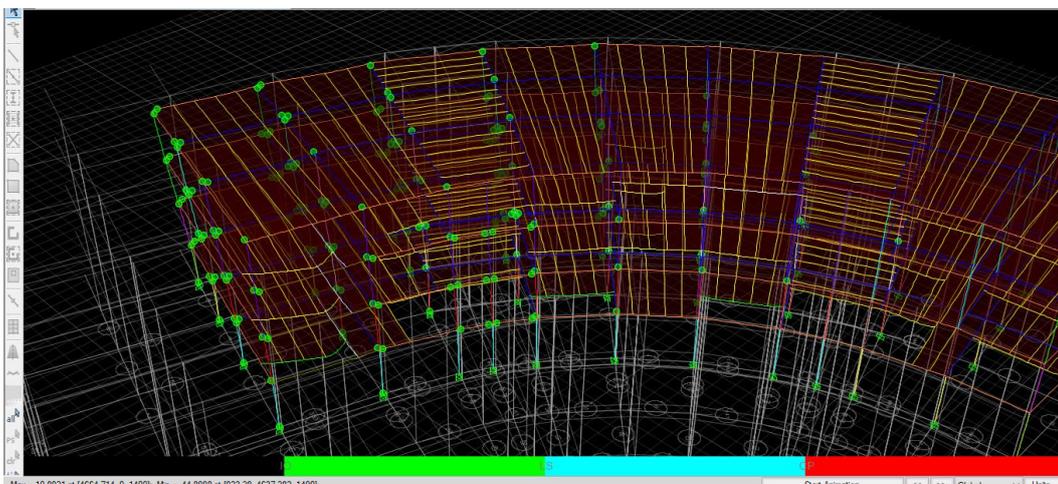


Figura 3.45 Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en X con un 50% más de desplazamiento. (a)

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

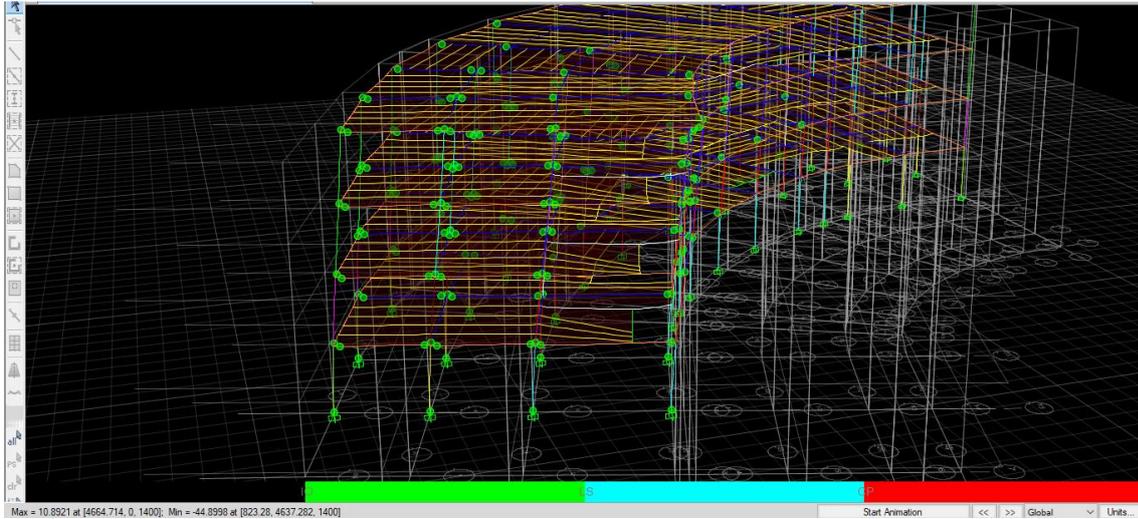


Figura 3.46 Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en X con un 50% más de desplazamiento. (b)

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

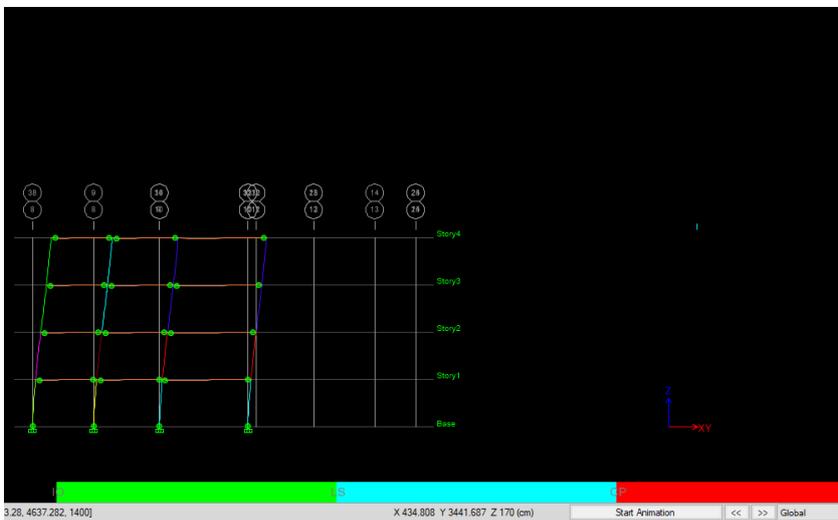


Figura 3.47 Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en X con un 50% más de desplazamiento. (c)

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

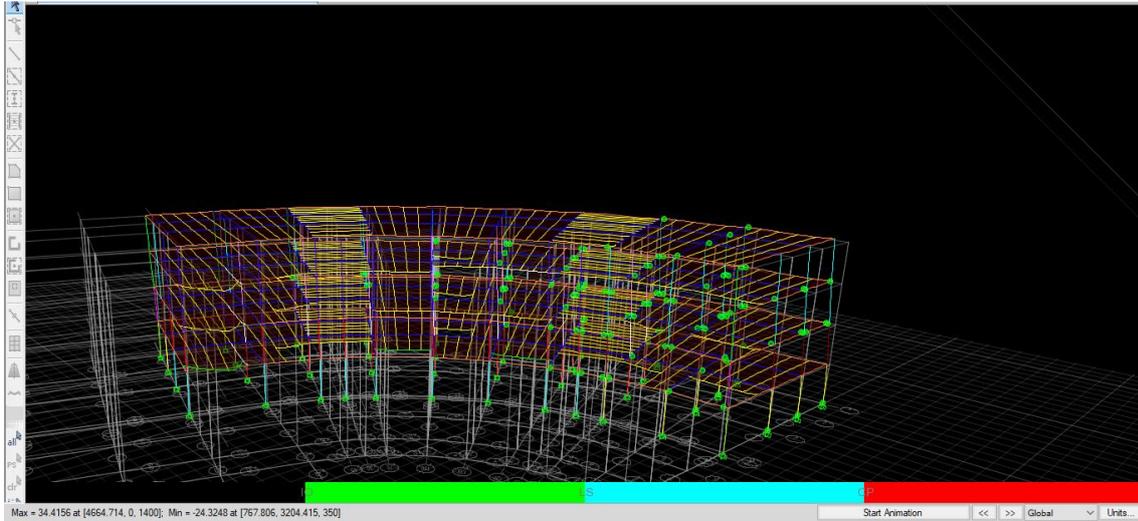


Figura 3.48 Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en Y con un 50% más de desplazamiento. (a)

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

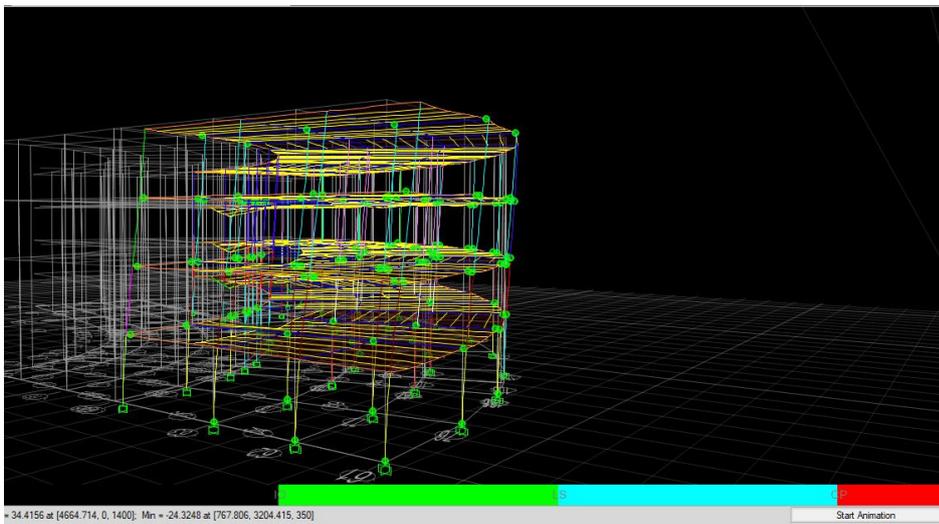


Figura 3.49 Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en Y con un 50% más de desplazamiento. (b)

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.



Figura 3.50 Comportamiento de la estructura 1 en la dirección del sismo en Y con un 50% más de desplazamiento. (c)

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Se puede observar que la estructura 1 presenta un incremento en la cantidad de rotulas plásticas, incluso se puede ver que las rotulas se forman en las bases de las columnas. Sin embargo, los colores siguen siendo verde, por lo que aún no se presencia daño estructural en los elementos. La estructura 2 sigue sin variar, por lo que nuevamente se atribuye esta característica a su rigidez.

En cuanto a la cimentación se probó que los plintos aislados no son un buen mecanismo para transmitir al suelo los esfuerzos generados en la estructura, porque la distancia entre plintos para que la demanda de la estructura no sobrepase la resistencia del suelo ($q_a = 11.3 \text{ T/m}^2$, dato obtenido del estudio de suelos) superaba el $1/3$ de la longitud de los ejes de las columnas. Por lo que se empleó las zapatas combinadas. Se obtuvieron dos tipos de zapatas combinadas, la zapata tipo 1 posee las siguientes características:

Viga:

$Q_s = 422.4 \text{ t}$ (demanda por servicio)

$M_u = 331 \text{ t.m}$, demanda para carga ultima (D+L+Sismo x,y)

$V_u = 148.80 \text{ t}$

Ancho = 90 cm

Altura = 145 cm

Acero principal = 7 ϕ 28

Acero de refuerzo = 5 ϕ 28

Estribos = ϕ 14 c/10cm

La losa inferior posee un espesor de 40 cm y dimensiones B = 2.5 m y H = 12 m, un armado de ϕ 16 c/20 cm en ambas direcciones. Toda la zapata posee un área efectiva de 38 m² aproximadamente.

La zapata tipo 2 tiene las siguientes características:

Viga:

Qs= 660 t

Mu= 504 t.m

Vu = 106 t

Ancho = 110 cm

Altura = 160 cm

Acero principal = 16 ϕ 28

Estribos = ϕ 14 c/10cm

La losa inferior posee un espesor de 40 cm y dimensiones B = 2.5 m y H = 46 m, un armado de ϕ 16 c/20 cm en ambas direcciones. Toda la zapata posee un área efectiva de 115 m² aproximadamente.

En las vigas de ambas zapatas se debe colocar acero por retracción a lo largo del peralte de la viga (donde no se encuentra el acero principal ni el de refuerzo), el que es igual a 6 ϕ 18 en cada lado de la viga.

Los asentamientos de la zapata tipo 1 fueron de 0.56 cm y de la zapata tipo 2 de 0.058 cm. Por lo que sus asentamientos diferenciales son de 0.08%, el cual es menor que el

límite según el manual del ingeniero civil sección 7 que es de 0.2%. Esto indica que no se esperan daños de servicio en la estructura.

Una mejor representación se la podrá encontrar en el plano estructural.

Las vigas que compondrán las escaleras poseen 13 cm de patín con espesor de 0.6 cm y 25 cm de alma con 0.4 cm de espesor. Las cuales se apoyarán sobre un pedestal de 20 x 20 x 0.7 cm a mitad de la altura de entrepiso, debido a que arquitectónicamente las escaleras presentan un descanso.

Los planos estructurales tienen 2 tipos de escalas, la primera es 1:200 en donde se presenta todas las plantas y contiene información de localización de conexiones y de elementos estructurales. La segunda es 1:1000, en la cual se detallará todo acerca de conexiones y detalles estructurales.

CAPÍTULO 4

ESTUDIO AMBIENTAL

4.1. Introducción

En esta sección se da a conocer la Evaluación de Impacto Ambiental (E.I.A) el cual nos permite reconocer, identificar y describir los impactos ambientales que se originarán con el montaje de la Estructura Metálica del Aulario de la Universidad

Estatad de Milagro (UNEMI). Así, de esta manera se enfoca en garantizar la información ambiental relevante a las etapas de construcción y operación del proyecto a través de este documento.

El estudio de Impacto Ambiental abarca un análisis de las fases de construcción y operación del montaje de la Estructura Metálica del Aulario de la Universidad

Estatad de Milagro (UNEMI) dentro de la zona de influencia directa, indirecta y social del proyecto. Además, contiene todo lo relacionado con: La especificación del proyecto, la valoración de los elementos del entorno ambiental (físico, biótico y social) que serán afectados y la evaluación de los impactos ambientales positivos y negativos producidos.

Por último, en el Estudio de Impacto Ambiental se incluye el Plan de Manejo Ambiental (PMA) que ayudará a suavizar los impactos negativos generados durante la construcción y operación del proyecto, el cual también incluye el bosquejo de las medidas de prevención, mitigación, control y/o compensación.

La E.I.A en los últimos días se ha transformado en un instrumento muy útil para la seguridad del medio ambiente, dado que se puede adelantar los efectos ambientales positivos y negativos de determinadas acciones, permitiendo elegir opciones que acarreen más aspectos positivos disminuyendo así los impactos negativos.

4.2. Objetivos

4.2.1. Objetivo General

Se basa en incorporar la concepción técnica del proyecto con el ambiente y viceversa, por medio de la asignación de parámetros que logren proporcionar el análisis y valoración de los posibles impactos ambientales producidos por las etapas de construcción, operación en el Diseño Estructural Metálico del Aulario de la Universidad Nacional Estatal de Milagro con soluciones para el manejo ambiental.

4.2.2. Objetivos Específicos

- Identificar y determinar la magnitud e importancia de los impactos negativos que se originarán en el proyecto en su zona de influencia, en particular, el sitio de construcción y operación.
- Apreciar los impactos más significativos que se ocasionen en las labores de construcción, operación.
- Realizar el respectivo Plan de Manejo Ambiental con sus concernientes medidas de prevención, mitigación y remediación sobre las labores que ocasionen mayor impacto a fin de avalar la gestión ambiental y social del proyecto.

4.3. Marco Legal

Este Documento se elaboró siguiendo leyes, reglamentos y ordenanzas nacionales y municipales.

4.3.1. Normativa Ambiental Nacional

Constitución de la República del Ecuador (R.O. N°449 divulgada el 20 de Octubre del año 2008) Se hará mención a los siguientes capítulos: art 14, art 73, art 395, art 396, art 398 y art 390). En síntesis, estos artículos tratan sobre el derecho que tienen las personas de existir en un ambiente sano, el estado adaptará medidas para proteger las especies en peligro de extinción, trata sobre las políticas que limitan los impactos ambientales negativos.

(Constitución de la República del Ecuador, 2011).

Reglamento para el manejo de los desechos sólidos: art 1, art 18 y art 21, preciso uso de accesorios y complementos para el drenaje efectivo de líquidos.

(Ministerio de Salud Pública, 1997).

Reglamento a la Gestión Ambiental para la Prevención y Control de la Contaminación Ambiental, TEXTO UNIFICADO LEGISLACIÓN SECUNDARIA, MEDIO AMBIENTE, LIBRO VI. Decreto Ejecutivo No. 3516 RO/SUP 2 de 31 de Marzo del 2003: art.13 y art. 15. Contiene los pasos para medir el impacto Ambiental (TULSMA, 2003).

4.4. Fase de Movimiento de Tierras y Construcción

- Replanteo y Nivelación
- Excavación con máquinas en suelo común
- Entibamiento para Excavación
- Excavación con máquina en suelo conglomerado
- Excavación para cimientos, escaleras y cámaras de drenaje
- Desalojo de material de Excavación
- Relleno compactado con material de mejoramiento
- Relleno compactado con material de sitio

4.5. Fase de Ejecución:

- Abastecimiento de materiales
- Fabricación
- Embarque
- Montaje
- Supervisión

4.6. Descripción de la obra, proyecto y análisis de alternativas

La Universidad Estatal de Milagro (UNEMI) requiere presentar ante el Ministerio del Ambiente El Estudio de Impacto Ambiental para el proyecto montaje de la Estructura Metálica ubicada en el Cantón de Milagro, Provincia de Guayas, posteriormente se presenta las acciones o actividades que se efectuarán para la construcción de la Estructura Metálica.

4.6.1. Antes de la excavación.

Bajo ningún juicio se realizará hasta la cota final de diseño, para los lugares o sitios en los que se cimentarán elementos estructurales. Acarreo y desalojo permanente del material que se va excavando y verificación del estado óptimo de la maquinaria.

4.6.2. Posterior a la excavación

Se mantendrá en condiciones óptimas, abandono y limpieza total del lugar excavado.

- **Replanteo y Nivelación**

Es la localización de un proyecto en el terreno, con fundamento a las determinaciones indicadas en los planos, en cuanto a ángulos y niveles.

Los instrumentos que se emplearán son manuales como nivel, teodolito, piolas, etc.

- **Excavación con máquinas en suelo común**

Tómese en cuenta las limpiezas de la capa vegetal y los movimientos de tierra o materiales originarios de la zona, mediante la utilización de maquinaria y equipo pesado. La meta será el producir espacios para terrazas, subsuelos, alojar cimentaciones, hormigones y similares y las zanjas correspondientes a sistemas eléctricos, hidráulicos o sanitarios, según las sugerencias de estudios de suelos, planos arquitectónicos, estructurales y de instalaciones.

- **Entibamiento para excavación**

Apoyo apuntalado, las tablas se colocan verticalmente sobre las paredes de la Excavación y se soportan en esta posición a través de puntales transversales que son apropiados en el mismo lugar.

- **Excavación con máquina en suelo conglomerado**

Es el desplazamiento o rotura de rocas o piedras de pequeña dimensión, utilizando maquinaria especializada para este trabajo, como excavadora mecánica. Por ningún motivo, se empleará explosivos para el desplazamiento de rocas o material.

Estas labores deben ser minimizadas y puntuales, según la textura del suelo,

Se efectuarán en los sitios netamente necesarios, como la plataforma base para emplazar la cimentación de la estructura metálica, no se debe excavar innecesariamente en rocas que no obstaculicen al proceso constructivo ni que modifiquen la geometría de los elementos.

- **Excavación para cimientos, escaleras, cámaras de drenaje**

Estas labores radicarán en la excavación hasta la profundidad decretada en los planos o indicada por el Fiscalizador, sea necesario ejecutar para la realización de las diferentes tareas de cimentación. Las excavaciones deberán concretarse en la manera y con las medidas necesarias para construir satisfactoriamente la estructura de la escalera. Los flancos de las excavaciones deberán quedar perfectamente verticales y el fondo limpio, libre de desechos y nivelados perfectamente.

- **Desalojo de material excavación**

Se toma en cuenta la limpieza de la capa vegetal y los movimientos de gran volumen, del suelo y otros materiales existentes en el mismo, mediante la utilización de maquinaria y equipos mecánicos, se ha clasificado, como suelo normal, aquel que está conformado por material suelto o arcilla blanda fácil de excavar, y como conglomerado, aquel que está constituido por material pétreo, siendo recomendable utilizar más energía o maquinaria más potente para su arrancamiento.

- **Relleno compactado con material de mejoramiento**

Da lugar al conjunto de tareas para la realización de rellenos con material granular seleccionado, conocido en forma habitual como material de mejoramiento hasta completar un nivel o cota seleccionado.

- **Hormigón simple**

Es el hormigón de 180 kg/cm³ de resistencia a la compresión en el rango de proporcionalidad, que constituirán las zapatas, columnas, paredes de alcantarilla, replantillo, etc.

- **Acero de Refuerzo**

Serán las acciones necesarias para cortar, doblar, constituir ganchos y situar el acero de refuerzo que se necesita en la conformación de elementos.

- **Encofrado recto**

Son las formas volumétricas que se fabrican para otorgar una forma final al concreto y se encuentre en la capacidad de soportar con total seguridad todas las cargas verticales, esfuerzos horizontales y la ejecución de vertido y vibrado del hormigón, con el objetivo de amoldarlo.

- **Encofrado curvo**

Se da la idea por encofrado curvo a las formas volumétricas que se fabrican para otorgar la configuración final del concreto, pues éstos volúmenes de sección transversal circular, formando cuerpos cilíndricos.

Para fabricar los modelos curvos, se debe acatar estrictamente los radios de curvatura y las figuras geométricas, además de bien ejecutados, estéticamente, libre de secciones rectas. O formas irregulares que alejan mucho de una superficie curva, estos deben ser calificados de soportar con tal seguridad todas las cargas.

- **Relleno compactado con material de sitio**

Procede a ser el conjunto de labores para la realización de rellenos con material de sitio originario de la misma excavación, el material a rellenar será elegido como el mejor, (conglomerado, con mínima cantidad de arcilla), dejando para el abandono el de menor calidad (arcillas blandas, limos, capa vegetal).

El fin será ejecutar un relleno respectivamente compactado, a fin de dar seguridad a los elementos estructurales y recluir en forma adecuada el restante de estrato excavado, para eludir asentamientos y deslizamientos de las masas de tierras removidas. Los volúmenes de rellenos se realizarán hasta los niveles señalados en el mismo, de acuerdo con las especificaciones aconsejadas en el estudio de suelo.

- **Placas metálicas de anclaje**

Serán las labores necesarias para cortar, doblar, soldar, perforar y entre otras para la elaboración y montaje de placas de empalme, en acero A36, con la geometría y espesores del proyecto.

La meta es el colocar de un anclaje que soporte las manifestaciones de carga en la estructura, a partir del anclaje con placa de acero y que se basarán en la provisión, fabricación y montaje de dicho accesorio según planos y especificaciones del proyecto.

- **Operaciones con la Tubería de Acero**

Serán las tareas necesarias para cortar, doblar, soldar, pintar y otras necesarias para la elaboración y montaje de una estructura en perfil de acero laminado.

La meta es el colocar de un anclaje que soporte las manifestaciones de carga en la estructura, a partir del anclaje con placa de acero y que se basarán en la provisión, fabricación y montaje de dicho accesorio según planos y especificaciones del proyecto.

- **Montaje con Grúa mecánica de la estructura metálica**

Se comprende como montaje de la estructura metálica, a las labores de izar y colocar en su correspondiente nivel, los arcos metálicos, tanto en sentido vertical, como en sentido longitudinal.

4.7. Recursos Afectados

Las consecuencias más graves y dañinas por la construcción de un proyecto son aquellos que perjudican a los recursos naturales establecidos como: aire, agua, suelo, flora, fauna, socioeconómico.

4.7.1. Agua

El agua al ser el líquido de vital importancia para los seres vivos y vegetación del planeta y por lo tanto para la construcción de un proyecto civil ya que es uno de los materiales más usados y se lo emplea en varias actividades, es indispensable y no se puede descartar.

4.7.2. Aire

La calidad del aire puede ser aquejada por el polvo y gases que puedan originar al momento de realizar excavaciones o de transportar materiales, provocando la

presencia de partículas sólidas suspendidas en el ambiente afectando la salud de las personas en zonas aledañas.

4.7.3. Ruido

La generación de ruidos originados por diferentes maquinarias al estar realizando sus labores sería un impacto ambiental el cual también deberá considerarse y minimizarlo.

4.7.4. Suelo

Partiendo de las diferentes actividades que se producirán en la construcción del proyecto, estas podrían ocasionar situaciones en las características del suelo, es de gran significancia que se tomen las medidas necesarias para que este requerimiento no sea afectado.

4.7.5. Flora

Se puede hallar algunas especies vegetales que pueden ser estropeadas en la construcción del proyecto, por tal razón se debe minimizar el impacto ambiental sobre este recurso.

4.7.6. Fauna

Se pueden encontrar algunas especies animales que viven en el lugar. Los animales suelen presentar sensibilidad a los alborotos que alteran su hábitat y por tal motivo se debe minimizar el impacto ambiental sobre este factor.

4.7.7. Social

El factor ambiental denominado como Social también estará involucrado debido a diferentes situaciones que se susciten en el área de trabajo como una sensación térmica elevada en el área de trabajo o molestias que puedan darse

en el personal de construcción del proyecto por lo que indudablemente se debe minimizar el impacto sobre este factor ambiental.

4.7.8. Socio Económico

Se tiene como principal meta la generación de empleo por lo cual permitirá un desarrollo económico en las zonas aledañas al proyecto.

4.7.9. Identificación y Evaluación de Impactos Ambientales

En la evaluación de impactos ambientales se tendrá en cuenta las características ambientales del área de influencia, es decir el grado de consideración de los factores ambientales, así como las actividades involucradas en el proyecto, ya que esto compromete la identificación, predicción, e interpretación de los impactos que un proyecto o actividad pueda originar.

4.8. Matriz de entradas y salidas

Se analizará la matriz de entrada y salida de cada actividad que conste en cada proceso constructivo. En otras palabras, se realizará un estudio acerca de la materia prima o insumo que se dispone en cada proceso como así también como así el combustible o energía que se proporciona para que se lleve a cabo la operación que se esté logrando, también se tendrá en cuenta las herramientas, equipos necesarios que facilitaron esta labor, la mano de obra que se emplea y las descargas que se tiene como con respecto al aire, agua y suelo.

Este proceso se lo efectúa con el simple objetivo de tener en claro que es lo que se está realizando, los elementos que ingresan en cada actividad y así mismo los elementos que salen de ésta actividad.

Tabla635.1 Matriz de entrada y salida del proceso Replanteo y Nivelación

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS					PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS		
Materia Prima e Insumos	Combustibles/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Replanteo y Nivelación								
Terreno de trabajo.		Planos, nivel, Teodolito y Píolas.		Personal capacitado para manejar las Herramientas y equipos descritos.	Es la localización de un proyecto en el terreno, con fundamento a las determinaciones indicadas en los planos, en cuanto a ángulos y niveles.			Escombros, desechos comunes.

Tabla645.2 Matriz de entrada y salida del proceso Entibamiento para Excavación

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS					PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS		
Materia Prima e Insumos	Combustibles/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Entibamiento para excavación								
Terreno de trabajo, paredes de excavación.	Diesel.	Tablas y máquina excavadora.		Personal capacitado para conducir maquinaria pesada.	Apoyo apuntalado, las tablas se colocan verticalmente sobre las paredes de la Excavación y se soportan en esta posición a través de puntales transversales que son apropiados en el mismo lugar		Material particulado, ruido, vibraciones.	Desechos sólidos comunes, restos de madera.

Tabla 655.3 Matriz de entrada y salida del proceso Excavación con máquinas en suelo común

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS					PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS		
Materia Prima e Insumos	Combustibles/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Excavación con máquinas en suelo común								
Terreno de trabajo, áreas delimitadas.	Diesel.	Compactadoras, volquetas y excavadoras.		Personal capacitado para conducir maquinaria pesada.	Tómese en cuenta las limpiezas de la capa vegetal y los movimientos de tierra o materiales originarios de la zona, mediante la utilización de maquinaria y equipo pesado.		Gases de combustión, material particulado, ruido y vibraciones.	Cobertura vegetal, desechos comunes.

Tabla 665.4 Matriz de entrada y salida del proceso Excavación con máquina en suelo conglomerado

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS					PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS		
Materia Prima e Insumos	Combustibles/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Excavación con máquina en suelo conglomerado								
Presencia de rocas o piedras pequeñas en terreno de trabajo.	Diesel.	Volquetas y maquinaria para rotura de rocas.		Personal capacitado para conducir maquinaria pesada.	Es el desplazamiento o rotura de rocas o piedras de pequeña dimensión, utilizando maquinaria especializada para este trabajo, como excavadora mecánica.		Material particulado, ruido, vibraciones.	Desechos de roca o piedras pequeñas.

Tabla 675.5 Matriz de entrada y salida del proceso: Desalojo de material de Excavación

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS					PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS		
Materia Prima e Insumos	Combustibles/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Desalojo de material excavación								
Capas de vegetación en el suelo, materiales existentes en el mismo.	Diesel.	Volquetas.		Personal capacitado en fundición.	Se toma en cuenta la limpieza de la capa vegetal y los movimientos de gran Volumen, del suelo y otros materiales existentes en el mismo, mediante la Utilización de maquinaria y equipos mecánicos, se ha clasificado, como suelo Normal.		Gases de combustión, material particulado, ruido y vibraciones.	Desechos sólidos de hormigón, capas de vegetación.

Tabla 685.6 Matriz de entrada y salida del proceso Relleno compactado con material de mejoramiento

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS					PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS		
Materia Prima e Insumos	Combustible s/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Relleno compactado con material de mejoramiento								
Relleno		Compactadoras, volquetas y excavadoras.		Personal capacitado en mampostería.	Da lugar al conjunto de tareas para la realización de rellenos con material granular seleccionado, conocido en forma habitual como material de mejoramiento hasta completar un nivel o cota seleccionado		Material particulado de cemento, ruido.	Desechos sólidos.

Tabla 695.7 Matriz de entrada y salida del proceso Hormigón simple

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS					PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS		
Materia Prima e Insumos	Combustibles/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Hormigón simple								
Terreno de trabajo.		Mezcladora de concreto, planos.		Personal capacitado para estas instalaciones.	Es el hormigón de 180 kg/cm ³ de resistencia a la compresión en el rango de proporcionalidad, que constituirán las zapatas, columnas, paredes de alcantarilla, replantillo, etc.	Aguas residuales con material particulado.		Desechos sólidos comunes.

Tabla705.8 Matriz de entrada y salida del proceso: Acero de Refuerzo

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS					PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS		
Materia Prima e Insumos	Combustible s/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Acero de Refuerzo								
	Energía eléctrica.	Cizalladoras, cortadoras.		Personal capacitado para manejar herramientas.	Serán las acciones necesarias para cortar, doblar, constituir ganchos y situar el acero de refuerzo que se necesita en la conformación de elementos.		Material particulado, ruido.	Desechos sólidos comunes producto del corte.

Tabla 715.9 Matriz de entrada y salida del proceso: Encofrado Recto

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS					PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS		
Materia Prima e Insumos	Combustibles/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Encofrado recto								
Terreno de trabajo, hormigón.		Madera para encofrado.		Personal capacitado para realizar el encofrado recto.	Son las formas volumétricas que se fabrican para otorgar una forma final al concreto y se encuentre en la capacidad de soportar con total seguridad todas las cargas verticales, esfuerzos horizontales y la ejecución de vertido y vibrado del hormigón, con el objetivo de amoldarlo.			Desechos sólidos comunes.

Tabla 725.10 Matriz de entrada y salida del proceso: Encofrado Curvo

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS					PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS		
Materia Prima e Insumos	Combustibles/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Encofrado curvo								
Terreno de trabajo, hormigón.		Madera para encofrado.		Personal capacitado para realizar el encofrado curvo.	Se da la idea por encofrado curvo a las formas volumétricas que se fabrican para otorgar la configuración final del concreto, pues éstos volúmenes de sección transversal circular, formando cuerpos cilíndricos.			Desechos sólidos comunes.

Tabla735.11 Matriz de entrada y salida del proceso: Relleno compactado con material de sitio

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS					PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS		
Materia Prima e Insumos	Combustibles/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Relleno compactado con material de sitio								
Relleno, Material de sitio.	Diesel.	Compactadoras, volquetas y excavadoras.		Personal capacitado para conducir maquinaria pesada.	Procede a ser el conjunto de labores para la realización de rellenos con material de sitio originario de la misma excavación, el material a rellenar será elegido como el mejor, (conglomerado, con mínima cantidad de arcilla), dejando para el abandono el de menor calidad (arcillas blandas, limos, capa vegetal).		Material particulado, ruido, vibraciones.	

Tabla 745.12 Matriz de entrada y salida del proceso: Placas metálicas de anclaje

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS					PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS		
Materia Prima e Insumos	Combustibles/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Placas metálicas de anclaje								
Placas de empalme de acero 36.	Energía eléctrica.	Cizalladoras, taladro, sierras, soplete.		Personal capacitado para manejar herramientas.	Serán las labores necesarias para cortar, doblar, soldar, perforar y entre otras para la elaboración y montaje de placas de empalme, en acero A36, con la geometría y espesores del proyecto.		Ruido de cortadoras de acero.	Restos de dimensiones de acero.

Tabla 755.13 Matriz de entrada y salida del proceso: Operaciones con tubería de Acero

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS				PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS			
Materia Prima e Insumos	Combustibles/ Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Operaciones con la Tubería de Acero								
Perfiles de acero, tuberías.	Energía eléctrica.	Cizalladoras, taladro, sierras, soplete.		Personal capacitado para manejar herramientas.	Serán las tareas necesarias para cortar, doblar, soldar, pintar y otras necesarias para la elaboración y montaje de una estructura en perfil de acero laminado.		Ruido de cortadoras de acero.	Restos de dimensiones de acero.

Tabla 765.14 Matriz de entrada y salida del proceso: Montaje con Grúa mecánica de la estructura metálica

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS					PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS		
Materia Prima e Insumos	Combustibles/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Montaje con Grúa mecánica de la estructura metálica								
Estructura metálica, arcos metálicos.	Energía eléctrica o por proceso de combustión.	Grúa mecánica.		Personal capacitado para manejar grúa.	Se comprende como montaje de la estructura metálica, a las labores de izar y colocar en su correspondiente nivel, los arcos metálicos, tanto en sentido vertical, como en sentido longitudinal.		Ruido de Grúa mecánica.	

Tabla 775.15 Matriz de entrada y salida del proceso: Abastecimiento de materiales

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS					PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS		
Materia Prima e Insumos	Combustibles/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Abastecimiento de materiales								
Dimensiones de acero seleccionado.	Gasolina, Diesel.	Volquetas, camiones.		Personal para el manejo de volquetas, camiones.	Etapa proyectada en tiempo y costo durante la ejecución del proyecto y adecuada armonía entre rutas de suministro y medios de transporte.		Emisión de gases provenientes de camiones y volquetas.	

Tabla 785.16 Matriz de entrada y salida del proceso: Fabricación

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS				PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS			
Materia Prima e Insumos	Combustibles/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Fabricación								
Perfiles de acero.	Energía eléctrica, Proceso de combustión.	Medios mecánicos para el enderezado en frío, Cizalladoras, Fundidoras de metal, Pinturas.		Personal calificado para el armado de piezas de acero, para operar fundidoras y medios mecánicos.	Labores llevada a cabo en talleres especializados los cuales contemplan etapas como: Enderezado, trazo, corte, Habilitado, armadura, soldadura, pintura.		Emisión de gases de combustión provenientes de fundidoras, medios mecánicos y originarios de pinturas.	Restos de acero no calificados para el proceso, restos de pintura.

Tabla 795.17 Matriz de entrada y salida del proceso: Embarque

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS					PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS		
Materia Prima e Insumos	Combustibles/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Embarque								
Piezas de acero ya fabricadas y diseñadas.	Gasolina, Diesel.	Volquetas, camiones.		Personal para el manejo de volquetas, camiones.	Proceso de elegir las piezas de acero previamente seleccionadas en el orden marcado mediante medios de transporte a la obra.		Emisión de gases provenientes de camiones y volquetas.	

Tabla 805.18 Matriz de entrada y salida del proceso: Montaje

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS					PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS		
Materia Prima e Insumos	Combustibles/ Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Montaje								
Elementos estructurales prefabricados de acero, oficinas, almacenes.	Diesel, Gasolina.	Equipos de montaje como Grúa mecánica, volquetas.		Personal para el manejo de la grúa, volquetas.	Ensamble de manera ordenada en el sitio de la obra de los elementos estructurales de acero ya prefabricados.		Emisión de gases provenientes de camiones y volquetas.	

Tabla 815.19 Matriz de entrada y salida del proceso: Supervisión

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS				PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS			
Materia Prima e Insumos	Combustibles/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Supervisión								
Estructura de acero, conexiones metálicas.	Energía eléctrica.	Sopletes.		Personal adecuado para la soldadura, proceso en frío y organización en obra.	Proceso en donde se mantiene el control de calidad y correcto desarrollo de los trabajos para la ejecución de la obra.			Conexiones metálicas no utilizadas o geometrías de acero.

Tabla 825.20 Matriz de entrada y salida del proceso: Excavación para cimientos, cámaras de drenaje.

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

ENTRADAS					PROCESOS PRODUCTIVOS	SALIDAS		
Materia Prima e Insumos	Combustibles/Energía	Herramientas, Equipos, Maquinas e Instrumentos	Sustancias y Productos Químicos	Mano de obra	Operaciones	Descargas (Agua)	Emisiones (Aire)	Desechos
Excavación para cimientos, escaleras, cámaras de drenaje								
Terreno de trabajo con profundidad ya decretada.	Diesel.	Maquinaria para excavación.		Personal capacitado para conducir maquinaria pesada.	Estas labores radicarán en la excavación hasta la profundidad decretada en los planos o indicada por el Fiscalizador, sea necesario ejecutar para la realización de las diferentes tareas de cimentación.		Material particulado, ruido, vibraciones.	Desechos sólidos, escombros.

4.9. Introducción a aspectos e impactos ambientales

Todas las entidades, como producto de su labor influyen sobre el medio ambiente, produciendo, en mayor o menor medida, un impacto ambiental.

Actualmente, la sociedad solicita a las entidades que se comprometan en el cuidado del medio ambiente y en respuesta a estas peticiones las entidades han visto en los Sistemas de Gestión Ambiental una conveniencia para mejorar su comportamiento ambiental.

El establecimiento de un Sistema de Gestión Ambiental permite a la entidad reconocer aquellos aspectos ambientales provenientes de su labor y que puedan tener un impacto sobre el medio ambiente, y, en resultado aclarar las acciones pertinentes para ejercer sobre ellos y minimizar los impactos.

Aspecto Ambiental

Actividades, productos o servicios de una organización que pueda interactuar con el medio ambiente.

Impacto Ambiental

El resultado o consecuencia de ese aspecto ambiental, sea adverso o beneficioso.

En resumen, se podría decir que los aspectos ambientales son aquellos resultados de una actividad, producto o servicio que pueden influir sobre las condiciones naturales del medio ambiente, dando como resultado modificaciones específicas (impacto ambiental). Es decir, existe por lo tanto una relación:



Figura 4.1 Relación entre Aspecto ambiental e impacto ambiental

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Para poder ejercer sobre los impactos ambientales, anteriormente la entidad debe reconocer todos sus aspectos ambientales, para luego evaluarlos y priorizar sobre los que va a actuar.

Para poder desarrollar con éxito esta identificación y evaluación de los impactos ambientales, la entidad debe tener claro cuáles son sus posibles áreas de incidencias y en consecuencia, los impactos ambientales que provoque o pueda provocar.

4.10. Identificación de aspectos ambientales

Para poder comprender cuáles son las circunstancias en la que los productos, labores y servicios interactúan con el medio ambiente y, por tanto, cuáles son los impactos ambientales, es de vital importancia conocer los aspectos ambientales asociados a esos impactos.

Los aspectos ambientales reconocidos han de ser todos aquellos vinculados con las labores, productos o servicios que la entidad pueda controlar y sobre los que se pueda esperar que tenga dominio.

Esto compromete la definición de dos desarrollos diferenciados de reconocimiento para dos categorías distintas de aspectos ambientales.

- Los asociados a las entidades y las labores desarrolladas por las mismas para la elaboración de sus productos y prestación de sus servicios.
- Los afiliados a los productos fabricados (tratando de mitigar los más importantes impactos ambientales en todo el periodo de vida del producto)

En el reconocimiento de los aspectos ambientales las entidades deben tener en cuenta las diferentes restricciones en las que realiza su labor, así como distintos procedimientos y operaciones.

Es considerable recalcar que la identificación de los aspectos ambientales se debe llevar a cabo al principio de la implantación del Sistema de Gestión

Ambiental y, ulteriormente, se toma en cuenta apropiado que se lleve a cabo un ciclo anual o cuando se origine algún cambio en las labores, productos o servicios que supongan la aparición de nuevos aspectos ambientales o cambios significativos en los aspectos ya seleccionados.

4.10.1. Identificar las operaciones y procesos

La entidad debe desglosar todas las operaciones y labores asociados a su actividad, resultados o servicio susceptibles de generar un impacto sobre el medio ambiente, tanto en condiciones anormales como anormales de movimiento.

Un instrumento sencillo para realizar esta identificación son los diagramas de flujo que permiten a la entidad visualizar todas las labores o etapas asociadas a la fabricación de un producto, a la asistencia de un servicio o a la realización de una actividad. Además es muy importante y práctico poseer un plano de la empresa, donde se puede reconocer diferentes labores y instalaciones.

Para llevar a cabo este análisis, se recomienda empezar identificando actividades fundamentales asociadas a la actividad, fabricación del producto o la prestación de un servicio.

A continuación, reconocer, las posibles labores auxiliares que existan (servicios administrativos, mantenimiento instalaciones)

4.10.2. Analizar las etapas

Una vez seleccionados las labores y procesos se debe analizar cada una de las acciones o etapas de todos los diagramas de flujo: reconociendo para cada uno de ellas todas las entradas (energía, consumos de agua, materiales, combustible, etc.) y salidas (vertidos aguas, residuos, etc.) abarcando labores principales, auxiliares y de servicios.

Así mismo, concretar los escenarios de riesgo particularizando el riesgo por zonas e identificar etapas de ciclos de vida del producto a partir de las cuales se reconocerán los aspectos. Se aconseja tomar en cuenta fases o ciclos en donde la empresa tenga más capacidad de actuación, como son la fase de uso, transporte a cliente.

4.11. Evaluación de Impactos Ambientales

Una vez ya reconocidos los aspectos ambientales, la entidad deberá definir unos criterios para probar la importancia de los mismos, es decir, se deberá, concretar unos criterios que condicionarán el que un aspecto ambiental tenga más impactos significativos y, por tanto, sea a su vez de importancia.

Al momento de realizar la evaluación de los aspectos ambientales previamente reconocidos, cada entidad define los criterios en los que se tratará para determinar la importancia del impacto causado por cada uno de los aspectos.

4.11.1. Magnitud

La magnitud del aspecto puede tomarse en cuenta como cantidad o volumen del aspecto generado, vertido o consumido. Principalmente se usa en aspectos ambientales de consumos de materias o sustancias, consumo de energía, generación de residuos, etc. Al momento de retomar este dato puede hacerse de dos modos, de manera absoluta (toneladas, kilogramos, etc) o de manera relativa (tn emisiones/ horas trabajadas).

4.11.2. Peligrosidad

Es la gravedad o toxicidad. Este criterio es tomado en cuenta como la propiedad que puede caracterizar a un aspecto ambiental, brindando mayor significancia a aquellos que por su naturaleza sean más peligrosos para el medio ambiente.

En la aproximación a límites de referencia refleja la consecuencia que puede tener un aspecto cuanto más se aproxime a un límite legal o anteriormente definido.

No obstante, en el criterio que se defina no deberá abarcar la posibilidad de que se sobrepase el límite legal, ya que esto no sería lógico con el compromiso de cumplimiento de la legislación ambiental reflejado por la entidad en su política ambiental.

Tabla 835.21 Criterios de Peligrosidad

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Factores	Aspectos ambientales	Alto (3)	Medio (2)	Bajo (1)
Suelo	Generación de desechos comunes o de desalojo	Generación de desechos peligrosos	Generación de desechos sólidos especiales	Generación de desechos sólidos no peligrosos, reciclables o reutilizables.
	Presencia de pintura en el suelo al momento de señalización	Gran contenido de pintura en el suelo	Cantidad media de pintura en el suelo	Ninguna cantidad de pintura en el suelo
	Eliminación de cobertura vegetal por acción de topografía	Eliminación con químicos de cobertura vegetal viva y muerta	Eliminación con maquinarias de cobertura vegetal viva y muerta	Eliminación con maquinarias de cobertura vegetal muerta
Agua	Generación de aguas residuales con material particulado	Generación de aguas residuales con más de 1 mg/cm ² x 30 días	Generación de aguas residuales con más de 0.25 y 0.99 mg/cm ² x 30 días	Generación de aguas residuales con menos de 0.25 mg/cm ² x 30 días
	Aumento de turbidez en el agua	Profundidad disco Secchi <10cm	Profundidad disco Secchi ≥10cm y <100 cm	Profundidad disco Secchi ≥100 cm
Aire	Liberación de material particulado o polvo	Más de 100 ug/ m ³ en 24 horas	50-99 ug/ m ³ en 24 horas	0-49 ug/ m ³ en 24 horas
	Generación de gases por combustibles con las maquinarias	Emisiones de gases por combustión de Nafta/Bunker	Emisiones de gases por combustión de Diesel/Gasolina	No hay emisión de gases
	Generación de partículas volátiles de rocosas	Más de 100 ug/ m ³ en 24 horas	50-99 ug/ m ³ en 24 horas	0-49 ug/ m ³ en 24 horas

<i>A continuación</i>				
Factores	Aspectos ambientales	Alto (3)	Medio (2)	Bajo (1)
Aire	Liberación de material particulado o polvo	Más de 100 ug/ m3 en 24 horas	50-99 ug/ m3 en 24 horas	0-49 ug/ m3 en 24 horas
	Generación de gases por combustibles con las maquinarias	Emisiones de gases por combustión de Nafta/Bunker	Emisiones de gases por combustión Diesel/Gasolina	No hay emisión de gases
	Generación de partículas rocosas volátiles	Más de 100 ug/ m3 en 24 horas	50-99 ug/ m3 en 24 horas	0-49 ug/ m3 en 24 horas
Social	Generación de ruido y vibraciones	Más de 71 dB	De 56 a 70 dB	De 0 a 55 dB
	Sensación de altas temperaturas si el clima del área de trabajo es soleado	Sensación Térmica mayor o igual a 30°C	Sensación Térmica entre 20°C a 30°C	Sensación Térmica de 0°C a 20°C
	Afectación en el sistema respiratorio en el personal por partículas volátiles o particulados provenientes del transporte de material de desalojo	Sensación de no ser capaz de respirar acompañado de tos y desesperación	Sensación media de no ser capaz de respirar	Ligera sensación de no ser capaz de respirar
	Afectación en el sistema respiratorio en el personal por emisión de gases de maquinarias y volquetas	Sensación de no ser capaz de respirar acompañado de tos y desesperación	Sensación media de no ser capaz de respirar	Ligera sensación de no ser capaz de respirar

A continuación

Factores	Aspectos ambientales	Alto (3)	Medio (2)	Bajo (1)
Flora	Presencia de pintura en vegetación por mal manejo al momento de señalización	Alto número de vegetación con pigmentación de pintura	Medio número de vegetación con pigmentación de pintura	Bajo número de vegetación con pigmentación de pintura
	Acumulación de material de desalojo en zonas de vegetación más alejadas a la zona de construcción	Acumulación de material de desalojo en zonas de vegetación a más de 200 metros alrededor	Acumulación de material de desalojo en zonas de vegetación entre linderos y 200 metros alrededor	Acumulación de material de desalojo en zonas de vegetación en linderos de la empresa

Tabla 845.22 Criterios de magnitud

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Criterios de magnitud		
Frecuencia	Calificación cualitativa	Calificación cuantitativa
Duración del aspecto de 8 a 12 horas diarias	Alta	3
Duración del aspecto entre 4 a 8 horas diarias	Media	2
Menos de 1ton	Baja	1
Extensión	Calificación cualitativa	Calificación cuantitativa
Más de 200 metros alrededor	Alta	3
Entre linderos y 200 metros alrededor	Media	2
Linderos de la Empresa	Baja	1

Tabla 855.22 Evaluación de Aspectos ambientales de la Fase Movimiento de tierras

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018.

Fase de Movimiento de Tierras y Construcción			Evaluación de Aspectos Ambientales			
Actividades	Factor Ambiental	Aspecto Ambiental	Magnitud/ Frecuencia	Peligrosidad/ Toxicidad	Ev. G	S.D.A
Replanteo y Nivelación	Suelo	Eliminación de cobertura vegetal al momento de descubrir un hito	2	2	4	S/NS
		Generación de pintura en el suelo al momento de señalización	1	2	2	NS
		Generación de desechos sólidos al momento de hidratación del personal como botellas	1	1	1	NS
	Flora	Acumulación de pintura en vegetación	1	2	2	NS
Excavación con máquinas en suelo común	Aire	Generación de emisiones por parte de los vehículos o maquinarias pesadas al transportar material de desalojo	2	2	4	S/NS
		Generación de material particulado del tránsito de los vehículos que transportan material de desalojo	2	2	4	S/NS
	Suelo	Generación de suelos no estables por remoción de capa vegetal	3	2	6	S/NS
	Flora	Acumulación de material de desalojo en zonas de vegetación más alejadas a la zona de construcción	2	2	4	S/NS
Generación de emisiones por parte de los vehículos o maquinarias pesadas al transportar material de desalojo		2	1	2	NS	

<i>A continuación</i>						
Fase de Movimiento de Tierras y Construcción			Evaluación de Apectos Ambientales			
Actividades	Factor Ambiental	Aspecto Ambiental	Magnitud/ Frecuencia	Peligrosidad/ Toxicidad	Ev. G	S.D.A
Entibamiento para Excavación	Aire	Generación de gases provenientes del transporte para las tablas de entibamiento	2	1	2	NS
	Social	Generación de emisiones por parte de los vehículos o maquinarias pesadas al transportar material de desalojo	1	1	1	NS
Excavación con máquina en suelo conglomerado	Aire	Generación de partículas rocosas volátiles	2	2	4	S/NS
		Emisión de gases por parte de maquinarias si la rotura se la realiza por este método	2	2	4	S/NS
	Social	Generación de emisiones por parte de los vehículos o maquinarias pesadas al transportar material de desalojo	2	1	2	NS
		Generación de material rocoso del tránsito de los vehículos que transportan material de desalojo	2	1	2	NS
Excavación para cimientos, escaleras y cámaras de drenaje	Aire	Generación de material particulado	2	2	4	S/NS
		Emisión de gases por parte de maquinarias	2	2	4	S/NS
	Social	Afectación en el sistema respiratorio en el personal por emisión de gases de maquinarias	1	1	1	NS
		Afectación en el sistema respiratorio en el personal por partículas volátiles o particulados	2	1	2	NS

A continuación

Fase de Movimiento de Tierras y Construcción			Evaluación de Apectos Ambientales			
Actividades	Factor Ambiental	Aspecto Ambiental	Magnitud/ Frecuencia	Peligrosidad/ Toxicidad	Ev. G	S.D.A
Desalojo de material de Excavación	Suelo	Generación de suelos no estables por remoción de capa vegetal	2	1	2	NS
	Aire	Generación de emisiones por parte de los vehículos o maquinarias pesadas al transportar material de desalojo	2	2	4	S/NS
		Generación de material particulado del tránsito de los vehículos que transportan material de desalojo	2	2	4	S/NS
	Social	Generación de material particulado del tránsito de los vehículos que transportan material de relleno y maquinaria de compactación	2	1	2	NS
		Generación de emisiones por parte de los vehículos o maquinarias pesadas al transportar material	2	1	2	NS
	Relleno compactado con material de mejoramiento	Aire	Generación de emisiones por parte de los vehículos o maquinarias pesadas al transportar material	2	1	2
Generación de material particulado del tránsito de los vehículos que transportan material de relleno y maquinaria de compactación			2	2	4	S/NS
Social		Generación de material particulado del tránsito de los vehículos que transportan material de relleno y maquinaria de compactación	2	2	4	NS

		Generación de emisiones por parte de los vehículos o maquinarias pesadas al transportar material	2	1	2	NS
Relleno compactado con material de sitio	Social	Generación de emisiones por parte de los vehículos o maquinarias pesadas al transportar material	2	2	4	NS
		Generación de material particulado del tránsito de los vehículos que transportan material de relleno y maquinaria de compactación	2	1	2	NS
	Aire	Generación de emisiones por parte de los vehículos o maquinarias pesadas al transportar material	2	1	2	NS
		Generación de material particulado del tránsito de los vehículos que transportan material de relleno y maquinaria de compactación	2	2	4	S/NS

Tabla 865.23 Evaluación de aspectos ambientales de la Fase de Ejecución
Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018

Fase de Ejecución			Evaluación de Aspectos Ambientales			
Actividades	Factor Ambiental	Aspecto Ambiental	Magnitud/ Frecuencia	Peligrosidad/ Toxicidad	Ev. G	S.D.A
Abastecimiento de Materiales	Aire	Generación de emisiones por parte de los vehículos que realizan el transporte de materiales de acero	2	2	4	S/NS
	Social	Generación de altas temperaturas si el clima del área de trabajo es soleado	2	2	4	S/NS
		Generación en el sistema respiratorio del personal por emisión de gases de vehículos	2	1	2	NS
Fabricación	Aire	Generación de emisiones de gases por parte de cizalladoras, cortadoras o por proceso de soldadura	2	2	4	S/NS
		Generación de ruido por parte de las cortadoras, cizalladoras	2	2	4	S/NS
	Suelo	Acumulación de pintura o restos de materiales de acero fundidos a altas temperaturas	3	3	9	S
	Social	Uso inapropiado de máquinas como cortadoras como cizalladoras, cortadoras o accidentes en soldadura.	3	3	9	S
		Emisión de gases provenientes de cortadoras, cizalladoras o soldaduras.	3	3	9	S
Embarque	Aire	Generación de gases provenientes del transporte para los materiales de acero	2	1	2	NS
	Social	Generación en el sistema respiratorio del personal por emisión de gases provenientes del medio de transporte de elementos de acero	1	1	1	NS
Supervisión	Aire	Generación de gases por parte de maquinarias de soldadura al soldar conexiones	2	2	4	S/NS

Tabla 875.24 Movimiento de tierra y construcción

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018

Factores	Aspectos Ambientales	Impactos Ambientales
Aire	Generación de emisiones por parte de los vehículos o maquinarias pesadas al transportar material de desalojo	Alteración de la calidad del aire por la presencia de Dióxido de carbono, Dióxido de nitrógeno
	Generación de material particulado del tránsito de los vehículos que transportan material de desalojo	Aumento de material particulado en el aire
Suelo	Generación de desechos sólidos al momento de hidratación del personal como botellas	Generación de turba en el suelo si botellas contienen material orgánico
	Eliminación de cobertura vegetal al momento de descubrir un hito	Pérdida de la calidad del suelo proveniente de la erosión
Flora	Acumulación de material de desalojo en zonas de vegetación más alejadas a la zona de construcción	Deposición de material de desalojo en plantas causando no sobrevivencia de ésta
	Acumulación de pintura en vegetación	Pérdida de alguna especie de vegetación única
Social	Generación de material particulado del tránsito de los vehículos que transportan material de desalojo	Aumento de problemas al respirar por parte del personal
	Generación de emisiones por parte de los vehículos o maquinarias pesadas al transportar material de desalojo	Afectación en las vías respiratorias del personal
	Generación de material rocoso del tránsito de los vehículos que transportan material de desalojo	Aumento de riesgo de sufrir accidente por parte del personal

Tabla 885.25 Factores, aspectos ambientales, impactos ambientales Fase de Ejecución

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018

Factores	Aspectos Ambientales	Impactos Ambientales
Aire	Generación de emisiones de gases por parte de cizalladoras, cortadoras o por proceso de soldadura	Aumento de material particulado en el aire
	Generación de gases provenientes del transporte para los materiales de acero	Aumento de Dióxido de Carbono en el aire
	Generación de gases por parte de maquinarias de soldadura al soldar conexiones	Incremento de partículas muy finas en el aire con contenido de Cromo, Níquel, Arsénico, Monóxido de Carbono.
Suelo	Acumulación de pintura o restos de materiales de acero fundidos a altas temperaturas	Alteración de las propiedades del suelo por contenido de Compuestos Orgánicos Volátiles y metales pesados como Cadmio, Plomo.
Social	Uso inapropiado de máquinas como cortadoras como cizalladoras, cortadoras o accidentes en soldadura.	Aumento de riesgo de sufrir accidente por parte del personal como pérdida de un miembro
	Emisión de gases provenientes de cortadoras, cizalladoras o soldaduras.	Afectación en el Sistema Ocular debido a contenido de Cromo, Níquel, Monóxido de Carbono proveniente de la soldadura
	Generación en el sistema respiratorio del personal por emisión de gases provenientes del medio de transporte de elementos de acero	Aumento de riesgo de sufrir accidente por parte del personal

Plan de Manejo Ambiental

Introducción

El Plan de Manejo Ambiental (PMA) es un escrito que tiene como finalidad decretar las medidas que deberán ser tomadas en cuenta en las diferentes actividades que se realicen.

El Plan de Manejo Ambiental es el resultado final de los procedimientos de evaluación y precisa de medidas ambientales de corrosión, control y mitigación que abarcan en una serie de programa y planes los cuales deben ser acatados por la empresa, tomando en consideración las especificaciones del texto unificado de Legislación Ambiental Secundaria, La ley de Gestion Ambiental,

Normas y Especificaciones Internacionales y Políticas en cuanto a seguridad y salud ambiental de la empresa.

Objetivos

Los principales objetivos de la presente actualización del Plan de Manejo

Ambiental son:

- Eludir los principales impactos ambientales originarios de la ejecución de las actividades del proyecto, ya sea componentes ambientales en medio: Físico, Biótico y SocioEconómico del área de influencia.
- Mitigar principales impactos negativos sobre el entorno de las instalaciones
- Brindar una herramienta efectiva para el empleo de las instalaciones y realización de actividades en condiciones ambientalmente eficientes

Tabla 895.25 Plan de manejo ambiental

Fuente: Guevara, L., Zurita, A., 2018

PMA: Plan de Manejo Ambiental									
Subproceso	Factor Ambiental	Aspecto Ambiental	Impacto Ambiental	Medida	Costo	Indicador	Medio de Verificación	Responsable	Cronograma
PLAN DE PREVENCIÓN Y MITIGACIÓN DE IMPACTOS									
Fabricación	Suelo	Acumulación de pintura o restos de materiales de acero fundidos a altas temperaturas	Alteración de las propiedades del suelo por contenido de Compuestos Orgánicos Volátiles y metales pesados como Cadmio, Plomo	Implementar un área donde se logre maniobrar material de pintura sin ninguna preocupación y que no tenga acceso al suelo	-	Número de actividades realizadas en la cual se encuentre involucrado el uso de pinturas	Registro fotográfico de actividades realizadas con pintura, listado del # de actividades con pintura	Jefe de gestión Ambiental	-
Fabricación	Social	Uso inapropiado de máquinas como cortadoras como cizalladoras, cortadoras o accidentes en soldadura	Aumento de riesgo de sufrir accidente por parte del personal como pérdida de un miembro	Capacitaciones acerca del correcto uso de equipos como cortadoras, cizalladoras y correcto procedimiento de soldadura	-	Número de personas que asistieron a las capacitaciones	Listado de asistencia a las capacitaciones, registro fotográfico	Jefe de seguridad industrial.	-

A continuación

PMA: Plan de Manejo Ambiental									
Subproceso	Factor Ambiental	Aspecto Ambiental	Impacto Ambiental	Medida	Costo	Indicador	Medio de Verificación	Responsable	Cronograma
PLAN DE PREVENCIÓN Y MITIGACIÓN DE IMPACTOS									
Fabricación	Social	Emisión de gases provenientes de cortadoras, cizalladoras o soldaduras	Afectación en el Sistema Ocular debido a contenido de Cromo, Níquel, Monóxido de Carbono proveniente de la soldadura	Revisión de lista de equipos de protección que cada persona utilizó al momento de usar alguna maquinaria	-	# de personas que usaron los correctos equipos de protección para los procesos que realizaban	Listado de equipos de protección que cada persona en cada operación manipuló	Jefe de seguridad industrial.	-
PLAN DE CAPACITACIÓN									
-	-	-	-	Difusión del Plan de Manejo Ambiental a todo el personal de la fábrica.	Costo indirecto (1 día de sueldo del capacitador).	#personas capacitadas/#total de trabajadores de la fábrica.	Fotografías.	Jefe de seguridad industrial.	-
Fabricación	Social	Uso inapropiado de máquinas como cortadoras como cizalladoras, cortadoras o accidentes en soldadura	Aumento de riesgo de sufrir accidente por parte del personal como pérdida de un miembro	Capacitaciones acerca del correcto uso de equipos como cortadoras, cizalladoras y procedimiento de soldadura		Número de personas que asistieron a las capacitaciones	Listado de asistencia a las capacitaciones, registro fotográfico	Jefe de seguridad industrial.	-

A continuación

PMA: Plan de Manejo Ambiental									
Subproceso	Factor Ambiental	Aspecto Ambiental	Impacto Ambiental	Medida	Costo	Indicador	Medio de Verificación	Responsable	Cronograma
PLAN DE CAPACITACIÓN									
Fabricación	Social	Emisión de gases provenientes de cortadoras, cizalladoras o soldaduras	Afectación en el Sistema Ocular debido a contenido de Cromo, Níquel, Monóxido de Carbono proveniente de la soldadura	Revisión de lista de equipos de protección que cada persona utilizó al momento de usar alguna maquinaria		Número de personas que usaron los correctos equipos de protección para los procesos que realizaban	Listado de equipos de protección que cada persona en cada operación manipuló	Jefe de seguridad industrial.	
PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL									
Fabricación	Social	Uso inapropiado de máquinas como cortadoras como cizalladoras, cortadoras o accidentes en soldadura	Aumento de riesgo de sufrir accidente por parte del personal como pérdida de un miembro	Dotar al personal de equipos de protección adecuados para los procesos de cizallamiento y soldadura.		Número de personas que han obtenido su equipo de protección laboral adecuado	Listado de personas que han recibido el equipo de protección laboral, evidencia fotográfica	Jefe de seguridad industrial.	
Fabricación	Social	Emisión de gases provenientes de cortadoras, cizalladoras o soldaduras	Afectación en el Sistema Ocular debido a contenido de Cromo, Níquel, Monóxido de Carbono proveniente de la soldadura						

A continuación

PMA: Plan de Manejo Ambiental									
Subproceso	Factor Ambiental	Aspecto Ambiental	Impacto Ambiental	Medida	Costo	Indicador	Medio de Verificación	Responsable	Cronograma
PLAN DE MONITOREO Y SEGUIMIENTO									
Fabricación	Suelo	Acumulación de pintura o restos de materiales de acero fundidos a altas temperaturas	Acumulación de pintura o restos de materiales de acero fundidos a altas temperaturas	Realizar monitoreos semestrales de la calidad del suelo en el área	-	Número de Monitorios ejecutados	Informe de monitoreos de la calidad del aire	Jefe de Gestión Ambiental	Semanal
		No dar un seguimiento responsable al PMA	Afección a los aspectos ambientales por deficiente ejecución del PMA.	Determinar una persona (Jefe de Ambiente y Seguridad) como responsable del seguimiento de la ejecución del PMA quien deberá conocer: su contenido, los plazos de ejecución, los montos, etc.		Número de Auditorías Ambientales	Informe de Auditoría Ambiental	Jefe de Gestión Ambiental	Semestral
PLAN DE RELACIONES COMUNITARIAS									
Fabricación	social	Desconocimiento de las actividades del promotor	Impacto Social	Realizar pequeñas encuestas para saber si hay requerimientos, quejas, etc.	-	Número de encuestas realizadas	Informe de encuestas realizadas	Jefe de Gestión Ambiental	Semanal

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se concluye que el diseño estructural realizado para el Aulario de la Universidad Estatal de milagro fue completado exitosamente en todos sus aspectos. Debido a que se cumplió a cabalidad con todos los requerimientos propuestos por normas nacionales e internacionales, sin que la arquitectura de la estructura se vea muy afectada.

Fue muy complicado el manejo de derivas y torsiones, debido a la irregularidad que presentaba el proyecto, sin embargo, luego de una moderada inversión de tiempo, se logró cumplir este requerimiento sin el uso de rigidizadores.

Se puede asegurar que la estructura no presentará fallas serviciales ni mucho menos estructurales por asentamientos, puesto que la cimentación presenta el modelo adecuado para controlar todas las demandas que solicitaba el diseño.

Según el análisis no lineal realizado a la estructura, esta no presenta mecanismos de colapso ni para un sismo de diseño, ni para una demanda de un 50% mayor al sismo de diseño. Sin embargo, si van a existir daños leves en las vigas y en las bases de las columnas.

El análisis no lineal también nos da una referencia acerca del desplazamiento aproximado que se puede presentar tanto en la estructura 1 como en la estructura 2. Por lo que la junta sísmica debe ser mayor a la que previamente se tenía en los planos arquitectónicos. Es necesario mencionar que dicha junta está fuertemente influenciada por las placas bases de las columnas, las cuales presentan la dimensión mínima para la construcción.

Es preciso definir al método modal espectral como una simplificación válida de métodos complejos de diseño, como lo es el análisis no lineal. Es un poco conservador en aspectos estructurales, sin embargo, los resultados de desplazamiento que presenta carecen de veracidad, debido a que no es el desplazamiento real que puede presentar la estructura, si no uno aproximado, ideal para el cálculo de derivas.

El análisis no lineal si presenta datos de desplazamiento mucho más aproximados al real, debido a que su finalidad es el cálculo del desplazamiento objetivo, el cual toma en

consideración muchas variables que el modal espectral obvia. Sin embargo, el análisis no lineal requiere de mucha capacidad computacional en estructuras complejas.

En primeras instancias no se tenía planeado diseñar conexiones, sin embargo en vista de que el proyecto está próximo a su construcción, se decidió completar el diseño.

BIBLIOGRAFÍA

American Concrete Institute. (2011). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 3128S-11)*.

American Institute of Steel Construction. (2005). *Steel Construction Manual* (13 ed.).

American Institute of Steel Construction. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*.

Argüelles Álvarez, R., & Arriaga Martitegui, F. (2003). *Estructuras de madera: diseño y cálculo*. Madrid. Obtenido de <https://books.google.com.ec/books?id=v4Z2dNT-kCYC&printsec=frontcover&hl=es#v=onepage&q&f=false>

Contraloría General del Estado. (2017). *Dirección de Auditoría de Proyectos y Ambiental*. Obtenido de Salarios mano de obra: <http://www.contraloria.gob.ec/WFDescarga.aspx?id=1526&tipo=doc>

CYPE Ingenieros, S.A. (s.f.). *Generador de precios de la construcción*. Ecuador. Obtenido de <http://www.ecuador.generadordeprecios.info/rehabilitacion/>

Grupo Andino. (1984). *Manual de diseño para maderas*. Obtenido de <http://civilgeeks.com/2014/01/18/manual-de-diseno-para-maderas-del-grupo-andino/>

Medina, R. (s.f.). Tipos de columnas. Urachiche, Yaracuy, Venezuela. Obtenido de <https://es.slideshare.net/AlmaryAlvarado/tipos-de-columnas-57959874>

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC_SE_AC: Estructuras de Acero*.

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC_SE_CG: Cargas (No Sísmicas)*. Ecuador. Obtenido de <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-CG.pdf>

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC_SE_DS: Peligro Sísmico (Diseño Sismo resistente)*. Ecuador. Obtenido de <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-DS.pdf>

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC_SE_HM: Estructuras de Hormigón Armado*.

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC_SE_MD: Estructuras de Madera*. Ecuador. Obtenido de <https://online.portoviejo.gob.ec/docs/nec8.pdf>

Norma Ecuatoriana de la Costrucción. (2015). *Guía práctica para el diseño de estructuras de madera*. Obtenido de <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-4-MADERA.pdf>

NOVACERO. (s.f.). Obtenido de Varilla Microaleada Estándar: <http://www.novacero.com/refuerzos-hormigon-right/item/45-varilla-microaleada-estandar.html#especificaciones-técnicas>