

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

Diseño de un edificio con columnas compuesta

Klever Alexander Escobar Cabezas

Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito
para la obtención del título de
Ingeniero Civil

Quito, 07 de diciembre de 2021

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

Diseño de un edificio con columnas compuestas

Klever Alexander Escobar Cabezas

Nombre del profesor, Título académico Pablo Andrés Torres Rodas, PhD

Quito, 07 de diciembre de 2021

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombres y apellidos: Klever Alexander Escobar Cabezas

Código: 0200401

Cédula de identidad: 1721826715

Lugar y fecha: Quito, 07 de diciembre de 2021

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETheses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following capstone project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETheses>.

RESUMEN

En el siguiente trabajo, se realizará un diseño estructural en acero, en el cual se diseñará columnas, vigas y conexiones, con el fin de mostrar una metodología de diseño que se usa mucho en el mercado laboral ecuatoriano, además de que quien lo lea se le facilite el procedimiento de diseño y modelado en el programa ETABS. Se utilizó un plano arquitectónico y a partir de eso se diseñaron todos los elementos estructurales, en este caso en particular se hizo énfasis en el diseño de columnas tubulares de acero rellenas de hormigón teniendo un resultado positivo en la parte económica, pues se puede reducir bastante el costo en acero y obtener secciones más pequeñas. La metodología de diseño elegida fue basándose en las recomendaciones Norma Ecuatoriana de la construcción para estructuras en acero, el código AISC 360 y el AISC 341.

Palabras clave: Columnas, Vigas, Conexiones, Compuestas, Precalificada, NEC, AISC, Hormigón.

ABSTRACT

In the following work, a “structural steel design” in actual steel will be made, in which columns, beams, and connections will be designed, to show a design methodology that is widely used in the Ecuadorian labor market, in addition to the fact that whoever reads it, will facilitate the design and modeling procedure in the ETABS program. An architectural plan has been applied, and from that, all the structural elements were designed, this particular case emphasis was placed on the design of tubular steel columns filled with concrete, having a positive result in the economic part, since the cost could be greatly reduced if steel is purchased in smaller sections. The chosen design methodology was based on the Ecuadorian Construction Standard Code. Recommendations for steel structures, adjacent to coding AISC 360 and AISC 341.

Key words: Columns, Beams, Connections, Composite, Prequalified, NEC, AISC, Concrete.

TABLA DE CONTENIDO

Introducción	13
Desarrollo.....	17
1. Análisis de peligro sísmico	17
1.1. Zona sísmica y factor Z.	17
1.2. Geología local.....	18
1.2.1. Tipos de perfiles de suelo para diseño sísmico.....	18
1.2.2. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	18
1.3. Componentes horizontales de la carga sísmica.	20
1.3.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleración.....	20
1.3.1.1. r : factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.....	20
1.3.1.2. η : valor de la relación de la amplificación espectral	20
1.4. Espectro de respuesta inelástico.	21
1.4.1. Factor de resistencia sísmica R	21
1.5. Periodo de vibración.....	22
2. Diseño de elementos estructurales	23
2.1. Estimación de cargas de servicio y cargas vivas.	23
2.1.1. Carga muerta.....	23
2.1.2. Carga viva	23

2.1.3. Combinaciones de carga propuestas en la NEC-15	24
2.2. Diseño de columnas rellenas de hormigón.	24
2.2.1. Dimensiones y propiedades geométricas de la columna.....	27
2.2.2. Resistencia de los materiales	28
2.2.3. Condiciones para rellenar una columna de acero con hormigón	28
2.2.4. Calculo del F_y y E modificado para columnas de acero rellenas de hormigón.	30
2.2.5. Comprobación de la compacidad de la sección columna elegida	30
2.2.6. Cálculos de resistencia de la columna	32
2.2.7. Diseño final columna rellena de hormigón.....	35
2.3. Diseño de vigas.....	35
2.3.1. Diseño de vigas secundarias	35
2.3.1.1. Dimensiones y propiedades geométricas de la viga secundaria elegidas.....	38
2.3.2. Diseño de vigas principales	45
2.3.2.1. Dimensiones y propiedades geométricas de la viga principal elegida	48
2.3.2.2. Diseño de la viga a momento	49
2.3.2.3. Verificación de la viga a corte.....	52
2.3.3. Criterio de columna fuerte – viga débil	56
2.4. Conexiones.	58
2.4.1. Conexiones simples para vigas simples.....	58
2.4.1.1. Dimensiones de la placa y pernos seleccionada.....	59

2.4.1.2. Verificación de punzonamiento	61
2.4.1.3. Verificación de desgarramiento	62
2.4.1.4. Verificación de bloque de cortante.....	62
2.4.1.5. Diseño final de la conexión simple.	63
2.4.2. Diseño conexión precalificada rígida viga I y columna tubular rellena de hormigón	63
2.4.2.1. Calculo del Momento probable de la viga en Sh	64
2.4.2.2. Seleccionar valores preliminares para la geometría de la conexión.....	64
2.4.2.3. Calculo de V_p	66
2.4.2.4. Calcular M_{pb}	67
2.4.2.5. Criterio columna fuerte – viga débil	67
2.4.2.6. Calcular M_f	68
2.4.2.7. Calcular el diámetro requerido.....	68
2.4.2.8. Determinar el espesor de la placa requerido	68
2.4.2.9. Calcular el F_{fu} , la fuerza del ala de la viga.	69
2.4.2.10. Verificar que la placa extrema no falle por fluencia o por corte.....	69
2.4.2.11. Comprobar la ruptura por corte de la conexión de cuatro pernos sin rigidizar	69
2.4.2.12. Revisar la ruptura por cortante del perno en la zona de compresión del ala de la viga.	70

2.4.2.13. Verificación del aplastamiento del perno y falla por desgarre de la placa extrema y el ala de la columna.....	70
2.4.2.14. Verificación de la acción de esfuerzos combinados de tensión y corte en los pernos pasantes.....	72
2.4.2.15. Diseño final de la conexión precalificada para perfiles de hacer rellenos de hormigón.....	72
3. Modelado y comparación de resultados en ETABS	73
3.1. Definir geometría en planta del edificio.....	73
3.2. Definir materiales y secciones.....	74
3.3. Definir combinaciones de carga.....	76
3.4. Definir espectro de respuesta.....	76
3.5. Modelado de la estructura.....	77
3.6. Ver el periodo de la estructura real en el programa.....	77
3.7. Modos de vibrar.....	78
3.8. Comprobaciones de diseño.....	80
3.9. Comprobación cortante estático con el cortante dinámico.....	82
3.10. Verificación de derivas de piso.....	83
4. Análisis económico con respecto al uso de perfiles metálicos rellenos de hormigón como columnas.....	84
4.1. Comparación D/C de un perfil metálico relleno de hormigón vs uno sin relleno de hormigón.....	84

	11
4.2. Peso de las columnas.....	86
4.3. Precio por columna.....	87
4.4. Relación ahorro vs peso.....	87
Conclusiones	88
Referencias.....	91
ANEXO A: CALCULO DEL CORTANTE VASAL	93
ANEXO B: PLANO ARQUITECTONICO DEL PROYECTO	94
ANEXO C: EDIFICIO EN ELEVACIÓN	95

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1:Factor Fa	18
Tabla 2:Factor Fd	19
Tabla 3:Factor Fs	19
Tabla 4:Factor r	20
Tabla 5:Factor de la relación de la amplificación espectral.....	20
Tabla 6: Coeficientes para el cálculo del periodo de vibración	22
Tabla 7:Estimación de carga muerta edificio tipo vivienda.....	23
Tabla 8: Combinaciones de carga NEC-15.....	24
Tabla 9:Combinación de carga más crítica.....	24
Tabla 10: Datos geométricos de la columna	27
Tabla 11: Propiedades geométricas de la columna	27
Tabla 12: Propiedades de los materiales.....	28
Tabla 13: Limitación de relaciones de ancho - espesor para elementos de compresión para elementos moderadamente dúctiles y altamente dúctiles	31
Tabla 14: Datos geométricos de la viga secundaria.....	38
Tabla 15: Propiedades geométricas de la viga secundaria.....	38
Tabla 16: Datos geométricos para viga principal	48
Tabla 17: Propiedades geométricas de la viga principal.....	49
Tabla 18:Deriva inelástica del edificio en el sentido X y Y	84
Tabla 19: Deriva de piso para un edificio con columnas de acero	84
Tabla 20: Calculo de las fuerzas laterales equivalentes.....	93

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z	17
Figura 2: Clasificación de los perfiles de suelo	18
Figura 3: Espectro de respuesta elástico	21
Figura 4: Espectro de respuesta inelástico	22
Figura 5: Distribución geométrica del edificio	25
Figura 6: Área tributaria de análisis para la columna	25
Figura 7: Representación gráfica de la columna	27
Figura 8: Relación de resistencia de la columna en función de la longitud	34
Figura 9: Representación gráfica del diseño final de la columna	35
Figura 10: Delimitación de longitudes para vigas secundarias	35
Figura 11: Espaciamiento de vigas secundarias	36
Figura 12: Área tributaria para el análisis de la viga secundaria	37
Figura 13: Representación gráfica de la viga secundaria	38
Figura 14: Ilustración de soldadura continua entre patín y alma	40
Figura 15: Pandeo lateral torsional por efecto de cargas	41
Figura 16: Representación gráfica de los apoyos laterales en la viga secundaria	42
Figura 17: Gráfica del momento resistente en función de la distancia de apoyo elegida	44
Figura 18: Delimitación de longitudes para viga principal	46
Figura 19: Representación de las cargas puntuales actuantes sobre la viga principal por acción de las vigas secundarias	47
Figura 20: Representación gráfica de la viga principal	49
Figura 21: Ilustración de viga principal con los apoyos laterales	52

Figura 22: Representación de los momentos probables de las vigas actuando en la columna	57
Figura 23: Representación gráfica de dimensiones para conexión simple	59
Figura 24: Diseño final de la conexión simple	63
Figura 25: Representación gráfica para conexión de perfil metálico relleno de hormigón	66
Figura 26: Diseño final conexión precalificada para perfiles metálicos rellenos de hormigón	73
Figura 27: Vista en planta del edificio en ETABS	73
Figura 28: Definición de materiales en ETABS	74
Figura 29: Definición de sección viga compuesta en ETABS	74
Figura 30: Definición sección viga secundaria en ETABS	75
Figura 31: Definición viga principal en ETABS	75
Figura 32: Definición combinaciones de carga en ETABS	76
Figura 33: Definición espectro de respuesta ETABS	76
Figura 34: Modelado final del edificio en ETABS	77
Figura 35: Periodo fundamental del edificio en ETABS	77
Figura 36: Modo de vibrar 1 del edificio	78
Figura 37: Modo de vibrar 2 del edificio	79
Figura 38: Modo de vibrar 3 del edificio	80
Figura 39: Demanda/Capacidad para vigas secundarias en ETABS	80
Figura 40: Demanda/Capacidad para vigas principales en ETABS	81
Figura 41: Demanda/Capacidad para columnas en ETABS	81
Figura 42: Deriva de piso por acción del sismo en el sentido X	83
Figura 43: Deriva de piso por acción del sismo en el sentido Y	83
Figura 44: Ilustración columna rellena de hormigón	85

Figura 45: Ilustración columna de acero.....	85
Figura 46: Ilustración de las fuerzas laterales equivalentes y el cortante Basal	93
Figura 47: Plano arquitectónico del proyecto	94
Figura 48: Edificio en elevación.....	95

Introducción

Las estructuras metálicas se utilizan para la construcción en diferentes países, esto debido a que ayuda a reducir el tiempo de construcción, además de que el acero tiene varias ventajas por su alta resistencia. El sistema estructural, una de las partes más importantes son las columnas pues va a ser las que soporten a la estructura evitando el colapso. Se desea diseñar una columna compuesta, es decir un perfil relleno de hormigón, para conocer sus propiedades y la resistencia que puede ganarse al añadir hormigón, esto también acompañado con un análisis del peso que puede llegar a disminuirse o aumentarse.

En el siguiente proyecto se pretende recrear un trabajo en la vida profesional de un ingeniero civil, para ello se utilizan conocimientos adquiridos durante la carrera, además de los aprendidos durante el periodo de prácticas pre - profesionales e investigación. El trabajo trata de recrear una situación, en donde un arquitecto tenga ya definido un diseño arquitectónico y necesite la ayuda de un ingeniero para poder diseñar la parte estructural del proyecto, para este caso se va a realizar un diseño en acero. Se realizará un diseño para columnas, vigas y conexiones del edificio, siguiendo lo que nos dice la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-15), el AISC 360-16 y el AISC 341-16, que van a ser los documentos principales en donde nos vamos a basar para el diseño de estructuras en acero sismorresistentes.

Desarrollo

1. Análisis de peligro sísmico

1.1. Zona sísmica y factor Z.

El proyecto es un edificio de viviendas que se va a construir en Quito – Pichincha, la ubicación del proyecto es muy importante para poder Identificar el factor Z, el cual es la representa la aceleración máxima esperada para el sismo de diseño. El factor de zona Z lo podemos encontrar tabulado o en un mapa como se muestra a continuación.

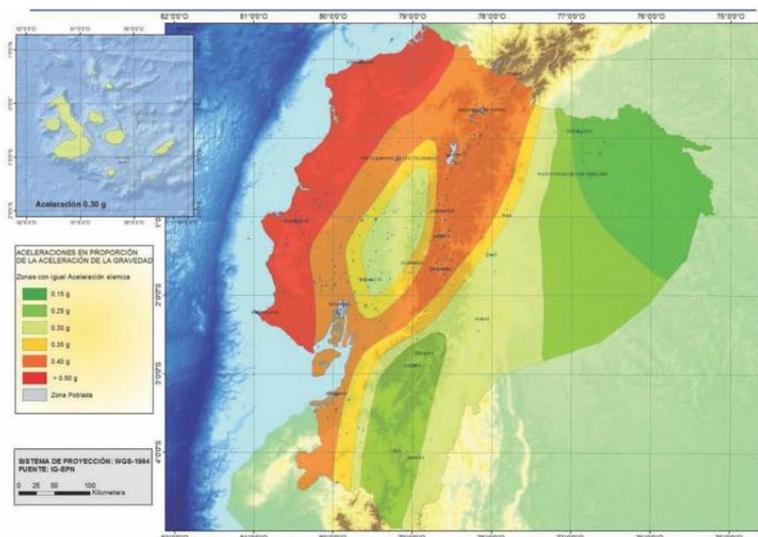


Figura 1: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z

Este mapa zonificado presenta el resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años con un periodo de retorno de 475 años (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014). Con este mapa podemos localizar el lugar donde se va a realizar nuestro proyecto y encontrar el valor de Z, que para este caso el valor de Z va a ser igual a 0.4, porque nos encontramos en Quito-Pichincha.

$$Z = 0.4$$

1.2. Geología local.

1.2.1. Tipos de perfiles de suelo para diseño sísmico

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) se definen 6 tipos de suelo. Para el caso de estudio vamos a tomar los datos de un estudio de mecánica de suelos, el cual nos indica que la velocidad de la onda de corte del suelo es igual a $V_s=350$ m/s y que el número de golpes SPT es 49. Viendo las características de nuestro suelo, vemos que son las características de un suelo tipo D.

D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Figura 2: Clasificación de los perfiles de suelo

1.2.2. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s .

a) F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corte

En la siguiente tabla se muestran los valores del coeficiente F_a , el cual amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleración para diseño en roca, tomando en cuenta efectos en sitio.

Tabla 1: Factor F_a

Tipo de suelo y factores de sitio, F_a							
TIPO DE SUELO	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E		1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85

$$F_a = 1.2$$

- b) F_d : Coeficientes de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño de roca.

Tabla 2: Factor F_d

Tipo de suelo y factores de sitio, F_d							
TIPO DE SUELO	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D		1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

$$F_d = 1.19$$

- c) F_s : Comportamiento no lineal de los suelos.

Tabla 3: Factor F_s

Tipo de suelo y factores de sitio, F_s							
TIPO DE SUELO	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D		1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

$$F_s = 1.28$$

1.3. Componentes horizontales de la carga sísmica.

1.3.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleración

Para poder crear nuestro espectro elástico tal y como nos presenta la NEC-15 y se ve en la siguiente ilustración, nos faltan dos factores más r y η .

1.3.1.1. r : factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

Tabla 4: Factor r

$r = 1$	para todos los suelos con excepción del suelo tipo E
$r = 1.5$	para el suelo tipo E

Para nuestro caso tenemos un suelo tipo D por lo que el valor de r correspondiente es 1.

$$r = 1$$

1.3.1.2. η : valor de la relación de la amplificación espectral

Tabla 5: Factor de la relación de la amplificación espectral

$\eta=1.80$	Para provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
$\eta=2.48$	Para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
$\eta=2.6$	Provincias del Oriente

Para nuestro proyecto vamos a utilizar el valor 2.48, pues nuestro proyecto se encuentra en una provincia de la Sierra.

$$\eta = 2.48$$

Con todos estos valores calcular nuestro espectro de respuesta elástico. El espectro de respuesta se lo obtuvo a partir de un programa de Excel hecho durante el proceso de diseño.

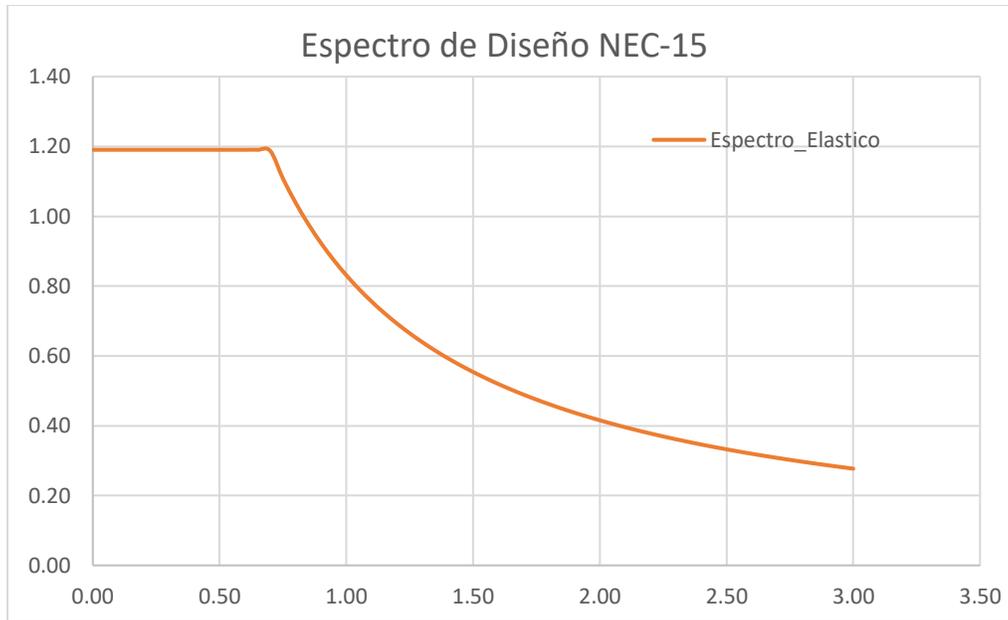


Figura 3: Espectro de respuesta elástico

1.4. Espectro de respuesta inelástico.

1.4.1. Factor de resistencia sísmica R

El factor R se lo va a tomar de acuerdo con el sistema estructural que se elija, para este caso se va a elegir un pórtico especial sismo resistente de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado.

$$R = 8$$

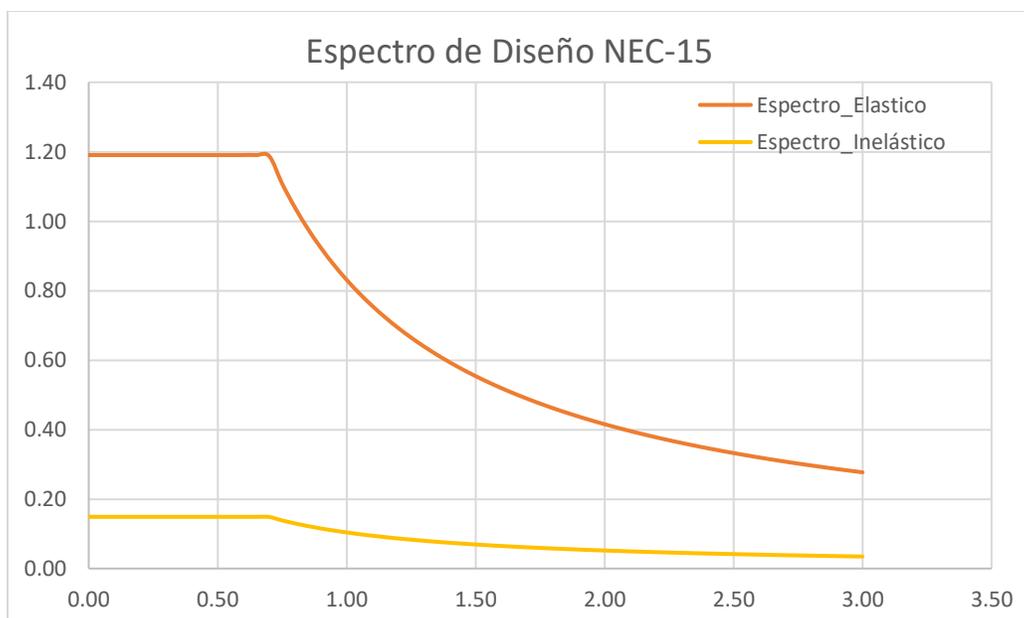


Figura 4: Espectro de respuesta inelástico

1.5. Periodo de vibración.

Para poder hacer una primera estimación del periodo de vibración de nuestra estructura la NEC-15 nos presenta la siguiente formula.

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

T = Periodo de vibración

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificación

h_n = Altura máxima de la edificación medida desde la base de la estructura (m)

Tabla 6: Coeficientes para el cálculo del periodo de vibración

Tipo de estructura	C _t	α
Estructura de acero		
Sin arriostramiento	0.072	0.8
Con arriostramiento	0.073	0.75

$$T = 0.072 * 18(m)^{0.8} = 0.73$$

Con esta primera estimación vemos en que rango va a estar nuestro periodo de vibración real de la estructura. Ahora para poder obtener el periodo real de la estructura y ver que tan bien se logró la estimación debemos modelarlo en un programa de diseño estructural, ya sea en SAP 2000 o en ETABS, para este caso usaremos el programa ETABS.

2. Diseño de elementos estructurales

2.1. Estimación de cargas de servicio y cargas vivas.

2.1.1. Carga muerta

Tabla 7: Estimación de carga muerta edificio tipo vivienda

Estimación de carga muerta total en un edificio de vivienda		
Estimación peso de losa (tableta de hormigón)	240	kg/m ²
Estimación peso de vigas	10	kg/m ²
Porcelanato (recubrimiento)	40	kg/m ²
Instalaciones eléctricas, sanitarias y gypsun	30	kg/m ²
Paredes para vivienda	180	kg/m ²
Total	500	kg/m²

$$C_m = 500 \frac{kg}{m^2} = 0.5 \frac{tonf}{m^2}$$

2.1.2. Carga viva

Para carga viva en un edificio de vivienda la NEC-15 nos da un valor de 200 kg/m²

$$C_v = 200 \frac{kg}{m^2} = 0.2 \frac{tonf}{m^2}$$

2.1.3. Combinaciones de carga propuestas en la NEC-15

Con las siguientes combinaciones de cargas calculamos la carga actuante sobre nuestro edificio con las cargas mayoradas, debemos hacer el análisis para los casos y escoger el más crítico, es decir el mayor valor de las cargas, pues es el valor más alto al que puede estar expuesta nuestra estructura.

Tabla 8: Combinaciones de carga NEC-15

Combinaciones de Carga							
NEC-15	C1	C2	C3	C4	C5	C6	Unid
	1.4D	1,2D+1,6L	0.9D+1SISX	0.9D+SISY	1.2D+1L+1SISX	1.2D+1L+1SISY	
M	10.0	12.2	10.3	7.6	9.0	11.53	tonf*m
P	173.0	220.2	114.0	114.4	196.5	193.06	tonf
V	10.5	13.6	7.6	6.8	13.2	11.17	tonf

Tabla 9: Combinación de carga más crítica

Valores máximos		
Mu	12.2	Kg*cm
Pu	220.2	Kg
Vu	13.6	Kg
1,2D+1,6L		

2.2. Diseño de columnas rellenas de hormigón.

Para este trabajo se va a utilizar una sección compuesta, esto quiere decir que aparte del material principal que va a ser el acero y utilizaremos hormigón para rellenar las columnas. Pero también para poder hacer el pre - dimensionamiento correcto debemos conocer las medidas arquitectónicas, a continuación, se presenta un modelo simplificado del edificio a analizarse.

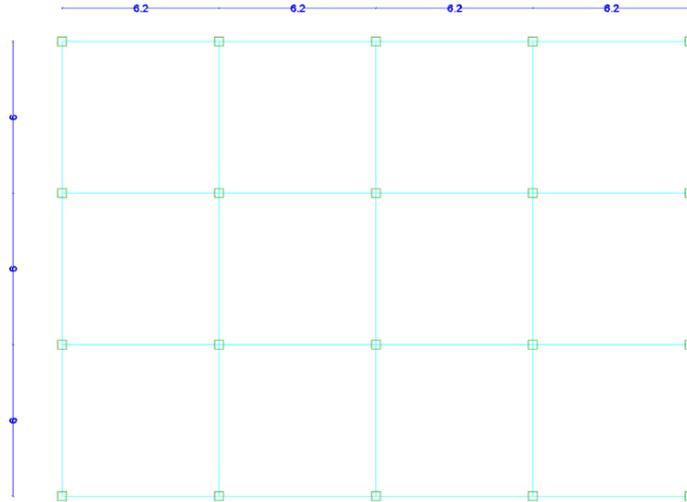


Figura 5: Distribución geométrica del edificio

En el esquema podemos ver el edificio en planta sin los detalles arquitectónicos que no interfieren en el comportamiento estructural, para poder hacer un pre – dimensionamiento de las columnas debemos seleccionar una columna para hacer el análisis, se selecciona una columna interior pues estas van a estar expuestas a una mayor carga en comparación que de las columnas de borde. Y sacar el área tributaria de misma, esta viene a ser el área en donde van a tener influencia las cargas calculadas previamente.

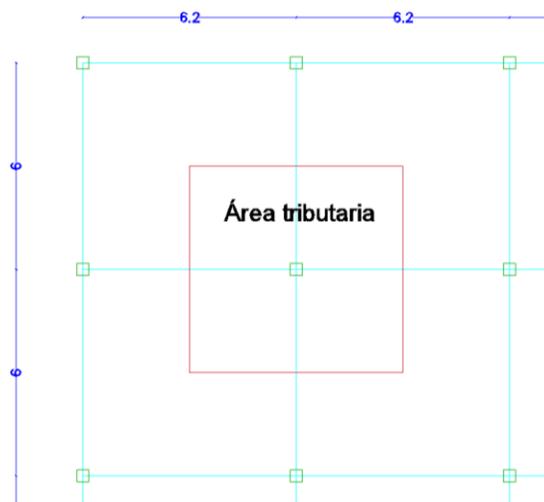


Figura 6: Área tributaria de análisis para la columna

El área tributaria la vamos a calcular de acuerdo con la geometría que nos presenta el plano. De acuerdo con el plano tenemos una estructura rectangular, por lo que en este caso el área tributaria, vamos a obtenerla sacando el área del rectángulo que se forma en nuestra columna.

$$At = \left(\frac{L1}{2} + \frac{L2}{2}\right) * \left(\frac{L3}{2} + \frac{L4}{2}\right)$$

$$At = \left(\frac{6.2}{2} + \frac{6.2}{2}\right) * \left(\frac{6}{2} + \frac{6}{2}\right) = 37.2m^2$$

Con el área tributaria podemos calcular la carga puntual actuante en nuestra columna, para ellos usaremos la siguiente formula. Donde todas las variables las calculamos previamente. En la formula tenemos #P, que representa al número de pisos, esto nos hará dimensionar nuestra columna para la situación más crítica, donde la columna no solo soporta la carga de su piso, sino que también la de los pisos superiores. Para nuestro caso, tenemos un edificio de 6 pisos.

$$Pu = \frac{Cu * At * \#P}{0.85}$$

$$Pu = \frac{0.92(tonf/m) * 37.2(m^2) * 6}{0.85} = 241.58 tonf$$

Sabiendo la carga que está actuando ya podemos estimar las dimensiones de las columnas que soportaran la carga actuante P_u , este es un proceso iterativo, en el cual tendremos que encontrara una sección que se acople a las necesidades de nuestro diseño y que además cumplan con algunas condiciones que nos pone el AISC 341-10. Para este caso se realizaron varias iteraciones, por lo que el cálculo se lo realizara con la sección del diseño final.

2.2.1. Dimensiones y propiedades geométricas de la columna

Tabla 10: Datos geométricos de la columna

Datos de columna		
b	35	cm
h	35	cm
e	1.0	cm
k	1	

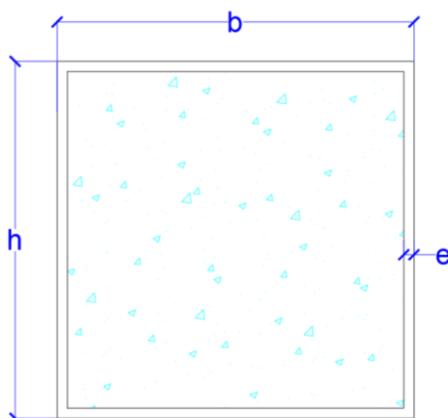


Figura 7: Representación gráfica de la columna

Tabla 11: Propiedades geométricas de la columna

Propiedades geométricas de la columna		
As	136.00	cm ²
Ac	1089.00	cm ²
Peso	106.76	kg/m
Ix	26225.33	cm ⁴
Iy	26225.33	cm ⁴
Sx	1498.59	cm ³
Sy	1498.59	cm ³
Zx	1734.50	cm ³
Zy	1734.50	cm ³
rx	13.89	cm
ry	13.89	cm

2.2.2. Resistencia de los materiales

Tabla 12: Propiedades de los materiales

Propiedades de materiales		
A	36	ksi
f ^c	210	kg/cm ²
f _y	2530	kg/cm ²
E _c	182591	kg/cm ²
E _s	2100000	kg/cm ²
F _u	3795	kg/cm ²

Se utilizará un acero A36 para la sección de la columna, vigas secundarias, vigas principales y conexiones, con un esfuerzo límite a la fluencia (F_y) de 2530 kg/cm² y un módulo de elasticidad (E_c) 182591 kg/cm². Además, se utiliza un hormigón con una resistencia (f^c) 210 kg/cm² y un módulo elasticidad (E_s) 2100000 kg/cm². Estas son las resistencias de los materiales a utilizarse, pero se va a utilizar columnas compuestas se debe calcular un nuevo esfuerzo límite de fluencia (F_{ym}) y un nuevo módulo de elasticidad (E_m), los cuales van a combinar las propiedades de estos dos materiales y de esta manera conseguiremos que al momento que las columnas reciban carga, tanto el hormigón, como el acero trabajen como un solo elemento (American Institute for Structural Steel Buildings, 2010).

2.2.3. Condiciones para rellenar una columna de acero con hormigón

- Que el área de acero sea por lo menos el 1% del área neta.

$$A_s \geq 1\%$$

$$\frac{A_s}{A_n} \geq 1\%$$

$$\frac{136\text{cm}^2}{(35 * 35)\text{cm}^2} \geq 1\%$$

$$11.1\% \geq 1\%$$

El área de acero es mayor al 1% del área neta por lo que se cumple con la primera condición (Delgado Rojas, Garza Vasquez, & Cruz Hernández, 2017).

- Que el $f'c$ sea por lo menos 210 kg/cm²

$$f'_{\text{cutilizado}} = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se utiliza un hormigón con una resistencia igual a 210 kg/cm² por lo que cumplimos con la segunda condición (Carrasco, Herrera, Beltrán, & Massone, 2010)

- Que el espesor mínimo sea igual al siguiente.

$$e_{\text{min}} = b * \sqrt{\frac{F_y}{3 * E_s}}$$

$$e_{\text{min}} = 35\text{cm} * \sqrt{\frac{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3 * 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 0.8 \text{ cm}$$

Calculando el espesor mínimo que debe tener nuestra columna nos da que es igual a 0.8cm y el elegido para nuestro diseño de columna es 1 cm. Cumplimos con la tercera condición (American Institute of Steel Construction, 2010).

$$e_{\text{col}} > e_{\text{min}}$$

$$1\text{cm} > 0.8\text{cm}$$

Una vez que se cumplen estas tres condiciones se puede empezar a comprobar diferentes parámetros de diseño de la columna.

2.2.4. Calculo del F_y y E modificado para columnas de acero rellenas de hormigón.

Si la sección elegida cumple las tres condiciones establecidas en la parte 2.2.3, se puede ya calcular un esfuerzo límite de fluencia (F_y) modificado y un módulo de elasticidad (E_m) que van a ser los nuestros nuevos valores para diseño de la columna.

- Esfuerzo límite de fluencia F_{ym}

$$F_{ym} = F_y + 0.85 * f'_c * \frac{A_c}{A_s}$$

$$F_{ym} = 2530 \frac{kg}{cm^2} + 0.85 * 210 \frac{kg}{cm^2} * \frac{1089cm^2}{136cm^2} = 3959 \frac{kg}{cm^2}$$

- Módulo de elasticidad modificado para columnas de acero rellenas de hormigón.

$$E_m = E_s + 0.4 * E_c * \frac{A_c}{A_s}$$

$$E_m = 2100000 \frac{kg}{cm^2} + 0.4 * 182591 \frac{kg}{cm^2} * \frac{1089cm^2}{136cm^2} = 2684829 \frac{kg}{cm^2}$$

2.2.5. Comprobación de la compacidad de la sección columna elegida

Para lograr tener eficiencia en nuestros elementos, estos deben por lo menos cumplir la característica de ser compactos, esto es más importante en zonas sísmicas e incluso para zonas sísmicas se necesita de electos sísmicos, dependiendo mucho de la conexión que se utilice.

Los parámetros que nos pide el AISC 341 para ver si nuestra columna es una sección sísmica o compacta son los siguientes (American Institute of Steel Construction, 2010)

Tabla 13: Limitación de relaciones de ancho - espesor para elementos de compresión para elementos moderadamente dúctiles y altamente dúctiles

Walls of rectangular filled composite members	b/t	$1.4\sqrt{E/F_y}$	$2.26\sqrt{E/F_y}$	
---	-------	-------------------	--------------------	---

Fuente: American Institute of Steel Construction. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Illinois: AISC. Recuperado el 26 de Noviembre de 2021

$$\frac{b}{t} = \frac{35}{1} = 35$$

$$1.4 * \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 1.4 * \sqrt{\frac{2100000 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}} = 40.34$$

$$2.26 * \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 2.26 * \sqrt{\frac{2100000 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}} = 65.11$$

$$SISM = \frac{b}{t} < 1.4 * \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 35 < 40.34$$

Calculando la relación b/t obtenemos que es menor al parámetro de miembros de alta ductilidad (Sísmico), por lo que podemos decir que nuestra columna es sísmica.

2.2.6. Cálculos de resistencia de la columna

El AISC 341 nos dice que analicemos el pandeo lateral para miembros en compresión sin elementos esbeltos. Para saber si existe pandeo lateral de nuestra sección debemos calcular el esfuerzo nominal a compresión que va a estar expresado por la siguiente ecuación.

$$P_n = 0.9 * F_{cr} * A_g$$

Donde:

F_{cr} = Esfuerzo crítico

A_g = Área bruta del elemento a compresión

El AISC nos permite utilizar un F_y y E combinado entre el acero y el hormigón, por lo que se debe utilizar el F_{ym} y E_m calculados en la parte 2.2.4, para nuestro calculo estructural pues ahora la sección de acero va a trabajar conjunto a la sección de hormigón

$$a) \frac{L_c}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_{ym}}{F_e}\right) * F_{ym}$$

$$b) \frac{L_c}{r} > 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = 0.877 * F_e$$

$$L_c = k * L$$

Donde:

k=factor de longitud efectiva

L=longitud lateralmente no arriostrada del elemento

r=radio de giro

$$L_c = 1 * 3 = 3 \text{ m} \equiv 300 \text{ cm}$$

Comprobación L_c/r , debemos tener en cuenta que el radio de giro se calcula tanto para x como para y, pero al ser una sección cuadrada este valor va a ser igual para los dos casos y por lo tanto solo se calcula una relación.

$$\frac{L_c}{r} = \frac{300 \text{ cm}}{13.89 \text{ cm}} = 21.6$$

$$4.71 * \sqrt{\frac{Em}{F_{ym}}} = 4.71 * \sqrt{\frac{2684829 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3959 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 122.65$$

$$\frac{L_c}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{Em}{F_{ym}}}$$

$$21.6 \leq 122.65$$

El F_{cr} se tiene que calcular con la opción a)

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_{ym}}{F_e}\right) * F_{ym}$$

$F_e =$ tensión de pandeo elástica determinada

$$F_e = \frac{\pi^2 * Em}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2684829 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{(21.6)^2} = 56775 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{3959}{56775} \right) * 3959 \frac{kg}{cm^2} = 3845 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo nominal a compresión:

$$(19) P_n = 0.9 * 3845 \frac{kg}{cm^2} * 136 cm^2 = 470628 kg \equiv 470.66 (tonf)$$

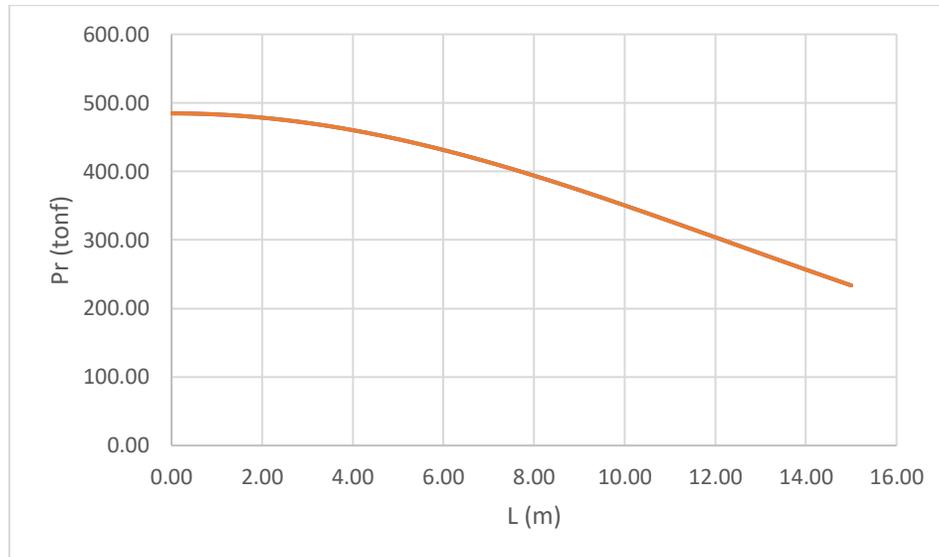


Figura 8: Relación de resistencia de la columna en función de la longitud

Como vemos en la gráfica el esfuerzo nominal a compresión de nuestra viga va a depender de la longitud de este, pues en función que va aumentando la altura va a ir disminuyendo el esfuerzo nominal a compresión de la sección.

Para saber que cumplimos la demanda podemos sacar la relación de demanda/capacidad.

$$\frac{D}{C} = \frac{Pu}{Pr} = \frac{241.58 tonf}{470.66 tonf} = 0.51$$

2.2.7. Diseño final columna rellena de hormigón.

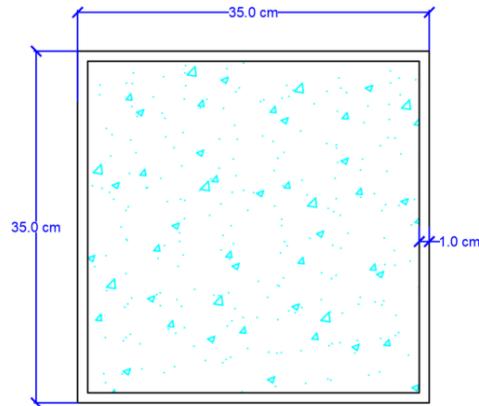


Figura 9: Representación gráfica del diseño final de la columna

2.3. Diseño de vigas.

2.3.1. Diseño de vigas secundarias

Para las vigas secundarias, de igual manera se realizaron varias iteraciones hasta llegar al diseño definitivo, por lo que para las comprobaciones se utilizara la sección del diseño final.

Para la viga secundaria se van a utilizar la siguiente zona de análisis:

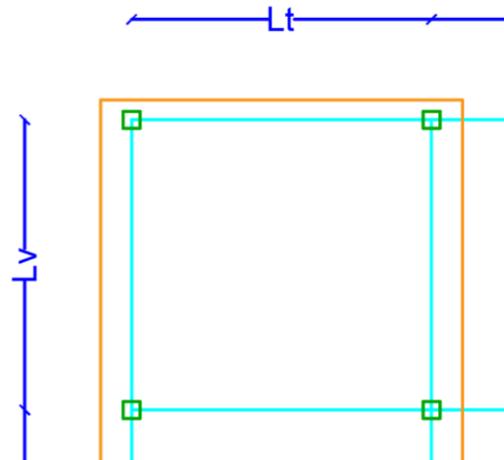


Figura 10: Delimitación de longitudes para vigas secundarias

Donde:

L_v = Longitud de viga secundaria

L_t = Longitud de viga principal

Para elegir la dirección de las vigas secundarias, se utilizó el criterio del lado más corto, que en este caso el lado de arriba es 6.2 m y el de los lados es 6 m, por lo que las vigas secundarias irán a lo largo del lado que mide 6 m (Alvear & Ruales, 2014).

De igual manera para saber el número de vigas que debemos colocar se deben tomar varios factores al momento de diseño, ya sea el factor económico, en el cual se encuentra implicado el uso de una grúa si el peso de las vigas no puede ser soportado por un obrero o el alquiler de maquinaria. Sin embargo, se puede elegir el número de vigas que el diseñador quiera, siempre con un análisis previo. Para este caso de estudio se elegirán 5 vigas secundarias, espaciadas cada 1.55 m, como se muestra en la siguiente ilustración.

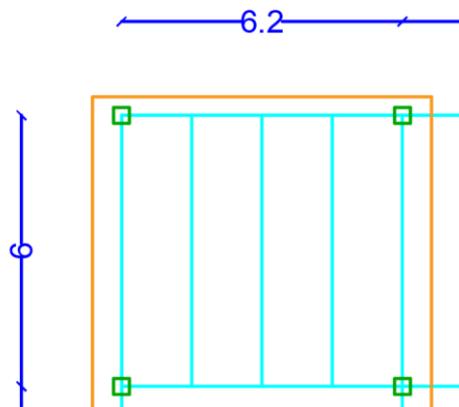


Figura 11: Espaciamiento de vigas secundarias

Se analizará una sola viga, pues las demás tienen las mismas características. Lo primero es ver la carga que se encuentra aplicada en esa zona. Para ello debemos ver el ancho tributario en donde tienen incidencia las cargas.

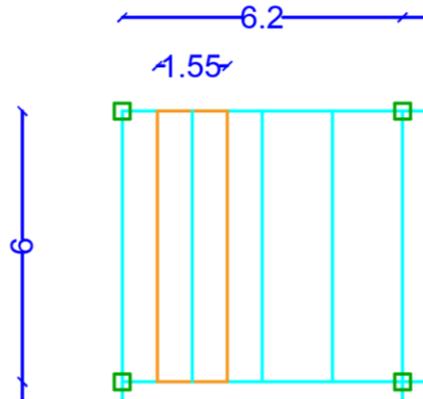


Figura 12: Área tributaria para el análisis de la viga secundaria

$$W = At * Lv * Cu$$

Donde:

At = ancho tributario

Lv= longitud viga secundaria

Cu= carga ultima mayorada

$$W = 1.55m * 6m * 0.92 \frac{tonf}{m^2} = 8.69tonf$$

$$Wr = \frac{W}{Lv} = \frac{8.69 tonf}{1.55 m} = 1.45 \frac{tonf}{m}$$

Las vigas secundarias transmiten su carga a las vigas principales, la conexión que se debe colocar entre viga secundaria y principal debe ser una conexión simple, para que de esta forma transmita el menor momento posible. Por lo que la viga principal trabaja como una viga simplemente apoyada, por lo que la viga por si sola debe aguantar un momento igual a:

$$Mu = \frac{Wr * Lv^2}{8} = \frac{1.45 \frac{tonf}{m} * (6m)^2}{8} = 6.52tonf * m$$

Este es el momento que debe resistir la viga, para ello debemos ver una viga que cumpla con esa demanda.

2.3.1.1. Dimensiones y propiedades geométricas de la viga secundaria elegidas.

Tabla 14: Datos geométricos de la viga secundaria

Datos de viga		
bf	13	cm
tf	0.6	cm
h	30	cm
tw	0.3	cm
Cb	1.00	

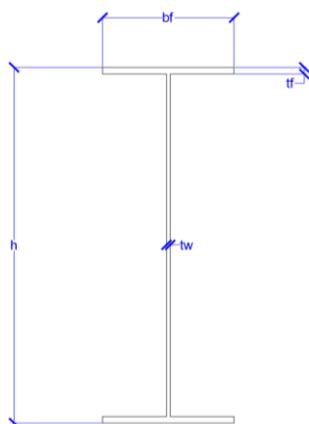


Figura 13: Representación gráfica de la viga secundaria

Tabla 15: Propiedades geométricas de la viga secundaria

Propiedades Geométricas		
As	24.24	cm ²
Peso	19.03	kg/m
Ix	3968.67	cm ⁴
Iy	219.76	cm ⁴
Sx	264.58	cm ³
Sy	33.81	cm ³
Zx	291.53	cm ³
Zy	51.35	cm ³
rx	12.80	cm

ry	3.01	cm
----	------	----

Para que la viga pueda alcanzar su máxima capacidad la tenemos que plastificar, pero para ello la viga tiene que cumplir con tres condiciones:

- Que el alma y los patines de la viga sean por lo menos compactos

Eso se va a comprobar con la sección de viga elegida:

- Para el patín

$$\frac{bf}{2tf} < 0.3 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \text{ Sismica}$$

$$\frac{bf}{2tf} < 0.38 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \text{ Compacta}$$

$$\frac{bf}{2tf} = 10.83$$

$$0.3 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 8.64$$

$$0.38 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 10.95$$

$10.83 < 10.95$ el patín es compacto

- Para el alma

$$\frac{h}{tw} < 2.45 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \text{ Sismica}$$

$$\frac{h}{tw} < 3.76 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \text{ Compacta}$$

$$\frac{h}{tw} = 100$$

$$2.45 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 70.59$$

$$3.76 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 108.33$$

$100 < 108.33$ el alma es compacta

Si tanto el alma, como el patín de la viga son compactos se considera que es una viga compacta por lo que el primer parámetro para plastificar nuestra viga cumple.

- La soldadura entre el patín y el alma tiene que ser continua para que la viga pueda desarrollar su momento plástico.

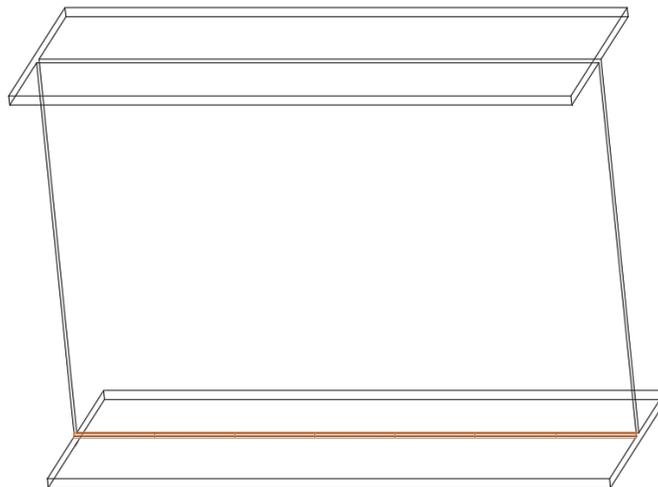


Figura 14: Ilustración de soldadura continua entre patín y alma

Esto no requiere de un cálculo, pero si de una supervisión al momento de elegir el proveedor o el cómo se va a construir la viga pues la soldadura del alma al patín tiene que ser continua para que pueda desarrollar su momento plástico.

- La viga tiene que estar lateralmente apoyada

Esta es una condición muy importante, pues en las vigas simplemente apoyadas cuando se les aplica una carga, la viga en la parte que esta comprimida tiende a tener un pandeo lateral torsional. Para ello el AISC 360-16 nos indica una fórmula para calcular la distancia que la viga tiene que estar apoyada en su parte superior.

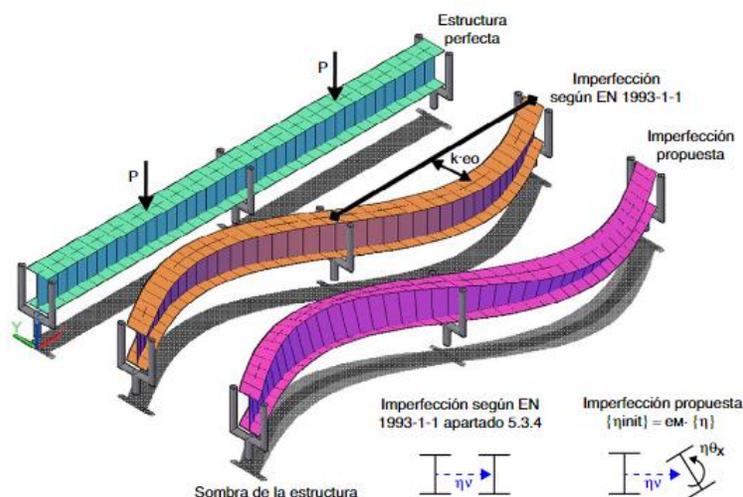


Figura 15: Pandeo lateral torsional por efecto de cargas

Fuente: Arienza, J., & Aguero, A. (2015). Diseño de estructuras metálicas esbeltas susceptibles de pandear. Definición de la imperfección geométrica. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 6. Recuperado el 17 de Noviembre de 2020

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

$$L_p = 153 \text{ cm}$$

Esta es la distancia a la que necesita apoyo la viga, podemos ir viendo en cuantas partes le dividimos la viga para ver la distancia que cumpla y va a ser nuestra distancia de separación entre apoyos laterales, si bien esta distancia puede cumplir para la viga secundaria, se necesita hacer el análisis si esta distribución ayuda como apoyo para las vigas principales, tal y como se verá en la sección 2.3.2.2.

$$L_b = \frac{6 \text{ m}}{5} = 1.2 \text{ m} \equiv 120 \text{ cm}$$

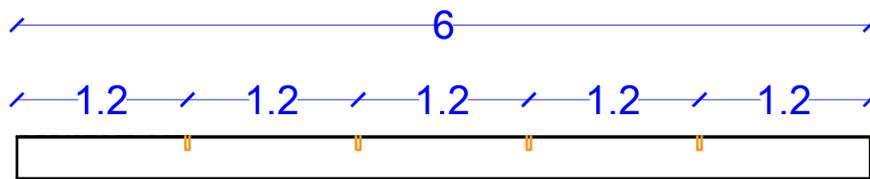


Figura 16: Representación gráfica de los apoyos laterales en la viga secundaria

De esta forma logramos que nuestra viga se apoye lateralmente a la longitud que necesita, evitando el pandeo lateral torsional. Siendo:

$$L_b \leq L_p$$

Dado que cumplen las tres condiciones podemos asumir que plastificamos nuestra viga y que esta puede llegar a su capacidad M_r , la cual vamos a calcular con la siguiente formula:

$$M_r = M_p = 0.9 * F_y * Z_x$$

$$M_n = M_p = 0.9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 291.53 \text{ cm}^3 = 663774 \text{ kgf} * \text{cm} \equiv 6.64 \text{ tonf} * \text{m}$$

Estas condiciones no siempre pueden darse y existe la posibilidad de que L_p sea mayor que L_b , ya sea por decisiones arquitectónicas o cualquier situación que se presente. Pero lo importante es saber que el comportamiento de la viga va a cambiar si este es el caso el AISC 360-10 propone el

cálculo de un nuevo momento resistente, considerando la nueva longitud que se encuentra apoyada la viga Lb.

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{Es}{0.7Fy} * \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7Fy}{E}\right)^2}}$$

Donde:

$$(36)r_{ts} = \frac{I_y h_o}{2S_x} = \frac{3968.67 \text{ cm}^4 * 29.4 \text{ cm}}{2 * 264.58 \text{ cm}^3} = 3.49 \text{ cm}^2$$

$$J = \frac{2 * bf * tf^3}{3} + \frac{h * tw^3}{3} = \frac{2 * 13 * 0.6^3}{3} + \frac{30 * 0.3^3}{3} = 2.14 \text{ cm}^4$$

$$h_o = h - tf = 30 \text{ cm} - 0.6 \text{ cm} = 29.4 \text{ cm}$$

$c = 1$ para vigas simetricas

$$L_r = 1.95 * 3.49 * \frac{2100000}{0.7 * 2530} * \sqrt{\frac{2.14 * 1}{264.58 * 29.4} + \sqrt{\left(\frac{2.17 * 1}{264.58 * 29.4}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 2530}{2100000}\right)^2}}$$

$$= 403 \text{ cm}$$

En a esta distancia la viga se empieza a comportar de manera inelástica y tiene una resistencia diferente, el AISC 360-10 la calcula con la siguiente ecuación:

$$M_n = C_b * \left[M_p - (M_p - 0.75 * F_y * S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

En el caso de que nuestra longitud para colocar los apoyos L_b sea mayor que L_r , el AISC 360-10 también nos propone como calcular el momento resistente M_n para este caso.

$$L_b > L_r$$

$$M_n = F_{cr} * S_x$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E_s}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Estas dos condiciones se dan cuando nuestra distancia de apoyo elegida es menor a la distancia requerida, por lo que la viga ya entra en un rango inelástico y tiene el siguiente comportamiento.

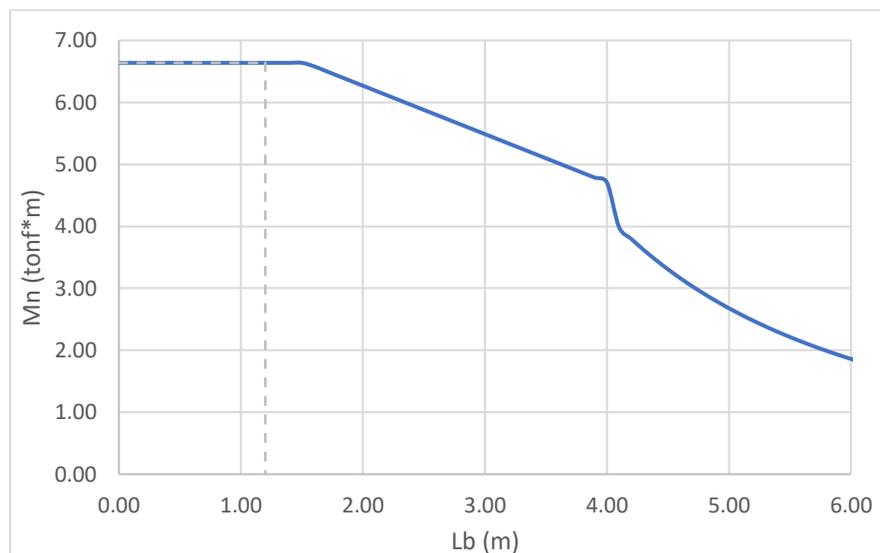


Figura 17: Grafica del momento resistente en función de la distancia de apoyo elegida

La viga diseñada cumple con la demanda, pero no sabemos si se va a deformar excesivamente. Sin embargo, se debe analizar que la viga cumpla con la deflexión máxima permitida (Angulo, 2010).

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5 * w * L^4}{384 * E * I}$$

$$I_{min} = \frac{25 * w * L^3}{8 * E}$$

$$I_{min} = \frac{25 * (0.5 + 0.2) \frac{tonf}{m^2} * 6 m^3}{8 * 2100000 \frac{kgf}{cm^2}} = 3488 cm^4$$

Esta es la inercia mínima que debe tener para evitar la deflexión máxima. La inercia de nuestra viga seleccionada es igual a 3968.67 cm⁴. Como vemos nuestra sección es mayor a la mínima por lo que no tendremos problemas de deflexión, por lo que nuestra viga secundaria se encontrará diseñada.

Para ver que tan eficiente y si cumplimos con la demanda debemos calcular la demanda capacidad de nuestra viga secundaria.

$$\frac{D}{C} = \frac{M_u}{M_r} = \frac{6.52 tonf * m}{6.64 tonf * m} = 0.98$$

2.3.2. Diseño de vigas principales

Al igual que las vigas secundarias, se utilizará la iteración final que cumplió con todos los parámetros de diseño.

Para el diseño de la viga principal vamos a analizar la siguiente zona de nuestro edificio:

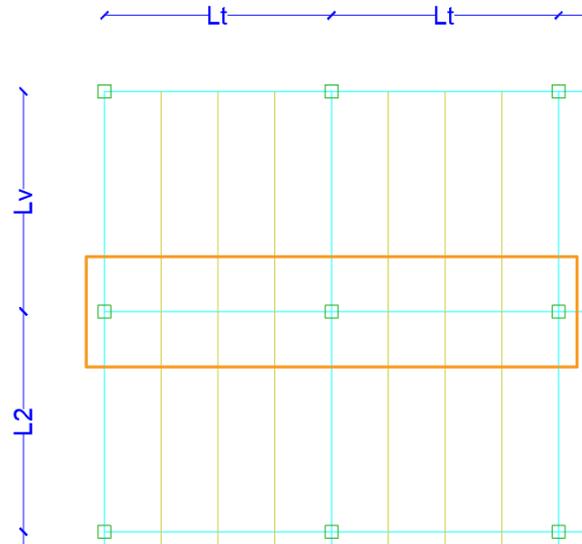


Figura 18: Delimitación de longitudes para viga principal

En donde:

L_t = Longitud de la viga principal

L_v = Longitud de la viga secundaria

L_2 = Longitud de viga secundaria si la viga principal si se encuentra entre dos luces

Para la viga principal de debe analizar las cargas que llegar por efecto de las vigas secundarias. Las vigas secundarias solo van a transmitir cortante, pues como se había duchi se va a elegir una conexión simple para las vigas secundarias, por lo que debemos calcular la carga que llega a la viga.

$$W = 1.55m * 6m * 0.92 \frac{tonf}{m^2} = 8.69tonf$$

La carga W es la que llega al centro de la viga, por lo que esa carga se distribuirá para las dos vigas principales que se encuentren entre la viga secundaria.

$$W_{evs} = \frac{8.69 \text{ tonf}}{2} = 4.347 \text{ tonf}$$

Se debe tener en cuenta que llega la carga de los dos lados, en este caso son simétricos por lo que la carga W_{evs} sería 4.35 tonf para cada uno de los lados de la viga secundaria por lo que la carga total efecto de las vigas secundaria sería igual a:

$$P_i = 4.35 * 2 = 8.69 \text{ tonf}$$

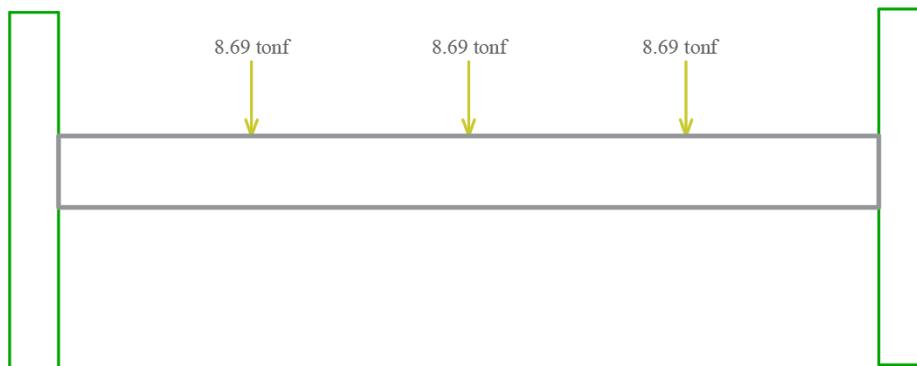


Figura 19: Representación de las cargas puntuales actuantes sobre la viga principal por acción de las vigas secundarias

Para poder calcular el momento actuante debido a las cargas puntuales mostrados en la figura 18, se debe elegir el tipo de conexiones que vamos a utilizar en la viga secundaria, para este caso se va a utilizar una conexión precalificada para columnas rellenas de hormigón, en este caso va a ser una conexión a momento, sin embargo, la NEC nos propone dos tipos de estructura:

- Tipo 1: todos sus pórticos, tanto interiores como exteriores, son diseñados como pórticos especiales a momento.
- Tipo 2: Solamente sus pórticos perimetrales se diseñan como pórticos especiales a momento.

Para el caso de estudio vamos a seleccionar la estructura tipo 1, por lo que nuestra estructura se va a encontrar empotrada, por lo que debemos calcular el momento producido por las cargas puntuales cuando se encuentra empotrada. Para una viga empotrada con tres cargas puntuales, se puede calcular de muchas maneras, pero se optó por elegir un método detallado en el libro (Guldan, 1956).

$$M_3 = \frac{5 * P_i * L_t}{16}$$

$$M_3 = \frac{5 * 8.69 \text{ tonf} * 6.2 \text{ m}}{16} = 16.84 \text{ tonf} * \text{m}$$

Este va a ser el momento que debe resistir la viga, por lo que debemos diseñar la viga para ese momento.

$$M_u = 16.84 \text{ tonf} * \text{m}$$

2.3.2.1. Dimensiones y propiedades geométricas de la viga principal elegida

Tabla 16: Datos geométricos para viga principal

Datos de viga		
bf	16	cm
tf	0.8	cm
h	51	cm
tw	0.6	cm

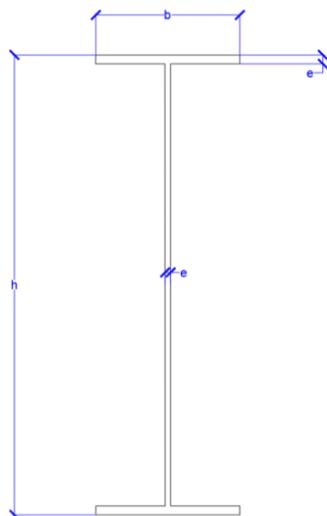


Figura 20: Representación gráfica de la viga principal

Tabla 17: Propiedades geométricas de la viga principal

Propiedades Geométricas		
As	55.24	cm ²
Peso	43.36	kg/m
Ix	22157.3	cm ⁴
Iy	547.02	cm ⁴
Sx	868.91	cm ³
Sy	68.38	cm ³
Zx	1008.61	cm ³
Zy	106.85	cm ³
rx	20.03	cm
ry	3.15	cm

2.3.2.2. Diseño de la viga a momento

Para calcular el momento resistente de la viga utilizamos la siguiente ecuación:

$$(33) M_r = 0.9 * F_y * Z_x$$

$$M_r = 0.9 * 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 1008.61 \text{ cm}^3 = 2296493 \text{ kgf} * \text{cm} \equiv 22.96 \text{ tonf} * \text{m}$$

Analizar la demanda/capacidad de la viga nos ayudara a ver si el dimensionamiento estuvo acertado o debemos seguir iterando.

$$\frac{D}{C} = \frac{16.84}{22.96} = 0.73$$

Este valor lo que nos dice es que nuestra viga está trabajando a un 73% lo cual es hecho intencionalmente pues en la práctica y en la teoría, se espera que al momento que llegue un sismo la viga tiene que soportar esa carga, por lo que se deja un saldo para el sismo, típicamente en nuestro medio va entre un 30 a 25%. De igual manera si asumimos ya una carga equivalente al sismo en el proceso de diseño, estaríamos ya incluyendo los posibles efectos del sismo ya en las cargas gravitatorias, pero no deja de ser una estimación, en este caso tendríamos que diseñar para la D/C máxima pues ya estamos contando los efectos del sismo. (Tapia, 2021).

Al igual que la viga secundaria queremos que llegue a toda su capacidad, esto lo logramos plastificando la viga por lo que debemos cumplir estas tres condiciones:

- Que el alma y el patín sean por lo menos compactos
- Para el patín

$$\frac{bf}{2tf} < 0.3 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \text{ Sismica}$$

$$\frac{bf}{2tf} < 0.38 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \text{ Compacta}$$

$$\frac{bf}{2tf} = 10$$

$$0.3 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 8.64$$

$$0.38 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 10.95$$

$10 < 10.95$ el patín es compacto

- Para el alma

$$\frac{h}{tw} < 2.45 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \text{ Sismica}$$

$$\frac{h}{tw} < 3.76 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \text{ Compacta}$$

$$\frac{h}{tw} = 85$$

$$2.45 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 70.59$$

$$3.76 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 108.33$$

$85 < 108.33$ el alma es compacta

- La soldadura entre el patín y el alma tiene que ser continua para que la viga pueda desarrollar su momento plástico.
- La viga tiene que estar apoyada

Para nuestra viga principal, las vigas secundarias van a funcionar como apoyos, pero debemos verificar si las vigas secundarias están apoyadas a la longitud mínima que la viga principal necesita apoyo.

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

$$L_p = 1.76 * 3.15 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 160 \text{ cm}$$

Las vigas deben estar apoyadas a máximo 1.6 m para que se pueda considerar que la viga principal está apoyada, las vigas secundarias se encuentran a 1.2 m por lo que se encuentra en el rango y se considera que la viga principal esta lateralmente apoyada.

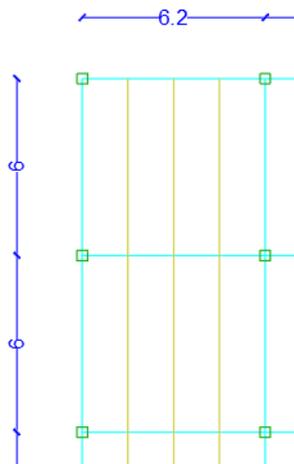


Figura 21: Ilustración de viga principal con los apoyos laterales

2.3.2.3. Verificación de la viga a corte

En una viga tipo I los patines son los que soportan el momento, la encargada de soportar el cortante es el alma de la viga. Tenemos que tener en cuenta que la viga al estar soldada continuamente va

a impedir que se pandee hacia arriba, por lo que va a comprimir al alma y provocar un pandeo local, por lo que tenemos que comprobar que nuestra alma soporte a corte.

El cortante más crítico para nuestra viga se va a encontrar en los extremos por lo que debemos calcular el cortante en esa zona. Se calculará el cortante por acción de las cargas gravitacionales:

$$Vg = \frac{n * Pi}{2} = \frac{3 * 8.69 \text{ tonf}}{2} = 13.04 \text{ tonf}$$

También tenemos que tener en cuenta que la viga va a querer girar efecto del momento, por lo que una cortante por acción del momento va a querer impedir esa acción y se calcula con la siguiente ecuación:

$$Vm = \frac{2 * Mpr}{Lv}$$

Donde:

Mpr = Momento probable a la que la viga se rompera

Lv = Distancia entre rotulas plasticas

$$Lv = Lt - bcol - 2 * Sh$$

Para calcular el momento probable utilizamos la siguiente formula:

$$Mpv = 1.1 * Ry * Zx * Fy + Vg * Sh$$

Donde:

Ry = Factor de sobre resistencia del acero

Depende del tipo de acero (A36 Ry=1.30 y A50 Ry=1.15)

Sh = distancia a la rótula plástica

$$M_{pv} = 1.1 * 1.30 * 1008.61 \text{ cm}^3 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 13.03 \text{ tonf} * 25.5 \text{ cm} = 39.81$$

$$\approx 40 \text{ tonf} * \text{m}$$

Este va a ser el momento probable al que nuestra viga va a romperse. Con esto ya calculares el cortante producido por este momento.

$$V_m = \frac{2 * M_{pr}}{L_t - b_{col} - 2 * Sh} = \frac{2 * 39.81 \text{ tonf} * \text{m}}{6.2 \text{ m} - 0.35 \text{ m} - 2 * 0.255 \text{ m}} = 14.91 \text{ tonf}$$

Ahora calcularemos el cortante total que tendrá que soportar el alma, este va a ser igual a la suma del cortante por cargas gravitatorias y el cortante por el momento probable.

$$V_u = V_g + V_m = 13.04 + 14.91 = 27.95 \text{ tonf}$$

Para calcular el momento que nuestra viga va a soportar vamos a utilizar la siguiente formula:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_a * C_v$$

Donde:

Aa = área del alma

Cv = Factor depende de la esbeltez del alma

Verificación de la esbeltez del alma:

$$\frac{h}{tw} \left\{ \begin{array}{l} < 1.1 * \sqrt{\frac{Es * kv}{Fy}} \quad Cv = 1 \\ \text{si esta entre los dos valores} \quad Cv = \frac{1.1 * \sqrt{\frac{Es * kv}{Fy}}}{\frac{h}{tw}} \\ > 1.37 * \sqrt{\frac{Es * kv}{Fy}} \quad Cv = \frac{1.51 * Es * kv}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2 * Fy} \end{array} \right.$$

Donde:

$$kv = 5 - \frac{5}{\left(\frac{a}{n}\right)^2}$$

$a =$ Longitud entre costillas

$$\text{Si } a > 3h \quad kv = 5$$

Para este caso como no se va a utilizar costillas en nuestra viga el valor de a seria la longitud de la viga.

$$\text{Si } 6.5 \text{ m} > 1.53 \quad kv = 5$$

$$\frac{h}{tw} = 85$$

$$85 \left\{ \begin{array}{l} < 1.1 * \sqrt{\frac{2100000 * 5}{2530}} = 70 \quad Cv = 1 \\ \text{si esta entre los dos valores} \quad Cv = \frac{1.1 * \sqrt{\frac{Es * kv}{Fy}}}{\frac{h}{tw}} \\ > 1.37 * \sqrt{\frac{2100000 * 5}{2530}} = 88.3 \quad Cv = \frac{1.51 * Es * kv}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2 * Fy} \end{array} \right.$$

Utilizamos la segunda relación pues nuestro valor se encuentra en medio de esos valores $70 < 85 < 88.3$.

$$Cv = \frac{1.1 * \sqrt{\frac{Es * kv}{Fy}}}{\frac{h}{tw}} = \frac{1.1 * \sqrt{\frac{2100000 * 5}{2530}}}{85} = 0.83$$

Con todos los datos ya podemos calcular nuestro Vn para saber cuánto resiste nuestra viga a corte.

$$Vn = 0.6 * Fy * Aa * Cv$$

$$Vn = 0.6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * (51 cm - 2 * 0.8 cm) * 0.6 cm * 0.83 = 37.51 tonf$$

Sabemos que nuestra viga es resistente al corte cuando:

$$Vn > Vu$$

$$37.51 tonf > 27.95 tonf (OK)$$

2.3.3. Criterio de columna fuerte – viga débil

Para garantizar que sea un diseño sismorresistente debemos garantizar que en caso del sismo lo que falle primero sean las vigas, pues de esa forma podemos evitar que la estructura se desplome, de esta forma podemos salvar el mayor número de vidas posibles. A la columna llegan los momentos de las dos vigas que principales que están a cada lado que se vería como en la figura 20 (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014).

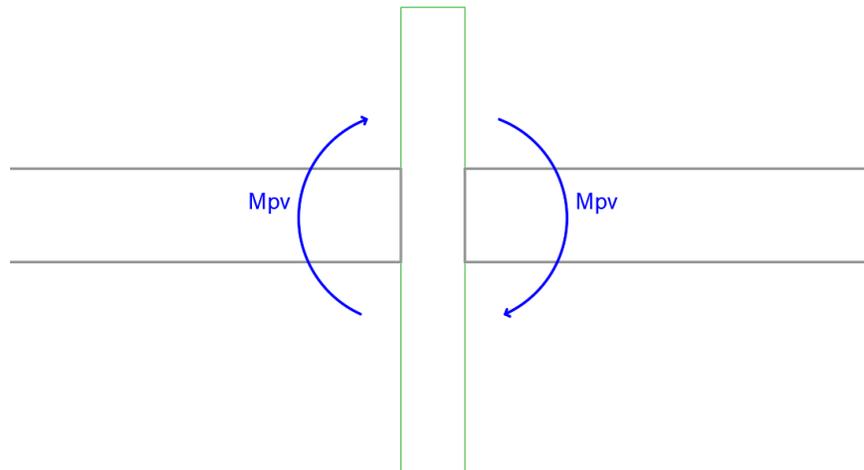


Figura 22: Representación de los momentos probables de las vigas actuando en la columna

Como vemos a la columna llegan los momentos plásticos de las vigas que se encuentran a su lado, por lo que la columna debe soportar la suma de estos momentos, aunque actúan las dos columnas que llegan a la junta y el momento plástico de la columna se expresa como:

$$\sum M_{pc} = Z_y * \left(2 * F_{ym} - \frac{P_u}{A_s} - \left(\frac{P_u - \frac{P_u}{\#Pisos}}{A_s} \right) \right)$$

$$\sum M_{pc} = Z_y * \left(2 * 3959 \frac{kg}{cm^2} - \frac{241.58 tonf}{136 cm^2} - \left(\frac{241.58 tonf - \frac{241.58 tonf}{6}}{136 cm^2} \right) \right)$$

$$\sum M_{pc} = 80.86 tonf * m$$

Para analizar el momento de la columna con el momento de la viga, debemos tomar cuenta las dos vigas que llegan a la junta, igual debemos tener en cuenta que para este caso el momento plástico va a ser igual para las dos vigas por la simetría, si no fuera el caso se debería calcular para ese caso.

$$\sum M_{pv} = M_{pv1} + M_{pv2}$$

$$\sum M_{pv} = 40 \text{ tonf} * m + 40 \text{ tonf} * m = 80 \text{ tonf} * m$$

La NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) nos dice que:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1$$

$$\frac{80.86 \text{ tonf} * m}{80 \text{ tonf} * m} \geq 1$$

$$1.01 \geq 1$$

Como vemos nuestro diseño cumple con el criterio columna fuerte – viga débil, lo que trata este sistema estructural en el cual las columnas sean más fuertes que las vigas, de tal forma que forcemos el estado límite de fluencia por flexión en las vigas cuando están sujetos a fuerzas resultantes producidas por el sismo.

2.4. Conexiones.

2.4.1. Conexiones simples para vigas simples

Como se mencionó en las vigas secundarias se colocará unas conexiones simples lo que quiere decir que transmitirán el menor momento posible y solo funcionaran a cortante. Lo que se trata de hacer con este sistema es que sea flexibles y trabajo como una viga simplemente apoyada.

Vamos a diseñar una conexión simple apernada, para ello debemos ver la fuerza cortante que tenemos en nuestra viga. El cual ya calculamos con la siguiente formula.

$$W = 1.55m * 6m * 0.92 \frac{\text{tonf}}{m^2} = 8.69\text{tonf}$$

$$Vu = \frac{8.69 \text{ tonf}}{2} = 4.35 \text{ tonf}$$

Este es el cortante que tiene que resistir nuestra viga, a partir de este valor vamos a diseñar una placa en donde van a ir nuestros pernos.

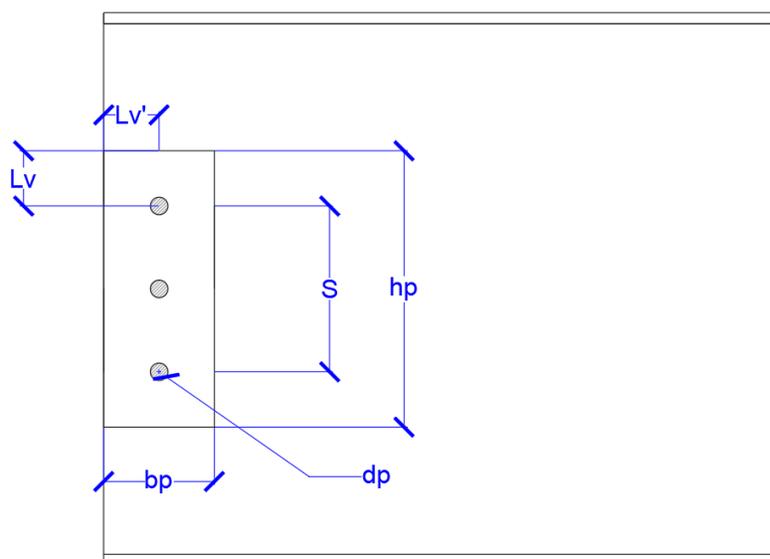


Figura 23: Representación gráfica de dimensiones para conexión simple

Debemos elegir dimensiones para la placa y para los pernos, a partir de ellos calcularemos sus capacidades a corte, para poder verificar que son mayores al cortante V_u .

2.4.1.1. Dimensiones de la placa y pernos seleccionada

Tabla 17: Dimensiones de la conexión simple

Propiedades geométricas de la placa		
hp	15	cm
bp	6.0	cm
t	0.4	cm
Datos del perno		
Perno	3/8	in
dp	0.95	cm
da	1.27	cm
Ap	0.71	cm ²

Debemos verificar que nuestra placa tenga estabilidad esto se hace a partir de la siguiente relación:

$$\frac{h}{2} \leq bp \leq 2 * \frac{h}{3}$$

$$15 \leq 15 \leq 20$$

Vemos que la altura de nuestra placa es estable por lo que podemos tomar el valor de 15 cm como ancho de placa. Seguido se debe elegir un perno para y ver si la capacidad del perno soporta el cortante actuante.

$$Q = 0.75 * A_p * F_u$$

Donde:

A_p = Área del perno

F_u = Tensión de ruptura del acero de la placa

$$Q = 0.75 * 0.71 \text{ cm}^2 * 3795 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2028 \text{ kgf} \equiv 2.03 \text{ tonf}$$

Esta es la capacidad que tiene un perno por lo que debemos ver si elegimos otro perno o aumentamos el diámetro del perno, es mucho más practico calcular el número de pernos a utilizarse.

$$\text{Numero de pernos} = \frac{Vu}{Q} = \frac{4.35}{2.03} = 2.14 \approx 3 \text{ pernos}$$

Se deben utilizar 3 pernos para que de esta forma poder alcanzar la demanda del cortante. Se debe recalcar que por estabilidad el número mínimo de pernos es 2.

2.4.1.2. Verificación de punzonamiento

Para verificar que nuestra placa no falle por punzonamiento debemos utilizar la siguiente formula:

$$Rnp = 2.4 * \phi p * t * Fu$$

$$Rnp = 2.4 * 0.95 \text{ cm} * 0.4 \text{ cm} * 3795 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3461.04 \text{ kg} \equiv 3.47 \text{ tonf}$$

$$Rnp > \frac{Vu}{\#Pernos}$$

$$3.47 \text{ tonf} > \frac{4.35 \text{ tonf}}{3}$$

$$3.47 \text{ tonf} > 1.45 \text{ tonf}$$

Comprobamos que la placa no va a fallar por punzonamiento, pero también debemos verificar que el alma de la viga donde van a ir empernada la placa no falle por punzonamiento.

$$Rnv = 2.4 * \phi p * e * Fu$$

Donde:

e = espesor de la viga

Fu = Tensión de ruptura del acero de la placa

$$Rnv = 2.4 * \phi p * e * Fu$$

$$Rnv = 2.4 * 0.95 \text{ cm} * 0.3 \text{ cm} * 3795 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2595 \text{ kg} \equiv 2.60 \text{ tonf}$$

$$Rnv > \frac{Vu}{\#Pernos}$$

$$2.60 \text{ tonf} > \frac{4.35 \text{ tonf}}{3}$$

$$2.60 \text{ tonf} > 1.45 \text{ tonf}$$

2.4.1.3. Verificación de desgarramiento

Para calcular la resistencia al desgarramiento de la placa vamos a utilizar la siguiente ecuación:

$$Pu = 0.75 * (bp - da) * t * Fu$$

$$Pu = 0.75 * (bp - da) * t * Fu$$

$$Pu = 0.75 * (6 \text{ cm} - 1.27 \text{ cm}) * 0.4 * 3795 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 5384 \text{ kg} \equiv 5.38 \text{ tonf}$$

$$Pu > Vu$$

$$5.38 \text{ tonf} > 4.35 \text{ tonf}$$

No hay desgarramiento en nuestra placa.

2.4.1.4. Verificación de bloque de cortante

Para calcular la resistencia al bloque de cortante vamos a utilizar la siguiente ecuación:

$$Rn = 0.6 * Fu * Anv + Ubs * Fu * Ant \leq 0.6 * Fy * Agv + Ubs * Fu * Ant$$

Donde:

$$Agt = \text{área total a tensión} = \frac{bd}{2} * t = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$Ant = \text{área neta a tensión} = \left(\frac{bd}{2} - \frac{\Phi \text{agujero}}{2} \right) * t = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$Atv = \text{área total a corte} = (Lv + S * (\#pernos - 1)) * t = 4.80 \text{ cm}^2$$

$Anv = \text{área neta a cortante}$

$$= (Lv + S * (\#pernos - 1) - (\#pernos - 0.5) * \phi_{agujero}) * t = 3.53 \text{ cm}^2$$

Debemos elegir la menor expresión de estas dos expresiones para analizar nuestro bloque por cortante.

$$Rn = 0.75 * \left(0.6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1.5 * 3.53 \text{ cm}^2 + 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1.5 * 0.95 \text{ cm}^2 \right)$$

$$\leq 0.75 * \left(0.6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 4.8 \text{ cm}^2 + 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1.5 * 0.95 \text{ cm}^2 \right)$$

$$Rn = 8.73 \text{ tonf} \leq 8.16 \text{ tonf}$$

$$Rn = 8.16 \text{ tonf} > Vu = 4.35 \text{ tonf}$$

2.4.1.5. *Diseño final de la conexión simple.*

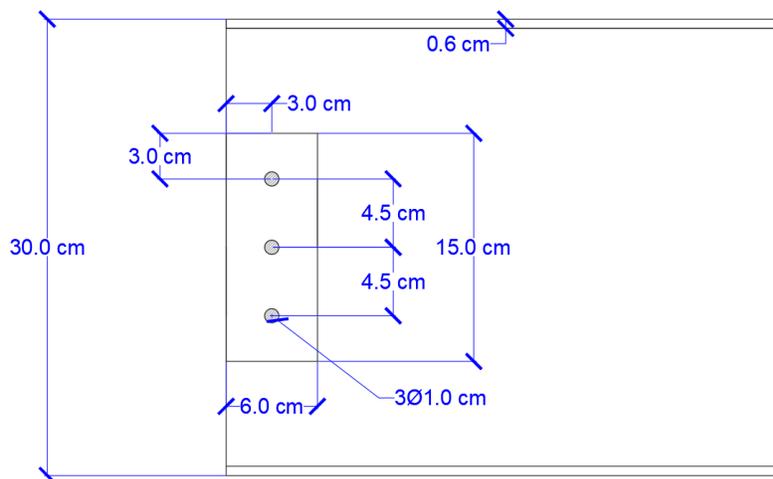


Figura 24: *Diseño final de la conexión simple*

2.4.2. *Diseño conexión precalificada rígida viga I y columna tubular rellena de hormigón*

Para poder realizar el diseño de la conexión precalificada, debemos verificar que la sección de la columna sea sísmica, esto es muy importante pues el AISC 358-10 nos delimita que esta conexión

únicamente va a funcionar con columnas sísmicas. Esta conexión, es una conexión que funciona a momento, por lo que debe seguir un diseño que se encuentra especificado en el AISC para conexiones a momento para columnas compuestas (American Institute of Steel Construction, 2010)

2.4.2.1. *Calculo del Momento probable de la viga en Sh*

Se va a diseñar una conexión especial para columnas tubulares rellanas de hormigón, esta conexión va a funcionar a momento. Como primer punto se debe calcular el momento probable ubicado en la rótula plástica, en cual se calculó en la sección 2.5.1.3.

$$M_{pv} = 1.1 * 1.30 * 1008.61 \text{ cm}^3 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 13.03 \text{ tonf} * 25.5 \text{ cm} = 39.81$$

$$\approx 40 \text{ tonf} * m$$

Un dato que no se tenía era la distancia de la rótula plástica y este es igual a:

$$Sh = \min\left(\frac{db}{2} \text{ o } 3b_{bf}\right)$$

Donde:

Db = peralte total de la viga en sentido paralelo de la conexión

bbf = ancho del patín de la viga

Sh = min (25.5 cm o 48 cm)

$$Sh = 25.5 \text{ cm}$$

2.4.2.2. *Seleccionar valores preliminares para la geometría de la conexión*

Este es un proceso iterativo, por lo que se nos presenta un rango de valores los cuales podemos ir tomando para ver si cumplen con las demandas de nuestro caso.

Tabla 18: Limitaciones de los parámetros de la conexión precalificada

Limitaciones Paramétricas de Precalificación				
Cuatro Pernos Sin Rigidizador (4E)				
Parámetro	Máximo		Mínimo	
	In	mm	In	mm
t_{fb}	3/4	19	3/8	10
b_{fb}	91/4	235	6	152
d_b	55	1400	133/4	349
t_p	21/4	57	1/2	13
b_p	103/4	273	7	178
g	6	152	4	102
P_{fi}, P_{fo}	41/2	114	11/2	38

b_{fb} = Ancho del Ala Perfil Viga, in. (mm)
 b_p = Ancho de la placa extrema en la conexión, in. (mm)
 d_b = Altura Perfil Viga, in. (mm)
 g = Distancia Horizontal entre Pernos, in. (mm)
 P_{fi} = Distancia Vertical desde el interior del ala en Tensión de la viga y la fila de pernos más Cercano, in. (mm)
 P_{fo} = Distancia Vertical desde el exterior del ala en Tensión de la Viga y la fila de Pernos más cercana, in. (mm)
 t_{fb} = Espesor del Ala Perfil Viga, in. (mm)

Fuente: Manual AISC 358-10 AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC.

Prequalified Connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago Illinois: AISC. 2010.

Tabla 19: Limitaciones y parámetros geométricos seleccionados para la conexión

Limitaciones Paramétricas de precalificación			
Parámetro	Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Par. Seleccionado
t_{fb}	19	10	8
b_{fb}	235	152	160
d_b	1400	349	510
t_p	57	13	25
b_p	273	178	260
g	152	102	120
P_{fi}, P_{fo}	114	38	60

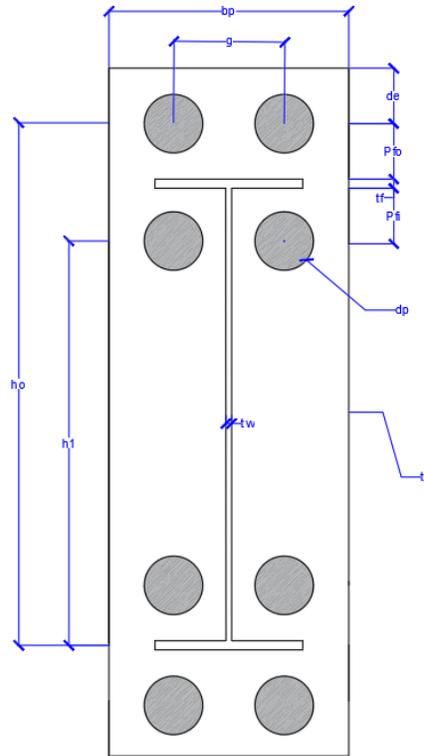


Figura 25: Representación gráfica para conexión de perfil metálico relleno de hormigón

Donde:

bp = Ancho del patín de la viga

g = Distancia entre horizontal entre pernos, mínimo debe ser 3 veces el diámetro del perno

$$h1 = db - 1.5ttb - Pfi = 43.80 \text{ cm}$$

$$ho = db - \frac{tfb}{2} + Pfo = 56.6 \text{ cm}$$

2.4.2.3. Calculo de Vp

$$Vp = Vu = \frac{2Mpr}{Lh} + \frac{WuLh}{2}$$

$$Vp = Vu = \frac{2Mpr}{Lh} + Vg$$

Vg = Fuerza de corte ubicada en la rótula plástica, debido a la combinación de carga 1.2D+1.6L

$$Vg = 13.04 \text{ tonf}$$

$$Lh = L - 2 \frac{dc}{2} - 2Sh$$

$$Lh = 6.2 \text{ m} - 2 * \frac{0.35}{2} - 2 * 0.255 = 5.34 \text{ m}$$

$$Vp = Vu = \frac{2 * 39.81 \text{ tonf} * m}{5.34 \text{ m}} + 13.04 \text{ tonf} = 27.95 \text{ tonf}$$

2.4.2.4. Calcular Mpb

$$Mpb = 1.1 * Ry * Fyb * Zb + Mv$$

$$Mv = Vu * \left(Sh + \frac{dc}{2} \right) = 27.95 \text{ tonf} * \left(0.255 \text{ m} + \frac{0.35 \text{ m}}{2} \right) = 12.02 \text{ tonf} * m$$

$$Mpb = 1.1 * 1.3 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1008.61 \text{ cm}^3 + 12.02 \text{ tonf} * m = 48.51 \text{ tonf} * m$$

2.4.2.5. Criterio columna fuerte – viga débil

Para utilizar esta conexión se debe cumplir con el criterio de columna fuerte -viga débil, tal cual se hizo en la sección 2.4.

$$\frac{\sum Mpc}{\sum Mpv} \geq 1$$

$$\frac{80.86 \text{ tonf} * m}{80 \text{ tonf} * m} \geq 1$$

$$1.01 \geq 1$$

2.4.2.6. Calcular M_f

$$M_f = M_{pr} + V_u * S_h$$

$$M_f = 39.81 \text{ tonf} * m + 27.995 \text{ tonf} * 0.255 m = 46.93 \text{ tonf} * m$$

2.4.2.7. Calcular el diámetro requerido

$$d_{brequerido} = \sqrt{\frac{2 * M_f}{\pi * \phi_n * F_{nt} * (h_o - h_1)}}$$

$$d_{brequerido} = \sqrt{\frac{2 * 46.93 \text{ tonf} * m}{\pi * 0.9 * 96670 \frac{\text{tonf}}{m^2} * 0.128 m}} = 5.18 \text{ cm}$$

Se selecciona un perno comercial con el diámetro mayor o igual al calculado, por tema académico se elegirá uno para ver que cumpla con las demandas. Se elige el siguiente perno:

$$d_p = 6.35 \text{ cm}$$

2.4.2.8. Determinar el espesor de la placa requerido

$$t_{prequerido} = \sqrt{\frac{1.11 * M_f}{\phi d * F_{yp} * Y_p}}$$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b p g} = \frac{1}{2} \sqrt{260 * 120} = 88.32 \text{ mm}$$

$$Y_p = \frac{b p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p f i} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{p f o} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (p f i + s)]$$

$$Y_p = \frac{260}{2} \left[438 * \left(\frac{1}{60} + \frac{1}{88.32} \right) + 566 * \left(\frac{1}{60} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{120} [438 (60 + 88.32)]$$

$$Y_p = 3837.77 \text{ mm}$$

$$t_{\text{requerido}} = \sqrt{\frac{1.11 * 42577286.96 \text{ kgf} * \text{mm}}{1 * \frac{2530}{100} * 8337.77 \text{mm}}} = 22 \text{ mm}$$

Es espesor requerido está muy cercano al espesor elegido por lo que podríamos elegir cualquiera de los dos.

$$t_p = 25 \text{ mm}$$

2.4.2.9. Calcular el F_{fu} , la fuerza del ala de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{tb}}$$

$$F_{fu} = \frac{46.93 \text{ tonf} * \text{m}}{(0.51 - 0.08)\text{m}} = 93.49 \text{ tonf}$$

2.4.2.10. Verificar que la placa extrema no falle por fluencia o por corte.

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi d R_n = \phi d (0.6) * F_{yp} * b_p * t_p$$

$$\phi R_n = 1 * 0.6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 26 \text{ cm} * 2.5 \text{ cm} = 98.66 \text{ tonf}$$

$$46.75 \text{ tonf} \leq 98.66 \text{ tonf} (OK)$$

Realizado el chequeo y no hay falla por fluencia o por corte.

2.4.2.11. Comprobar la ruptura por corte de la conexión de cuatro pernos sin rigidizar

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_n R_n = \phi (0.6) * F_{up} * A_n$$

$$A_n = t_p * (b_p - 2(t_p + 3\text{mm})) = 25 \text{ mm} * (260 \text{ mm} - 2(25 \text{ mm} + 3\text{mm})) = 5100 \text{ mm}^2$$

$$\phi_n R_n = 0.9 * 0.6 * 0.042 * \frac{\text{tonf}}{\text{mm}^2} * 5100 \text{ mm}^2 = 115.2 \text{ tonf}$$

$$46.75 \text{ tonf} \leq 115.2 \text{ tonf (OK)}$$

No habrá ruptura por corte en los cuatro pernos.

2.4.2.12. Revisar la ruptura por cortante del perno en la zona de compresión del ala de la viga.

$$Vu \leq \phi n Rn = \phi n * nb * Fnv * Ab$$

$$Ab = \frac{\pi}{4} * tp^2 = \frac{\pi}{4} * 25^2 = 490.87 \text{ mm}^2$$

$$\phi n Rn = 0.9 * 4 * 0.042 \frac{\text{tonf}}{\text{mm}^2} * 490.87 \text{ mm}^2 = 73.92 \text{ tonf}$$

$$27.95 \text{ tonf} \leq 73.92 \text{ tonf (OK)}$$

2.4.2.13. Verificación del aplastamiento del perno y falla por desgarre de la placa extrema y el ala de la columna.

- Placa extremo

$$Vu \leq \phi n Rn = \phi * ni * rni + \phi n * no * rno$$

$$rni = 1.2L_{ci}t_pF_{up} < 2.4d_b t_p F_{up} \text{ Para cada perno interior}$$

$$rno = 1.2L_{co}t_pF_{up} < 2.4d_b t_p F_{up} \text{ Para cada perno exterior}$$

$$ni = 2, \text{Número de pernos interiores}$$

$$no = 2, \text{Número de pernos exteriores}$$

$$L_{ci} = (Pfo + Pfi + tfb) - (tp + 3.2 \text{ mm})$$

$$L_{ci} = (60 + 60 + 8) - (25 + 3.2 \text{ mm}) = 99.8 \text{ mm}$$

$$rni = 1.2 * 99.8 \text{ mm} * 25 \text{ mm} * 0.042 \frac{\text{tonf}}{\text{mm}^2} < 2.4 * 25 \text{ mm} * 25 \text{ mm} * 0.042 \frac{\text{tonf}}{\text{mm}^2}$$

$$rni = 125.24 \text{ tonf} > 62.74 \text{ tonf}$$

$$Lco = de - 0.5(db + 3.2 \text{ mm})$$

$$de = 60 \text{ mm}$$

$$Lco = 60 \text{ mm} - 0.5(25 \text{ mm} + 3.2 \text{ mm}) = 45.9 \text{ mm}$$

$$rno = 57.6 \text{ tonf} < 62.74 \text{ tonf}$$

$$\phi nRn = 0.9 * 2 * 62.74 \text{ tonf} + 0.9 * 2 * 57.6 \text{ tonf} = 216.62 \text{ tonf}$$

$$27.95 \text{ tonf} = 216.62 \text{ tonf} \text{ (OK)}$$

- Cálculo para el ala de la columna:

$$Vu \leq \phi nRn = \phi n * ni * rni + \phi n * no * rno$$

$$rni = 2.4 * db * tfc * Fuc \text{ Para cada perno interior}$$

$$rno = 2.4 * db * tfc * Fuc \text{ Para cada perno exterior}$$

$$ni = 2, \text{Número de pernos interiores}$$

$$no = 2, \text{Número de pernos exteriores}$$

$$rni = 2.4 * 25 \text{ mm} * 10 \text{ mm} * 0.042 \frac{\text{tonf}}{\text{mm}^2} = 25.1 \text{ tonf}$$

$$rno = 2.4 * 25 \text{ mm} * 10 \text{ mm} * 0.042 \frac{\text{tonf}}{\text{mm}^2} = 25.1 \text{ tonf}$$

$$\phi nRn = 0.9 * 2 * 25.1 \text{ tonf} + 0.9 * 2 * 25.1 \text{ tonf} = 90.35 \text{ tonf}$$

$$25.95 \text{ tonf} \leq 90.35 \text{ tonf (OK)}$$

2.4.2.14. Verificación de la acción de esfuerzos combinados de tensión y corte en los pernos pasantes.

$$Rn = F'nt * Ab$$

$$F'nt = 1.3 Fnt - \frac{Fnt}{\phi Fnv} fv \leq Fnt$$

$$Ru = Vp = 3.49 \text{ tonf}$$

$$Ab = 490.87 \text{ mm}^2$$

$$fv = \frac{Vp}{Ab} = \frac{3.49 \text{ tonf}}{490.87 \text{ mm}^2} = 69.79 \text{ MPa}$$

$$F'nt = 1.3 \cdot 860 - \frac{860}{0.75 * 0.042 \frac{\text{tonf}}{\text{mm}^2} * 9806.7} * 69.79 \leq Fnt$$

$$F'nt = 922.91 \text{ MPa} \leq 860 \text{ MPa}$$

$$F'nt = 860 \text{ MPa}$$

$$Rn = 860 \text{ MPa} * 490.87 \text{ mm}^2 = 422151.51 \text{ N}$$

$$\phi Rn = 0.75 * 422151.51 \text{ N} = 316613.63 \text{ N} \equiv 32.29 \text{ tonf}$$

$$Ru \leq \phi Rn$$

$$3.49 \text{ tonf} \leq 32.29 \text{ tonf (OK)}$$

2.4.2.15. Diseño final de la conexión precalificada para perfiles de hacer rellenos de hormigón.

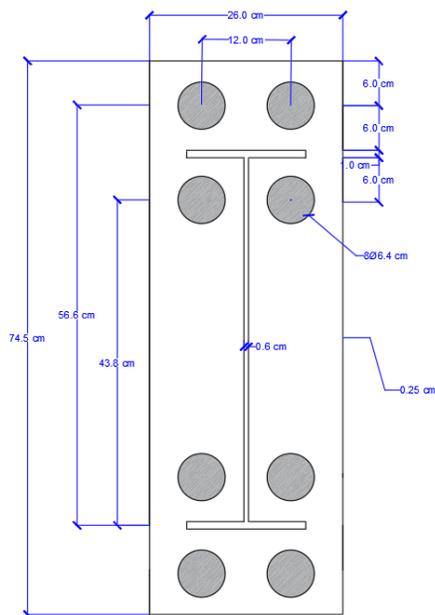


Figura 26: Diseño final conexión precalificada para perfiles metálicos rellenos de hormigón

3. Modelado y comparación de resultados en ETABS

3.1. Definir geometría en planta del edificio.

Para el modelado de la estructura se utilizó el programa ETABS, el cual se utilizó para comprobar los resultados obtenidos en el diseño de columnas y vigas. Lo primero que se debe realizar en el programa es definir la geometría de nuestro edificio tal como se muestra en la figura 25.

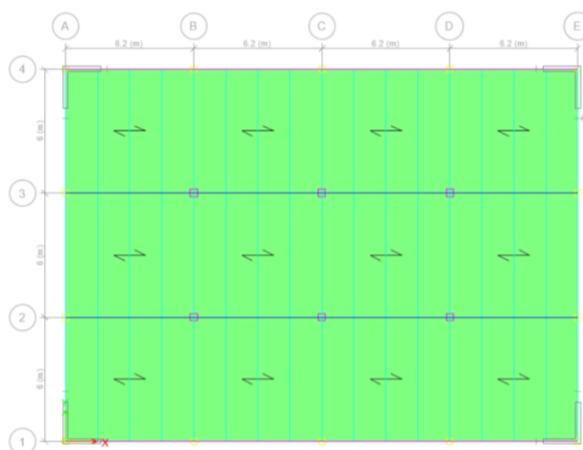


Figura 27: Vista en planta del edificio en ETABS

3.2. Definir materiales y secciones.

El material que se va a utilizar es el acero A36 tanto para columnas y vigas:

Figura 28: Definición de materiales en ETABS

Otro paso importante es definir las secciones que vamos a utilizar, pues se diseñó, por lo que debemos ingresar las secciones con las medidas diseñadas.

- Para columnas:

Figura 29: Definición de sección viga compuesta en ETABS

-Para vigas secundarias:

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a secondary beam. The 'General Data' section includes: Property Name: V1; Material: A36; Display Color: Cyan; Notes: Modify/Show Notes... The 'Shape' section is set to 'Steel I Wide Flange'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' are: Total Depth: 0.3 m; Top Flange Width: 0.13 m; Top Flange Thickness: 0.006 m; Web Thickness: 0.003 m; Bottom Flange Width: 0.13 m; Bottom Flange Thickness: 0.006 m; Fillet Radius: 0 m. A diagram on the right shows the I-beam cross-section with axes 2 (vertical) and 3 (horizontal). The 'Property Modifiers' section is currently default.

Figura 30: Definición sección viga secundaria en ETABS

- Para vigas principales:

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a primary beam. The 'General Data' section includes: Property Name: VT2; Material: A36; Display Color: Blue; Notes: Modify/Show Notes... The 'Shape' section is set to 'Steel I Wide Flange'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' are: Total Depth: 0.51 m; Top Flange Width: 0.16 m; Top Flange Thickness: 0.008 m; Web Thickness: 0.006 m; Bottom Flange Width: 0.16 m; Bottom Flange Thickness: 0.008 m; Fillet Radius: 0 m. A diagram on the right shows the I-beam cross-section with axes 2 (vertical) and 3 (horizontal). The 'Property Modifiers' section is currently default.

Figura 31: Definición viga principal en ETABS

3.3. Definir combinaciones de carga.

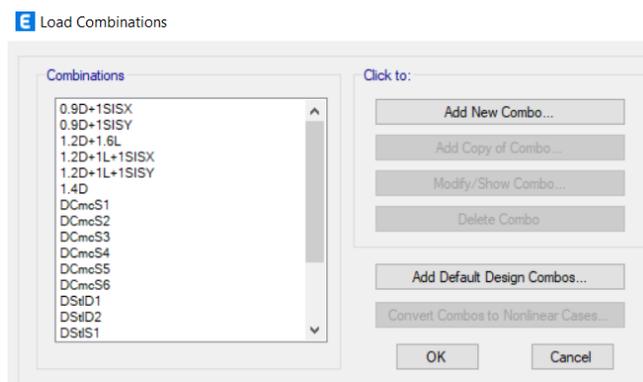


Figura 32: Definición combinaciones de carga en ETABS

Las cargas analizadas en un principio, para ver cuál es la más crítica fueron ingresadas en el programa para ver cómo se comporta la estructura de manera real ante esas cargas.

3.4. Definir espectro de respuesta.

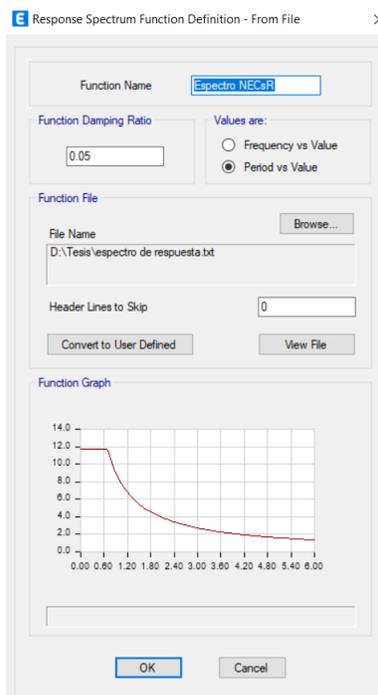


Figura 33: Definición espectro de respuesta ETABS

3.5. Modelado de la estructura.

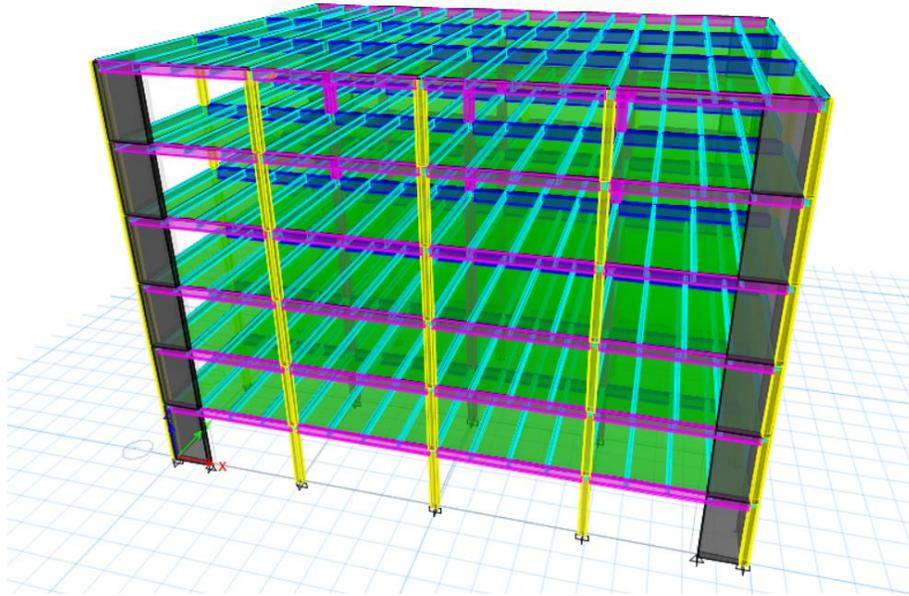


Figura 34: Modelado final del edificio en ETABS

3.6. Ver el periodo de la estructura real en el programa.

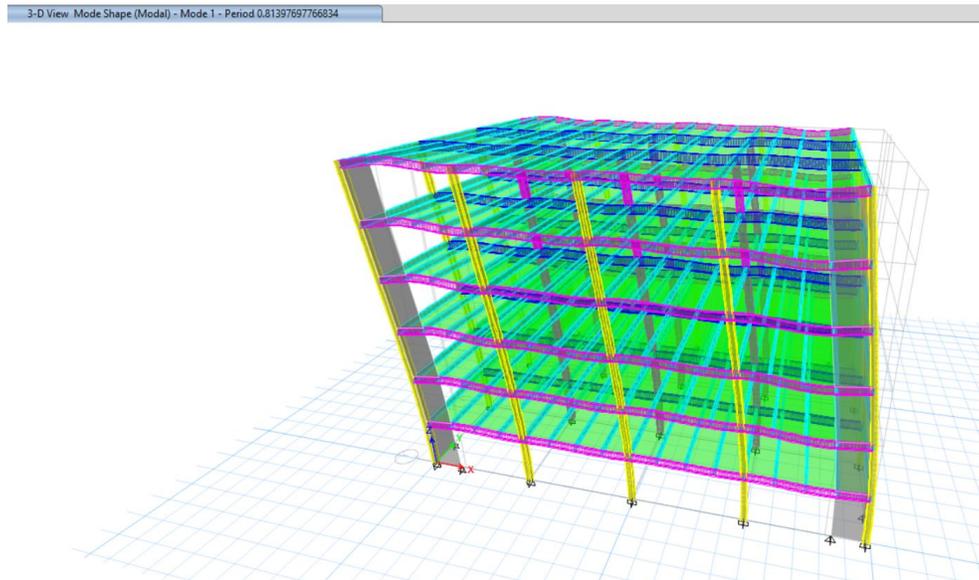


Figura 35: Periodo fundamental del edificio en ETABS

Obtenemos el periodo fundamental de la estructura, que será el periodo en el primero modo de vibrar. Analizar con el periodo obtenido por el método 1 que nos propone la NEC-15, para poder tener una idea sobre nuestra estructura.

$$T_{real} = 0.81 \text{ s}$$

$$(8)T = 0.072 * 18(m)^{0.8} = 0.73 \text{ s}$$

Como vemos en la formula (8) el periodo obtenido por el método 1 propuesto por la NEC-15 es de 0.73 s y el obtenido en el programa es de 0.81, lo que nos quiere decir esto, es que la primera estimación no esta tan lejos del periodo real que puede tener la estructura y que el valor del periodo real debe estar en el rango de ese valor, tal y como vemos.

3.7. Modos de vibrar.

Se debe chequear que la torsion sea mínima en los tres primeros modos de vibrar.

- Modo 1

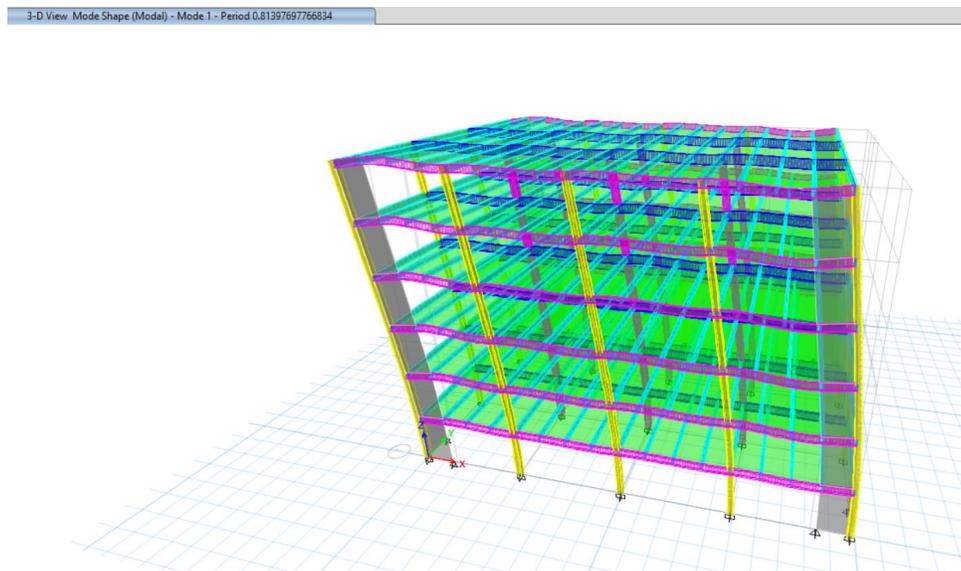


Figura 36: Modo de vibrar 1 del edificio

En el modo uno tenemos un comportamiento traslacional, el edificio se mueve de un lado a otro en la dirección x y tiene un periodo igual a 0.81.

- Modo 2

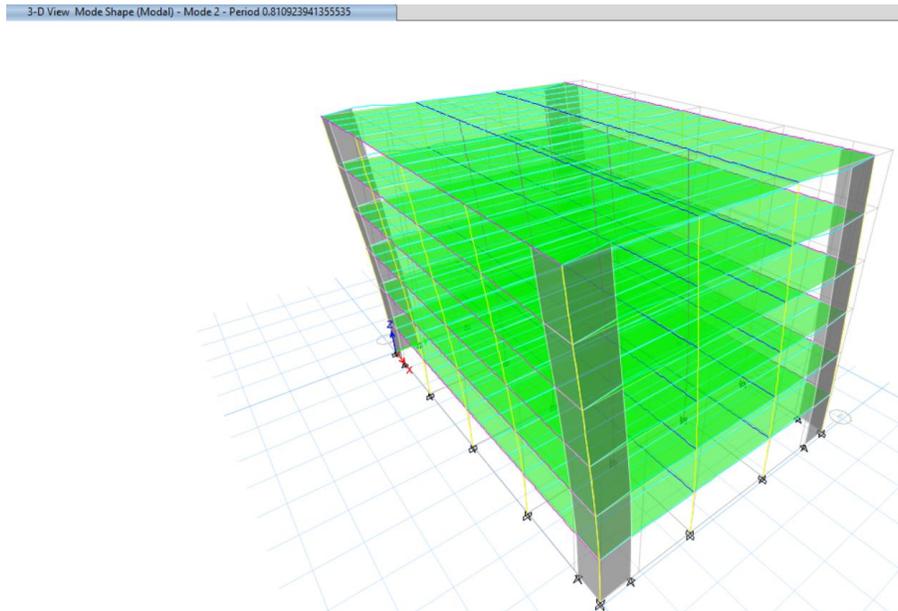


Figura 37: Modo de vibrar 2 del edificio

De la misma forma que el anterior modo de vibrar el edificio en su modo de vibrar 2 tiene un comportamiento traslacional, por lo que esta correcto el comportamiento que debe presentar y tiene un periodo igual a 0.81 s.

- Modo 3

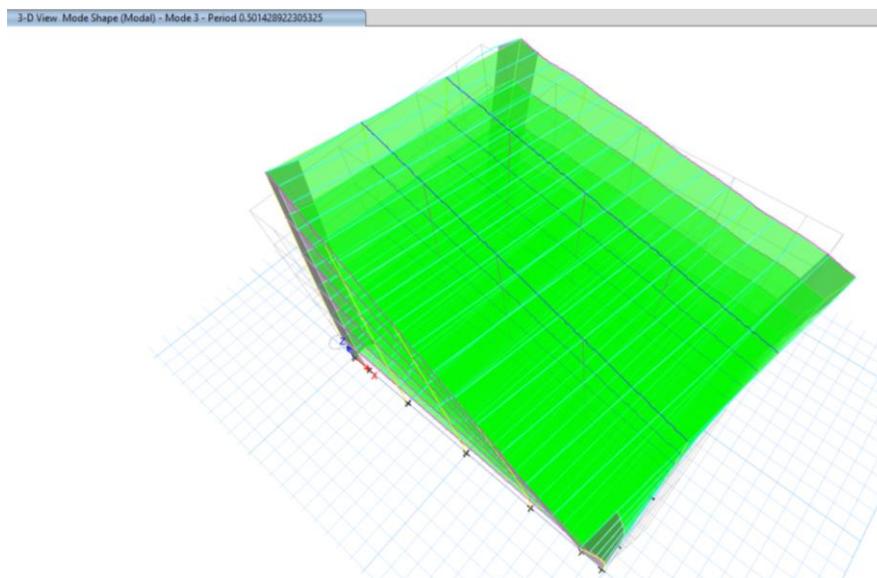


Figura 38: Modo de vibrar 3 del edificio

Para el modo de vibrar 3 tenemos un comportamiento rotacional, se debe tener en cuenta este modo, pero al ser una rotación mínima se puede pasar ese efecto, pero también se puede arreglar este efecto subiendo secciones o colocando refuerzos, como las diagonales. En el modo 3 tiene un periodo igual a 0.5 s.

3.8. Comprobaciones de diseño.

Al momento de mandar a correr el diseño en la estructura, se espera que la demanda/capacidad sea igual o muy cercana a la calculada.

- Para vigas secundarias:



Figura 39: Demanda/Capacidad para vigas secundarias en ETABS

Para las vigas secundarias el programa calculo una demanda/capacidad igual a 0.96, mientras que nosotros 0.98. Por lo que podríamos decir que nuestro diseño estuvo bastante cerca.

$$\frac{D}{C} = \frac{Mu}{Mr} = \frac{6.52 \text{tonf} * m}{6.64 \text{tonf} * m} = 0.98$$

- Para vigas principales:



Figura 40: Demanda/Capacidad para vigas principales en ETABS

Analizando los resultados obtenidos tenemos que nuestras estimaciones se encuentran en ese rango, están de 0.8 a 0.78 y el resultado calculado fue igual a 0.73 por lo que también estuvo bien dimensionada la viga principal.

$$\frac{D}{C} = \frac{Mu}{Mr} = \frac{16.84}{22.96} = 0.73$$

- Para columnas:



Figura 41: Demanda/Capacidad para columnas en ETABS

Las columnas al momento de ser diseñadas el programa muestran un rango entre 0.50 a 0.52 de demanda capacidad, muy similar al obtenido en los cálculos, por lo que el pre - dimensionamiento de las columnas estuvo correcto.

$$\frac{D}{C} = \frac{Pu}{Pr} = \frac{241.58 \text{ tonf}}{470.66 \text{ tonf}} = 0.51$$

3.9. Comprobación cortante estático con el cortante dinámico.

Para ello tenemos que calcular el peso total de la estructura, una vez terminado el diseño calculamos que el peso para elementos estructurales es igual a:

$$W_{vigas} + W_{columnas} = 256 \text{ tonf}$$

$$W_{losa} = 803.52 \text{ tonf}$$

$$W_{estructura} = 1059.52 \text{ tonf}$$

Peso muerto adicional:

$$W_{ad} = 172 \text{ tonf}$$

Peso muerto total:

$$W_{mt} = 1231.52 \text{ tonf}$$

Cortante estático:

$$V_e = \frac{ISa(Ta)}{R\phi p\phi E} W$$

$$V_e = \frac{1 * 1.14}{8 * 1 * 1} 1231.52 \text{ tonf}$$

$$V_e = 0.1425 * 1231.52 \text{ tonf} = 175.49 \text{ tonf}$$

Cortante dinámico:

$$V_d = 250 \text{ tonf}$$

Para decir que nuestro diseño está bien el cortante dinámico tiene que ser mayor al 80% del cortante estático.

$$Vd > 0.8 * Ve$$

$$250 \text{ tonf} > 140.8 \text{ tonf}$$

3.10. Verificación de derivas de piso.

Para el chequeo de derivas dinámicas tenemos que sacar el desplazamiento máximo en por el sismo en la dirección X y en la dirección Y, de nuestro programa ETABS.

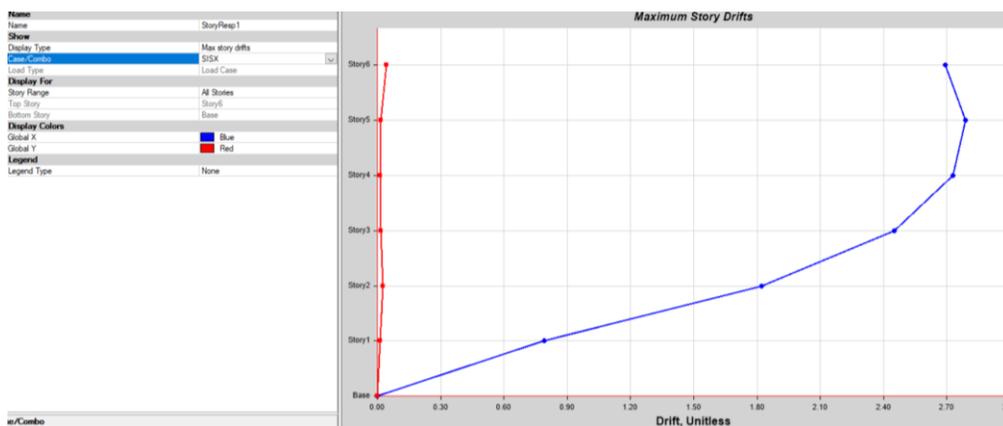


Figura 42: Deriva de piso por acción del sismo en el sentido X

Para el sismo en X tenemos un desplazamiento de 0.002789 m en el piso 5

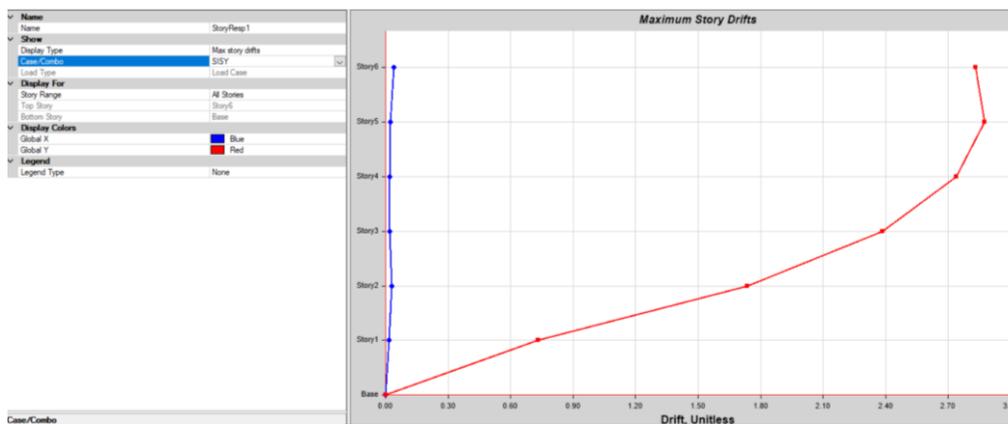


Figura 43: Deriva de piso por acción del sismo en el sentido Y

Para el sismo en Y tenemos un desplazamiento máximo igual a 0.002875 m en el piso 5.

Para obtener la deriva inelástica vamos a realizar la siguiente operación:

$$\text{Deriva de piso inelastica} = \Delta * 0.75 * 6$$

Tabla 18: Deriva inelástica del edificio en el sentido X y Y

Derivas de piso				
SISX	0.0028	1.26%	<	2%
SISY	0.0029	1.29%	<	2%

La NEC-15 nos dice que la deriva dinámica máxima permitida debe ser menor al 2%, como vemos tanto en el sentido X como en el sentido Y se cumplen las derivas.

Al realizar una comparación con un edificio que únicamente tenga columnas de acero sin hormigón, las derivas de piso aumentan de forma considerable, aunque aún sigues en los rangos aceptables que nos plantea la norma, es curioso ver el gran impacto que tiene el hormigón cuando este trabaja conjunto con el acero.

Tabla 19: Deriva de piso para un edificio con columnas de acero

Derivas de piso estructura solo con columnas metálicas				
SISX	0.0035	1.57%	<	2%
SISY	0.0036	1.62%	<	2%

4. Análisis económico con respecto al uso de perfiles metálicos rellenos de hormigón como columnas.

4.1. Comparación D/C de un perfil metálico relleno de hormigón vs uno sin relleno de hormigón.

Si bien el diseño de una columna de hormigón no esta tan alejado de una columna sin hormigón, se debe tener en cuenta algunos factores como se vio en el trabajo. Sin embargo, queda

responder un poco por qué se utilizaría una u otra. La respuesta casi siempre va a ser el dinero, pues recordemos que el acero en relación con el hormigón es muchísimo más caro por lo que ahorrarse acero sería mejor que ahorrar hormigón. Para poder entender mejor esto se preparó un análisis con relación a la capacidad y peso de una columna con y sin hormigón.

- Columna rellena de hormigón:

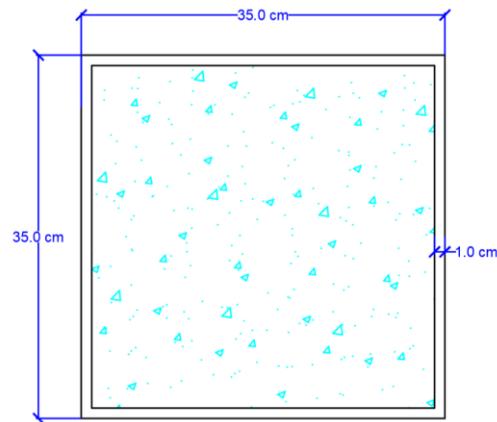


Figura 44: Ilustración columna rellena de hormigón

$$\frac{D}{C} = 0.51$$

- Columna sin hormigón:

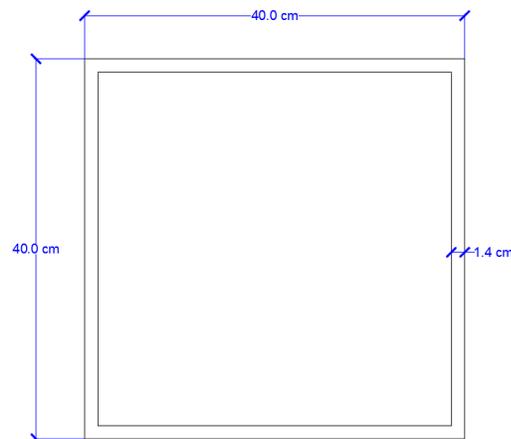


Figura 45: Ilustración columna de acero

$$\frac{D}{C} = 0.5$$

Como vemos la demanda/capacidad de ambas es muy parecida por lo que podemos hacer una comparación entre las dos.

4.2. Peso de las columnas.

Para el peso de las columnas se va a asumir una longitud de columna, en este caso vamos a considerar 18 m solo para el análisis económico.

- Peso para columna rellena de hormigón

$$Area = 136 \text{ cm}^2$$

$$W = A * \gamma_s = 136 \text{ cm}^2 * 0.785 = 106.76 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 18 \text{ m} = 1921.68 \text{ kg}$$

Peso del hormigón:

$$Ac = 0.1089 \text{ m}^2$$

$$Vc = Ac * 18 \text{ m} = 1.96 \text{ m}^3$$

$$W = Vc * \gamma_c = 1.96 \text{ m}^3 * 2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 4312.44 \text{ kg}$$

- Peso para la columna sin hormigón:

$$Area = 216.16 \text{ cm}^2$$

$$W = A * \gamma_s = 216.16 \text{ cm}^2 * 0.785 = \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 18 \text{ m} = 3054.34 \text{ kg}$$

4.3. Precio por columna.

Hoy en día el acero en Ecuador esta alrededor de 2.3 \$/kg, más o menos ese valor maneja nuestro país. Pero debemos tomar en cuenta el costo por el hormigón de la primera que esta alrededor de 170 \$/m³.

- Costo de la columna rellena de hormigón

$$\text{Costo acero} = 1921.68 \text{ kg} * 2.3 \frac{\$}{\text{kg}} = 4419.86 \$$$

$$\text{Costo hormigón} = 1.96 \text{ m}^3 * 170 \frac{\$}{\text{m}^3} = 333.2 \$$$

$$\text{Costo total} = \text{Costo de acero} + \text{costo hormigón} = 4419.86 \$ + 333.2 \$ = 4753.06 \$$$

- Costo de la columna sin hormigón:

$$\text{Costo acero} = 3054.34 \text{ kg} * 2.3 \frac{\$}{\text{kg}} = 7021.98 \$$$

- Comparativa costo estructura

$$\begin{aligned} \text{Costo total edificio con columnas compuestas} &= \$4753.06 * 20 \text{ columnas} \\ &= \$ 95061.20 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Costo total edificio con columnas de acero} &= \$7021.98 * 20 \text{ columnas} \\ &= \$ 140439 \end{aligned}$$

Ahorro total en estructura (columnas):

$$\text{Ahorro} = \$ 140439 - \$ 95061 = \$ 45378$$

4.4. Relación ahorro vs peso.

$$\text{Ahorro} = 7021.98 - 4753.06 = 2268.92 \$$$

Si bien tenemos un gran ahorro, y eso que solo es una columna, aumentaría ese valor con relación a un edificio entero, pero existe un problema y es el peso de la estructura pues casi se duplica.

$$\text{Peso viga con hormigon} = 6234.12 \text{ kg}$$

$$\text{Peso viga sin hormigon} = 3054.34 \text{ kg}$$

Si bien se va a lograr un gran ahorro, se debe también tomar en cuenta si ese ahorro vale cuando estamos casi duplicando el peso de la estructura.

Conclusiones

- El conocimiento sobre el diseño de estructuras metálicas para nuestro medio es muy importante pues, está en constante crecimiento y es importante ir aprendiendo cómo funcionan las estructuras tanto en el papel como en obra. La estimación lograda en el proceso de diseño se puede considerar exitosa, pues como se muestra en la sección 2.6.8. las relaciones demanda/capacidad de todos los elementos estuvieron muy cercanas a las calculadas en el diseño.
- Para el caso de estudio elegido sobre las columnas rellenas de hormigón las derivas de piso cumplen de manera correcta, pero a comparación de las columnas sin hormigón las derivas inelásticas son mucho menores, pues analizando el caso, cuando se coloca hormigón en la columna, va a rigidizar de cierta manera a la estructura, esto se ve justamente en la deriva de piso, en el caso de la columna sin hormigón se comporta de cierta forma más flexible cuando se encuentran aplicadas cargas laterales.
- El análisis económico realizado, muestra una comparativa muy interesante con relación al precio y el peso de la estructura, comparando dos secciones de vigas, de diferentes

dimensiones, una con hormigón y otra sin, se debe tener en cuenta que en comparación del acero con el hormigón, el acero es un material mucho más caro que el hormigón, si bien ya diseñado las secciones podemos optimizar lo más que se pueda, existe esta alternativa la cual nos permite aumentar la resistencia de la sección y disminuyendo la cantidad de acero. Esto beneficia mucho, dado que disminuimos el material más caro, por lo que tendremos un ahorro considerable.

- En la parte económica el uso de una columna de perfil metálico rellena de hormigón sale ganando, pero si analizamos el factor del peso, tenemos un aumento de peso considerable, es casi el doble, pasamos de tener un peso 3054 kg a uno de 6234 kg, lo cual es un factor a tener mucho en cuenta. Lo que se espera es hacer estructuras económicas y que a la vez sean livianas. Para elegir el mejor sistema para nuestra estructura se debe hacer un análisis del ahorro total que podemos llegar a tener y considerar el peso extra que genera llenar de hormigón todas las columnas.
- Otra de las oportunidades que nos brinda este tipo de secciones compuestas, es el tema arquitectónico, pues muchas veces se quiere aprovechar espacios en donde las columnas ocupan más espacio del que deberían, por lo que gracias a esta sección compuesta se puede reducir las dimensiones de las columnas y dejar más espacio para el diseño arquitectónico. Recordemos que el diseño estructural va de la mano del diseño arquitectónico por lo que tener esta posibilidad ayudaría mucho para solucionar problemas de espacios.
- El programa ETABS es una gran herramienta que ayuda a los ingenieros a facilitarnos ciertos cálculos, pero también tenemos que tener en cuenta que nosotros somos los que manejamos el programa, pues el programa si bien nos hace por poco un diseño, omite muchas cosas que se deben analizar por fuera del programa y meterlas manualmente, para

que el programa entienda el cómo queremos que funcione. Un ejemplo es con las vigas secundarias, donde tenían que estar lateralmente apoyada y eso tenemos que meter manualmente al programa para que entienda lo que queremos hacer.

Referencias

- Alvear, J., & Ruales, J. L. (2014). *Diseño por desempeño en edificios de hormigón armado, de acero estructural y mixtos*. Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador .
Recuperado el 24 de Noviembre de 2021, de
<http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/9575/TESIS-ALVEAR%20RUALES.pdf;sequence=1>
- American Institute for Structural Steel Buildings. (2010). *Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcción de Acero*. Illinois: American Institute of steel construction . Recuperado el 17 de Noviembre de 2021
- American Institute of Steel Construction. (2010). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Seismic Applications, including Supplement No. 1*. Illinois: AISC.
Recuperado el 26 de Noviembre de 2021
- American Institute of Steel Construction. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Illinois: AISC. Recuperado el 26 de Noviembre de 2021
- Angulo, J. (2010). *Deflexión de vigas* . Universidad Nacional de Ingeniería . Bogota: Facultad de ingeniería geológica. Recuperado el 06 de Octubre de 2020
- Arienza, J., & Agüero, A. (2015). Diseño de estructuras metálicas esbeltas susceptibles de pandear. Definición de la imperfección geométrica. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 6. Recuperado el 17 de Noviembre de 2020

Carrasco , S., Herrera, R., Beltrán , J., & Massone, L. (2010). *Recomendaciones de Diseño de Columnas Mixtas*. Santiago de Chile: Instituto Latinoamericano del Fierro y el Acero.

Recuperado el 26 de Noviembre de 2021

Delgado Rojas, C., Garza Vasquez, L., & Cruz Hernández , R. (2017). *Conexiones precalificadas en colombia*. Bucaramanda: Universidad Industrial de Santander.

Recuperado el 26 de Noviembre de 2021

Guldan, R. (1956). *ESTRUCTURAS APORTICADAS Y VIGAS CONTINUAS*. Buenos Aires, Argentina: A. BAGG. Recuperado el 22 de Noviembre de 2021

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (Diciembre de 2014). *Estructuras de Acero*. Quito: Ministeria de desarrollo urbano y vivienda . Recuperado el 28 de Octubre de 2020, de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-1.pdf>

Tapia, G. (17 de Noviembre de 2021). Criterio para asumir una carga equivalente al sismo en la combinacion de carga mas critica. (K. Escobar, Entrevistador) Quito, Pichicha, Ecuador.

ANEXO A: CALCULO DEL CORTANTE VASAL

Tabla 20: Calculo de las fuerzas laterales equivalentes

Piso	W_x	h_x	$W_x \cdot h_x^k$	F_x
6	205.3	18	5129.24	54.83
5	205.3	15	4186.81	44.76
4	205.3	12	3265.68	34.91
3	205.3	9	2370.57	25.34
2	205.3	6	1509.29	16.13
1	205.3	3	697.54	7.46
Total	1231.5		16461.58	183.42

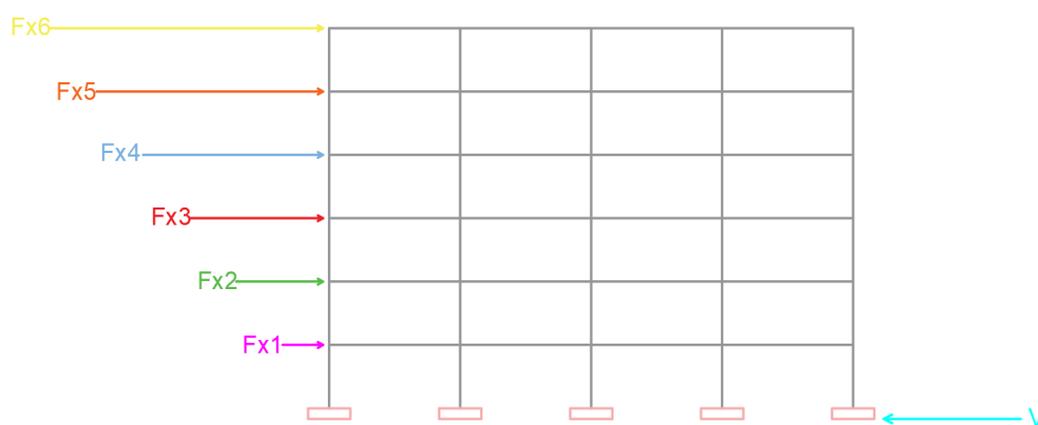


Figura 46: Ilustración de las fuerzas laterales equivalentes y el cortante Basal

ANEXO B: PLANO ARQUITECTONICO DEL PROYECTO

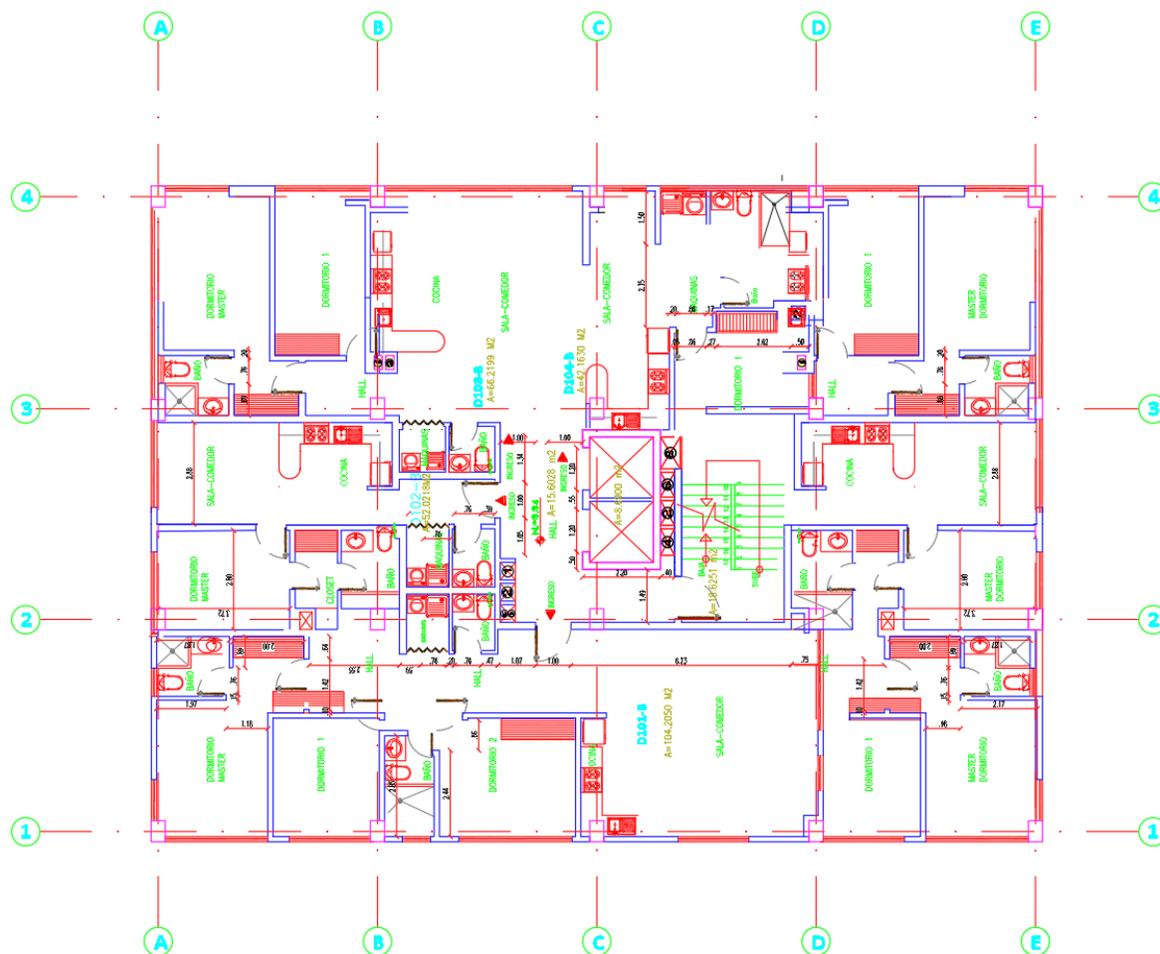


Figura 47: Plano arquitectónico del proyecto

ANEXO C: EDIFICIO EN ELEVACIÓN

Figura 48: Edificio en elevación