

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

Diseño sismorresistente de un edificio de acero con conexiones
precalificadas (End-Plate)

Martín Xavier Bueno Muñoz

Ingeniería Civil

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

Quito, 18 de diciembre de 2020

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

Diseño sismorresistente de un edificio de acero con conexiones precalificadas
(End-Plate)

Martín Xavier Bueno Muñoz

Nombre del profesor, Título académico

Pablo Torres, PhD

Quito, 18 de diciembre de 2020

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 el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Nombres y apellidos: Martín Xavier Bueno Muñoz

Código: 00136525

Cédula de identidad: 171921142-5

Lugar y fecha: Quito, diciembre de 2020

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UNPUBLISHED DOCUMENT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

Para realizar el diseño de una edificación sismorresistente hecha en acero se debe tomar en cuenta varios factores como la selección de columnas, vigas y conexiones entre ellas. A continuación, se mostrará el diseño de una edificación SMF (pórticos especiales a momento) realizada en Quito, con vigas y columnas sísmicamente compactas y unidas por una conexión end-plate de 8 Pernos con rigidizadores cumpliendo la normativa ecuatoriana vigente NEC-15.

Palabras clave: Acero, conexión, End-Plate, sísmicamente compactas, SMF.

ABSTRACT

To carry out the design of an earthquake resistant building made of steel, several factors must be considered, such as the selection of columns, beams, and connections between them. The following shows the design of an SMF (special moment frames) building made in Quito, with seismically compact beams and columns and joined by an 8 Bolt end-plate connection with stiffeners complying with current Ecuadorian regulations NEC-15.

Keywords: Steel, connection, End-Plate, seismically compact, SMF.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	10
CONTROL DE EDIFICACIÓN	11
Aspectos Generales de la Edificación.....	11
Cálculo de Cortante Basal y de combinaciones de carga	13
Tipo de estructura y determinación de aceleración espectral siguiendo la norma NEC-2015.	14
Aceleración espectral	14
Cortante basal.....	16
Distribución vertical del cortante.....	17
Combinaciones de carga	17
DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	19
Selección de materiales y propiedades geométricas	19
Momentos y fuerzas ETABS	19
Diseño de Columna.....	21
Diseño de Viga.....	23
Diseño de la placa de cimentación a la columna	27
DISEÑO DE CONEXIÓN	31
Diseño 4 pernos.....	32
<i>Diseño conexión a viga</i>	33
<i>Diseño conexión a columna</i>	38
Diseño de 8 pernos.....	41
Diseño de conexión a viga	41
Diseño de la conexión a columna	48
CONCLUSIONES.....	52
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	53
Anexo A: Parámetros NEC-15.....	54
Anexo B: Programa Excel.....	57

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Coordenadas Dir. X.....	11
Tabla 2: Coordenadas Dir. Y.....	12
Tabla 3: Peso por piso	13
Tabla 4: Coeficientes sísmicos	15
Tabla 5: Distribución vertical cortante 1	17
Tabla 6: Derivas Maximas elas. e Inelas	18
Tabla 7: Cargas ETABS	20
Tabla 9: T_{req}	30
Tabla 10: Chequeo cortante	31
Tabla 11: Selección de configuración 4 Pernos	33
Tabla 12: Selección datos geométricos 8 pernos.....	42

ÍNDICE DE FIGURAS

Gráfico 1: Render edificio	11
Gráfico 2: Planta edificio	12
Gráfico 3: Selección vigas y columnas.....	13
Gráfico 4: Espectro aceleración NEC-15.....	14
Gráfico 5: Columna Tipo I	21
Gráfico 6: Conexión a Cimentación	28
Gráfico 7: Conexión 4 pernos	32
Gráfico 8: Conexión 8 pernos	32
Gráfico 9: Conexión 4 pernos 1.....	33
Gráfico 10: Conexión 8 pernos.....	42

INTRODUCCIÓN

Hoy en día el análisis y diseño sismorresistente de estructuras civiles es fundamental y necesario para cualquier tipo de proyecto estructural. Ecuador al ser un país altamente sísmico es nuestro deber como ingenieros civiles otorgar seguridad a cualquier proyecto donde la vida de personas esté en riesgo en un acontecimiento natural de esta magnitud. Así mismo cada vez el uso de acero para la construcción es más utilizado en nuestro país por lo que se debe estudiar, analizar y sobre todo entender cómo funcionan las estructuras realizadas en este material al tener un evento sísmico. Códigos de construcción como el AISC, Instituto Americano de la Construcción en Acero, por sus siglas en inglés; ya han diseñado mecanismos para que el diseño y el análisis de estructuras en acero sean seguras frente a estos eventos naturales. Dentro de estos códigos lo que más se enfatiza es el tipo de conexión entre vigas y columnas. Existen varios tipos de conexiones precalificadas para brindar rigidez, pero a su vez ductilidad a las estructuras para que cuando ocurra el evento natural la edificación no se desplome en seguida y sea segura hasta que la gente pueda salir a un lugar abierto.

Dentro de las conexiones precalificadas normadas por el AISC está la conexión End-Plate. Esta conexión viga-columna es un tipo de conexión en la cual se utiliza pernos y soldadura los cuales, dependiendo del tipo de viga, el tipo de estructura, la magnitud entre luces, el tipo de acero, entre otras cosas se la puede diseñar para que cumpla la función de promover seguridad a las edificaciones ante sismos o terremotos.

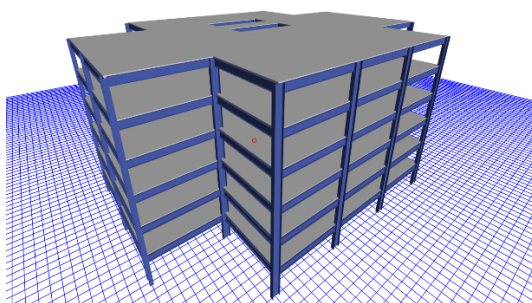
A continuación, se mostrará el diseño de un edificio con pórticos SMF (Especiales a Momento) de vigas Tipo I, columnas tipo I y conexión End Plate ubicado en Quito, con un suelo tipo D, además de consideraciones para cumplir con los parámetros establecidos por la NEC-2015.

CONTROL DE EDIFICACIÓN

Aspectos Generales de la Edificación

El edificio por realizarse está constituido por 6 pisos más la base, cada piso es de 3.65m teniendo un total de altura de 21.90 metros de alto. La edificación estará localizada en la ciudad de Quito con un tipo de suelo clase D y será utilizado para oficinas.

Gráfico 1: Render edificio



Las dimensiones en planta son las siguientes:

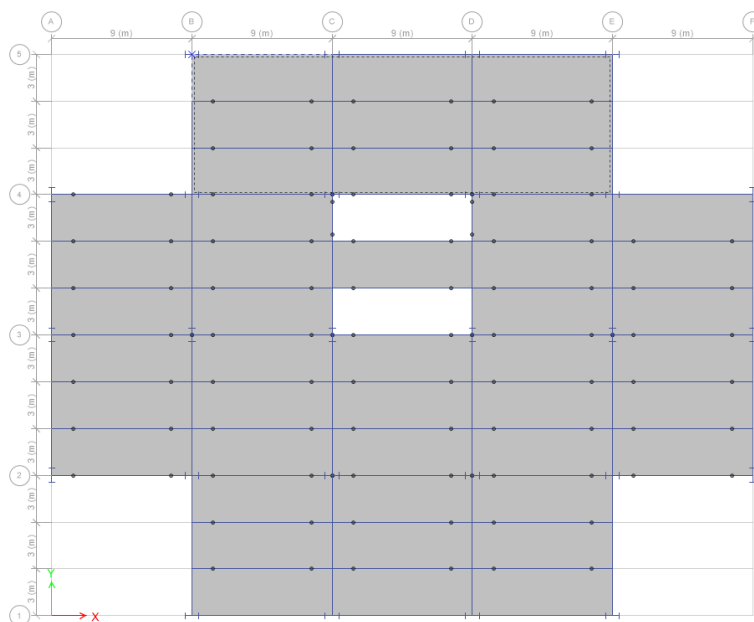
Tabla 1: Coordenadas Dir. X

Dirección X		
ID Grilla	Longitud	Unidad
A	0	m
B	9	m
C	18	m
D	27	m
E	36	m
F	45	m

Tabla 2: Coordenadas Dir. Y

Dirección Y		
ID Grilla	Longitud	Unidad
1	0	m
2	9	m
3	18	m
4	27	m
5	36	m

Gráfico 2: Planta edificio



Las dimensiones escogidas para las vigas y las columnas son las siguientes:

Gráfico 3: Selección vigas y columnas

	A	B	C	D	E	F
ROOF	W21 X 150	W30 X 99	W30 X 99	W30 X 99	W21 X 150	TOP OF PARAPET
6th FLR	W21 X 150	W33 X 221	W30 X 116	W30 X 116	W30 X 116	W21 X 150
5th FLR	W21 X 150	W33 X 221	W30 X 132	W30 X 132	W30 X 132	W21 X 150
4th FLR	W21 X 150	W30 X 148	W30 X 148	W30 X 148	W21 X 150	
3rd FLR	W21 X 150	W30 X 173	W30 X 173	W30 X 173	W21 X 150	
2nd FLR	W21 X 150	W33 X 318	W30 X 191	W30 X 191	W30 X 191	W21 X 150
1st FLR		W33 X 318	W33 X 318	W33 X 318	W33 X 318	

El peso de la edificación con las propiedades seleccionadas son las siguientes:

Tabla 3: Peso por piso

PISO	Peso (Ton)	Área (m ²)	Kgf/m ²
6	755.02	2106.00	358.51
5	755.02	2106.00	358.51
4	755.02	2106.00	358.51
3	755.02	2106.00	358.51
2	755.02	2106.00	358.51
1	755.02	2106.00	358.51

Los pesos anteriores fueron sacados utilizando el programa comercial ETABS colocando las vigas y columnas preestablecidas.

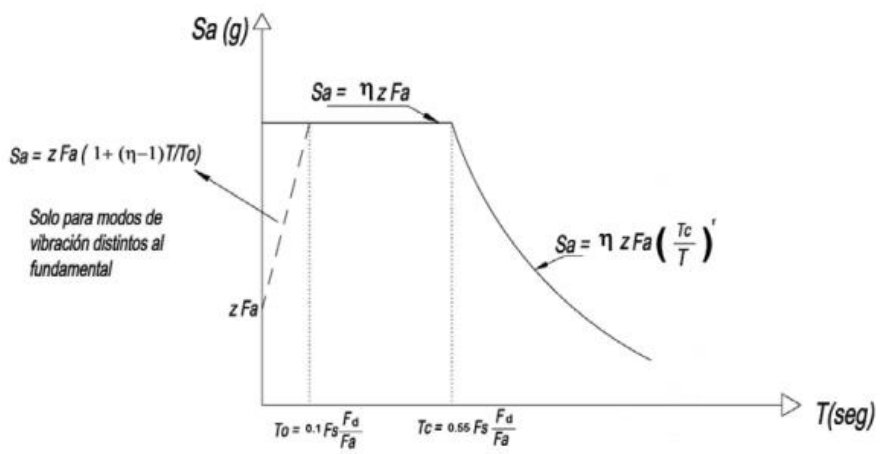
Cálculo de Cortante Basal y de combinaciones de carga

Tipo de estructura y determinación de aceleración espectral siguiendo la norma NEC-2015.

Aceleración espectral

Siguiendo con la norma NEC-2015 la aceleración espectral de la estructura debe seguir acorde a la siguiente gráfica:

Gráfico 4: Espectro aceleración NEC-15



Dónde: η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_d Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Fs. Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos

Sa Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura

T Período fundamental de vibración de la estructura T0 Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

TC Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Sabiendo esto tenemos los siguientes coeficientes para sacar Sa de esta edificación la cual se ubica en Quito y tiene una altura total de 21,9m:

Tabla 4: Coeficientes sísmicos

Sa diseño		
tc	0,698133	seg
Fa	1,2	-
Fd	1,19	-

Fs	1,28	-
z	0,4	g
niu	2,48	-
Ta	0,884631	seg
ct	0,072	-
hn	21,9	m
alfa	0,8	-

*Los coeficientes obtenidos se encuentran la explicación en el Anexo 1.

Con estos coeficientes podemos obtener el Sa con la fórmula:

$$Sa = \eta * Z * Fa * \left(\frac{Tc}{T}\right)^r = 0,97g$$

Cortante basal

Ya que con la aceleración espectral podemos obtener el cortante basal con la siguiente formula:

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi p * \phi E} * W$$

Dónde

Sa (Ta) Espectro de diseño en aceleración: 0,97g

ØP y ØE Coeficientes de configuración en planta y elevación: 1 y 1

I Coeficiente de importancia: 1

R Factor de reducción de resistencia sísmica: 8

V Cortante basal total de diseño

W Carga sísmica reactiva: 4530,12tonf

Ta Período de vibración: 0,88sg

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E} * W = 531,97tonf$$

Distribución vertical del cortante

Tabla 5: Distribución vertical cortante 1

Piso	Hi	wi	wi*hi^k	Fx (tonf)
6	21,9	755,02	29935,81	120,5678
5	18,25	755,02	24086,96	97,01133
4	14,6	755,02	18460,13	74,349
3	10,95	755,02	13099,91	52,76048
2	7,3	755,02	8078,15	32,53511
1	3,65	755,02	3534,997	14,23736
Suma		5285,14	132083,4	531,9718

Combinaciones de carga

Para este edificio se utilizó las siguientes combinaciones de carga para el diseño del SMF:

$$1.2D + 1E + 0,5L$$

Donde

D será la carga muerta de la estructura que incluirá el peso propio más la sobrecarga

E será la fuerza sísmica máxima

L será la carga viva de la estructura: 200kg/m² para oficinas

Control de deflexiones límites controladas por la NEC-15

Utilizando el programa ETABS y realizando el modelo con las secciones predefinidas se pudo encontrar las deflexiones máximas en todos los nodos además de las derivas de piso. La NEC- 15 establece que la deriva inelástica tanto en X como en Y debe ser menor al 2% y para cada piso debe ser menor a:

$$\Delta M = 0,75 * R * \Delta E$$

Donde:

ΔM será la deriva máxima inelástica

ΔE será el desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R será el factor de reducción de resistencia: 8 para esta estructura

Tabla 6: Derivas Maximas elas. e Inelas

Control de deformaciones	
Deriva elasX	0.00297
Deriva elasY	0.003021
Deriva inelx	0.01782
Deriva inely	0.018126

En la tabla 6 se puede observar que la deriva inelástica es tanto en X como en Y es de alrededor de 1.8% lo que es menor que el 2% y por lo tanto la edificación cumple con la norma ecuatoriana (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Selección de materiales y propiedades geométricas

Para este edificio se utilizará:

Vigas W30x132 , A992

Fy:3500kg/cm²

Fu: 4600Kg/cm²

Para este edificio se utilizará:

Columna W33x221 , A992

Fy:3500kg/cm²

Fu: 4600Kg/cm²

Acero A992 Ry:1.1

Momentos y fuerzas ETABS

En el programa ETABS se realizó el modelo y se agregó las propiedades antes mencionadas y las cargas antes descritas. Con esto se logró obtener las siguientes fuerzas y momentos:

Tabla 7: Cargas ETABS

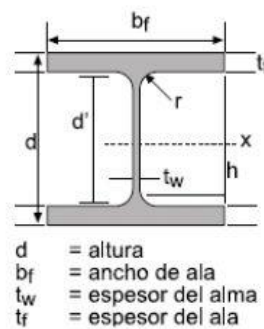
CARGAS ACTUANTES

CARGA COLUMNA			CARGA VIGA		
Mdl	1025000	Kg-cm	Mdl	1147000	Kg-cm
Mll	191000	Kg-cm	Mll	261000	Kg-cm
Mseis	6404660	Kg-cm	Mseis	7800000	Kg-cm
Vdl	6700	kg	Vdl	6980	kg
Vll	1636	kg	Vll	1680	kg
Vseis	36580	kg	Vseis	16320	kg
Pdl	175915	kg	COMBINACION DE CARGAS		
Pll	45370	kg	Vd+L	11064	kg
Pseis	2983	kg	Md+L	1794000	kg-cm
COMBINACIÓN SISMICA					
COMBINACION DE CARGAS			MD+L+E	9536300	Kg*cm
Vd+L	10657.6	kg	VD+L+E	26932	kg
Md+L	1535600	kg-cm			
Pd+L	283690	kg			
COMBINACION SISMICAS					
MD+L+E	7935160	Kg*cm			
VD+L+E	46778	kg			
PD+L+E	271949	kg			

Diseño de Columna

Para el diseño de columna en pórticos SMF (especiales a momento) sismorresistentes se tiene que tomar en cuenta que la relación ancho-espesor debe ser sísmicamente compacta tanto en el alma como en el ala.

Gráfico 5: Columna Tipo I



Para cumplir esta condición se debe cumplir con lo siguiente:

Para el ala:

$$\frac{bf}{2t_f} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$$

Donde:

-bf es el ancho de ala

-tf es el espesor del ala

-E es el módulo de elasticidad

-Ry es la relación de límite elástico

En el caso de la viga seleccionada nos da:

$$6.17 \leq 7.65 \text{ OK,}$$

Para el alma en cambio:

$$\frac{h}{tw} \leq 2.57 \sqrt{\frac{E}{Ry * Fy}}$$

Donde:

-h es el alto del alma

-tw es el espesor del alma

-E es el módulo de elasticidad

-Ry es la relación de límite elástico

Para esta viga nos da como resultado:

$$38.23 \leq 58.57 \text{ OK,}$$

Para la columna tipo I seleccionada W33X221 nos cumple tanto el alma como el ala que sean sísmicamente compactas.

Adicional a esto se necesita realizar un chequeo para ver la capacidad de cortante que sea

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde el V_u es el cortante sacado del programa ETABS ya con la combinación de cargas establecido en la sección 2.2.2 mientras que ϕV_n se obtiene de la siguiente ecuación:

$$\phi V_n = 1 * 0.6 * F_y * A_n * C_v$$

Donde

A_n es el área de la sección transversal de la viga

C_d : 1.0

Con esto tenemos que

$$355949.3kg \geq 46778kg \quad \text{OK}$$

Diseño de Viga

Al igual que la columna la viga tiene que ser sísmicamente compacta en el alma como en el ala, pero al tener una viga un diferente propósito que la columna cambian sus ecuaciones a las siguientes:

Ala:

$$\frac{bf}{2tf} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{Ry * Fy}}$$

Donde:

-bf es el ancho de ala

-tf es el espesor del ala

-E es el módulo de elasticidad

-Ry es la relación de límite elástico

En el caso de la viga seleccionada nos da:

$$5.25 \leq 7.65 \text{ OK,}$$

Alma:

$$\frac{h}{tw} \leq 2.57 \sqrt{\frac{E}{Ry * Fy}}$$

Donde:

-h es el alto del alma

-tw es el espesor del alma

-E es el módulo de elasticidad

-Ry es la relación de límite elástico

Para esta viga nos da como resultado:

$$43.09 \leq 58.57 \text{ OK,}$$

Para la viga seleccionada W30X132 se cumple tanto para el alma como para el ala que sea sísmicamente compacta.

Adicional a esto se necesita obtener el espaciado máximo de riostra el cual se obtiene con la ecuación:

$$L_b = \frac{0.095r_y E}{R_y F_y} = 111.05 \text{ cm}$$

Ya con el espaciado máximo de riostras se obtiene la rigidez mínima para proveer un adecuado arrojamiento lateral con la ecuación:

$$\beta B_f = 1 * \left(\frac{10 M_r * C_d}{L_b * h_o} \right)$$

Donde

Mr se obtiene de la ecuación:

$$Mr = Ry * Z * Fy$$

Cd para SMF: 1.0

Y teniendo como tal un $\beta Bf = 33363.19 \text{kg/cm}$

A este valor se lo compara con la rigidez arriostrada la cual se calcula con la ecuación:

$$K = \frac{Ag * E}{L} * \cos^2 \phi$$

Donde

Ag: área gruesa del arriostramiento

E: módulo de elasticidad del acero

L longitud de la viga y

$$\phi = 13.7 \text{ grados.}$$

Con eso tenemos que K tiene un valor de 95038Kg/cm y un βBf de 33363.19kg/cm por lo que esta viga si cumple con la capacidad de rigidez de arriostramiento.

Finalmente, para acabar el diseño de la viga se necesita chequear el desempeño por cortante en donde con la ecuación:

$$\phi Vn \geq Vu$$

Donde el V_u es el cortante sacado del programa ETABS ya con la combinación de cargas establecido en la sección 2.2.2 mientras que ϕV_n se obtiene de la siguiente ecuación:

$$\phi V_n = 1 * 0.6 * F_y * A_n * C_v$$

Donde

A_n es el área de la sección transversal de la viga

C_d : 1.0

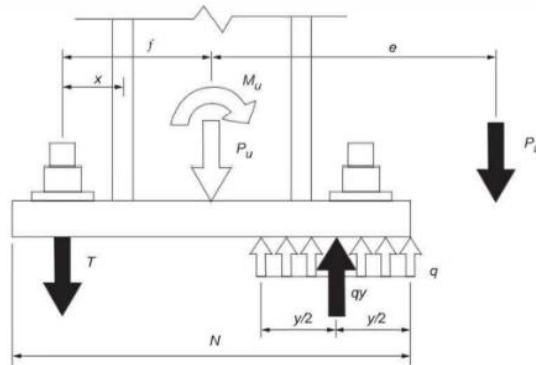
Con esto tenemos que

$$252466.90kg \geq 26932kg \quad \text{OK}$$

Diseño de la placa de cimentación a la columna

Para unir la placa de cimentación a la columna se necesita cumplir varios requisitos desde el tamaño de la placa hasta de la magnitud de las cargas axiales y momentos que se van a transmitir mediante la columna a la cimentación.

Gráfico 6: Conexión a Cimentación



Para realizar este diseño primero se necesita obtener la fuerza cortante requerida, la fuerza axial requerida y la fuerza flectora requerida. La combinación de carga ya tenemos del modelo computacional el cual nos dio: 203254346Kg. Con esto necesitamos realizar un chequeo de compresión en el cual primero necesitamos sacar las dimensiones de la placa.

Para estas dimensiones se utiliza la siguiente fórmula:

$$\text{Lado } N = 40\text{cm} + dc$$

$$\text{Lado } N = 40\text{cm} + bfc$$

Con eso tenemos que el lado N será 126.106cm en donde constructivamente utilizaremos 125cm y el lado B el cual nos dio 79cm y constructivamente utilizaremos 80cm. Con esto tenemos un área real de 10000cm². Para el chequeo de compresión necesitamos que el área real sea mayor al área requerido por compresión.

$$\text{Área requerida} = 0.5 * \left(\frac{Pd + L}{0.65 * 0.85 * fc} \right)$$

Donde tenemos que el f_c será la resistencia del hormigón de la cimentación el cual es 280kg/cm².

El área requerida será 900.8cm² lo cual es mucho menor al área real que sacamos por lo que el chequeo de compresión esta OK.

Ahora necesitamos el ancho de la placa el cual sacamos mediante la fórmula:

$$Tp(req) = \max(m, n, \mu n) * \sqrt{\frac{2Pu}{\phi FyBN}}$$

En donde m es:

$$m = \frac{N - 0.95 * dc}{2}$$

En donde n es:

$$n = \frac{B - 0.8 * bfc}{2}$$

Y μe es:

$$e = (2 * \sqrt{X}) / (1 + \sqrt{1 - X})$$

X será:

$$X = (4 * dc) / ((dc + bfc)^2 * \left(\frac{Pu}{0.65 * 0.85 * fc * 1.5 * Areal} \right))$$

Con estas ecuaciones tenemos que:

Tabla 9: Tqreq

X	0.0026	
Delta	0.051437	
Deltan*	0.582592	cm
m	21.59965	cm
n	23.9472	cm
tqreq	3.21393	cm

Por lo que constructivamente seleccionamos un ancho de placa de 3.5cm.

El último chequeo para finalizar con el diseño de la placa cimentación columna es el chequeo de cortante el cual:

$$\phi Vn \geq \phi Vnmax$$

Y

$$\phi Vnmax = 0.75 * 0.2 * fc * Ac$$

Y Ac será:

$$Ac = B * ancho\ de\ placa$$

Mientras que:

$$\phi V_n = 0.75 * 0.45 * P_u$$

Con eso tenemos que:

Tabla 10: Chequeo cortante

CHEQUEO		DE
CORTANTE		
Pu	407670.5	kg
Vn	137588.8	kg
phiVn max	50400	
OK RESISTE CORTANTE		

DISEÑO DE CONEXIÓN

La conexión End Plate entre columna y viga se puede realizar utilizando 4 pernos u 8 pernos dependiendo las dimensiones de la columna y de la viga. Por lo general en vigas y columnas que van a ser utilizadas para edificaciones pequeñas (menos de 3 pisos) se utiliza la conexión de 8 pernos y que esta sea con un rigidizador.

Gráfico 7: Conexión 4 pernos

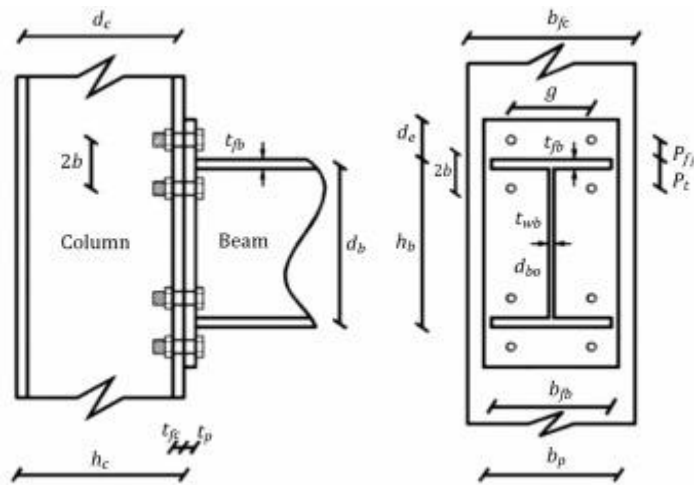
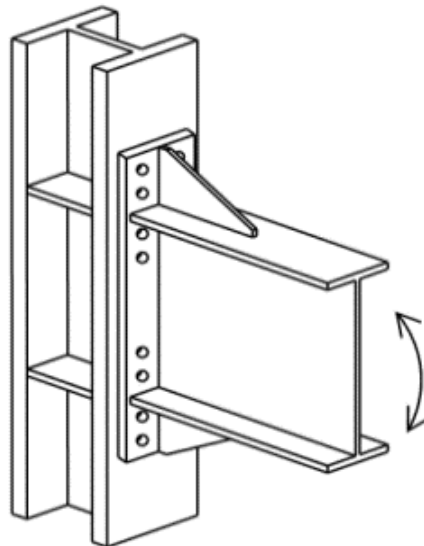


Gráfico 8: Conexión 8 pernos



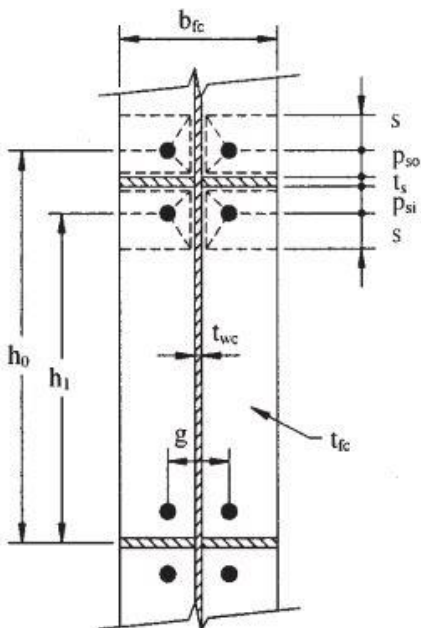
Para esta edificación se utilizará la conexión de 8 pernos pero se mostrará de igual manera como hacer la de 4 pernos.

Diseño 4 pernos

Diseño conexión a viga

Primeramente se necesita escoger dimensiones para la conexión:

Gráfico 9: Conexión 4 pernos



Para este ejercicio se utilizará los siguientes datos asumidos:

Tabla 11: Selección de configuración 4 Pernos

SELECCIÓN DE CONFIGURACIÓN geométrica		DE Datos
bp	23	cm
g	14	cm
pfi	5	cm
pfo	5	cm

de	4	cm
fyp	3500	kg/cm
fup	4200	kg/cm
ft	8000	kg/cm
ho	80.69	cm
h1	68.15	cm

Con estos datos lo primero que necesitamos obtener es el momento de diseño de conexión Muc el cual se saca con la siguiente fórmula:

$$Muc = Mpe + Vu * Lp$$

Donde Mpe es:

$$Mpe = 1.1 * Ry * Fy * Zx$$

En cambio Lp es el lugar donde pasará la rótulo plastica el cual sera el menor valor de los siguientes:

$$Lp = \frac{d}{2} \text{ ó } 3bfb$$

Ya con esto ahora sacamos el diámetro del tornillo requerido para la conexión con la siguiente fórmula:

$$dreq = \sqrt{2Muc / (\pi * \phi * Ft(h0 + h1))}$$

Constructivamente se selecciona el valor más cercano a la respuesta del diámetro del tornillo.

Con eso se saca el momento de perno de palanca el cual tiene que ser mayor al momento de diseño de la conexión:

$$\phi M_{np} > M_{uc}$$

Para sacar el momento de perno de palanca necesitamos sacar primero la resistencia a la tracción del perno con la fórmula:

$$P_t = F_t * A_b$$

Ya con eso podemos sacar el momento con la fórmula:

$$\phi M_{np} = 0.75 * 2 * P_t * (h_0 + h_1)$$

Después de seleccionar el tornillo ahora necesitamos el espesor requerido de la placa el cual se obtiene de la fórmula:

$$T_{preq} = \sqrt{\frac{1.11 * \phi * M_{np}}{\phi b * F_{yp} * Y_p}}$$

Donde para sacar Y_p necesitamos ver una condición:

Sí $s > p_{fi}$ tenemos que:

$$Y_p = \frac{b_p}{2} * \left(h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) - 2 \right) + \frac{2}{g} * (h_1 * (p_{fi} + s))$$

Y para sacar s tenemos que:

$$s = \frac{1}{2} * \sqrt{bp * g}$$

Constructivamente se selecciona el espesor más cercano de la placa que exista en el mercado.

Como la conexión no es rigidizada tenemos que sacar la fuerza de brida de haz factorizada:

$$Ffu = \frac{Muc}{db - tfb}$$

Y realizar el chequeo de rendimiento de cortante de la porción extendida del extremo:

$$\phi Rn = 0.9 * (0.6 * fyp) * bp * tp$$

Y nos tiene que dar:

$$\frac{Ffu}{2} \leq \phi Rn$$

Para que cumpla y no exista rotura.

Adicional tenemos que chequear la ruptura por cizallamiento de la porción extendida del plato:

$$\frac{Ffu}{2} \leq \phi Rn$$

Pero esta vez ϕRn es diferente:

$$\phi Rn = 0.9 * (0.6 * fyp) * An$$

Donde An será:

$$An = bp - 2 * (db + 0.3175) * tp$$

Si cumple ambos chequeos no exitiria rotura ni por cizallamiento ni por cortante en el extremo.

Ahora necesitamos chequear la resistencia a la rotura por cizallamiento de los peronos de compresión:

$$Vu \leq \phi Rn$$

Donde el Vu será el cortante factorizado que nos dio el programa ETABS mientras que el ϕRn es:

$$\phi Rn = 0.75 * 4 * 4200 * Ab$$

Y el ab será el área del perno seleccionado.

Ahora necesitamos realizar el chequeo de desprendimiento de los pernos a compresión primero en la placa final y después en la brida de la columna.

Para la placa final tenemos que la resistencia al rodamiento será:

$$\phi Rn = 2.4 * db * Fup * tp * 4 * 0.75$$

E igual que antes tenemos que ver que

$$Vu \leq \phi Rn$$

Ahora para la brida de la columna

$$\phi Rn = (2.4 * db * Fup * tp * 4 * 0.75) * \left(\frac{tfc}{tp}\right) * \left(\frac{Fyp}{Fyb}\right)$$

Finalmente se necesitaría realizar el diseño de soldadura primero para la brida de viga a soldadura de placa de extremos en donde tenemos que cumplir:

$$\phi Rn \geq Ffu$$

Y Ffu para el tipo de soldadura tendrá un límite de fluencia de alrededor de 45000kg.

Ya con eso necesitamos obtener el largo efecto de suelda en ambos lados con la fórmula:

$$Le = bf + (bf - tw)$$

Y ahora para calcular la cantidad de suelda necesaria la obtenemos con:

$$D = 0.6 * Fyb * \frac{twb}{2} * 1.392$$

Diseño conexión a columna

Al igual que para la conexión en la viga se necesita realizar el chequeo de los momentos. Después de hacer eso necesitamos realizar el chequeo de reborde de la columna para el rendimiento de flexión en donde vemos si se necesita algún tipo de rigidizador de ala o no.

Para eso tenemos que:

$$Tfc(req) > tfc$$

Se necesitaria un rigidazor. El tfcreque se lo saca con la siguiente fórmula:

$$Tfc(req) = \sqrt{\frac{1.11 * \phi * Mnp}{\phi b * Fyc * Yp}}$$

En el caso de ser necesario un rigidizaror se empieza asumiendo un rigidizador de 1.3cm de espesor. Y se vuelve a realizar el cálculo.

Después se realizar el chequeo de resistencia del ala de la columna no reforzada para determinar la fuerza de diseño del refuerzo:

$$\phi Rn \leq Ffu$$

Donde Ffu será el mismo del diseño de la viga mientras que ϕRn se lo saca con la ecuación:

$$\phi Rn = \frac{\phi Mcf}{d - tfb}$$

Y ϕMcf se obtiene de:

$$\phi Mcf = \phi b * Fyc * Yc * tcf^2$$

Una vez realizado este chequeo es necesario realizar el cálculo de fuerza de rendimiento del alma loca para ver si es necesario rigidizador o no

$$\phi R_n \leq Ffu$$

Si pasa esto necesitaríamos utilizar un rigidizador.

Para sacar ϕR_n se necesita realizar la siguiente ecuación:

$$\phi R_n = (Ct * (6 * Kc) + N + 2 * tp) * Fyc * twc$$

Ahora es necesario realizar el cálculo de resistencia del pandeo del alma en donde si

$$\phi R_n \leq Ffu$$

Se necesitan rigidizadores. En este caso

$$\phi R_n = 0.9 * 24 * twc^2 * \sqrt{E * \frac{Fyc}{h}}$$

Finalmente se necesita realizar el chequeo de resistencia al aplastamiento del alma para ver si se necesita rigidizadores:

$$\phi R_n \leq Ffu$$

En este caso ϕR_n se saca con la siguiente ecuación:

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \times \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}}$$

Una vez ya hecho todos los chequeo se calcula la fuerza para el diseño de rigidizadores el cual será:

$$F_{cu} = F_{fu} - \max(\phi R_n)$$

Con esto puedo tener obtener el área requerido del rigidizador con la ecuación:

$$A_{stmin} = \frac{F_{cu}}{0.9 * F_{yp}}$$

Diseño de 8 pernos

Este diseño se utilizará para el edificio en cuestión. Por lo que se realizará el análisis con los valores de momento, de fuerza axial y de cortante sacados en la sección 4.2.

Diseño de conexión a viga

Para esto primero necesitamos seleccionar los valores de la conexión:

h1	88.19	cm
h2	80.14	cm
h3	68.70	cm
h4	60.70	cm

Con esto al igual que para la conexión de 4 pernos primero necesitamos determinar el momento de diseño de conexión Muc :

$$Muc = Mpe + Vu * Lp$$

Donde Mpe es:

$$Mpe = 1.1 * Ry * Fy * Zx = 30327524Kg * cm$$

En cambio Lp es el lugar donde pasará la rótulo plastica el cual sera el menor valor de los siguientes:

$$Lp = \frac{d}{2} = 38.481cm \text{ ó } 3bfb = 80.01$$

Ya con esto ahora sacamos el diámetro del tornillo requerido para la conexión con la siguiente fórmula:

$$dreq = \sqrt{2Muc / (\pi * \phi * Ft(h1 + h2 + h3 + h4))} = 3.34cm$$

Constructivamente se selecciona el valor más cercano a la respuesta del diámetro del tornillo es decir 3.30cm.

Con eso se saca el momento de perno de palanca el cual tiene que ser mayor al momento de diseño de la conexión:

$$\emptyset M_{np} > M_{uc}$$

Para sacar el momento de perno de palanca necesitamos sacar primero la resistencia a la tracción del perno con la fórmula:

$$P_t = F_t * A_b = 68423.9kg$$

Ya con eso podemos sacar el momento con la fórmula:

$$\emptyset M_{np} = 0.75 * 2 * P_t * (h_1 + h_2 + h_4 + h_4) = 30558587.4kg * cm$$

Con esto chequeamos que

$$\emptyset M_{np} > M_{uc} \text{ OK}$$

Por lo que el diámetro del tornillo seleccionado esta bien.

Ahora necesitamos dimensionar el espesor de la placa con la fórmula:

$$T_{preq} = \sqrt{\frac{1.11 * \emptyset * M_{np}}{\emptyset b * F_{yp} * Y_p}}$$

Pero a diferencia de la conexión de 4 pernos para sacar Y_p necesitamos ver una condición:

Sí $de > s$ tenemos que:

$$Y_p = \frac{bp}{2} * \left(h1 \left(\frac{1}{2de} \right) + h2 \left(\frac{1}{pfo} \right) + h3 \left(de + \frac{pb}{4} \right) + h4 \left(\frac{1}{s} \right) \right) + \frac{2}{g} \\ * \left(h1 \left(de + \frac{pb}{4} \right) + h2 \left(pfo + \frac{3pb}{4} \right) + h3 \left(pfi + \frac{pb}{4} \right) + h4 \left(s + \frac{3pb}{4} \right) \right. \\ \left. + pb^2 \right)$$

Y para sacar s tenemos que:

$$s = \frac{1}{2} * \sqrt{bp * g}$$

Con lo que tenemos que $s=8.9\text{cm}$, $Y_p=1020.88\text{cm}$ y nuestro t_p requerido será= 3.25cm por lo que constructivamente seleccionaremos 3.2cm .

Ahora como la conexión en vigas de 8 pernos tiene que ser rigidizada tenemos que diseñar los rigidizadores. Para eso primero necesitamos seleccionar el ancho de los rigidizadores con la siguiente fórmula:

$$T_s (req) = twb \left(\frac{F_y b}{F_{ys}} \right) = 1.6\text{cm}$$

Ahora necesitamos sacar la longitud del rigidizador con la ecuación:

$$L_{st} = hst / \tan 30$$

Donde hst es:

$$hst = pfo + pb + de = 16cm$$

por lo que nuestra longitud del rigidizador Lst será: 27.1cm.

Ya con esto par acabar el diseño del rigidizador necesitmao chequear que no existe pandeo local con la fórmula:

$$\frac{hst}{tst} < 0.56 * \sqrt{E * Fy}$$

$$9.8cm < 13.4cm \text{ OK}$$

Ahora necesitamos realizar u chequeo de resistencia a la rotura por cizallamiento de los pernos de compresión:

$$Vu \leq \phi Rn$$

Donde el Vu será el cortante factorizado que nos dio el programa ETABS mientras que el ϕRn es:

$$\phi Rn = 0.75 * 4 * 4200 * Ab = 16934kg$$

Con esto tenemos que:

$$26932 \leq 169345kg \text{ OK}$$

Ahora necesitamos realizar el chequeo de desprendimiento de los pernos a compresión primero en la placa final y después en la brida de la columna.

Para la placa final tenemos que la resistencia al rodamiento será:

$$\phi Rn = 2.4 * db * Fup * tp * 4 * 0.75 = 106444.8kg$$

Es igual que antes tenemos que ver que

$$Vu \leq \phi Rn = 26932 < 169345kg \text{ OK}$$

Ahora para la brida de la columna

$$\phi Rn = (2.4 * db * Fup * tp * 4 * 0.75) * \left(\frac{tfc}{tp}\right) * \left(\frac{Fyp}{Fyb}\right) = 413078kg$$

$$Vu \leq \phi Rn = 26932 < 413078kg \text{ OK}$$

Finalmente se necesitaría realizar el diseño de soldadura primero para la brida de viga a soldadura de placa de extremos en donde tenemos que cumplir:

$$\phi Rn \geq Ffu$$

Y Ffu para el tipo de soldadura tendrá un límite de fluencia de alrededor de 45000kg.

$$\phi Rn = 0.6 * Fy * Afb = 142258kg > 45000kg \text{ OK}$$

Ya con eso necesitamos obtener el largo efecto de suelda en ambos lados con la fórmula:

$$Le = bf + (bf - tw) = 26cm$$

Y ahora para calcular la cantidad de suelda necesaria la obtenemos con:

$$D = \frac{0.6 * Fyb * twb}{2 * 1.392} = 73.64cm$$

Diseño de la conexión a columna

Al igual que para la conexión en la viga se necesita realizar el chequeo de los momentos. Después de hacer eso necesitamos realizar el chequeo de reborde de la columna para el rendimiento de flexión en donde vemos si se necesita algún tipo de rigidizador de ala o no.

Para eso tenemos que:

$$Tfc(req) > tfc$$

Se necesitaria un rigidador. El tcreque se lo saca con la siguiente fórmula:

$$Tfc(req) = \sqrt{\frac{1.11 * \phi * Mnp}{\phi b * Fyc * Yp}}$$

En el caso de ser necesario un rigidizaror, se empieza asumiendo un rigidizador de 1.3cm de espesor. Y se vuelve a realizar el cálculo.

En este caso nos dio que

$Tfc(req) = 3.55cm > tfc = 3.25$ es necesario un rigidizador. Se asume un rigidizador de

1.5cm de ancho y con esto tenemos que el nuevo $T_{f_{req}}$ nos da de 2.81cm y eso si es menor que el t_{fc} por lo que pasa el chequeo de reborde de la columna para el rendimiento de flexión.

Después se realizará el chequeo de resistencia del ala de la columna no reforzada para determinar la fuerza de diseño del refuerzo:

$$\phi R_n \leq F_{fu}$$

Donde F_{fu} será el mismo del diseño de la viga mientras que ϕR_n se lo saca con la ecuación:

$$\phi R_n = \frac{\phi M_{cf}}{d - t_{fb}}$$

Y ϕM_{cf} se obtiene de:

$$\phi M_{cf} = \phi b * F_{yc} * Y_c * t_{cf}^2 = 28633358kg * cm$$

Con esto tenemos que:

$$385000kg \leq 4500000kg \text{ OK pasa el chequeo.}$$

Una vez realizado este chequeo es necesario realizar el cálculo de fuerza de rendimiento del alma loca para ver si es necesario rigidizador o no

$$\phi R_n \leq F_{fu}$$

Si pasa esto necesitaríamos utilizar un rigidizador.

Para sacar ϕR_n se necesita realizar la siguiente ecuación:

$$\phi R_n = (Ct * (6 * Kc) + N + 2 * tp) * Fyc * twc = 277893Kg$$

Por lo que tenemos que:

277893kg ≤ 450000kg Se necesita rigidizador en el alma.

Ahora es necesario realizar el cálculo de resistencia del pandeo del alma en donde si

$$\phi R_n \leq Ffu$$

Se necesitan rigidizadores. En este caso

$$\phi R_n = 0.9 * 24 * twc^2 * \sqrt{E * \frac{Fyc}{h}} = 22059.8kg$$

Por lo que tenemos que:

22059g ≤ 450000kg Se necesita rigidizador en el alma.

Finalmente se necesita realizar el chequeo de resistencia al aplastamiento del alma para ver si se necesita riidizadores:

$$\phi R_n \leq Ffu$$

En este caso ϕR_n se saca con la siguiente ecuación:

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \\ \times \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}}$$

Con esto tenemos que:

31359kg ≤ 450000kg Se necesita rigidizador en el alma.

Una vez ya hecho todos los chequeo se calcula la fuerza para el diseño de rigidizadores el cual será:

$$F_{cu} = F_{fu} - \max(\phi R_n) = 399373Kg$$

Con esto puedo tener obtener el área requerido del rigidizador con la ecuación:

$$A_{stmin} = \frac{F_{cu}}{0.9 * F_{yp}} = 125.782cm^2$$

Y si se utiliza un rigidizador de 7.5cm de espesor nuestra área requerida del rigidizador será:

$$A_{st} = 132cm^2$$

Y con esto finalizaría el diseño de la conexión.

CONCLUSIONES

En conclusión el diseño de la edificación quedaria con unas vigas W30x132 de acero A992 con un F_y de 3500kg/cm² y un F_u de 4600Kg/cm y con unas columnas W33x221 de acero A992 con el mismo F_y y F_u de las vigas. Tanto las vigas seleccionadas como las columnas son sísmicamente compactas y la edificación como tal cumple con la norma NEC-15 tanto en el espectro de aceleración como en el control de derivas inelásticas (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

La conexión de la columna a la cimentación se hará con una placa de espesor de 3.5cm y de tamaño de 125cmx85cm. El diseño de la conexión entre viga y columna será con una conexión 8 pernos con la configuración descrita en la sección “Diseño de conexión 8 pernos”. Como se puede ver las columnas y las vigas para esta conexión esta sobredimensionada por lo que podría optimizarse o cambiando las secciones o las propiedades de la conexión.

Con todo esto podemos decir que el diseño es satisfactorio y que podría ser totalmente construible. Lo que se tiene que tomar en cuenta sería que tanto la columna como la viga sea hecha del acero correspondiente es decir del acero A992 y que cumpla con cualquier estándar de calidad. Adicional al tener un programa hecho en Excel para todo el catálogo de vigas tipo I podremos recalcular el diseño para otra viga y otra columna haciéndolo lo óptimo posible.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Institute of Steel Construction. (2016). *Prequalified Connections for*.

American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic Provisions For Structural Steel Buildings*.

Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*.

Carter, C. (1999). *Stiffening of Wide-Flange Columns at Moment Connections: Wind and Seismic Applications*.

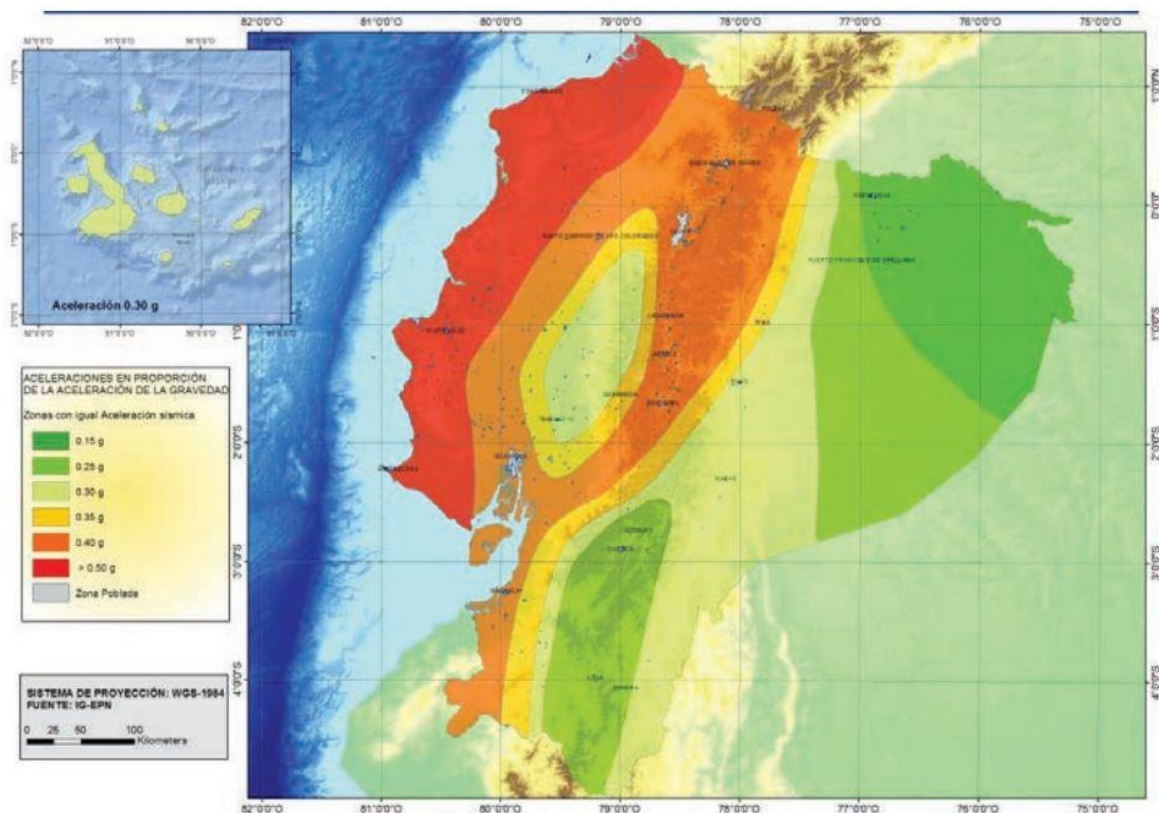
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). Edificaciones de Acero. In M. d. Vivienda, *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). Peligro Sísmico. In M. d. Vivienda, *Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015*.

Murray, T., & Sumner, E. (2003). *Extended End-Plate Moment Connections Seismic and Wind Applications*.

Structural Engineers Association of California . (2020). *2018 IBC SEAOC STRUCTURAL/SEISMIC DESIGN MANUAL*.

Anexo A: Parámetros NEC-15



b. F_d : **amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca**

En la [Tabla 4](#) se presentan los valores del coeficiente F_d que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	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	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

c. F_s : comportamiento no lineal de los suelos

En la [Tabla 5](#) se presentan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	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	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

a. F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

En la [Tabla 3](#) se presentan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	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	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Anexo B: Programa Excel

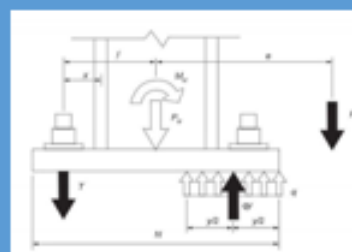
PROYECTO DE TITULACIÓN			
DISEÑO SISMORESISTENTE CONEXIÓN PLACA FINAL 4/8 PERNOS CON/SIN RIGIDIZADOR			
Martín Bueno 136525		COMENZAR	
VIGA SELECCIONADA W30X132		DATOS GEOMÉTRICOS ASUMIDOS	
		CONEXION 4 PERNOS	
db	76.362 cm	bp	23 cm
twb	1.5621 cm	g	14 cm
bfb	26.67 cm	pfi	5 cm
h	67.31 cm	pfo	5 cm
tfb	2.54 cm	de	4 cm
kb	4.191 cm	fyp	3500 kg/cm ²
g (workable Gage)	13.97 cm	fup	4200 kg/cm ²
Zxb	7161.16 cm ³	ft	8000 kg/cm ²
Fyb	3500 kg/cm ²		
Fub	4600 kg/cm ²	ho	80.69 cm
		h1	68.15 cm
COLUMNA SELECCIONADA W33X221		DATOS GEOMÉTRICOS ASUMIDOS	
		CONEXIÓN 8 PERNOS	
dc	86.106 cm	bp	23 cm
twc	1.3685 cm	g	14 cm
bfc	40.132 cm	pfi	4.5 cm
tfc	3.2512 cm	pfo	4.45 cm
kc	5.2324 cm	pb	8 cm
(h/tw)c	38.225806 cm	de	3.2 cm
g (Workable gage)	13.97 cm	fyp	3500 kg/cm ²
Zxc	5112.7752 cm ³	fup	4200 kg/cm ²
Fyc	3500 kg/cm ²	ft	8000 kg/cm ²
Fuc	4600 kg/cm ²	h1	88.19 cm
		h2	80.14 cm
		h3	68.70 cm
		h4	60.70 cm
MOMENTO DE DISEÑO DE CONEXIÓN M_{uc}		Lugar de la rotula plastica	
$M_{uc} = M_{pe} + V_u L_p$	31363834.33	$L_p = \min \left\{ \begin{array}{l} d/2 \\ 3b_p \end{array} \right.$	
$M_{pe} = 1.1 R_y F_y Z_x$			
M _{pe}	30327524 K-in	d/2	38.481 in
		3b _{fb}	80.01 in

CARGAS ACTUANTES

CARGA COLUMNA		CARGA VIGA	
Mdl	1E+06 Kg-cm	Mdl	1E+06 Kg-cm
Mll	191000 Kg-cm	Mll	261000 Kg-cm
Mseis	6E+06 Kg-cm	Mseis	8E+06 Kg-cm
Vdl	6700 kg	Vdl	6980 kg
Vll	1636 kg	Vll	1680 kg
Vseis	36580 kg	Vseis	16320 kg
Pdl	175915 kg	COMBINACION DE CARGAS	
Pll	45370 kg	Vd+L	11064 kg
Pseis	2983 kg	Md+L	2E+06 kg-cm
COMBINACION DE CARGAS		COMBINACIÓN SISMICA	
Vd+L	10658 kg	MD+L+E	1E+07 Kg*cm
Md+L	2E+06 kg-cm	VD+L+E	26932 kg
Pd+L	283690 kg		
COMBINACION SISMICAS			
MD+L+E	8E+06 Kg*cm		
VD+L+E	46778 kg		
PD+L+E	271949 kg		

DISEÑO PLACA CIMENTACIÓN COLUMNA

COMBINACIÓN DE CARGA		DIMENSIONES TEORICAS	
2.03E+08 kg		N	126.11 cm
FUERZA AXIAL REQUERIDA		B	80.132 cm
Pu	132090 kg	Area	10105 cm ²
FUERZA CORTANTE REQUERIDA		DIMENSIONES REALES	
Vu	481.40 kg	N	125 cm
FUERZA FLECTORA REQUERIDA		B	80 cm
Mu	-2E+07 kg-cm	area REAL	10000 cm ²

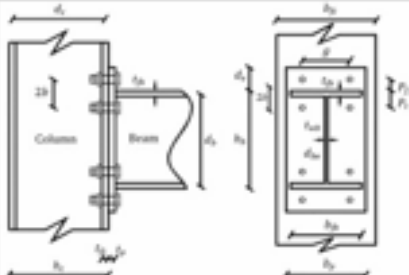


CHEQUEO DE COMPRESIÓN

AREA REQUI	900.82 cm ²
Ancho de placa	3.5 cm
Fpu	28.369 kg/cm ²
X	0.0026
Delta	0.0514
Deltan*	0.5826 cm
m	21.6 cm
n	23.947 cm
tqreq	3.2139 cm

CHEQUEO DE CORTANTE

Pu	407671 kg
Vn	137589 kg
phiVn ma:	50400
OK RESISTE CORTANTE	

4 PERNOS			
VIGA		COLUMNA	
RELACIÓN ANCHO-ESPESOR SISMICAMENTE COMPACTAS		RELACIÓN ANCHO-ESPESOR SISMICAMENTE COMPACTAS	
ALMA	SISMICAMENTE COMPACTA EN EL ALMA	ALMA	SISMICAMENTE COMPACTA EN EL ALMA
ALA	SISMICAMENTE COMPACTA EN EL ALA	ALA	SISMICAMENTE COMPACTA EN EL ALA
ESPACIADO MÁXIMO DE RIOS	111.03896	ESPACIADO MÁXIMO DE RIOS	256.95 cm
RIGIDEZ MÍNIMA	33363 Kg/cm	CHEQUEO CORTAN	Correcto no hay Problema en la
CHEQUEO CORTAN Correcto no hay Problema en la viga			
VIGA			
DIAMETRO DE TORNILLO SELECCIONADO			
db	5	cm	
ESPESOR ELEJIDO PARA LA PLACA			
tp	4.7	cm	Gr Fys 3500
NO RIGIDIZADA			
CHEQUEO DE RUPTURA POR CIZALLAMIENTO DE LA PORCIÓN EXTENDIDA DEL PLATO		HAY RUPTURA CAMBIAR	
CHEQUEO DE RESISTENCIA A LA ROTURA POR CIZALLAMIENTO DE LOS PERNOS DE COMPRESIÓN		SI CUMPLE	
CHEQUEO DE DESPRENDIMIENTO DE LOS PERNOS A COMPRESIÓN			
PLACA FINAL	OK NO HAY DESPRENDIMIENTO	ii) Brida de columna	HAY DESPRENDIM
Diseño de soldadura			
i) Bridas de viga a soldadura de placa de extremo		Se utiliza	26.22 cm suelda
ii) Soldadura de alma de viga a placa de extremo		Se utiliza	73.64 cm suelda
COLUMNA			
CHEQUEO DEL REBORDE DE L COLUMNA PARA EL RENDIMIENTO DE FLEXIÓN		SE ASUME 1/2 in rigidizador	VOLVEAR A CHEQUER
CHEQUEO RESISTENCIA DEL ALA DE LA COLUMNA NO REFORZADA PARA DETERMINAR LA FUERZA DE DISEÑO DEL REFUERZO		OK	
CALCULO DE FUERZA PARA DISEÑO DE RIGIDIZADORES		390357	kg
RIGIDIZADORES DE ALMA Si se utiliza 3/4 in OK EL RIGIDIZADOR ESTA BIEN			

8 PERNOS			
VIGA		COLUMNA	
RELACIÓN ANCHO-ESPESOR SISMICAMENTE COMPACTAS		RELACIÓN ANCHO-ESPESOR SISMICAMENTE COMPACTAS	
ALMA	SISMICAMENTE COMPACTA EN EL ALMA	ALMA	SISMICAMENTE COMPACTA EN EL ALMA
ALA	SISMICAMENTE COMPACTA EN EL ALA	ALA	SISMICAMENTE COMPACTA EN EL ALA
ESPACIADO MÁXIMO DE RIOS	111.04	ESPACIADO MÁXIMO DE RIOS	256.95 cm
RIGIDEZ MÍNIMA	33363 Kg/cm	CHEQUEO CORTAN	Correcto no hay Problema en la
CHEQUEO CORTAN Correcto no hay Problema en la viga			
VIGA			
DIAMETRO DE TORNILLO SELECCIONADO			
db	3.3 cm		
ESPESOR ELEJIDO PARA LA PLACA			
tp	3.2 cm	Gr Fys	3500
RIGIDIZADA			
DISEÑO RIGIDIZADORES			
TS utilizac	1.6 cm	OK SATIFACE	
CHEQUEO DE RESISTENCIA A LA ROTURA POR CIZALLAMIENTO DE LOS PERNOS DE COMPRESIÓN			SI CUMPLE
CHEQUEO DE DESPRENDIMIENTO DE LOS PERNOS A COMPRESIÓN			
i) Resistencia al f		ii) Brida de columna	
OK NO HAY DESPRENDIMIENTO		OK HAY DESPRENDIM	
Diseño de soldadura			
i) Bridas de viga a soldadura de placa de extremo		Se utiliza	26.01 cm suelda
ii) Soldadura de alma de viga a placa de extremo		Se utiliza	73.64 cm suelda
COLUMNA			
CHEQUEO DEL REBORDE DE LA COLUMNA PARA EL RENDIMIE DE FLEXIÓN	SE ASUME 1/2 in rigidizador		OK CON RIGIDIZADORES DE AL
CHEQUEO RESISTENCIA DEL ALA DE LA COLUMNA NO REFORZADA PARA DETERMINAR LA FUERZA DE DISEÑO DEL REFUERZO			OK
CALCULO DE FUERZA PARA DISEÑO DE RIGIDIZADORES	399373		kg
RIGIDIZADORES DE ALMA			
Si se utiliza 3/4 in			
OK EL RIGIDIZADOR ESTA BIEN			

