

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**Análisis y Diseño de un Edificio de Acero con Columnas CFT y
Conexiones DST**

Proyecto Integrador

Pablo Nicolás Córdova Narváez

Ingeniería Civil

Trabajo de Titulación de pregrado presentado como requisito para la obtención del título de Grado
en Ingeniería Civil

Quito, mayo de 2024

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE
QUITO USFQ
COLEGIO POLITÉCNICO**

**HOJA DE APROBACIÓN DE TRABAJO DE
TITULACIÓN**

**Análisis y Diseño Computacional de un Edificio de Acero con Columnas
CFT y Conexiones DST**

Pablo Nicolás Córdova Narváez

Nombre del Director del Programa:	Fabricio Yépez
Título académico:	Doctor of Philosophy
Director del programa de:	Maestría en Ingeniería Civil

Nombre del Decano del colegio Académico:	Eduardo Alba
Título académico:	Doctor of Philosophy
Decano del Colegio: Ingeniería	Colegio de Ciencias e

Quito, mayo de 2024

© 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.

Nombre del estudiante: Pablo Nicolás Córdova Narváez

Código de estudiante: 00216094

C.I.: 172073276-5

Lugar y fecha: Quito, 30 de mayo de 2024

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UNPUBLISHED DOCUMENT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 graduation 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

Este estudio presenta el modelamiento de un edificio de construcción compuesta (acero y hormigón) de 5 pisos con pórticos resistentes a momento, con el propósito de analizar su comportamiento estructural frente a cargas gravitacionales y laterales, considerando la interacción entre elementos de acero y concreto. Se emplean vigas tipo I compuestas para distribuir eficientemente las cargas a lo largo de la estructura, junto con columnas CFT (Columnas huecas de acero rellenas de hormigón) que ofrecen resistencia a compresión y flexión, reduciendo el peso del edificio. La conexión viga-columna se realiza mediante el innovador DST (Double Split Tee), facilitando la transferencia de momentos y fuerzas axiales, mejorando la resistencia sísmica. El análisis estructural se lleva a cabo mediante análisis estructural realizado por el programa ETABS, evidenciando la eficacia del sistema propuesto para resistir cargas y eventos sísmicos, asegurando un comportamiento estable y seguro.

Palabras clave: Pórticos resistentes a momento, Vigas tipo I compuestas, Columnas CFT, Conexión DST, Modelado computacional, Resistencia sísmica.

ABSTRACT

This study presents the modeling of a 5-story composite building (steel and concrete) with moment-resistant frames, with the purpose of analyzing its structural behavior against gravitational and lateral loads, considering the interaction between steel and concrete elements. Composite Type I beams are used to efficiently distribute loads throughout the structure, along with CFT (Concrete Filled Hollow Steel Columns) columns that offer compression and flexural strength, reducing the weight of the building. The beam-column connection is made using the innovative DST (Double Split Tee), facilitating the transfer of moments and axial forces, improving seismic resistance. The structural analysis is conducted using ETABS program, evidencing the effectiveness of the proposed system to resist loads and seismic events, ensuring stable and safe behavior.

Keywords: Moment frames, Composite type I beams, CFT columns, DST connection, Computational modeling, Seismic resistance.

Tabla de Contenido

1.	INTRODUCCIÓN	7
1.1	Objetivos y Alcance	8
2.	DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN EVALUADA	9
3.	CRITERIO DE CARGAS	10
3.1	Carga Viva	10
3.2	Carga Muerta.....	11
4.	EVALUACIÓN SÍSMICA.....	12
4.1	Análisis de Combinación de Carga	14
5.	MODELAMIENTO ESTRUCTURAL	15
5.1	Materiales y Secciones Empleadas	15
6.	MODELO MATEMÁTICO ETABS	20
6.1	Fuerzas Equivalentes.....	20
6.2	Derivas	25
6.3	Modos de Vibración	26
7.	DISEÑO Y ANÁLISIS DE SECCIONES.....	27
7.1	Diseño de la Viga Principal.....	27
7.2	Diseño Viga Compuesta Secundaria.....	33
7.3	Diseño Columna Compuesta	38
7.4	Diseño de Conexión DST (Double Split Tee)	45
8.	CONCLUSIONES	55
9.	REFERENCIAS	57

1. INTRODUCCIÓN

En este estudio se presenta el modelamiento de un edificio de 5 pisos, diseñado con un sistema de pórticos resistentes a momento. El objetivo principal es analizar el comportamiento estructural del edificio ante cargas gravitacionales y laterales, considerando un sistema estructural compuesto (acero y hormigón).

El modelo estructural emplea vigas tipo I compuestas, que ofrecen una alta resistencia y rigidez, distribuyendo eficientemente las cargas a lo largo de la estructura. Además, se implementan columnas CFT, las cuales consisten en columnas huecas de acero rellenas de hormigón. Esta combinación de materiales proporciona una excelente resistencia a la compresión y flexión, además de reducir el peso estructural del edificio.

Para la conexión viga-columna, se emplea un tipo de conexión innovador conocido como DST (Double Split Tee). Esta conexión permite una transferencia eficiente de momentos y fuerzas axiales entre la viga y la columna, mejorando la capacidad de resistencia sísmica y de cargas laterales del sistema estructural.

El análisis estructural se realiza mediante métodos de modelado computacional avanzados, como el método de elementos finitos, que permiten evaluar el comportamiento del edificio ante diferentes escenarios de carga y condiciones de diseño. Los resultados obtenidos demuestran la eficacia del sistema estructural propuesto, destacando su capacidad para resistir cargas gravitacionales y laterales, así como su comportamiento estable y seguro durante eventos sísmicos.

1.1 Objetivos y Alcance

Objetivo Principal

Desarrollar un modelo computacional integral para la edificación de acero con columnas CFT que permita simular y analizar su comportamiento estructural bajo diferentes condiciones de carga, incluyendo cargas estáticas y dinámicas..

Objetivos Específicos

- Aplicación de conexión DST para evaluar la respuesta sísmica de la edificación y su capacidad para resistir eventos sísmicos.
- Analizar el comportamiento que tiene las conexiones DST y columnas CFT en una edificación bajo los parámetros de análisis sísmico de la NEC.
- Diseñar la edificación con cada especificación de carga en el programa ETABS.
- Analizar cada estado límite de los elementos vigas y columnas de la primera planta.
- Crear una hoja de cálculo de Excel para el cálculo de los diferentes factores que la componen.
- Configurar los diferentes elementos del marco para que se verifiquen los estados límites de cada elemento.
- Crear un archivo ETABS para comparar datos y relacionar resultados.

2. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN EVALUADA

La edificación elegida para este proyecto se basa en una estructura diseñada en acero estructural con columnas huecas rellenas de hormigón. La edificación consta con 5 pisos donde cada planta tiene un área de 448m^2 y un área bruta total de la edificación de $2,240\text{m}^2$. La altura entre piso es de 3.6m, con 18m como la altura total del edificio. Los parámetros de diseño y capacidad de cada miembro estructural, serán analizados a detalle verificando parámetros de diseño como la ductilidad de los miembros de acero, las derivas entre piso, los períodos generados por las fuerzas sísmicas y las deflexiones de cada miembro estructural. El análisis sísmico data de la norma NEC-15 el cual verifica la capacidad de resistencia de la estructura dependiendo de la zona sísmica. Las dimensiones utilizadas en este proyecto fueron elegidos siguiendo los reglamento de AISC 360-22 y AISC 341-22 teniendo en cuenta la ductilidad, esbeltez y análisis de perfiles compactos y no compactos.

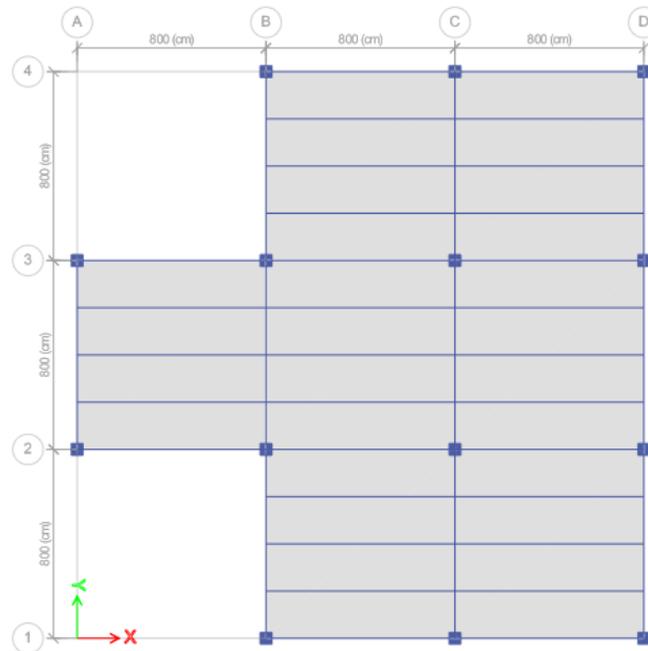


Imagen 1. Planta Propuesta para la Edificación

3. CRITERIO DE CARGAS

Para tener en cuenta la evaluación de cargas contempladas en el modelo, se debe contemplar el tipo de material que se va a usar en la edificación. Como se lo menciono anteriormente, la estructura va a contar de elementos de acero, pero las columnas van a estar rellenas de hormigón. Estos son los materiales y sus características que van a ser empleados en el diseño de la edificación.

ACERO A572 Gr50

$$\gamma_{A572} = 7850 \text{kg/m}^3$$

$$E = 2,000,000 \text{kg/cm}^2$$

$$F_y = 3515 \text{kg/cm}^2$$

Hormigón

$$\gamma_{Ho.} = 2400 \text{kg/m}^3$$

$$E = 15,100 * \sqrt{f'c} = 233928.19 \text{kg/cm}^2 \quad f'c = 240 \text{kg/cm}^2$$

3.1 Carga Viva

La edificación evaluada tendrá una función residencial, es decir que las cargas evaluadas serán tomadas de las sugerencias de carga de la NEC15-SE-CG. La NEC15 menciona un criterio de carga viva para uso residencial de:

$$CV = 200 \text{kg/m}^2 = 0.2 \text{ T/m}^2$$

De igual manera, se considerará un carga viva en la cubierta donde el valor de carga es menor a la de los pisos convencionales de la estructura.

$$Lr = 70 \text{kg/m}^2 = 0.07 \text{ T/m}^2$$

3.2 Carga Muerta

La carga muerta adicional es aquel peso que se incluirá a la estructura sin contar el peso de las vigas, viguetas y columnas. En este caso solo se tomarán en cuenta el peso de la losa tipo Steel Deck. El Steel Deck empleado en la edificación es Novalosa 55, con 6cm de hormigón sobre la cresta del deck donde se tiene un peso de 203.8kg/m² según las especificaciones del catálogo.

Recubrimiento de 2cm de Cerámica: 40kg/m²

Paredes: 200kg/m²

Instalaciones: 15kg/m²

Cielo Raso: 10kg/m²

Peso del Deck: 203.8kg/m²

$$CM = 468.8\text{kg/m}^2 = 0.47 \text{ T/m}^2$$

Propiedades de la Sección Compuesta Novalosa 55 mm				
Espesor Novalosa (mm)	Espesor losa (a) (cm)	Volumen hormigón (m ³ /m ²)	Peso hormigón (kg/m ²)	Id (b) (cm ⁴ /m)
0,76	5	0,07491	179,8	593,57
	6	0,08491	203,8	773,98
	8	0,10491	251,8	1238,75
	10	0,12491	299,8	1861,98
	12	0,14491	347,8	2667,20
	14	0,16491	395,8	3677,76
	16	0,18491	443,8	4916,88
1,00	5	0,07473	179,3	654,57
	6	0,08473	203,3	851,84
	8	0,10473	251,3	1358,74
	10	0,12473	299,3	2035,55
	12	0,14473	347,3	2906,07
	14	0,16473	395,3	3993,85
	16	0,18473	443,3	5322,30

Imagen 2. Propiedades Secciones Novalosa Espesor 0.76mm

Sin embargo también se consideró análisis de carga muerta en cubierta con los siguientes criterios.

Recubrimiento para Impermeabilizar: 20kg/m²

Instalaciones: 15kg/m²

Cielo Raso: 10kg/m²

$$CM_{\text{CUBIERTA}} = 45\text{kg/m}^2 = 0.045 \text{ T/m}^2$$

4. EVALUACIÓN SÍSMICA

Gracias a la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 NEC-SE-DS se determinó la carga sísmica utilizada en el análisis sismo resistente de la estructura. Con ello se calculará las fuerzas equivalentes por piso del sismo en la estructura y el cortante Basal de la estructura. La estructura se localizará en la sierra ecuatoriana, específicamente en Quito, Pichincha; con un tipo de suelo D, donde los factores sísmicos quedaron de la siguiente manera.

Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, en función de la gravedad Z [g]	0.40
Tipo de suelo	D
Zona geográfica	Sierra Ecuador
Coeficiente de ampliación de suelo en la zona de periodo corto F_a	1.20
Coeficiente de ampliación de suelo para diseño en roca F_d	1.19
Comportamiento no lineal de los suelos F_s	1.28
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico T_o [s]	0.1269
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico T_c [s]	0.6981
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico T_L [s]	2.8560
Relación de amplificación espectral η	2.48
Factor de reducción de resistencia sísmica R	8
Factor por ubicación geográfica para espectro de diseño elástico r	1.00
Coeficiente de importancia estructural I	1.00
Factor de irregularidad en planta φ_p	0.90
Factor de irregularidad en elevación φ_e	1.00
Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T, k	1.069

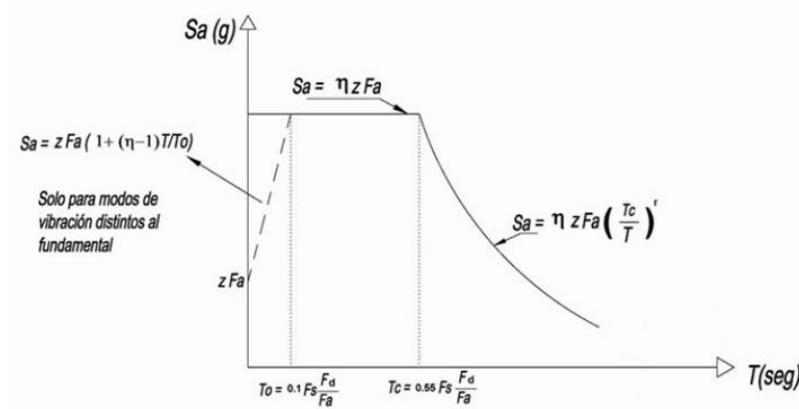


Imagen 3. NEC15-SE-DS Espectro Elástico Horizontal de Aceleraciones

Período de Vibración Aproximado

Para el cálculo del período de vibración se toma en cuenta la altura total de la edificación, su material de construcción y su sistema sismo resistente.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

C_t, α : Coeficiente que depende del Tipo de Edificio

h_n : Altura Máxima de la Edificación, medida desde la base de la estructura en metros

$$T = (0.073) * (18)^{0.75}$$

$$T = 0.638s$$

Periodo calculado aproximado de la estructura analizada T_E [s]	0.638
Coeficiente que depende del tipo de edificio C_t	0.073
Altura máxima de la estructura h	18.00
Impedancia del semi espacio α	0.75

Cortante Basal

El "cortante basal" de una estructura se refiere a la fuerza cortante máxima que experimenta la estructura en su base o cimentación. Este término se utiliza comúnmente en ingeniería estructural para describir la carga máxima que la base de un edificio o cualquier otra estructura debe soportar debido a fuerzas horizontales, como el viento o los sismos. Esta fuerza es un porcentaje del total de peso de la estructura.

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_e * \phi_p} * W$$

$$V = \frac{(1.0) * (1.19)}{(8) * (0.9) * (1.0)} * W$$

$$V = 0.165 * W$$

4.1 Análisis de Combinación de Carga

Las combinaciones de carga empleadas en la estructura son las combinaciones que la NEC-SE-CG sección 3.4.3 (Combinación para el Diseño por Última Resistencia) menciona que se debe usar los siguientes criterios de combinación de carga.

$$C_1 = 1.4D$$

$$C_2 = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$C_3 = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.5W)$$

$$C_5 = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$$

$$C_7 = 0.9D + 1.0E$$

Estas combinaciones fueron elegidas para el modelo sin tomar en cuenta aquellas combinaciones que usaran la carga de viento, ya que ese factor no fue tomado en cuenta en este proyecto.

5. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

5.1 Materiales y Secciones Empleadas

La estructura va a contar de elementos de acero, pero las columnas van a estar rellenas de hormigón. Estos son los materiales y sus características que van a ser empleados en el diseño de la edificación.

ACERO A572 Gr50

$$\gamma_{A572} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$E = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

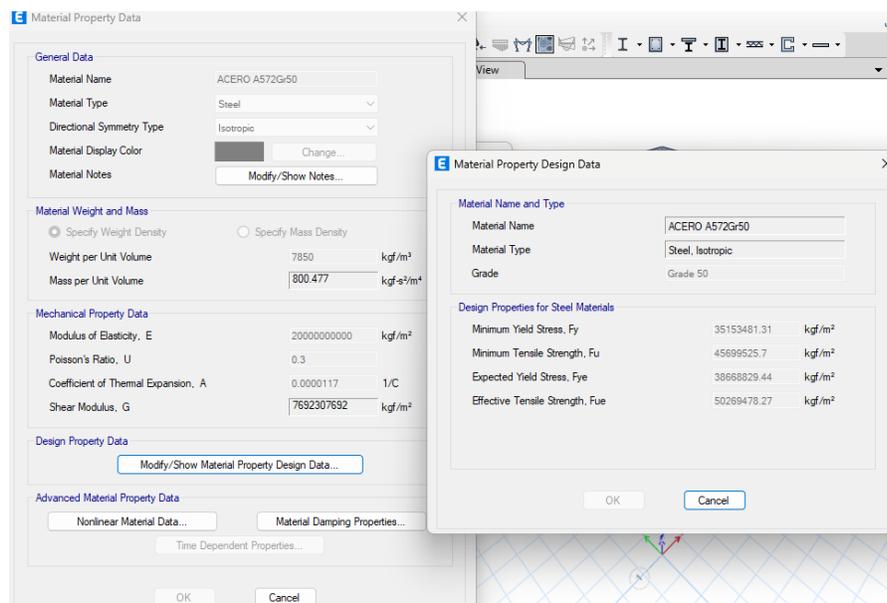


Imagen 4. Propiedades del material Acero A572 Gr50

Hormigón

$$\gamma_{\text{Ho.}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$E = 15,100 * \sqrt{f'c} = 233928.19 \text{ kg/cm}^2 \quad f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

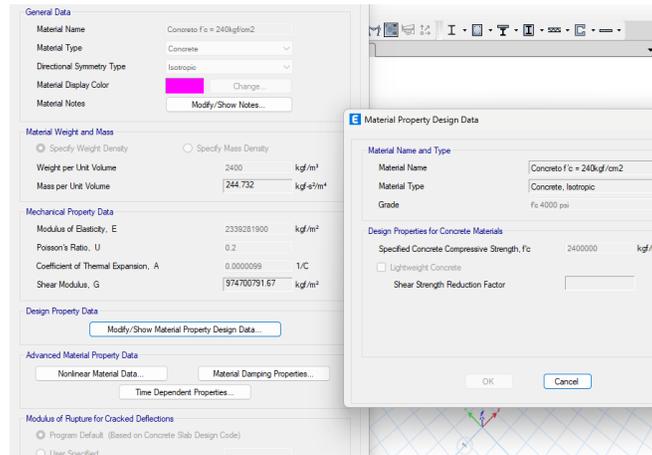


Imagen 5. Propiedades del material Hormigón $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$

Viga Principal de Acero Tipo W

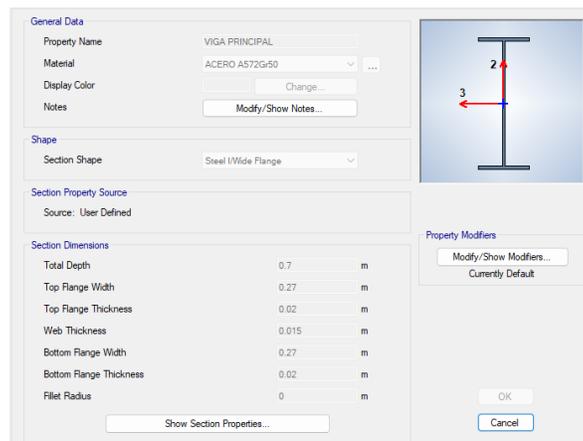


Imagen 6. Dimensiones Vigas Principales Tipo W

Vigueta de Acero Tipo W

General Data

Property Name: VIGUETA

Material: ACERO A572Gr50

Display Color: Change...

Notes:

Shape

Section Shape: Steel I Wide Flange

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth	0.3	m
Top Flange Width	0.12	m
Top Flange Thickness	0.01	m
Web Thickness	0.004	m
Bottom Flange Width	0.12	m
Bottom Flange Thickness	0.01	m
Fillet Radius	0	m

Property Modifiers

Currently Default

Imagen 7. Dimensiones Viguetas Tipo W

Columna Compuesta

General Data

Property Name: COLUMNA COMPUESTA

Material: ACERO A572Gr50

Display Color: Change...

Notes:

Shape

Section Shape: Filled Steel Tube

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth	0.5	m
Total Width	0.5	m
Flange Thickness	0.015	m
Web Thickness	0.015	m
Corner Radius	0	m

Property Modifiers

Currently Default

Reinforcement

Fill

Fill Material: Concreto f'c = 240kgf/cm2

Imagen 8. Dimensiones Columna Compuesta

Patrones de Carga

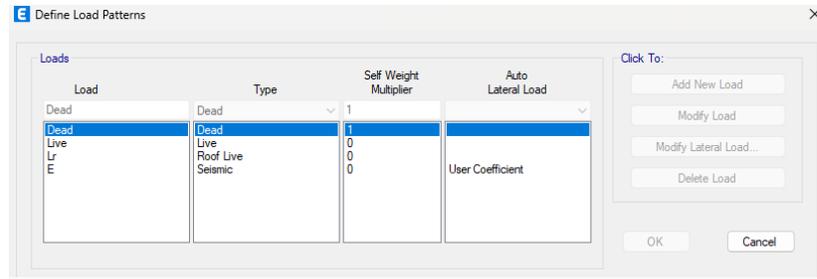


Imagen 9. Patrones de Carga Establecidos en el Programa

Combinaciones de Carga Asignadas

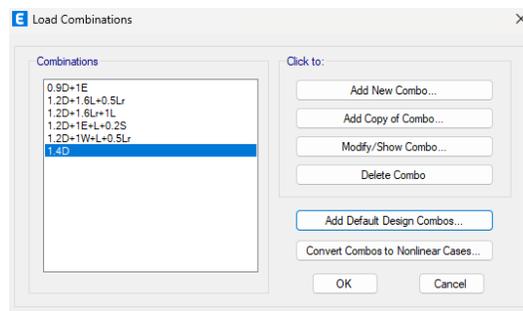


Imagen 10. Combinaciones de Carga Establecidos en el Programa

Fuente de la Masa Para el Sismo

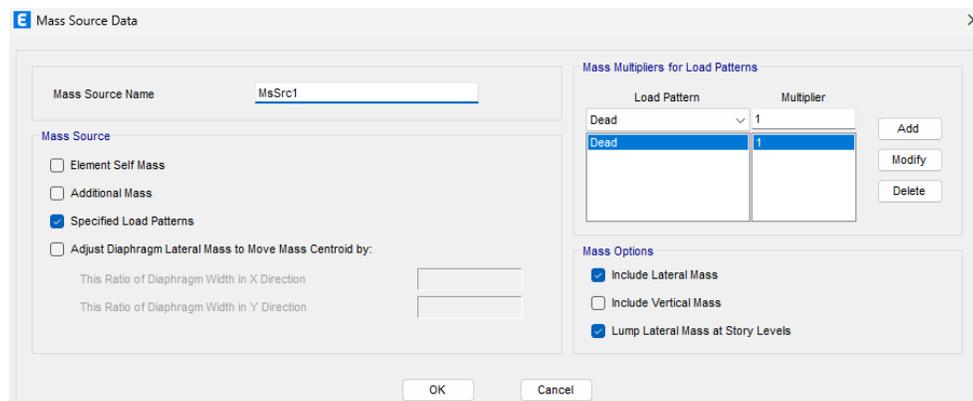


Imagen 11. Fuente de Masa Establecido en el Programa

Cortante Basal

E Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story ▼

Bottom Story ▼

Imagen 12. Cortante Basal Establecido en el Programa

6. MODELO MATEMÁTICO ETABS

6.1 Fuerzas Equivalentes

El modelo de la estructura fue modelado en el programa ETABS 2021, de este modelado se obtuvo la información de acuerdo a momentos generados por las cargas aplicadas y el sismo, derivadas, modos de vibración y el cortante basal de la estructura a respuesta del sismo.

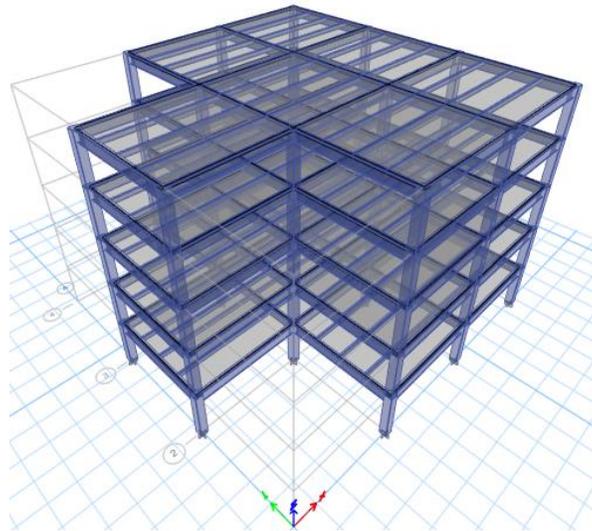


Imagen 13. Modelo Matemático de la Edificación Generado en ETABS

En un análisis sísmico, las fuerzas equivalentes son un conjunto de fuerzas estáticas que se aplican a una estructura para simular el efecto dinámico de un terremoto. Estas fuerzas están diseñadas para representar las fuerzas inerciales que actuarían sobre la estructura durante un movimiento sísmico.

El proceso implica convertir las fuerzas dinámicas generadas por un sismo en un conjunto equivalente de fuerzas estáticas. Esto facilita el análisis de la estructura utilizando métodos de

análisis estático-convencionales. La aplicación de estas fuerzas equivalentes está basada en varios métodos, como el método de fuerzas estáticas equivalentes.

Masa de cada Piso

	Story	UX kgf-s ² /m	UY kgf-s ² /m	UZ kgf-s ² /m
▶	Story5	28891.93	28891.93	0
	Story4	40891.6	40891.6	0
	Story3	40891.6	40891.6	0
	Story2	40891.6	40891.6	0
	Story1	40891.6	40891.6	0
	Base	1949.35	1949.35	0

Imagen 14. Masa Sísmica de cada Piso

Altura de Cada Piso

$$h_1 = 3.6\text{m}$$

$$h_2 = 7.2\text{m}$$

$$h_3 = 10.8\text{m}$$

$$h_4 = 14.4\text{m}$$

$$h_5 = 18.0\text{m}$$

Procedimiento

Piso 1

$$W_{x1} = W_1 * (h_1)^k$$

$$W_{x1} = 40891.6\text{kg} * (3.6\text{m})^{1.069}$$

$$W_{x1} = 160806.55kg$$

Piso 2

$$W_{x2} = W_2 * (h_2)^k$$

$$W_{x2} = 40891.6kg * (7.2m)^{1.069}$$

$$W_{x2} = 337361.24kg$$

Piso 3

$$W_{x3} = W_3 * (h_3)^k$$

$$W_{x3} = 40891.6kg * (10.8m)^{1.069}$$

$$W_{x3} = 520392.62kg$$

Piso 4

$$W_{x4} = W_4 * (h_4)^k$$

$$W_{x4} = 40891.6kg * (14.4m)^{1.069}$$

$$W_{x4} = 707761.1kg$$

Piso 5

$$W_{x5} = W_5 * (h_5)^k$$

$$W_{x5} = 28891.93kg * (18m)^{1.069}$$

$$W_{x5} = 634779.38kg$$

$$W_{xTOTAL} = W_{x1} + W_{x2} + W_{x3} + W_{x4} + W_{x5}$$

$$W_{x\ TOTAL} = 2361100.82kg$$

Cortante Basal

$$V = \% * W_{x\ TOTAL}$$

$$V = 0.165 * 2361100.82kg$$

$$V = 31819.77kg = 31.82T$$

Porcentaje De la Masa Sísmica por Piso

$$Cv_1 = \frac{W_{x1}}{W_{TOTAL}} = 0.068$$

$$Cv_2 = \frac{W_{x2}}{W_{TOTAL}} = 0.143$$

$$Cv_3 = \frac{W_{x3}}{W_{TOTAL}} = 0.22$$

$$Cv_4 = \frac{W_{x4}}{W_{TOTAL}} = 0.3$$

$$Cv_5 = \frac{W_{x5}}{W_{TOTAL}} = 0.269$$

Fuerzas Equivalentes Por Piso

$$F_1 = Cv_1 * V = 21670.14kg$$

$$F_2 = Cv_2 * V = 45460.51kg$$

$$F_3 = Cv_3 * V = 70130.16kg$$

$$F_4 = Cv_4 * V = 95380.26kg$$

$$F_5 = C v_5 * V = 85540.71kg$$

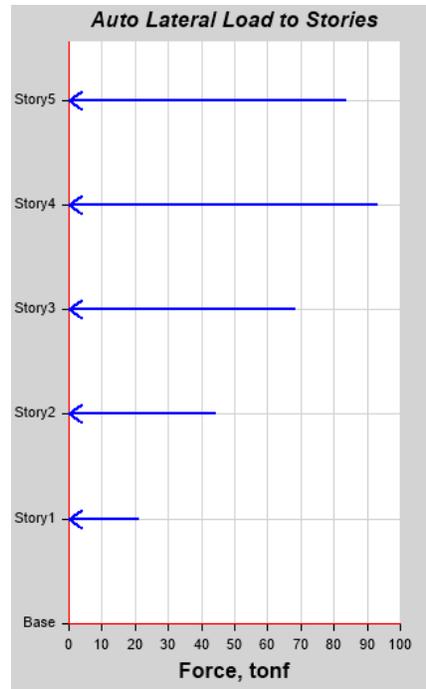


Imagen 15. Fuerzas Equivalentes Laterales

6.2 Derivas

Según la NEC-SE-DS, la deriva entre piso no debe superar el 2% de la altura total entre piso de la estructura. Para reducir las derivas se debe hacer más rígida a la estructura, esto se puede lograr incrementando las secciones de los miembros estructurales, como aumentar el peralte de las vigas o incrementar el tamaño de las columnas.

Para obtener la deriva entre piso, se toma en cuenta el desplazamiento que tiene cada piso generado por el sismo.

$$\Delta_y = 0.75 * R * (\Delta_2 - \Delta_1)$$

Ejemplo.

$$\Delta_{M\acute{a}x.} = 2\% * h_{altura}$$

$$\Delta_{M\acute{a}x.} = 2\% * (3.6m)$$

$$\Delta_{M\acute{a}x.} = 7.2cm$$

Deriva Piso 5-4

$$\Delta_y = 0.75 * R * (\Delta_5 - \Delta_4)$$

$$\Delta_{y\ 5-4} = 0.75 * 8 * (3.86cm - 3.45cm)$$

$$\Delta_{y\ 5-4} = 2.46cm$$

$$\Delta_{y\ 5-4} < \Delta_{M\acute{a}x.}$$

CUMPLE

Tabla 1. Desplazamientos de la Estructura

PISO	ELEVACIÓN	X-DIR	Y-DIR
PISO 5	18m	0.0386m	0.038m
PISO 4	14.4m	0.0345m	0.035m
PISO 3	10.8m	0.0272m	0.072m
PISO 2	7.2m	0.0174m	0.017m
PISO 1	3.6m	0.0112m	0.010m
BASE	0m	0m	0m

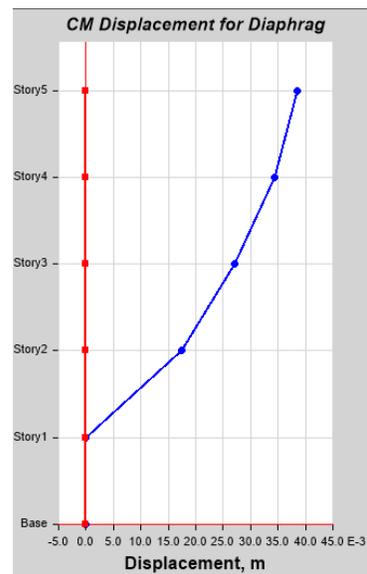


Imagen 16. Desplazamiento de la Estructura

6.3 Modos de Vibración

Los modos de vibración de una estructura en el análisis sísmico se refieren a las diferentes formas en las que la estructura puede vibrar en respuesta a un terremoto u otra excitación sísmica. Estas vibraciones se caracterizan por patrones específicos de movimiento de la estructura en el tiempo y el espacio.

Tabla 2. Modos de Vibración

CasO	Modo	Periodo	Frecuencia	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.763	1.31	8.2296	67.7259
Modal	2	0.763	1.311	8.2348	67.8121
Modal	3	0.616	1.623	10.1976	103.9905
Modal	4	0.238	4.205	26.4227	698.1569
Modal	5	0.238	4.207	26.4335	698.7289
Modal	6	0.191	5.23	32.863	1079.98
Modal	7	0.13	7.683	48.2754	2330.5172
Modal	8	0.13	7.685	48.2866	2331.5974
Modal	9	0.104	9.601	60.3234	3638.9178
Modal	10	0.087	11.471	72.0775	5195.1729
Modal	11	0.087	11.489	72.1887	5211.2024
Modal	12	0.069	14.423	90.6221	8212.3656

7. DISEÑO Y ANÁLISIS DE SECCIONES

En este apartado se verá el desarrollo de los criterios de carga para cada sección y análisis de dimensiones de los miembros evaluados bajo fuerzas generadas por el sismo. Todos los elementos analizados están localizados en el 1er piso de la estructura.

7.1 Diseño de la Viga Principal

Propiedades del material

ASTM A572 Gr 50

$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$

$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$

$R_y = 1.1$

Propiedades geométricas de viga

$$A_s = 207.0 \text{ cm}^2 \quad S_y = 187.98 \text{ cm}^3 \quad h_o = 68 \text{ cm}$$

$$Z_x = 5305.50 \text{ cm}^3 \quad J = 218.25 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 160821.0 \text{ cm}^4 \quad r_{ts} = 6.978 \text{ cm}$$

$$I_y = 6579.56 \text{ cm}^4 \quad r_y = 5.64 \text{ cm}$$

$$S_x = 4594.87 \text{ cm}^3$$

Dimensiones de viga

$$b_f = 27.0 \text{ cm}$$

$$t_f = 2.0 \text{ cm}$$

$$h = 66.0 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.5 \text{ cm}$$

En este tipo de elementos es indispensable hacer un análisis de resistencia a esfuerzos de cortante, flexión y compresión. Para las VIGAS se eligió una sección tipo W27x70. Para conocer si la resistencia de corte de la viga cumple con las especificaciones de carga, se debe usar la siguiente ecuación.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1}$$

A_w en este caso es el área de corte y C_{v1} es aquel radio de giro del esfuerzo producido por fluencia.

$$A_w = d t_w$$

$$A_w = 105 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{t_w} = 44.0$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 53.43$$

Dado que $\frac{h}{t_w} < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, de acuerdo a la AISC, el valor que se puede tomar para $C_{v1} = 1.00$. El valor de $\phi = 1$.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1}$$

$$V_n = 221,445 \text{ kgf}$$

$$\phi V_n = 221,445 \text{ kgf} = 221.45T$$

$$V_u = 35.6T$$

Gracias a los resultados, se puede decir que $V_u < \phi V_n$, dado que la sección escogida si cumple con la resistencia requerida a corte para la viga.

Conociendo el valor de la resistencia a corte de la viga, se puede calcular la resistencia a fluencia de esta, usando estas ecuaciones.

Tabla 3. Ecuaciones para Cálculo de Resistencia a Fluencia

Elemento	λ	λ_p	λ_r
Patín	$\frac{b_f}{2t_f}$	$0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alma	$\frac{h}{t_w}$	$3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.7 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Resultados

- Patín

$$\lambda = 6.75$$

$$\lambda_p = 9.06$$

$$\lambda_r = 23.85$$

- Alma

$$\lambda = 44.0$$

$$\lambda_p = 89.69$$

$$\lambda_r = 135.97$$

Con los resultados se puede evidenciar que en este caso el patín es compacto y el alma de igual manera. Ahora hay que calcular los valores de L_b , L_r y L_p , para determinar qué tipo de elemento es y su momento nominal. En este caso, la viga tiene un soporte lateral y $L_b = 0.33$.

L_p

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

$$L_p = 236.69 \text{ cm}$$

L_r

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

En este caso el r_{ts} es el radio de giro efectivo de la viga, S_x corresponde al módulo elástico de la sección en el eje x. H_o la distancia entre centroides de las alas y la constante torsional J.

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y * C W}}{S_x}$$

$$h_o = d - t_f$$

Resultados

$$r_{ts} = 6.978 \text{ cm}$$

$$h_o = 68.0 \text{ cm}$$

$$L_r = 697.07 \text{ cm}$$

Gracias a los resultados se concluye que L_b < L_p, siendo el momento nominal igual a:

$$M_n = M_p$$

Para el cálculo de M_p se lo hace usando esta ecuación.

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p = M_n = 18,648,833 \text{ kgf} * \text{cm}$$

$$\phi M_n = 16,783,949 \text{ kgf} * \text{cm} = 167.84T * m$$

$$M_u = 60.56T * m$$

$$DCR = \frac{M_u}{\phi M_n} = 0.361$$

Finalmente gracias a los datos proporcionados se concluye que $M_u < \phi M_n$ dado que la sección escogida si cumple con la resistencia requerida a fluencia para la viga.

Análisis High Ductile Member

Se refiere a una sección estructural que exhibe alta ductilidad. La ductilidad es la capacidad de un material para deformarse significativamente antes de romperse. En el contexto de estructuras, como puentes o edificios, un miembro de alta ductilidad es aquel que puede deformarse considerablemente antes de fallar, lo que le permite absorber energía durante eventos como terremotos o impactos.

Cuando se dice que una sección es un "high ductile member", significa que esa parte de la estructura está diseñada para ser altamente resistente a la fractura repentina y puede absorber grandes cantidades de energía durante la deformación antes de llegar a su límite.

$$\frac{b}{t} = 6.75$$

$$\lambda_{hd} = 0.3 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$$

$$\lambda_{hd} = 6.82$$

$$\lambda_{hd} > \frac{b}{t}$$

CUMPLE

7.2 Diseño Viga Compuesta Secundaria

Propiedades del material

ASTM A572 Gr 50

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = 1.1$$

Propiedades geométricas de viga

$$A_s = 35.2 \text{ cm}^2 \quad S_y = 19.21 \text{ cm}^3 \quad h_o = 29 \text{ cm}$$

$$Z_x = 426.40 \text{ cm}^3 \quad J = 8.597 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 5779.73 \text{ cm}^4 \quad r_{ts} = 3.293 \text{ cm}$$

$$I_y = 288.15 \text{ cm}^4 \quad r_y = 2.861 \text{ cm}$$

$$S_x = 385.32 \text{ cm}^3$$

Dimensiones de viga

$$b_f = 12.0 \text{ cm}$$

$$t_f = 1.0 \text{ cm}$$

$$h = 28.0 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.4 \text{ cm}$$

Para conocer si la resistencia de corte de la viga cumple con las especificaciones de carga, se debe usar la siguiente ecuación.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1}$$

A_w en este caso es el área de corte y C_{v1} es aquel radio de giro del esfuerzo producido por fluencia.

$$A_w = d t_w$$

$$A_w = 12 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{t_w} = 70.0$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 53.43$$

Dado que $\frac{h}{t_w} > 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, de acuerdo a la AISC, el valor que se puede tomar para $C_{v1} = 0.9$. El valor de $\phi = 1.00$.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1}$$

$$V_n = 19,730 \text{ kgf}$$

$$\phi V_n = 19,730 \text{ kgf} = 19.73T$$

$$V_u = 13.42T$$

Gracias a los resultados, se puede decir que $V_u < \phi V_n$, dado que la sección escogida si cumple con la resistencia requerida a corte para la viga.

Conociendo el valor de la resistencia a corte de la viga, se puede calcular la resistencia a fluencia de esta, usando estas ecuaciones.

Tabla 4. Ecuaciones para Cálculo de Resistencia a Fluencia

<i>Elemento</i>	λ	λ_p	λ_r
<i>Patín</i>	$\frac{b_f}{2t_f}$	$0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
<i>Alma</i>	$\frac{h}{t_w}$	$3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.7 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Resultados

- Patín

$$\lambda = 6.00$$

$$\lambda_p = 9.06$$

$$\lambda_r = 23.85$$

- Alma

$$\lambda = 70.0$$

$$\lambda_p = 89.69$$

$$\lambda_r = 135.97$$

Con los resultados se puede evidenciar que en este caso el patín es compacto y el alma de igual manera. Esta estructura tiene un Steel Deck como losa y esto hace que la viga secundaria se comporte

como una viga compuesta. Gracias al equilibrio de fuerzas generado por la tensión en el acero y la compresión generado en el hormigón, se puede encontrar el eje neutro plástico.

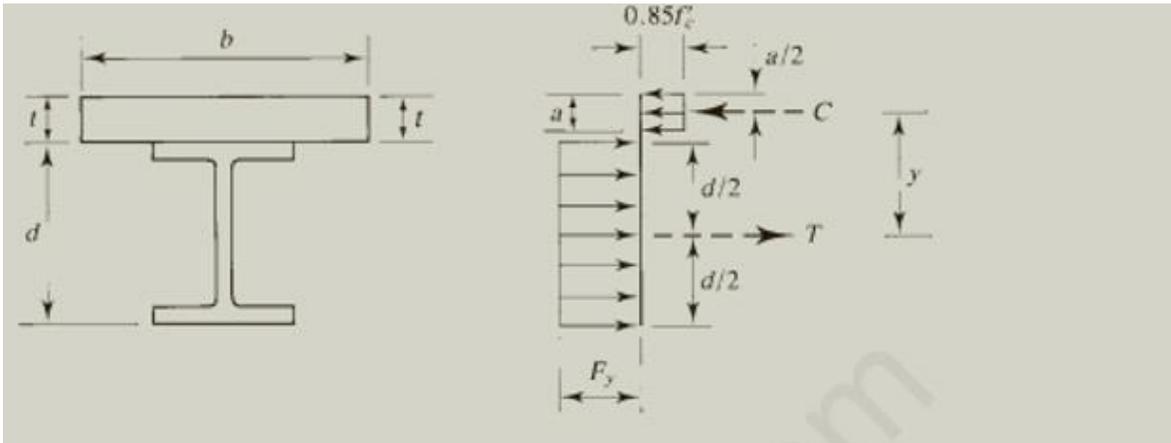


Imagen 17. Comportamiento Viga Compuesta y Localización del eje Neutro Plástico (Segui, 2017)

Procedimiento

$$T = A_s * F_y$$

$$T = 35.2 \text{ cm}^2 * 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 123,728 \text{ kg}$$

$$C_{Ho.} = 0.85 * f'c * a * b$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'c * b}$$

$$a = \frac{123,728 \text{ kg}}{0.85 * 240 \text{ kg/cm}^2 * 267 \text{ cm}}$$

$$a = 2.27 \text{ cm}$$

Cálculo Momento Nominal

$$y = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2}$$

$$y = \frac{30cm}{2} + 6cm - \frac{2.27cm}{2}$$

$$y = 19.87cm$$

$$\phi M_n = 0.9 * T * y = 0.9 * C * y$$

$$\phi M_n = 0.9 * 123,728kg * 19.87cm$$

$$\phi M_n = 2,458,475.36kg * cm$$

$$\phi M_n = 24.58T * m$$

$$M_u = 7.37T * m$$

$$DCR = \frac{M_u}{\phi M_n} = 0.333$$

Finalmente gracias a los datos proporcionados se concluye que $M_u < \phi M_n$ dado que la sección escogida si cumple con la resistencia requerida a fluencia para la viga.

Análisis High Ductile Member

Se refiere a una sección estructural que exhibe alta ductilidad. La ductilidad es la capacidad de un material para deformarse significativamente antes de romperse. En el contexto de estructuras, como puentes o edificios, un miembro de alta ductilidad es aquel que puede deformarse considerablemente antes de fallar, lo que le permite absorber energía durante eventos como terremotos o impactos.

Cuando se dice que una sección es un "high ductile member", significa que esa parte de la estructura está diseñada para ser altamente resistente a la fractura repentina y puede absorber grandes cantidades de energía durante la deformación antes de llegar a su límite.

$$\frac{b}{t} = 6.00$$

$$\lambda_{hd} = 0.3 * \sqrt{\frac{E}{Ry * Fy}}$$

$$\lambda_{hd} = 6.82$$

$$\lambda_{hd} > \frac{b}{t}$$

CUMPLE

7.3 Diseño Columna Compuesta

Propiedades del material

ASTM A572 Gr 50

$$Fy = 3515 \text{ kg/cm}^2 \quad Fu = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ry = 1.1 \quad Es = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2 \quad Ec = 233928.20 \text{ kg/cm}^2$$

Propiedades geométricas de columna rellena de hormigón

$$As = 291.0 \text{ cm}^2 \quad Ac = 2209 \text{ cm}^2$$

$$Zx = 42250.0 \text{ cm}^3$$

$$I \text{ Hormigón} = 406,640.1 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{Acero}} = 114193.25 \text{ cm}^4$$

$$E_{\text{Ieff}} = 2.73 \times 10^{11} \text{ kg/cm}^2$$

Dimensiones de columna rellena de hormigón

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$e = 1.5 \text{ cm}$$

Clasificación de sección (Compacidad)

En base al AISC 341-22 Seismic Provisions Table D1.1b, para un perfil armado se procede a verificar que el elemento tenga una sección de alta ductilidad por ser una zona sísmica.

$$\lambda_{hd} = 1.4 * \sqrt{\frac{Es}{Ry * Fy}}$$

$$\lambda_{hd} = 31.84$$

$$\lambda = \frac{b - 2e}{e} = 31.33$$

$$\lambda < \lambda_{hd}$$

CUMPLE

Análisis Tipo de Perfil

$$\frac{b}{t} = \frac{50\text{cm}}{1.5\text{cm}} = 33.33$$

$$\lambda_p = 2.26 * \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$

$$\lambda_p = 53.91$$

$$\lambda_r = 3 * \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$

$$\lambda_r = 71.56$$

$$\lambda_r = 3 * \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$

$$\lambda_r = 71.56$$

$$\lambda = 5 * \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$

$$\lambda = 119.27$$

- Resultados

$$\lambda = 119.27$$

$$\lambda_p = 53.91$$

$$\lambda_r = 71.56$$

Análisis

$$\frac{b}{t} < \lambda_p, \text{Perfil Compacto}$$

$$\lambda_p < \frac{b}{t}, \text{Perfil No Compacto}$$

$$\frac{b}{t} < \lambda_r, \text{Perfil Esbelto}$$

La columna tiene un perfil Compacto, el pandeo por flexión se define de la siguiente manera.

Pandeo Por Flexión

$$P_n = P_p = F_y * A_s + C_2 * f'c * (A_c + A_{sr} * \frac{E_s}{E_c})$$

C2 = 0.85 para secciones rectangulares

C2 = 0.95 para secciones redondas

$$P_n = P_p = \left(\frac{3515kg}{cm^2}\right) * (291cm^2) + (0.85) * \left(\frac{240kg}{cm^2}\right) * (2209cm^2)$$

$$P_n = 1,473,501.0kg = 1,473.5T$$

Rigidez Efectiva

AISC 360-22 menciona que la capacidad nominal del miembro compuesto sometido a compresión, no debe tener una menor capacidad nominal, tomando en cuenta solo el elemento de acero.

$$EI_{eff} = EsI_s + EsI_{sr} + C3 * Ecl_c$$

C3: Coeficiente de cálculo para obtener la rigidez efectiva de una miembro compuesto sometido a compresión.

$$C3 = 0.45 + 3 * \left(\frac{As + Asr}{Ag} \right) < 0.9$$

$$C3 = 0.45 + 3 * \left(\frac{291cm^2}{(291+2209)cm^2} \right) < 0.9$$

$$C3 = 0.799 < 0.9$$

Inercia Acero

$$IAcero = \frac{a * a^3}{12} - \frac{(a - 2 * t) * (a - 2 * t)^3}{12}$$

$$IAcero = \frac{(50cm) * (50cm)^3}{12} - \frac{(50cm - 2 * 1.5cm) * (50cm - 2 * 1.5cm)^3}{12}$$

$$IAcero = 114,193.25cm^4$$

Inercia Hormigón

$$IH_o = \frac{(a - 2 * t) * (a - 2 * t)^3}{12}$$

$$IH_o = \frac{(50cm - 2 * 1.5cm) * (50cm - 2 * 1.5cm)^3}{12}$$

$$I_{H_0} = 406,640.1 \text{cm}^4$$

Rigidez Efectiva

$$EI_{eff} = EsI_s + EsI_{sr} + C3 * Ecl_c$$

$$EI_{eff} = \left(\frac{2000000 \text{kg}}{\text{cm}^2}\right) * (114,193.25 \text{cm}^4) + (0.799) * \left(\frac{233928.2 \text{kg}}{\text{cm}^2}\right) * (406,640.1 \text{cm}^4)$$

$$EI_{eff} = 3.044 \times 10^{11} \text{kg/cm}^2$$

A continuación;

$$P_e = \frac{\pi^2 * EI_{eff}}{Lc^2}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 * \left(\frac{3.044 \times 10^{11} \text{kg}}{\text{cm}^2}\right)}{(360 \text{cm})^2}$$

$$P_e = 23,183T$$

Teniendo en cuenta los límites de capacidad nominal a compresión.

$$\frac{P_{no}}{P_e} = \frac{1,473.5T}{23,183T} = 0.06 \leq 2.25$$

Ergo,

$$P_n = P_{no} * \left(0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}}\right)$$

$$P_n = 1,473.5T * (0.658^{0.06})$$

$$P_n = 1,436.96T$$

$$\phi P_n = 0.75 * 1,436.96T = 1,077.7T$$

$$P_u = 139,14T$$

$$P_u < \phi P_n$$

CUMPLE

Resistencia al Corte

En el capítulo I, sección I4.2 de la AISC 360-22, se especifica el cálculo de la resistencia a corte de una columna tipo CFT.

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * A_v * F_y + 0.06 * K_c * A_c * \sqrt{f'_c}$$

$$\phi V_n = 0.9 * 0.6 * 291cm^2 * 3515kg/cm^2 + 0.06 * 1 * 2902cm^2 * \sqrt{240kg/cm^2}$$

$$\phi V_n = 615.57T$$

$$V_u = 31.4T$$

$$V_u < \phi V_n$$

CUMPLE

Flexo-Compresión

Obteniendo el diagrama de iteración de las columnas por parte del programa ETABS, se puede realizar el análisis de fluencia del elemento según el capítulo I sección I3.4b de la AISC 360-22.

$$\phi M_{nx} = 305.6T * m$$

$$\phi M_{ny} = 305.6T * m$$

Los límites que permiten si el miembro puede ser sometido a esfuerzos de carga axial y flexión se derivan de las consideraciones del capítulo H de la AISC 360-22. Se toma en cuenta que la sección es compacta y doblemente simétrica. Este análisis se encuentra a la relación de carga axial requerida sobre carga axial calculada anteriormente.

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{139.14T}{1,077.7T} = 0.129 \leq 0.2$$

Ergo,

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{139.14}{2 * (1,077.7)} + \left(\frac{76.75}{305.6} + \frac{70.74}{305.6} \right) \leq 1.0$$

$$0.546 \leq 1.0$$

Eso quiere decir que la sección utilizada en esta estructura es apta y va a resistir esfuerzos de carga axial y flexión de manera combinada.

7.4 Diseño de Conexión DST (Double Split Tee)

La estructura mencionada, usa columnas tipo CFT, columnas huecas de acero rellenas de hormigón y para ello se necesita de una conexión emprenada hacia el concreto para poder unir la viga hacia la columna y poder soportar los diferentes esfuerzos ejercidos por las cargas aplicadas.

Para esto se tomó en cuenta la propuesta de conexiones DST (Double Split Tee) de Fischer et al (2015) donde demuestra con cálculos y ensayos como su propuesta se ajusta a lo mencionado en la AISC 344-22 en el capítulo k, donde se menciona el análisis sísmico de los miembros.

Fischer menciona que este tipo de conexión se diseña con el perfil T emprenado a la columna y se suelda al patín de la viga. DST cumple con las restricciones de AISC 341-22 para conexiones

donde se menciona que el ángulo de rotación de deriva se menos de 0.04 rad, desarrollar por lo menos un 80% del momento plástico nominal de la viga y ajustar una capacidad de corte de acuerdo a los esfuerzos generado.

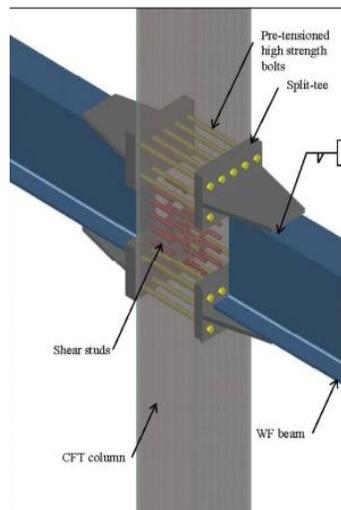


Imagen 18. Conexión DST (Double Split Tee). Fischer et al, 2015

La conexión DST actúa bajo los siguientes modos de falla:

- Creación Rótula Plástica de la Viga
- Fluencia en el alma y patín del perfil Tee
- Falla en la zona panel de columna
- Palanca del perfil genera fracturas de los pernos de la conexión DST

Diseño de Conexión DSTPropiedades del material

ASTM A572 Gr 50

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = 1.1$$

$$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2 \quad E_c = 233928.20 \text{ kg/cm}^2$$

Propiedades geométricas de viga

$$A_s = 207.0 \text{ cm}^2 \quad S_y = 187.98 \text{ cm}^3 \quad h_o = 68 \text{ cm}$$

$$Z_x = 5305.50 \text{ cm}^3 \quad J = 218.25 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 160821.0 \text{ cm}^4 \quad r_{ts} = 6.978 \text{ cm}$$

$$I_y = 6579.56 \text{ cm}^4 \quad r_y = 5.64 \text{ cm}$$

$$S_x = 4594.87 \text{ cm}^3$$

Dimensiones de viga

$$b_f = 27.0 \text{ cm}$$

$$t_f = 2.0 \text{ cm}$$

$$h = 66.0 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.5 \text{ cm}$$

Propiedades geométricas de columna rellena de hormigón

$$A_s = 291.0 \text{ cm}^2 \quad A_c = 2209 \text{ cm}^2$$

$$Z_x = 42250.0 \text{ cm}^3$$

$$I_{\text{Hormigón}} = 406,640.1 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{Acero}} = 114193.25 \text{ cm}^4$$

$$E_{\text{eff}} = 2.73 \times 10^{11} \text{ kg/cm}^2$$

Dimensiones de columna rellena de hormigón

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$e = 1.5 \text{ cm}$$

Dimensiones de la conexión DST

$$b_f = 50 \text{ cm}$$

$$b_w = 27 \text{ cm}$$

$$h_f = 45.4 \text{ cm}$$

$$I_w = 37 \text{ cm}$$

$$t_f = 2 \text{ cm}$$

$$t_w = 4 \text{ cm}$$

Fuerzas en el Patín Tee

Se tiene en cuenta un factor $C_{pr} = 1.1$ para el cálculo de momento producido gracias a las cargas gravitacionales y al espesor del Tee de la conexión $t_w = 4 \text{ cm}$.

$$M_f = 1.1 * (Z_x * F_y * R_y) + V_h * S_h + M_g$$

$$M_f = 1.1 * (205.14T * m) + 305.96T * 0.74m + 60.55T * m$$

$$M_f = 405.53T * m$$

$$P_f = \frac{M_f}{tw + h}$$

$$P_f = \frac{405.53T * m}{(0.04 + 0.66)m} = 579.33T$$

Conexión a Corte Gracias a los Pernos

Características de los Pernos usados

Acero = A325

D = 1 ¼ in

Ab = 7.92cm²

F_{nt} = 620MPa

F_{nv} = 370MPa

Capacidad a Tensión y a Corte

$$No. Pernos = \frac{1.3 * P_f}{\phi F_n * A_b}$$

$$No. Pernos = \frac{1.3 * 579.33T}{0.75 * 620MPa * 7.92cm^2}$$

$$No. Pernos = 24$$

Esto significa que se necesita 24 pernos en una conexión viga columna para la conexión DST.

$$\phi R_n = \phi * F_{nt} * A_b$$

$$\phi R_n = 0.75 * 620MPa * 7.92cm^2$$

$$\phi R_n = 37.53T$$

$$\phi R_n \geq \frac{Pf}{No. Pernos} = T_{req}$$

$$37.53T \geq \frac{691.83T}{24}$$

$$37.53T \geq 28.83T$$

CUMPLE

La cantidad de pernos cumple para contrarrestar el efecto de los esfuerzos combinados en la conexión. Ahora se necesita escoger un ancho de la conexión que en este caso, será el mismo que el ancho del perfil de la columna.

$$bf = 50\text{cm}$$

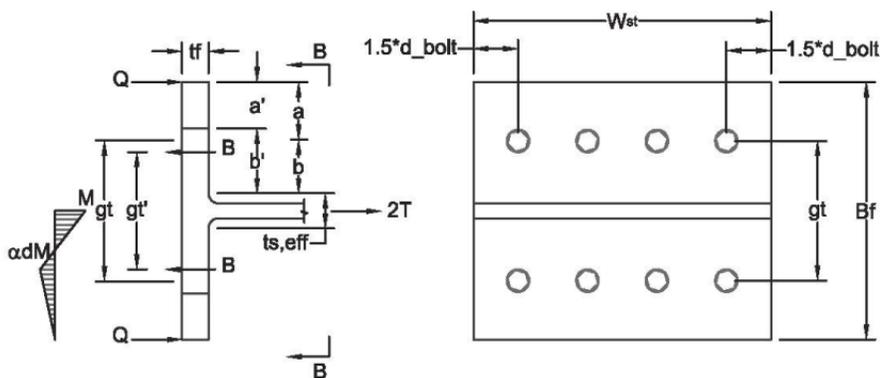


Imagen 19. Ancho del Perfil de Conexión. Fischer et al, 2015

Teniendo en cuenta el ancho escogido, se debe verificar la posición de los pernos para tener un equilibrio de fuerzas dentro de la conexión.

$$p = \frac{2 * bf}{No. Pernos}$$

$$p = \frac{2 * 50cm}{22}$$

$$p = 4.55cm$$

Relación patín y cara de la viga

$$\delta = 1 - \frac{dhole}{p}$$

$$d hole = db + \frac{1}{8} in = 1 \frac{1}{4} in + \frac{1}{8} in$$

$$d hole = 1 \frac{3}{8} in$$

$$\delta = 1 - \frac{1.375 * 2.54cm}{4.55cm} = 0.23$$

Se necesita generar un comportamiento dúctil a tensión, entonces para eso se prevé que los pernos estén ubicados 2D desde el borde de la conexión.

$$a' = 2 * db$$

$$a' = 2 * 1 \frac{1}{4} = 6.35cm$$

$$b' = \left(\frac{37.53T - 26.33T}{26.33T} \right) * \left(\frac{1 + 0.23}{0.23} \right) * 6.35cm$$

$$b' = 14.9cm$$

Espesor Alma de Conexión

Fractura

$$t_{sf} = \frac{P_f}{\phi_f * Fu * bf}$$

$$t_{sf} = \frac{579.33T}{0.75 * 4570kg/cm^2 * 50cm}$$

$$t_{sf} = 3.38cm$$

Fluencia

$$t_s = \frac{P_f}{\phi y * F_y * bf}$$

$$t_s = \frac{579.33T}{0.9 * 3515kg/cm^2 * 50cm}$$

$$t_s = 4.31cm$$

Se toma un espesor de alma $t_w = 4.00cm$.

Ancho del Patín de conexión

Teniendo en cuenta el valor mínimo de perfil de patín, se considera los valores de a' y b' y con el espesor del alma, se puede calcular el ancho del patín.

$$hf = 2 * (a' + b') + t_w$$

$$hf = 2 * (6.35cm + 14.9cm) + 5cm$$

$$hf = 45.4cm$$

Se debe controlar la fractura de pernos por fallo de momento, teniendo en cuenta el ancho del patín.

$$t_{fmin} = \sqrt{\left[\frac{4 * (b' + 2db) * \phi Rn}{p * \phi bt * F_y} \right] * \left[\frac{\phi y * F_y * bf + t_y}{No. pernos * \phi Rn} - \frac{2 * db}{b' + 2db} \right]}$$

$$t_{fmin} = 1.53cm$$

$$t_{fmax} = \sqrt{\frac{4 * b' * \phi Rn}{p * \phi bt * Fy}}$$

$$t_{fmax} = 2.32cm$$

Se toma un espesor del patín $t_f = 2.00cm$.

Capacidad a Corte

$$V_n = 0.6 * Fy * Aw * Cv2$$

$$V_n = 0.6 * \frac{3515kg}{cm^2} * bw * t_f * 2$$

$$V_n = 0.6 * \frac{3515kg}{cm^2} * 27cm * 2cm * 2$$

$$V_n = 384.99T$$

$$\phi V_n = 0.9 * 384.99T$$

$$\phi V_n = 346.49T$$

$$\phi V_n \geq V_h$$

CUMPLE

El ancho del alma es de $b_w = 27cm$

Soldadura de Patín de Viga y Alma

De acuerdo a AISC 360-22 se puede calcular verificando la resistencia a corte entre el patín de la viga y el alma de conexión DST.

$$\phi R_{nw} = Fnv * Awe * kds$$

$$\phi R_{nw} = 2.82 T/cm$$

El valor calculado anteriormente debe ser inferior a la resistencia bajo límite de ruptura del alma del DST.

$$\phi R_n = \phi * 0.6 * Fu * Anv$$

$$\phi R_n = 4.17T/cm$$

$$\phi R_n \geq \phi R_{nw}$$

CUMPLE

Esto quiere decir que una soldadura de placa de conexión hacia la viga, puede soportar las fuerzas de corte sometido por las cargas. De igual manera se puede calcular una longitud de soldadura.

$$I_{req} = \frac{Preq}{\phi R_{nw}}$$

$$I_{req} = \frac{579.33T}{2.82T/cm}$$

$$I_{req} = 205.62cm$$

Longitud Disponible

$$I_{prov} = 2 * (hf + (Iw - tf) - 2 * (1in))$$

$$I_{prov} = 2 * (45.4cm + (37cm - 2cm) - 5.08cm)$$

$$I_{prov} = 225.98cm$$

$$I_{prov} \geq I_{req}$$

CUMPLE

La longitud $I_w = 37\text{cm}$ es adecuada para cumplir la longitud de soldadura necesitada para evitar falla por corte.

8. CONCLUSIONES

- Se demostró el correcto análisis de diseño para viga principal y viga compuesta, teniendo en cuenta los parámetros de momento nominal y máximo que tiene las vigas.
- Se logró que todos los perfiles diseñados tengan una ductilidad alta esto para cumplir las demandas sísmicas de AISC 341 – 22 ya que la estructura se encuentra en una zona sísmica.
- El detalle de las conexiones DST (Double Split Tee) se siguió teniendo en cuenta el detalle de diseño de Erica C. Fischer y Amit H. Varma en su propuesta de diseño titulada “Design of Split Tee- Conectiosn for Special Composite Moment Frames”.
- Este datalle de conexión asegura un comportamiento de nudo fuerte, columna fuerte y viga débil, asegurando rótulas plásticas en zonas requeridas de los elementos.
- No existe literatura que avale por completo los sistemas DST y CFT, por ende el criterio de análisis se baso en AISC 341- 22, AIS 360-22 y propuesta de conexión de Fischer et. Al.
- Al usar las columnas huecas rellenas de hormigón, se puede evidenciar que las dimensiones pueden ser más pequeñas a comparación de una columna hueca sin hormigón. Esto debido a que la columna puede aumentar su rigidez, pero al mismo tiempo aumenta su peso.
- La opción de utilizar columnas CFT es considerable ya que el efecto de confinamiento del hormigón dentro del perfil acero hace que su ductilidad aumente haciendo que su capacidad para deformarse aumente .
- De igual manera las columnas tipo CFT ayudan a que el perfil de acero no sufra del pandeo lateral por estar confinadas con hormigón gracias a su incremento de rigidez.

- Este proceso si se lo puede implementar en el Ecuador debido al análisis de nudo fuerte, columna fuerte y viga débil que proporciona la conexión DST. Siempre y cuando, el proceso de análisis y diseño sea realizado con todo el análisis sísmico necesario y profesionalismo del caso.

9. REFERENCIAS

American Institute of Steel Construction. (2014). Steel Construction Manual. Fourteenth Edition, ISBN 1-56424-060-6

American Institute of Steel Construction. (2022). AISC 341-22 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.

American Institute of Steel Construction. (2022). AISC 358-22 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.

American Institute of Steel Construction. (2022). AISC 360-22 Specification for Structural Steel Buildings.

Csernak, S. F., & McCormac, J. C. (2023). Structural steel design. Pearson Education, Incorporated.

Fischer, E. & Varma A. (2015). Design of Split-Tee Connections for Special Composite Moment Frames. AISC Engineering Journal, Third Quarter.

NOVACERO. (2019). CATÁLOGO ESTRUCTURAS METÁLICAS Y MIXTAS. Edición N°3, Quito, Ecuador.

William T. Segui (2018). Steel Design. CENGAGE Learning.