

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

Diseño Sismorresistente de un Edificio de 4 Pisos en Acero

Daniel Alejandro Gaibor Barragán

Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito
para la obtención del título de
INGENIERO CIVIL

Quito, 11 de mayo de 2020

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingeniería

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

Diseño Sismorresistente de un Edificio de 4 Pisos en Acero

Daniel Alejandro Gaibor Barragán

Nombre del profesor, Título académico

Pablo Torres Rodas, PhD.

Quito, 11 de mayo 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: Daniel Alejandro Gaibor Barragán

Código: 00126124

Cédula de identidad: 0202321402

Lugar y fecha: Quito, mayo 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UNPUBLISHED DOCUMENT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>.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres Galo y San que apoyaron incondicional y constantemente con amor y paciencia mis decisiones académicas y de vida. A mi abuelo Rodrigo y mis tías Iliana e Ivonne, quienes abrieron un espacio en su hogar para mi vida universitaria y A mi tutor Pablo Torres por su tiempo, dedicación y consejo durante el desarrollo de este trabajo.

Resumen

La constante amenaza de un evento sísmico fuerte en el país nos obliga a diseñar edificaciones que tendrán un comportamiento adecuado bajo dicho evento, buscando siempre cuidar la vida de las personas que se encuentren dentro de la estructura. Tomando esto en cuenta se empleó un diseño en acero usando marcos dúctiles resistentes a momento, este tipo de configuración estructural garantiza la generación de mecanismos de disipación de energía que permitirán tener el comportamiento esperado durante un terremoto.

El diseño de estos marcos dúctiles sismorresistentes está basado en la normativa ecuatoriana y estadounidense más actualizada que rige para edificaciones. El diseño definitivo de la estructura se realizó con ayuda del software ETABS por su facilidad de uso y por tener precargado el diseño de conexiones a momento precalificadas.

Palabras clave: Acero, Estructuras Sismorresistentes, Diseño Computacional, Diseño por Ductilidad, NEC, AISC.

Abstract

The constant threat of a strong seismic event in the country forces us to design buildings that will behave properly under such event, where protecting people's life is the number one priority. Thus, a ductile moment resistant steel frame was used. This type of structural configuration assures the generation of energy dissipation mechanisms that will allow to have an appropriate behavior during an earthquake.

The design of these ductile moment resistant steel frames is based on American and Ecuadorian regulations for this kind of buildings. The definitive design of the structure was made with the help of ETABS software, for its ease of use and having the option of pre-qualified connections preloaded.

Keywords: Steel, Seismic Resistant Structures, Computer Assisted Design, Ductility Design, NEC, AISC.

Tabla de Contenidos

INTRODUCCIÓN	14
<u>Antecedentes</u>	14
<u>Teoría de terremotos.</u>	14
<u>Problemática</u>	16
<u>Problemas de sismicidad en el Ecuador.</u>	16
<u>Falla de Quito.</u>	16
<u>Estructuras de acero sismorresistente.</u>	17
DESARROLLO	18
<u>Planteamiento del Problema</u>	18
<u>Diseño Sismorresistente en Acero</u>	19
<u>Cargas</u>	19
<u>Cargas sísmicas.</u>	19
<u>Cargas no sísmicas.</u>	23
<u>Combinaciones de carga.</u>	24
<u>Teoría de marcos resistentes a cargas gravitacionales.</u>	24
<u>Proceso de prediseño de marcos gravitacionales.</u>	32
<u>Teoría de los marcos sismorresistentes.</u>	34
<u>Filosofía de diseño.</u>	35
<u>Fuerzas internas durante la respuesta sísmica.</u>	35
<u>Filosofía de columna fuerte – viga débil.</u>	36
<u>Fuerzas en las zonas de panel.</u>	37
<u>Diseño de la zona de panel.</u>	38
<u>Diseño de Conexiones Resistentes a Momento</u>	39
<u>Conexión a momento de sección de viga reducida (RBS).</u>	39

<u>Limitaciones para vigas.</u>	40
<u>Limitaciones para columnas.</u>	40
<u>Limitaciones para la relación columna-viga.</u>	40
<u>Procedimiento de diseño de marcos a momento.</u>	41
<u>Proceso de Prediseño.</u>	43
<u>Proceso de Diseño Mediante Software</u>	50
<u>Placas de Base y Anclaje con Cimentación.</u>	52
<u>Fuerzas dentro del hormigón y fuerzas de diseño para anclaje.</u>	53
<u>Límite de fluencia de la placa base en la interfaz de rodamiento.</u>	54
<u>Límite de fluencia de la placa base en la interfaz de tensión.</u>	54
<u>Diseño de Placa Base</u>	55
<u>RESULTADOS</u>	56
<u>Chequeo de Secciones</u>	56
<u>Torsión en el sistema</u>	58
<u>Sismo x</u>	58
<u>Sismo y</u>	59
<u>Deformaciones y Rigidez por piso</u>	60
<u>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</u>	61
<u>REFERENCIAS</u>	63

Índice de Tablas

<u>Tabla 1:Perfiles de suelo según NEC 2015.....</u>	20
<u>Tabla 2:Propiedades de sección W10X22</u>	33
<u>Tabla 3:Chequeo de esbeltez de sección W10X22.....</u>	33
<u>Tabla 4:Momento plástico de sección W10X22.....</u>	33
<u>Tabla 5:PLT de sección W10X22.....</u>	33
<u>Tabla 6:Resistencia a flexión de sección W10X22.....</u>	34
<u>Tabla 7: Propiedades de Material</u>	44
<u>Tabla 8:Requerimientos de carga.....</u>	44
<u>Tabla 9: Otras propiedades y requerimientos</u>	44
<u>Tabla 10:Propiedades geográficas y de diseño</u>	45
<u>Tabla 11:Factores de perfil de suelo</u>	45
<u>Tabla 12:Periodos críticos del espectro</u>	45
<u>Tabla 13:Factores de penalización.....</u>	45
<u>Tabla 14:Periodo fundamental y cortante basal.....</u>	46
<u>Tabla 15:Resumen de derivas de piso.....</u>	46
<u>Tabla 16:Verificación de viga.....</u>	47
<u>Tabla 17:Verificación de columna.....</u>	47
<u>Tabla 18:Capacidad de viga.....</u>	47
<u>Tabla 19:Capacidad de columna.....</u>	48
<u>Tabla 20:Capacidad de conexión</u>	48
<u>Tabla 21:Fuerzas en la conexión.....</u>	48
<u>Tabla 22:Verificación de conexión.....</u>	48
<u>Tabla 23:Datos para diseño.....</u>	48
<u>Tabla 24: Verificación de geometría.....</u>	49
<u>Tabla 25:Verificación de capacidad.....</u>	49
<u>Tabla 26:Verificación de placa de continuidad</u>	49
<u>Tabla 27:Resumen de diseño de marco resistente a momento</u>	49
<u>Tabla 28:Requerimientos para diseño de placa base</u>	55
<u>Tabla 29:Comprobación de excentricidad</u>	55

<u>Tabla 30:Áreas de diseño</u>	56
<u>Tabla 31:Espesor de placa base</u>	56
<u>Tabla 32:Empernaje y resistencia del hormigón</u>	56
<u>Tabla 33:Derivas de piso por sismo en x</u>	60
<u>Tabla 34:Derivas elásticas por sismo en y</u>	61

Índice de Figuras

<u>Figura 1: Flujo del Manto Terrestre</u>	14
<u>Figura 2: Distribución de Placas Tectónicas en el Planeta</u>	15
<u>Figura 3: Tipos de Falla en Placas</u>	16
<u>Figura 4: Esquema falla de Quito</u>	17
<u>Figura 5: Concepto Arquitectónico del Proyecto</u>	18
<u>Figura 6: Zonas de peligro sísmico en Ecuador</u>	19
<u>Figura 7: Espectro elástico de diseño en aceleración</u>	21
<u>Figura 8: Variables del espectro elástico de diseño en aceleraciones</u>	22
<u>Figura 9: Comportamiento de un miembro a flexocompresión en análisis de primer orden</u>	28
<u>Figura 10: Esquema de amplificación de carga</u>	29
<u>Figura 11: Comportamiento de marcos no-arriostrados</u>	31
<u>Figura 12: Marco resistente a momento</u>	35
<u>Figura 13: Distribución de fuerzas en el marco</u>	36
<u>Figura 14: Fuerzas actuantes sobre la zona de panel</u>	37
<u>Figura 15: Conexión RBS</u>	40
<u>Figura 16: Diagrama de cuerpo libre de la porción entre RBS y la cara de la columna</u>	42
<u>Figura 18: Esquema de la malla estructural</u>	43
<u>Figura 19: Geometría del Edificio</u>	43
<u>Figura 20: Marco simplificado</u>	44
<u>Figura 21: Espectros de diseño</u>	46
<u>Figura 22: Definición de Material</u>	50
<u>Figura 23: Definición de Cargas</u>	51
<u>Figura 24: Geometría del edificio</u>	51
<u>Figura 25: Diafragma del sistema de piso</u>	52
<u>Figura 26: Masa del sistema</u>	52
<u>Figura 17: Placa base con un alto momento</u>	53
<u>Figura 27: Chequeo de marcos a momento</u>	57
<u>Figura 28: Chequeo de marcos gravitacionales</u>	57
<u>Figura 29: Deformación en nodo 13 por sismo x</u>	58

<u>Figura 30:Deformación en nodo 2 por sismo x</u>	58
<u>Figura 31: Deformación en nodo 13 por sismo en y.....</u>	59
<u>Figura 32:Desplazamiento en nodo 2 por sismo en y</u>	59

INTRODUCCIÓN

Los terremotos son las más grandes catástrofes naturales que tiene que enfrentar la humanidad. Esto se debe a sus efectos principales y colaterales. Desde inició el Siglo XX más de un millón y medio de vidas se han perdido debido a terremotos. (Yépez, 2020). Por lo mismo, el entendimiento de estos fenómenos es crucial para el desarrollo de una ciudad, un país y la sociedad en general.

Antecedentes

Teoría de terremotos.

Un terremoto es el movimiento o vibración del suelo producido por un movimiento súbito de roca en la corteza terrestre. Un terremoto puede ser producto de deformaciones en la corteza, volcanismo, deslizamientos de tierra y colapso de cavernas (Yépez, 2020). El entendimiento que tenemos sobre los terremotos es relativamente nuevo y se basa en la teoría de la tectónica de placas. (Yépez, 2020).

La tierra está compuesta por un núcleo interno sólido, un núcleo externo líquido viscoso, un manto líquido y una corteza sólida. El manto compone cerca de del 80% del volumen terrestre, es sobre el manto, que las placas se deslizan. Actualmente se sostiene que las placas son desplazadas debido a un flujo horizontal y vertical en el manto. Este flujo producido por cambios de temperatura empuja a las placas litosféricas, generando indirectamente actividad volcánica, formación de cordilleras y actividad sísmica. Este flujo se observa de mejor manera en la figura 1:

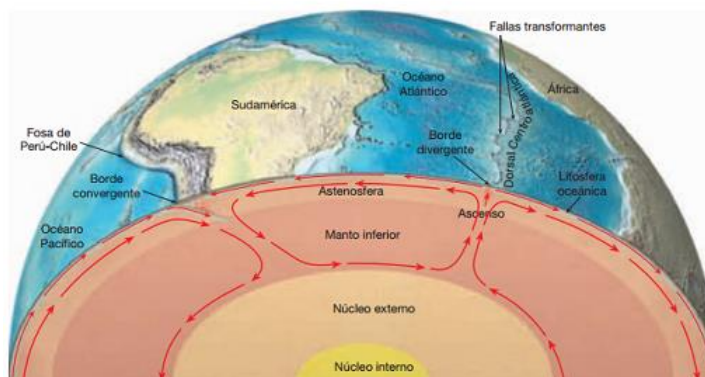


Figura 1: Flujo del Manto Terrestre

Fuente: Ciencias de la Tierra: una introducción a la geología física. Tarbuck, E & Lutgens, F. 2001

Las placas tectónicas están divididas de acuerdo con el flujo del manto. En la figura 2 se puede observar las placas que se han descubierto hasta nuestros días. En ella se puede observar claramente a las placas del Pacífico, Cocos, Nazca y Sudamericana, estas son las principales fuentes de actividad sísmica en nuestro país. (Tarbuck & Lutgens, 2001).

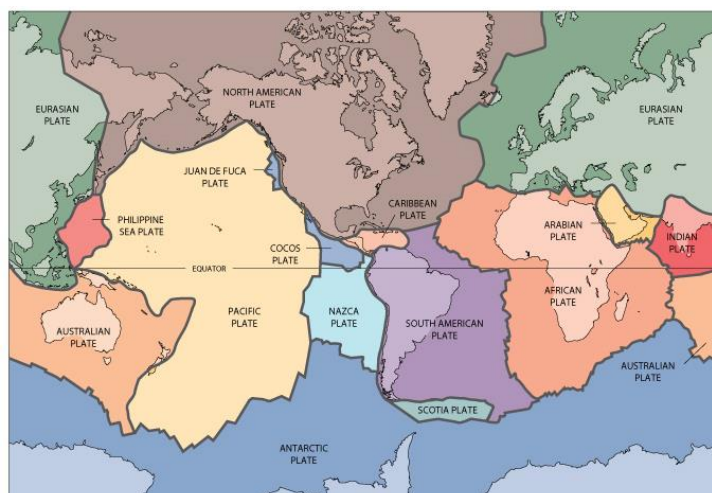


Figura 2: Distribución de Placas Tectónicas en el Planeta

Fuente: W. Jacquelyne Kious & Robert I. Tilling. This Dynamic Earth: the story of plate tectonics [en USGeological Survey, 15ersión en línea (2014) recuperada de <http://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/dynamic.html> el 17-03-2020].

La interacción entre dichas placas es violenta y genera una gran cantidad de energía. Esta interacción se denomina falla y puede ser de varios tipos: Divergentes, donde las dos placas se alejan una de la otra; Convergentes, donde las dos placas se empujan, resultando en la subducción de una debajo de la otra y Transformación, donde las placas se mueven en sentido contrario. Estas fallas se encuentran representadas en la figura 3:

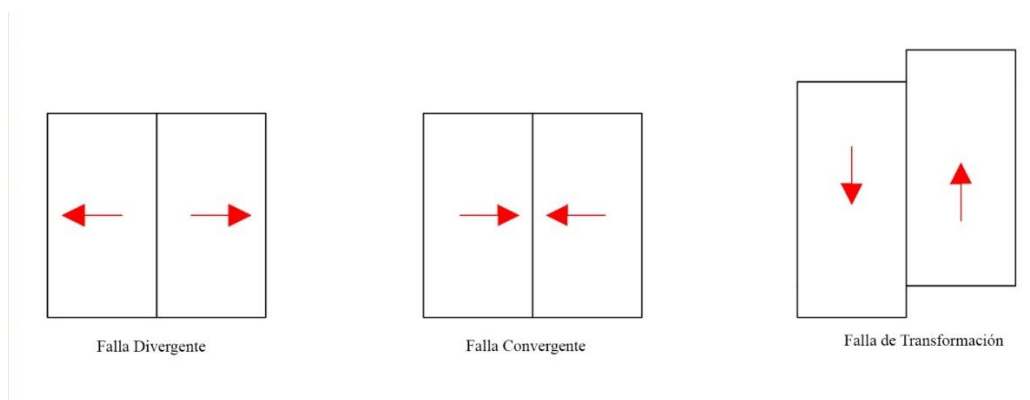


Figura 3: Tipos de Falla en Placas

Fuente: Propia

Problemática

Problemas de sismicidad en el Ecuador

Debido a los problemas de subducción anteriormente mencionados, el Ecuador se encuentra dentro de una zona de alto peligro sísmico, ocasionada por el contacto de la Placa de Nazca con la Placa Sudamericana. La interacción de estas dos placas genera actividad sísmica en los bordes de las placas y en el centro por acumulación de energía. Por lo mismo, la costa ecuatoriana y lugares donde existan fallas litosféricas son sumamente susceptibles a movimientos y están en constante actividad sísmica a fin de liberar energía.

Falla de Quito.

Es una falla convergente e inversa, su actividad eleva a la ciudad de Quito con respecto a los valles. Se conoce que tiene aproximadamente 60 km de longitud y que tiene una profundidad no superficial. Esta falla se encuentra dividida por segmentos y a menos que se produzca una basta acumulación de energía, su actividad sísmica no podría causar terremotos catastróficos, entiéndase por catastróficos a terremotos con magnitud 8 o mayor en la escala de Richter. (Yépez, 2020).

La falla y sus ramificaciones están ubicadas y mapeadas de acuerdo con la información que se tiene hoy en día. La actividad sísmica sobre esta falla es constante y puede liberar cantidades considerables de energía. Los lugares más propensos a daños son los que están

ubicados directamente sobre la falla y lugares cercanos. La figura 4 muestra un esquema de como se distribuye la falla con respecto a la ciudad, un esquema de la falla en profundidad y eventos sísmicos producidos el 28 de mayo del 2019.

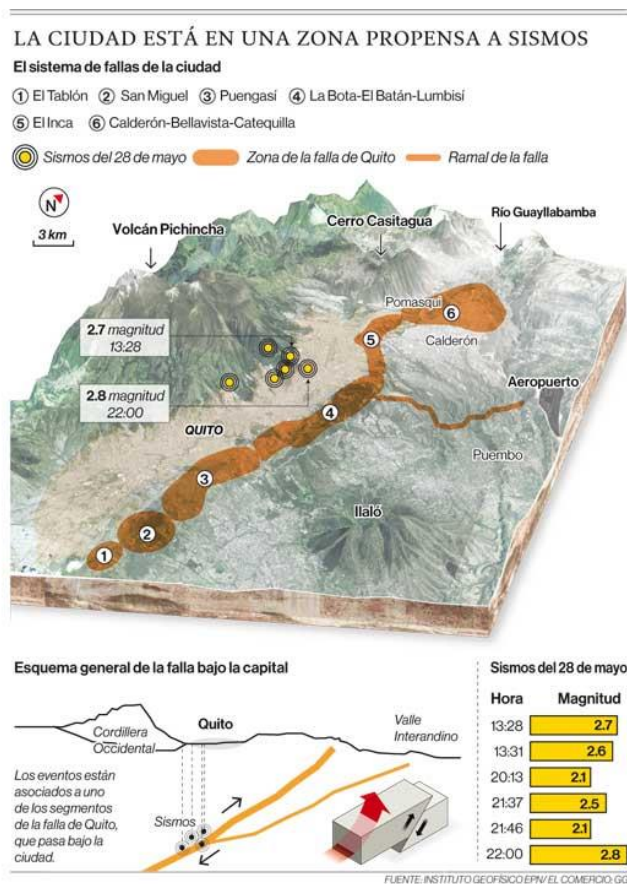


Figura 4: Esquema falla de Quito

Como se puede observar, falla atraviesa la ciudad, muchos proyectos urbanos, fábricas y edificios estatales están ubicados sobre la zona de mayor actividad sísmica. Por lo tanto, el diseño sismorresistente de estructuras es crucial para salvaguardar la seguridad de los quiteños, así como de los bienes e inversiones que se encuentran en la ciudad. Caso contrario pueden existir problemas relacionados con colapso de estructuras o de daños no estructurales de edificaciones.

Estructuras de acero sismorresistente.

El acero ha sido empleado como material de construcción desde que su producción pudo ser masificada. Desde la revolución industrial ha sido uno de los motores del crecimiento urbano

y es la razón por la que, las grandes urbes están repletas de rascacielos. Sin embargo, el conocimiento sobre diseño sismorresistente que tenemos sobre el acero es relativamente nuevo. Después del terremoto de Northridge en California, de magnitud 6.7, varias estructuras de acero sufrieron daños catastróficos e inesperados. Este fenómeno llevó a realizar un replanteamiento acerca del diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de acero. (Yépez, 2020).

Actualmente dichas consideraciones y ensayos forman parte de los códigos de construcción de países que presentan peligro sísmico. Las normas de diseño de la AISC, Instituto americano de construcción en acero, son las más actualizadas y confiables. Cabe recalcar que en nuestro país rige la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC, con su capítulo de diseño en acero. Para el presente trabajo se tomó en cuenta y se cumplió con los requisitos tanto nacionales como internacionales. La metodología utilizada será explicada en la sección de desarrollo.

DESARROLLO

Planteamiento del Problema

Se busca construir una facultad de arquitectura en el centro histórico de Quito, el terreno se encuentra ubicado entre Mejía y Juan José Flores (esquina). Por concepto del diseño arquitectónico y en búsqueda de la mayor iluminación posible, el proyecto asemeja una escalinata. Debido a la forma del terreno, la planta del edificio presentará una ligera irregularidad.



Figura 5: Concepto Arquitectónico del Proyecto

Fuente: Clara Andrade, Proyecto Final Taller de Arquitectura III

Con dichos antecedentes y tomando en cuenta la ubicación de la estructura, el diseño sismorresistente es crucial para salvaguardar el bienestar de los usuarios de la estructura y de la inversión.

Diseño Sismorresistente en Acero

Cargas

Cargas sísmicas.

Zonas sísmicas.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015), en su capítulo de peligro sísmico, especifica que, para edificios de usos normal, se emplea un valor Z , que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Existen 6 zonas sísmicas en el Ecuador, estas están mostradas en la figura 6, cabe recalcar que valores Z de 0.15g representan una caracterización de peligro sísmico intermedio, 0.25g a 0.40g de alto peligro sísmico y mayor a 0.50g caracteriza un muy alto peligro sísmico.

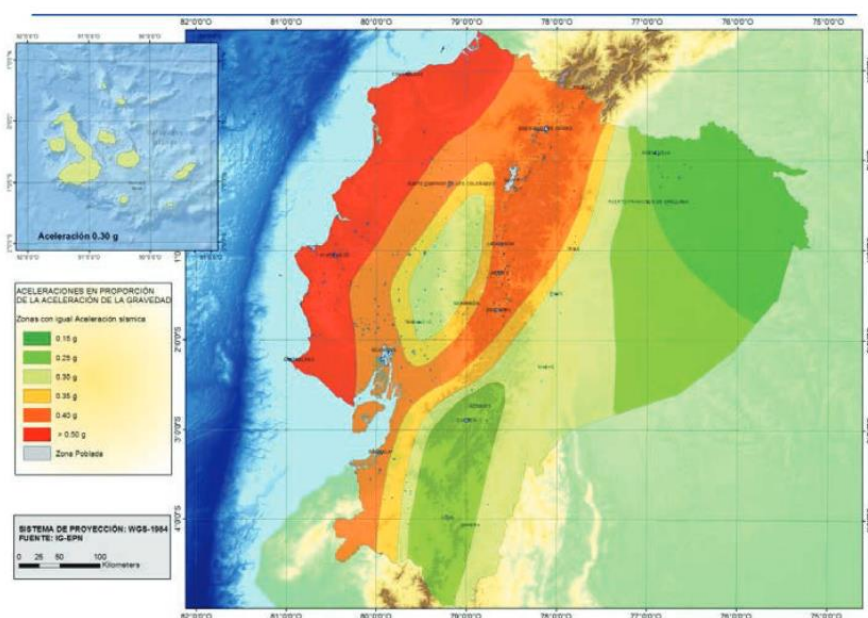


Figura 6: Zonas de peligro sísmico en Ecuador

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) 2015

El mapa de zonificación sísmica proviene de un estudio para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de diseño de 475 años).

La geología local puede amplificar los efectos de la aceleración en roca en superficie. La Norma Ecuatoriana de la Construcción, establece seis tipos de perfiles basados en su desempeño dinámico:

Tabla 1: Perfiles de suelo según NEC 2015

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \frac{m}{s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \frac{m}{s} > V_s \geq 760 \frac{m}{s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con los criterios requeridos	$760 \frac{m}{s} > V_s \geq 360 \frac{m}{s}$ $N \geq 50.0$ $S_u \geq 100KPa$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de los criterios requeridos	$360 \frac{m}{s} > V_s \geq 180 \frac{m}{s}$ $50 > N \geq 15.0$ $100KPa > S_u \geq 50KPa$
E	Perfil que cumpla con la siguiente velocidad de onda	$V_s < 180 \frac{m}{s}$
	Perfil que contiene un espesor H mayor de 3m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w > 40\%$ $S_u < 50KPa$
F	Los perfiles de suelo tipo F no son recomendados para construcción y su uso debe ser evaluado en sitio por un ingeniero geotécnico.	
	F1- Suelos susceptibles a fallas o colapsos	
	F2-Turbas y arcillas muy orgánicas	
	F3-Arcillas de muy alta plasticidad	
	F4-Perfiles de gran espesor (H>30m) de arcillas de rigidez mediana a blanda	

F5-Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo en los primeros 30 m superiores del perfil del subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte
F6-Rellenos colocados sin control ingenieril

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) 2015

Con la información de perfil del suelo, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015), establece coeficientes relacionados con la zona sísmica y el perfil de suelo de la edificación, F_a , F_d y F_s , dichos coeficientes se encuentran tabulados en el capítulo de peligro sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015).

Esta información se requiere para calcular el espectro de respuesta en aceleración de la estructura. Dicho espectro se empleará dentro del prediseño y el diseño definitivo de la estructura. La Norma Ecuatoriana de la Construcción define al espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones de la siguiente manera:

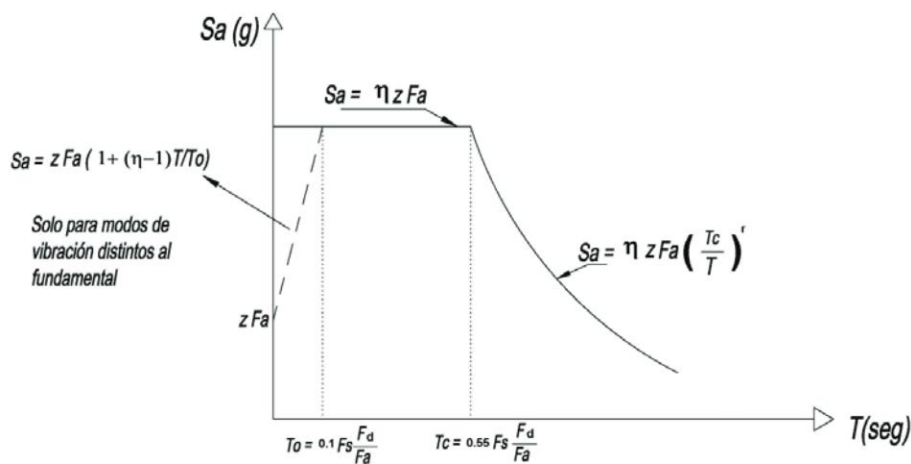


Figura 7: Espectro elástico de diseño en aceleración

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) 2015

Cuyas variables están definidas en la figura 8:

Dónde:	
η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a	Coefficiente 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	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_s	Coefficiente 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
S_a	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
T_0	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Figura 8: Variables del espectro elástico de diseño en aceleraciones

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) 2015

Dicho espectro obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para cualquier periodo estructural T , en cualquiera de los dos rangos:

$$S_a = \eta Z F_a, \quad \text{Para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r, \quad \text{Para } T > T_c$$

Dónde η es la razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno; r es factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen del perfil de suelo sobre el cual se levanta el proyecto, 1 excepto para suelos tipo E, en cuyo caso $r=1.5$; S_a es el espectro de respuesta elástico de aceleraciones; T es el periodo fundamental de la estructura; T_c es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones y Z es la

aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, debe estar expresada en razón de la gravedad.

Por los resultados de los análisis realizados para una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, para un periodo de 475 años, se adoptaron los siguientes valores:

$$\eta = 1.80 \text{ Para las provincias de la Costa, excepto Esmeraldas}$$

$$\eta = 2.48 \text{ Para las provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos}$$

$$\eta = 2.6 \text{ Para las provincias de la Amazonía}$$

Los límites para el periodo fundamental se obtienen mediante las siguientes ecuaciones:

$$T_c = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2.4F_d$$

Cargas no sísmicas.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015) en su capítulo de cargas no sísmicas, habla de dos tipos de carga aquellas que son permanentes (principalmente debido al peso propio) y cargas variables (vivas y climáticas).

Cargas permanentes.

Las cargas permanentes o muertas están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales y no estructurales que permanecerán permanentemente en la estructura, esto incluye vigas, columnas, muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y cualquier otro elemento que vaya a permanecer en la estructura.

Cargas variables.

Carga viva.

Las sobrecargas que presenten las edificaciones dependen de la ocupación a la que estén destinadas y están conformadas por las personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales. Usualmente, esta carga viva puede ser reducida en casos especiales o para terrazas, esta reducción de cargas está sometido a limitaciones relacionadas con la precisión, magnitud de

carga y ubicación de la estructura. Para la estructura en cuestión, no se puede aplicar una reducción de carga viva en terraza a fin de considerar la carga de granizo o ceniza.

Combinaciones de carga.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015), existen las siguientes combinaciones de carga básicas para el diseño por resistencia última:

$$1.4D$$

$$1.2D + 1.6L + 0.5 \max[L_r; S; R]$$

$$1.2D + 1.6 \max[L_r; S; R] + \max[L; 0.5W]$$

$$1.2D + 1.0W + L + 0.5 \max[L_r; S; R]$$

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

$$0.9D + 1.0W$$

$$0.9D + 1.0E$$

Donde, D representa la carga muerta, L representa a la carga viva, S la carga por granizo, R la carga por lluvia, L_r la carga viva reducida en terraza, W es la carga por viento y E es la carga producida por un evento sísmico.

Teoría de marcos resistentes a cargas gravitacionales.

Los marcos gravitacionales serán aquellos que se encarguen de soportar las cargas que actuarán en dirección de la gravedad, esto incluye: el peso propio, la sobrecarga muerta y la carga viva. La normativa más reciente que rige este tipo de diseños es el AISC 360 (2016), mismo que se empleará para el diseño de los marcos resistentes a cargas gravitacionales.

Diseño de miembros sometidos a flexión.

Los elementos tipo viga son aquellos que están principalmente cargados por flexión bajo un solo eje y corte sobre toda el área. Usualmente el esfuerzo axial y de flexión fuera del eje principal son sumamente pequeños, por lo cual, su efecto puede ser ignorado. En la tabla F1.1 del AISC 360 (2016) se muestran todas las secciones que se pueden utilizar y los estados límites que rigen el diseño para dicha sección.

A fin de tener un comportamiento adecuado se emplearán secciones compactas, tanto en alma como en aleta, a fin de poder emplear la totalidad de la resistencia de la sección.

Provisiones generales.

El factor C_b relacionado con el pandeo lateral torsional proviene de diagramas de momento no uniformes y se calcula mediante:

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

Dónde, M_{max} es el máximo momento en valor absoluto en la sección, M_A es el valor absoluto del momento en el primer cuarto de longitud de la sección, M_B es el valor absoluto del momento en la mitad de la sección y M_C es el valor absoluto del momento a tres cuartos de la sección. Para voladizos el valor de la constante será igual a 1.

Comprobación de Geometría.

La resistencia de una sección estará determinada por su interacción en sus estados límites, éstos dependen de las propiedades geométricas de la sección, por lo tanto, primero se debe comprobar si la sección que se emplea es: compacta, no-compacta o esbelta, para ello AISC 360 define los siguientes límites. Para que las aletas de una sección sean esbeltas:

$$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f}$$

Dónde, E es el módulo de la elasticidad del acero, F_y es el esfuerzo a fluencia del acero y λ_f está tabulada en los catálogos de diseño de AISC.

Para que un alma sea compacta:

$$\lambda_w \leq \lambda_{pw}$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

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

Dónde, E es el módulo de la elasticidad del acero, Fy es el esfuerzo a fluencia del acero y λ_w está tabulada en los catálogos de diseño de AISC.

De cumplirse estas dos condiciones se chequean los estados límites correspondientes.

Estado límite de fluencia.

La resistencia a flexión de la sección M_n , está dada por:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Dónde, F_y es el esfuerzo a fluencia del acero y Z_x es el módulo de sección plástica de la sección en el eje $x-x$.

Estado límite de pandeo lateral torsional.

Para el pandeo lateral torsional se debe verificar la longitud total de luz libre L_b , que tiene la viga y comparar esta propiedad con los siguientes límites:

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

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7Fy} \sqrt{\frac{Jc}{s_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{s_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7Fy}{E}\right)^2}}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

Dónde, E es el módulo de la elasticidad del acero, F_y es el esfuerzo a fluencia del acero, r_y es el radio de giro de la sección en el eje $y-y$, I_y es el momento de inercia de la sección en el

eje $y-y$, C_w es igual a 1, J es la constante torsional y S_x es el módulo de sección elástica en el eje $x-x$.

Entonces la resistencia a flexión de la sección cuando $L_b \leq L_p$ será la misma que en fluencia. Para casos dónde $L_p < L_b \leq L_r$:

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

Y para casos dónde $L_b > L_r$:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_d \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

Diseño de miembros sometidos a flexocompresión.

Para los elementos donde existiese la presencia de esfuerzos provenientes de carga axial y flexión (columnas) se deberá tomar en cuenta consideraciones especiales según AISC 360 (2016), a la relación demanda/capacidad, buscando siempre que esta sea menor a 1. Esta combinación es necesaria debido a que la presencia de carga axial en un elemento disminuye su resistencia a flexión. AISC 360 define dos casos:

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_c P_N} \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_N} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{Nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{Ny}} \right) \leq 1$$

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_c P_N} < 0.2$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_N} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{Nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{Ny}} \right) \leq 1$$

Dónde, P_u es la resistencia a compresión requerida, $\phi_c P_N$ es la resistencia del diseño a compresión, M_{ux} y M_{uy} es la resistencia a flexión requerida, $\phi_b M_{nx}$ es la resistencia de diseño

respecto del eje principal mayor y $\phi_b M_{ny}$ es la resistencia de diseño respecto del eje principal menor.

Análisis elástico lineal de primer orden.

Para poder conocer la resistencia requerida se requiere de un análisis estructural que permita conocer los requerimientos para la estructura. El análisis elástico lineal de primer orden funciona cuando las deformaciones en la estructura son pequeñas. Mediante este método se puede aproximar los efectos del análisis de segundo orden, el principio se basa en:



Figura 9: Comportamiento de un miembro a flexocompresión en análisis de primer orden

Fuente: Propia

De el diagrama, mediante equilibrio se obtiene que:

$$M = F \times L + P \times \Delta$$

Dónde, $P \times \Delta$ es el efecto del análisis de segundo orden. Los momentos obtenidos mediante análisis de primer orden deben ser amplificados, debido a que es un método aproximado.

Método de amplificación de momentos.

Este método se emplea para deformaciones pequeñas en marcos no-sismorresistentes, se emplean factores de amplificación a los requerimientos obtenidos mediante un análisis de primer orden:

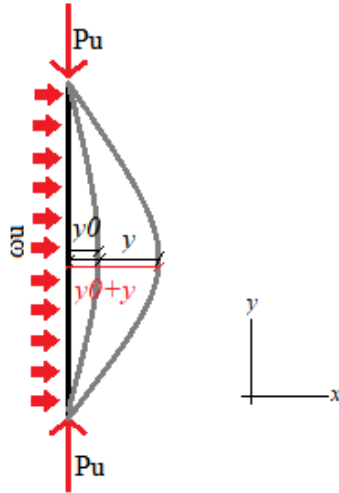


Figura 10: Esquema de amplificación de carga

Fuente: Propia

$$y_0 = e \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right)$$

Dónde e es la deformación inicial máxima.

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI}$$

$$M(x) = EI \frac{d^2y}{dx^2} + P(y_0 + y) = 0$$

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} + Py + P \cdot e \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) = 0$$

$$y = B \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right)$$

$$y' = B \cdot \frac{\pi}{L} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{L} \cdot x\right)$$

$$y'' = -B \cdot \frac{\pi^2}{L^2} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L} \cdot x\right)$$

$$-\frac{EI}{L^2} \cdot \pi^2 \cdot B + P \cdot B + P \cdot e = 0$$

$$B \left(P - \frac{EI\pi^2}{L^2} \right) + P \cdot e = 0$$

$$B \left(P - \frac{EAr^2\pi^2}{L^2} \right) + P \cdot e = 0$$

$$B(P - P_{cr}) + P \cdot e = 0$$

$$B \left(1 - \frac{P_{cr}}{P} \right) + e = 0$$

$$B = \frac{e}{\frac{P_{cr}}{P} - 1}$$

$$M = \left[B \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) + e \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \right]$$

Que se debe evaluar en $x = L/2$ a fin de encontrar el valor máximo de momento:

$$M_{max} = P \left[\frac{e}{\frac{P_{cr}}{P} - 1} + e \right]$$

$$M_{max} = P \cdot e \left(\frac{1}{\frac{P_{cr} - P}{P}} + 1 \right)$$

$$M_{max} = P \cdot e \left(\frac{1}{1 - \frac{P}{P_{cr}}} \right)$$

$$M_{max} = y_0 \left(\frac{1}{1 - \frac{P}{P_{cr}}} \right)$$

Dónde, la expresión dentro del paréntesis representa el nivel de carga axial y $\frac{P}{P_{cr}}$ es el factor de amplificación de momento.

Miembros en marcos no-arriostrados.

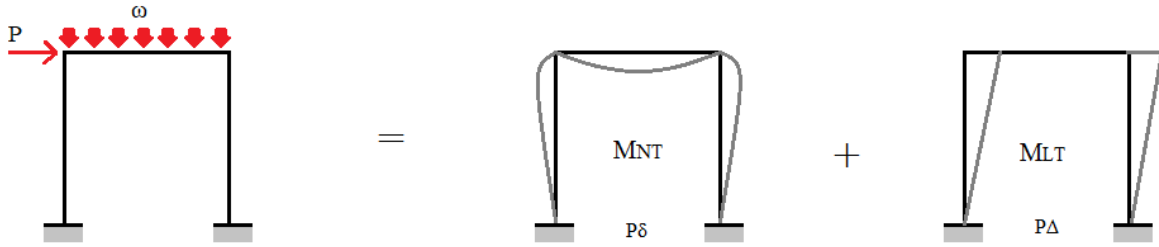


Figura 11: Comportamiento de marcos no-arriostrados

Fuente: Propia

$$M_u = B_1 M_{NT} + B_2 M_{LT}$$

$$P_u = P_{NT} + B_2 P_{LT}$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{cr}}} \geq 1$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI^*}{L_{cr}^2}$$

$$EI^* = 0.8\tau_b EI$$

Dónde τ_b es un factor de reducción de rigidez dado por:

$$\text{Para } \frac{P_u}{P_{NS}} \leq 0.50$$

$$\tau_b = 1.0$$

$$\text{Para } \frac{P_u}{P_{NS}} > 0.50$$

$$\tau_b = 4 \left(\frac{P_u}{P_{NS}} \right) \left(1 - \frac{P_u}{P_{NS}} \right)$$

$$P_{NS} = F_y A_e$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{P_{entrepiso}}{P_{critico \ de \ entrepiso}}}$$

Dónde el P entrepiso es la suma de capacidad requerida para todas las columnas del entrepiso y el P crítico de entrepiso es la resistencia elástica al pandeo total de entrepiso.

Diseño de elementos sometidos a corte.

La resistencia nominal a corte de una sección está dada por:

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

Dónde, F_y es el esfuerzo a fluencia del acero, A_w es el área del alma multiplicada por el espesor del alma.

$$\text{Para } h/t_w \leq 2.24\sqrt{E/F_y}$$

$$C_{v1} = 1 ; \phi_v = 1$$

$$\text{Para } h/t_w > 2.24\sqrt{E/F_y}$$

$$\phi_v = 0.9$$

$$C_{v1} \begin{cases} \text{Para } h/t_w < 1.10 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}} \rightarrow C_{v1} = 1.0 \\ \text{Para } h/t_w > 1.10 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}} \rightarrow C_{v1} = \frac{1.10 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}}}{(h/t_w)} \end{cases}$$

$$Y K_v = 5.34$$

Proceso de prediseño de marcos gravitacionales.

Prediseño de viga.

Para las vigas se probará con la sección W10X22 para una luz de 9m debido a que se trata de la sección más pequeña que permite la longitud de la luz. Del análisis estructural se obtiene que el momento requerido es de 2.3872 tonf-m para la combinación de carga 1.2D+1.6L, la misma que da un corte máximo de 1.0610 tonf:

Tabla 2: Propiedades de sección W10X22

Propiedades de Sección W10X22					
A	4187.088	[mm ²]	fy	3515	[kg/cm ²]
d	259.08	[mm]	L	900	[cm]
tw	6.096	[mm]	Lb	0	[cm]
bf	146.05	[mm]	Cb	1	
tf	9.144	[mm]	E	2000000.00	[kg/cm ²]
h	360	[mm]	rts	3.95	[cm]
Ix	4911.531	[cm ⁴]	c	1	
Sx	380.1799	[cm ³]	Fcr	N/A	[kg/cm ²]
rx	108.458	[mm]	λ_{pf}	9.0643346	[u]
Zx	426.0637	[cm ³]	λ_{rf}	23.853512	[u]
Iy	474.504	[cm ⁴]	Kc	1	[u]
Sy	65.06	[cm ³]	λ_{rw}	135.96502	
ry	33.782	[mm]			
J	9.947	[cm ⁴]			
Cw	73847.36	[cm ⁶]			
Zy	99.961	[cm ³]			

Tabla 3: Chequeo de esbeltez de sección W10X22

Chequeo de Patin y Alma		
λ_f	7.99	Patin Compacto
λ_{pf}*	9.06	
λ_w	59.06	Alma Compacta
λ_{pw}*	89.69	

Tabla 4: Momento plástico de sección W10X22

Momento Plastico		
Mn	1497614	[kg-cm]

Tabla 5: PLT de sección W10X22

Pandeo Lateral Torsional		
Aplica	NO	
Mn	1497614	[kg-cm]

Tabla 6: Resistencia a flexión de sección W10X22

Mn	1497614	[kg-cm]
ϕMn	1347852	[kg-cm]
ϕMn	13.48	[Ton-m]

Como se puede ver la sección puede soportar la carga solicitada de una manera tranquila y, por lo tanto, se puede usar para una primera iteración. A continuación, se prueba la resistencia a corte de la sección:

$$2.24\sqrt{E/Fy} = 53.43$$

Entonces:

$$1.10 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{Fy}} = 60.63$$

Por lo que:

$$C_{v1} = 1$$

$$V_n = 0.6 \times 3515 \times 25.908 \times 0.9144 \times 0.9 = 44966.5 \text{ Kgf}$$

$$V_n = 44.97 \text{ Tonf}$$

Entonces, se puede emplear dicha sección para el prediseño de vigas.

Prediseño de columnas

Se emplearán las columnas que salgan de los marcos sismorresistentes.

Teoría de los marcos sismorresistentes.

El diseño sismorresistente se basa en construir marcos que soportarán de manera específica los requerimientos ocasionados por actividad sísmica. Los marcos resistentes a momento, también llamados marcos a momento consisten en ensamblajes rectangulares de vigas conectadas rígidamente a las columnas. La resistencia a cargas laterales es provista principalmente por la acción rígida de los marcos, es decir el desarrollo de momentos y fuerzas cortantes en los marcos, elementos y uniones. Mediante la conexión rígida viga-columna, una

estructura no se puede deformar lateralmente sin doblar vigas y columnas. Por lo tanto, la resistencia de los elementos a ser doblados es la fuente principal de rigidez y resistencia lateral para todo el marco. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

Estos marcos resistentes a momentos se han vuelto populares en países de alta actividad sísmica por diversas razones: Primero, debido a que se trata de sistemas altamente dúctiles, esto hace que no sean penalizados por los códigos de construcción. Segundo, son conocidos por su alta adaptabilidad a la arquitectura de la estructura. Sin la necesidad de incluir elementos rigidizadores, de esta manera se puede asegurar espacios abiertos, esto también significa que las derivas en este tipo de estructuras serán mayores. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

Filosofía de diseño.

Se esperará que el marco a momento sea diseñado por capacidad, tomando en cuenta que este trabajará en el rango plástico. Adicionalmente se requerirá el desarrollo de rótulas plásticas a una distancia moderada de la cara de la columna. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

Fuerzas internas durante la respuesta sísmica.

Un marco de acero resistente a momento está compuesto de tres componentes básicos: vigas, columnas y paneles en zonas viga-columna. Estos elementos se encuentran representados en la figura 12, en la cuál se presenta un marco simple de dos pisos, con una luz L_b , una altura h_{ci} y una altura de la zona de panel h_{pzi} .

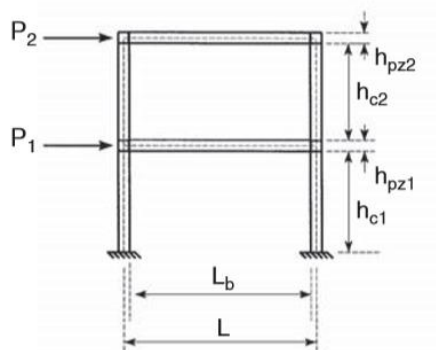


Figura 12: Marco resistente a momento

Fuente: Bruenau, M., Uang, C., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures (2nd ed.)*. New York: McGraw Hill.

En la figura 13 se presenta la distribución que tienen las cargas laterales sobre los elementos de la estructura. Se deberá tomar en cuenta un modelo de análisis estructural que

permita conocer las fuerzas que actúan sobre la zona del panel. Las vigas suelen presentar altos momentos de curvatura inversa con máximo en los extremos. El cortante y fuerza axial de la viga son generalmente más pequeños y menos importantes para la respuesta de la viga, comparados con el momento, a pesar de eso deben ser considerados para el diseño. De la misma manera, las columnas experimentan altos momentos en su luz libre, manteniendo un esfuerzo a corte relativamente bajo. En el caso de las columnas, la fuerza axial a las que están sometidas, puede ser el factor determinante de diseño. Finalmente, la zona de panel puede estar sometida a altos momentos, alto esfuerzo cortante y alta fuerza axial. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

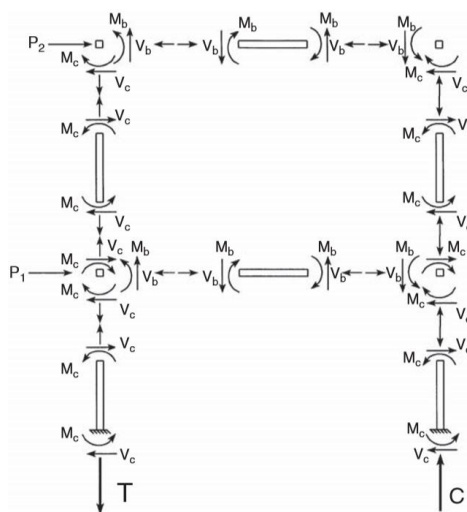


Figura 13: Distribución de fuerzas en el marco

Fuente: Bruenau, M., Uang, C., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures (2nd ed.)*. New York: McGraw Hill.

Filosofía de columna fuerte – viga débil.

Los marcos estructurales pueden disipar una gran cantidad de energía histerética cuando se forman rótulas plásticas en las vigas en lugar que las columnas, este mecanismo proporciona resistencia ante actividad sísmica y ayuda a prevenir el desarrollo de un piso blando en un sistema de varios pisos. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

La mayoría de los códigos exigen el cumplimiento de este principio, mediante el equilibrio de la unión, en el cual la suma de las capacidades de momento de la columna, deberán ser mayores a las de la viga:

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

Y generalmente por lo menos:

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

Donde, $\sum M_{pc}$ es la suma de proyecciones hacia el centro de las vigas; A_g es el área total de la columna; F_{yc} es la resistencia a fluencia de la columna; P_{uc} es la resistencia axial requerida debido a la combinación de carga considerada; Z_c es el módulo de sección plástica de la columna; Z_{cr} es el módulo de sección plástica reducida, tomando en cuenta la presencia de carga axial; $\sum M_{pb}$ es la capacidad de momento probable que tendrán las vigas al momento de desarrollar rótulas plásticas. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

Fuerzas en las zonas de panel.

La zona de panel en la unión viga-columna es un segmento rectangular del alma de la columna rodeado por las aletas y placas de continuidad. Típicamente, la zona de panel está sujeta a cargas axiales, cortantes y momentos de las columnas y vigas, esta configuración de carga se puede observar en la figura 14. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

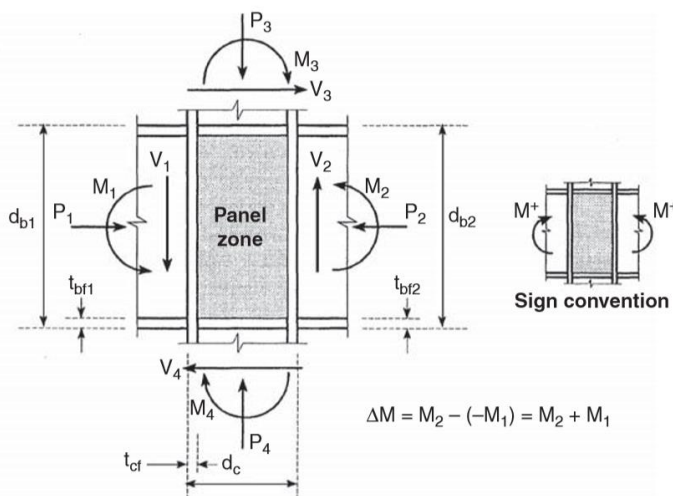


Figura 14: Fuerzas actuantes sobre la zona de panel

Fuente: Bruneau, M., Uang, C., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures* (2nd ed.). New York: McGraw Hill.

Resolviendo el equilibrio mostrado en la figura 14 y tomando las fuerzas actuantes sobre el panel como positivas, el corte horizontal sobre el panel puede ser calculado mediante:

$$V_w = \frac{M_1}{0.95d_{b1}} + \frac{M_2}{0.95d_{b2}}$$

Donde d_{b1} y d_{b2} son los peraltes de la viga 1 y 2 respectivamente, el factor de 0.95 es una aproximación del brazo de palanca de los momentos aplicados. El valor del cortante de la columna V_c también se puede obtener del equilibrio:

$$V_c = \frac{M_1 \left(\frac{L_1}{L_{b1}} \right) + M_2 \left(\frac{L_2}{L_{b2}} \right)}{h}$$

Donde h es el promedio de altura de entre piso de arriba y debajo de la columna, L_i es la luz de la viga i medida desde centro a centro de la columna y L_{bi} es la luz de la viga desde cara de la columna a cara de la columna. Este cortante también puede estimando mediante el promedio de las fuerzas cortantes en los extremos de la zona de panel (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).:

$$V_c = \frac{V_3 + V_4}{2}$$

Diseño de la zona de panel.

Después de los efectos del terremoto de Northridge se recomienda deformaciones inelásticas “controladas” en la zona de panel, estas deformaciones permitirían una mejor respuesta ante un evento sísmico y paneles bien diseñados no mostrarían degradación de resistencia. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

A menos que se especifiquen otro tipo de requerimientos en el caso de conexiones precalificadas, la ecuación de diseño de panel según AISC 360 es:

$$V_u = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right)$$

Y

$$V_u = 0.55F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \leq 0.66F_y d_c t_w$$

Con factores ϕ de 1.0 y 0.9, respectivamente para aplicaciones sísmicas, t_w es el espesor de la zona de panel incluyendo todas las dobles placas, si ese fuese el caso. En el caso de que

exista una variación considerable en el peralte de una viga a la otra, la aproximación conservadora es elegir el valor más grande entre las dos. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

Cuando la resistencia en el panel de una columna es insuficiente se puede colocar placas dobles a fin de aumentar el grosor del alma de la columna. Esta puede ser una solución económica y práctica si se realiza de acuerdo con las disposiciones establecidas en AISC 341. Se considera que, por acción sísmica, junto a límites de esbeltez tradicionales, el espesor de la placa debería ser:

$$t_z \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$

A fin de prevenir pandeo local bajo grandes deformaciones inelásticas ocasionadas por corte. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

Diseño de Conexiones Resistentes a Momento

El diseño de conexiones está regido por el AISC, en el caso de marcos resistentes a momento se emplean conexiones precalificadas, éstas se encuentran en el AISC 358. Para el proyecto se decidió emplear la conexión de sección de viga reducida (RBS).

Conexión a momento de sección de viga reducida (RBS).

Como se muestra en la figura 15 en una conexión RBS, una porción de las aletas de la viga es cortadas en la región adyacente a la unión viga-columna, a fin de inducir una deformación plástica en la región. (AISC, 2018).

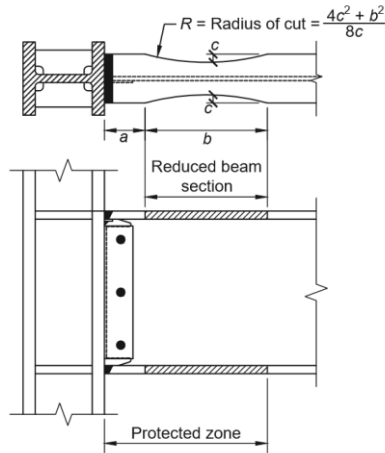


Figura 15: Conexión RBS

Fuente: AISC 358: *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for seismic applications*

Limitaciones para vigas.

Las limitaciones para las vigas se encuentran establecidas en el capítulo 5 de la norma AISC 358:

- Las vigas deben ser elementos tipo I que cumplan con los requerimientos de AISC 358.
- El peralte de la viga no deberá ser mayor a 920mm (36 in).
- El peso de la viga no puede ser mayor a 447 kg/m.
- El espesor de las aletas no puede ser mayor a 44mm.
- La relación entre luz libre y peralte de la viga debe ser mayor a 7 para marcos especiales y mayor a 5 para intermedios.
- La geometría de la viga debe ser sísmicamente compacta.

Limitaciones para columnas.

Las limitaciones para columnas se encuentran establecidas en el capítulo 5 de la norma AISC 358:

- La forma de la columna deberá ser una permitida por el AISC 358.
- La viga debe ser conectada a las aletas de la columna.

Limitaciones para la relación columna-viga.

Las conexiones columna-viga deben satisfacer las limitaciones establecidas por el capítulo 5 de la norma AISC 358:

- La zona de panel debe cumplir con las provisiones para diseño sísmico.
- La relación de momentos columna-viga debe cumplir con las provisiones para diseño sísmico.

Procedimiento de diseño de marcos a momento.

Se empieza buscando una geometría como la que se muestra en la figura 15, dicha geometría debe cumplir las siguientes limitaciones:

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$$

Donde a es la distancia entre el borde la columna al corte, b la longitud del corte RBS, b_{bf} es el ancho de la viga, c es el peralte de corte en el centro de la sección reducida y d es el peralte de la viga.

Posteriormente, se debe calcular el módulo de sección plástica en el centro de la viga de sección reducida:

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf})$$

Donde Z_x es el módulo de sección plástica en el sentido x para la sección completa de la viga y t_{bf} es el espesor de la viga en las aletas.

Con esto se puede calcular el máximo momento probable en el centro de la sección de viga reducida:

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_{RBS}$$

Después se debe calcular la magnitud de la fuerza cortante en el centro de la sección de viga reducida. Esta se puede obtener mediante un diagrama de cuerpo libre en la porción de viga entre los extremos de sección reducida. Para este diagrama se deberá emplear el momento

probable en el centro y la combinación de carga $1.2D+fI+0.2S$, donde fI no podrá ser menor a 0.5.

Lo siguiente es calcular el máximo momento probable que ocurrirá en la cara de la columna. Para ello se puede emplear un diagrama de cuerpo libre de la porción entre la sección reducida y la cara de la columna, como se muestra en la figura 16:

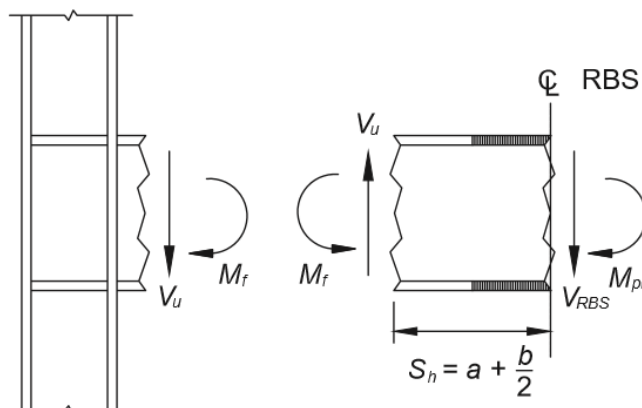


Figura 16: Diagrama de cuerpo libre de la porción entre RBS y la cara de la columna

Fuente: AISC 358: *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for seismic applications*.

Donde:

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h$$

Donde V_{RBS} es valor más grande de cortante de los dos centros de sección de viga reducida, S_h es la distancia de la cara de la columna a la rótula plástica.

Después, se puede calcular el momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia:

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x$$

Por último, se debe calcular la resistencia a flexión y corte de la viga en la cara de la columna:

$$M_f \leq \phi_d M_{pe}$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravitacional}$$

De no cumplirse con los requerimientos, una nueva geometría para a , b y c deberá ser probada. (AISC, 2018).

Proceso de Prediseño.

Para poder empezar el proceso de prediseño, se empieza verificando la malla estructural del edificio, seleccionando claramente cuáles serán los marcos resistentes a momento:

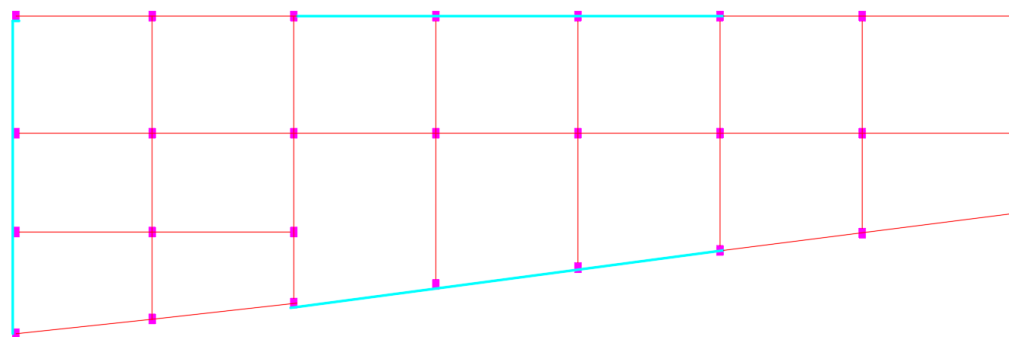


Figura 17: Esquema de la malla estructural

Fuente: Propia

Dónde, los marcos resistentes a momento están representados por la línea gruesa de color cian y los marcos a gravedad están representados por la línea delegada en color rojo. Adicionalmente se requiere de la geometría de la edificación, principalmente las luces de las vigas:

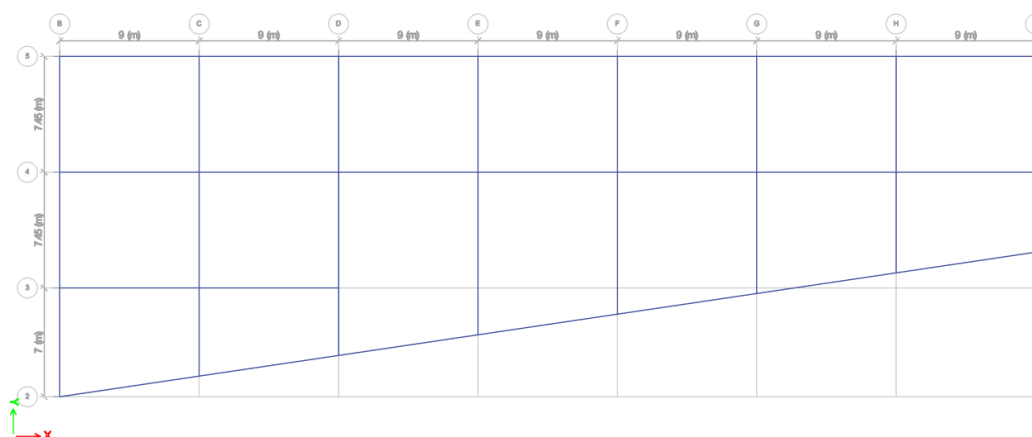


Figura 18: Geometría del Edificio

Fuente: Propia

Con esta información, se procede a realizar un análisis estructural preliminar en el software ETABS 2016, que permita conocer los requerimientos de diseño, del análisis preliminar se obtuvieron los siguientes requerimientos de carga y propiedades de material:

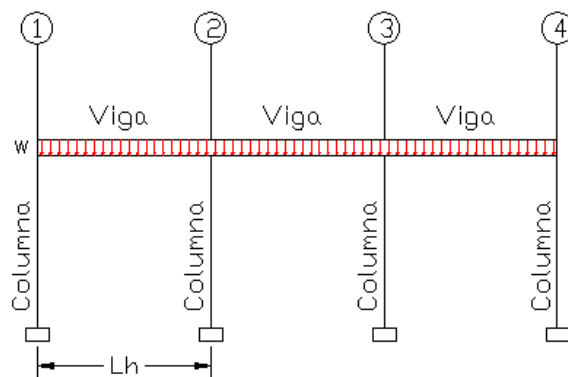


Figura 19: Marco simplificado

Tabla 7: Propiedades de Material

Material		
E	200000	[Mpa]
Fy	345	[Mpa]
Fu	450	[Mpa]
Ry	1.1	[-]

Tabla 8: Requerimientos de carga

Demanda		
Pu1	15000	[kN]
Pu2	20000	[kN]
Pu3	25000	[kN]
Pu4	18000	[kN]

Tabla 9: Otras propiedades y requerimientos

Otras Propiedades		
L1	9	[m]
L2	9	[m]
L3	9	[m]
H	4.2	[m]
W	12	[kN/m]

Con estos datos se procede a calcular las fuerzas sísmicas equivalentes y el espectro elástico de respuesta según la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Con ello se procederá a calcular una aproximación de los desplazamientos y derivas de piso que sufrirá la estructura según la metodología expuesta en el capítulo 7 de *Ductile Design of Steel Structures* (2011) de Michel Brunau, et al:

Por antecedentes se conoce que el edificio está ubicado sobre una Zona Sísmica V, al ser un edificio destinado a actividades educativas tiene un factor de importancia de 1, la estructura estará apoyada sobre un perfil de suelo tipo D y su sistema de diseño le permite tener un factor R de 8:

Tabla 10: Propiedades geográficas y de diseño

Z	0.4
Tipo de Suelo	D
I	1
R	8

Con ello, mediante las tablas y el proceso descrito en el capítulo de peligro sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015), se procede a calcular el espectro elástico e inelástico de diseño:

Tabla 11: Factores de perfil de suelo

Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28

Tabla 12: Periodos críticos del espectro

Tc [s]	0.6981
TL [s]	2.856
T0 [s]	0.1269

Tabla 13: Factores de penalización

ϕ_e	0.8
ϕ_p	0.8

Tabla 14: Periodo fundamental y cortante basal

T [s]	0.691261
V [kN]	2019.755

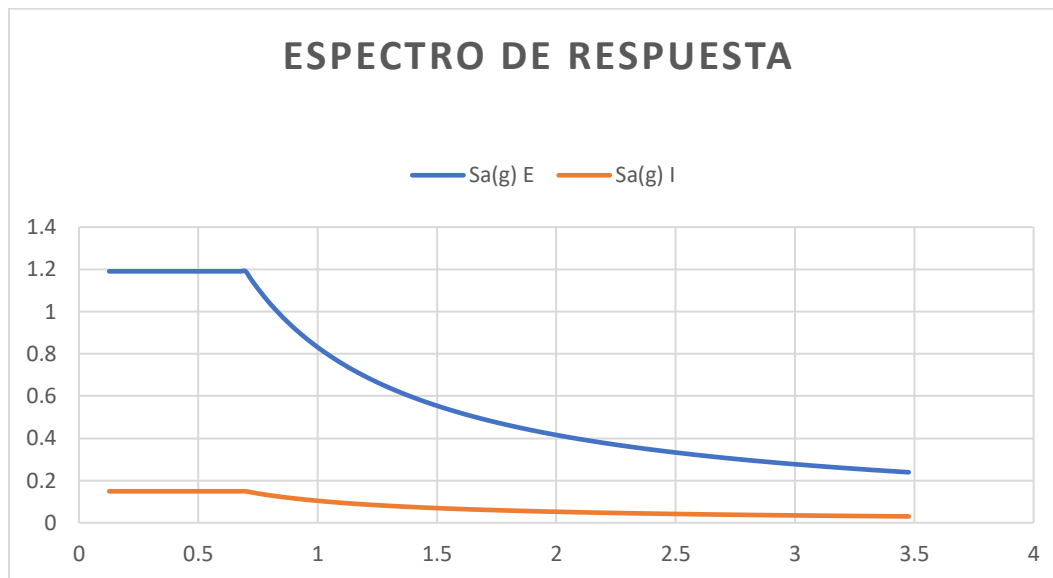


Figura 20: Espectros de diseño

En la figura 21, se muestran los espectros elásticos e inelásticos de diseño, de azul y naranja respectivamente.

Por lo que, las fuerzas sísmicas equivalentes y derivas de piso serán:

Tabla 15: Resumen de derivas de piso

Piso	Area [m ²]	Carga [kN/m ²]	Peso [kN]	hi [m]	hi ^k [m]	wi*hi ^k	Fx [kN]	#Ci [u]	#Vi[u]	Δi [m]	Δi [mm]	d
PB	913	-	-	0	0	0	0	-	-	0	0	-
1	913	3.2	2921.6	4.3	4.943645	14443.35	291.3941	27	42	0.02848	28.479	0.7%
2	913	3.2	2921.6	8.6	10.56489	30866.37	622.7279	27	42	0.06086	60.861	0.8%
3	460	3.2	1472	13	16.61384	24455.58	493.3904	19	29	0.03636	36.356	0.6%
4	201	3.2	643.2	16.9	22.14675	14244.79	287.388	12	19	0.00931	9.3136	0.7%

Como ninguna deriva supera el máximo permitido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2%, se procede al prediseño de conexiones, para ello se mostrará el proceso en el nodo más crítico y se repetirá el diseño para las demás conexiones. El primer paso es seleccionar secciones para vigas y columnas y verificar que sean secciones sísmicamente compactas según

los requerimientos de AISC 341-10. Las secciones por utilizar serán aquellas que se encuentren en el catálogo aprobado por el AISC, para las columnas se empleará una sección I W33X354 y para las vigas se empleará una sección I W12X170, estas secciones cumplen los parámetros necesarios para poder ser conectados mediante el sistema de la sección de viga reducida (RBS), entonces, se procede a su verificación:

Tabla 16: Verificación de viga

VIGA		
λ_{hdf}	7.346138	[-]
λ_{hdw}	58.92349	[-]
λ_f	4.03	[-]
λ_w	10.1	[-]
La sección es dúctil		

Tabla 17: Verificación de columna

COLUMNA		
λ_{hdf}	7.346138	[-]
λ_{hdw}	34.30663	[-]
λ_f	3.85	[-]
λ_w	25.7	[-]
La sección es dúctil		

Se procede a calcular la capacidad de viga y columna a momento y corte:

Tabla 18: Capacidad de viga

VIGA		
ϕV_n	1974.375406	[kN]
ϕM_n	1554.722697	[kN-m]

Tabla 19: Capacidad de columna

COLUMNA		
ϕV_n	6066.50348	[kN]
ϕM_n	8028.022654	[kN-m]

Después se procede al cálculo de la capacidad de conexión:

Tabla 20: Capacidad de conexión

CAPACIDAD DE CONEXION		
Cpr	1.152173913	[-]
Ry	1.1	[-]
Fy	345	[N/MM ²]
Ze	3254419.298	[MM ³]

Tabla 21: Fuerzas en la conexión

Mpr	1422.994838	[kN-m]
Vh1	370.2210751	[kN]
Vh1'	262.2210751	[kN]
Mv1	475.67239	[kN-m]

Tabla 22: Verificación de conexión

Mpb1	1898.667	[kN-m]
Mpc 1	2825.907269	[kN-m]
Mpc1/Mpb	1.488364	OK

Con esto se procede a diseñar la sección reducida RBS:

Tabla 23: Datos para diseño

a	150	[mm]
b	300	[mm]
c	50	[mm]

bf	261.7824	[mm]
R	250	[mm]
Sh	300	[mm]
Lh1	7.94788	[m]
Lh2	7.94788	[m]
Lh3	7.94788	[m]

Tabla 24: Verificación de geometría

(5.8-1)	160.02	≤	150	≤	240.03
(5.8-2)	231.14	≤	300	≤	302.26
(5.8-3)	32.004	≤	50	≤	80.01

Tabla 25: Verificación de capacidad

Vgravity	1200	[kN]
Mf	1534.061	[kN-m]
Vu	1516.221	[kN]
Mpe	1710.195	[kN-m]
twd	N/A	[mm]

Después se procede a verificar si se requerirá una placa de continuidad:

Tabla 26: Verificación de placa de continuidad

Placas de Continuidad		
Vcol1	452.0636	[kN]
Vcol2	862.8197	[kN]
Vcol3	821.5122	[kN]
Vcol4	410.7561	[kN]
Ru	4854.993	[kN]
φRn	8662.572	[kN]

En resumen:

Tabla 27: Resumen de diseño de marco resistente a momento

		Depth <W36	Ductilidad	Conexion	Capacidad	SCWB
Viga	W12X170	OK	OK	OK	OK	OK
Columna	W33X354	OK	OK	OK	OK	OK

Proceso de Diseño Mediante Software

El diseño definitivo de la estructura se realizará en CSi ETABS 2016, este permite tanto del diseño de marcos resistentes a cargas gravitatorias como marcos resistentes a momento. El diseño mediante software permitirá el cambio rápido u optimización de todos los marcos predefinidos en el prediseño, además de proporcionar resultados de una manera ordenada y lógica, analizar dichos resultados y con criterio ingenieril, predecir el comportamiento que tendrá la estructura durante su vida útil.

El primer paso es establecer las cargas necesarias, materiales y secciones que se utilizarán para el diseño de la estructura. Para el material se empleó un Acero A572-Grado 50, con un esfuerzo máximo de fluencia de 3515 kg/cm², como se muestra en la figura 22. Las cargas y combinaciones que se emplearon son aquellas requeridas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción para este tipo de estructuras, por las propiedades de ubicación y suelo del edificio, se obtuvo un coeficiente de cortante basal de 0.172, que se muestra en la figura 23. Por último, las secciones que se emplearon son aquellas que son avaladas por el AISC en su notación en sistema inglés.

Material Property Data

General Data

Material Name: A572-Gr50

Material Type: Steel

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Cyan

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7849.05 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 900.38 kgf-s³/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20389019158 kgf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Shear Modulus, G: 7841930445 kgf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Figura 21: Definición de Material

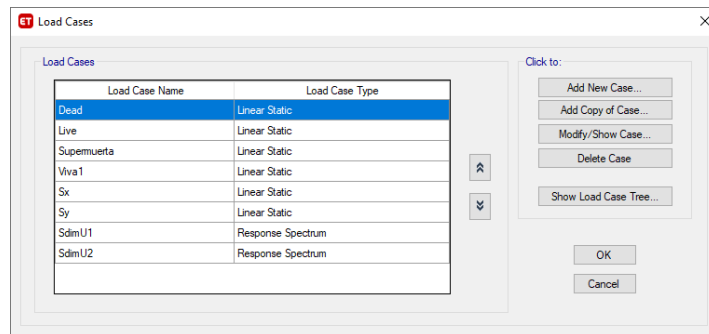


Figura 22: Definición de Cargas

Posteriormente se debe dibujar la geometría de la estructura, cuidando emplear el sistema de piso que se utilizará:

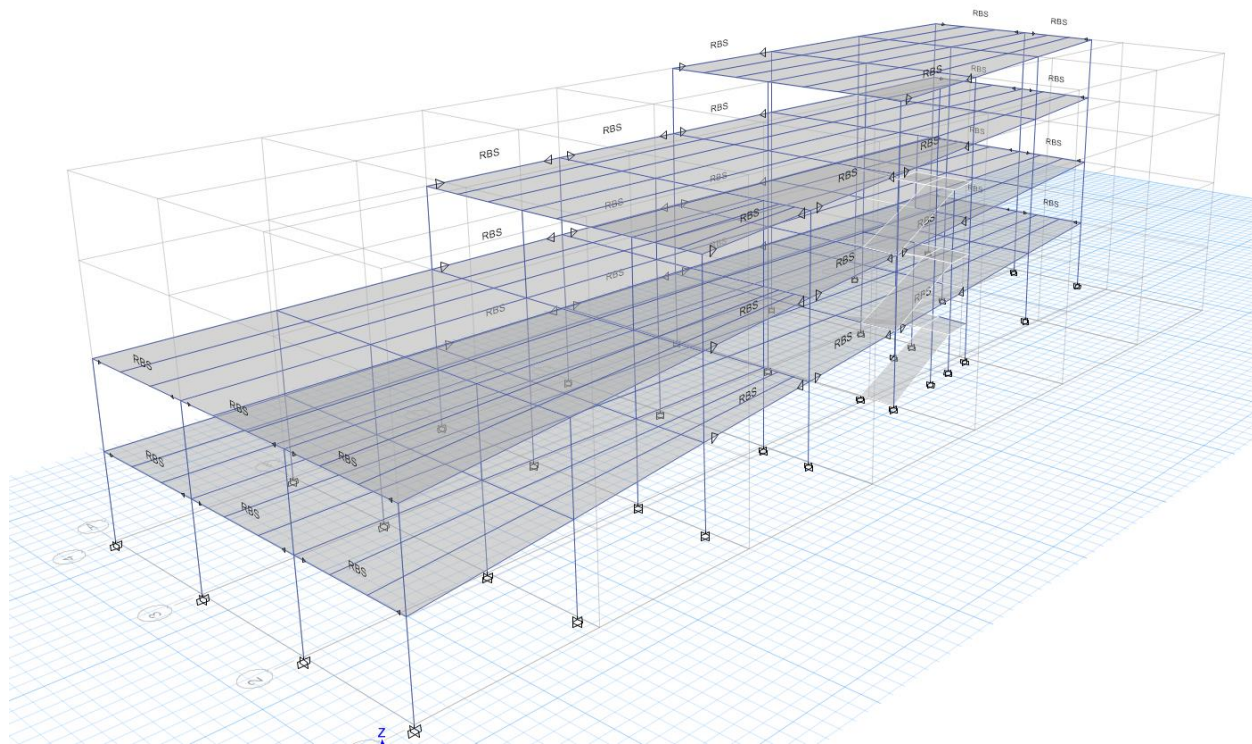


Figura 23: Geometría del edificio

Por la geometría del edificio se define un diafragma semirrígido, esto significa que se permitirán deformaciones diferenciales dentro del sistema de piso, se deberá tomar en cuenta que esta decisión generará una mayor deformación en el sistema:

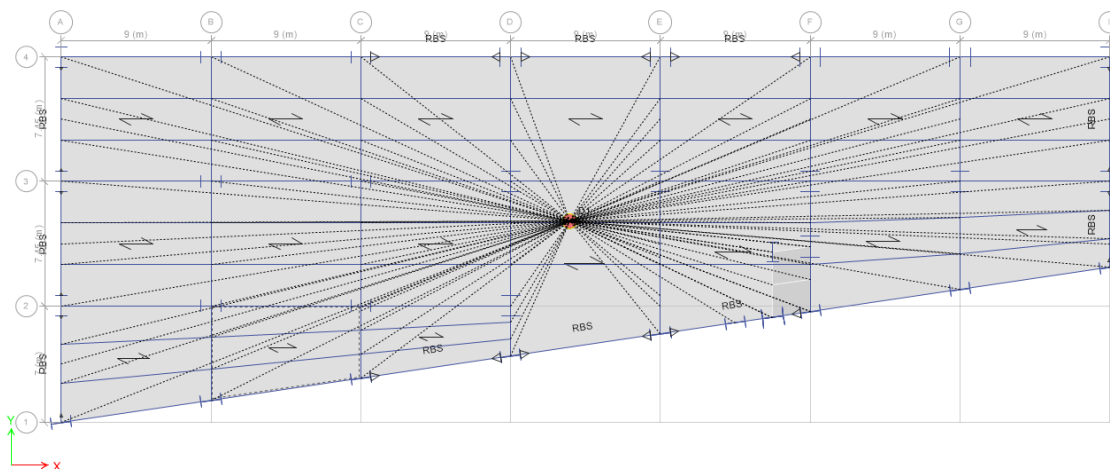


Figura 24: Diafragma del sistema de piso

Después de asignar el diafragma se procede a cambiar la masa del sistema, a fin de que se tome en cuenta la masa de los elementos que componen la sobrecarga muerta:

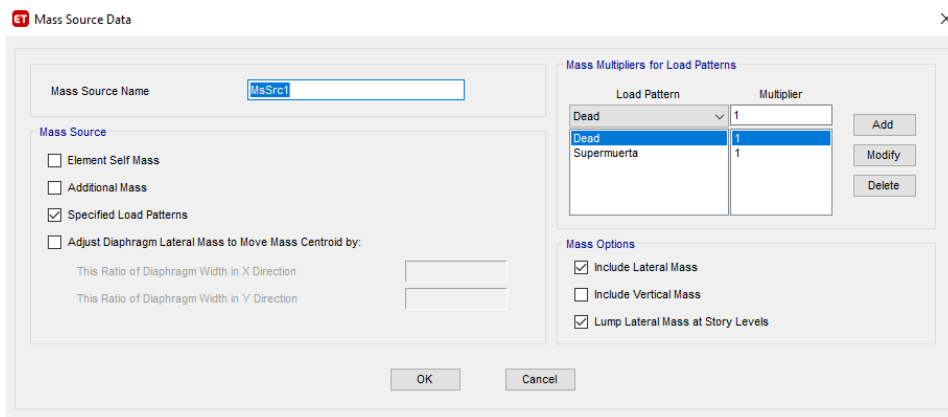


Figura 25: Masa del sistema

Con esto se puede asignar secciones a los elementos estructurales y correr el programa a fin de chequear si esta sección es suficiente para poder aguantar los esfuerzos requeridos. De no cumplirse, se debe seleccionar otra sección y repetir el chequeo, este proceso se debe realizar hasta que ningún elemento presente problemas.

Placas de Base y Anclaje con Cimentación.

Para el diseño de la placa base se emplea la guía de diseño proporcionada por AISC (2010), para la edificación se tomará la sección 3.4 correspondiente al diseño de placas base que sufren un alto momento.

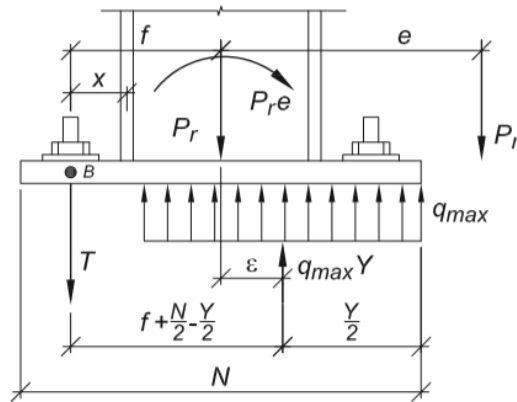


Figura 26: Placa base con un alto momento

Fuente: AISC Design Guide 1: Base Plate and Anchor Design

Esta condición existe cuando:

$$e > e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}}$$

Fuerzas dentro del hormigón y fuerzas de diseño para anclaje.

Considerando el estado de carga mostrado en la figura 17 la fuerza que equilibra el sistema es igual a:

$$T = q_{max}Y - P_r$$

Siendo T además la resistencia a tensión de diseño para seleccionar los pernos de anclaje. Si se toma una suma de momentos en el punto B:

$$q_{max}Y \left(f + \frac{N}{2} - \frac{Y}{2} \right) - P_r(e + f)$$

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}}}$$

Para cierta condición de carga y geométrica no existe una solución real para la ecuación anteriormente descrita, por lo tanto, la geometría de placa a utilizarse siempre deberá cumplir que:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}}$$

Límite de fluencia de la placa base en la interfaz de rodamiento.

Según la guía de diseño 1 de AISC (2010), en el caso de grandes momentos la tensión de carga está en su valor límite $f_p = f_{p(max)}$. El espesor de placa requerido será determinado mediante:

$$\text{Si } Y \geq m$$

$$t_{p(req)} = 1.49m \sqrt{\frac{f_{p(max)}}{F_y}}$$

$$\text{Si } Y < m$$

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{f_{p(max)}Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}}$$

En el caso en que n sea mayor a m , se hará un cambio de variable en las ecuaciones anteriores.

Límite de fluencia de la placa base en la interfaz de tensión.

Según la guía de diseño 1 de AISC (2010), la fuerza de tensión T_u en los pernos de anclaje causará una curvatura en la placa base. Se puede asumir un voladizo cuya longitud es igual a la distancia desde el centroide del perno a la aleta de la columna, x . Para un ancho unitario de placa base esto se puede definir como:

$$M_{pl} = \frac{T_u x}{B}$$

Dónde:

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2}$$

Dónde, d es el peralte de la columna y t_f es el espesor de la aleta. Para cumplir este requerimiento el espesor de la placa base deberá ser:

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{BFy}}$$

Diseño de Placa Base

Tabla 28: Requerimientos para diseño de placa base

Requerimientos		
Mu	880836.504	[kg-m]
Pu	585556.436	[Kg]
B	150	[cm]
N	150	[cm]
f'c	280	[kg/cm ²]
A1	22500	[cm ²]
A2	9500	[cm]
ARED	7.5	[cm]
d	90	[cm]
Fy	3515	[kg/cm ²]
tf	7	[cm]
bf	70	[cm]
Emp	130	[cm]
Emp	51.1811024	[in]

Tabla 29: Comprobación de excentricidad

Excentricidad		
e	150.43	[cm]
A1req	1892.55	[cm ²]
fpm_{ax}	100.52	[kg/cm ²]
q_{max}	15078.29	[kg/cm]
ecrit	55.58	[cm]

Tabla 30: Áreas de diseño

Areas		
f	67.50	[cm]
(f+N/2)^2	20306.25	[cm ²]
2Pr(e+f)/qmax	16926.15	[cm ²]
Y	84.36	[cm]
Tu	686468.94	[kg]

Tabla 31: Espesor de placa base

Espesor de Placas		
m	32.25	[cm]
tp	8.13	[cm]
x	26	[cm]
tpT	12.28	[cm]
n	47	[cm]
tpN	11.84	[cm]

Tabla 32: Empernaje y resistencia del hormigón

Tu	1513.405	kip
ϕN_{cbg}	673526.7	lb
ϕN_{cbg}	673.53	kip

Se usarán 6 pernos de 2'' grado 55 para el anclaje.

RESULTADOS

Chequeo de Secciones

Después del proceso de optimización se obtienen los siguientes resultados para los marcos a momento:

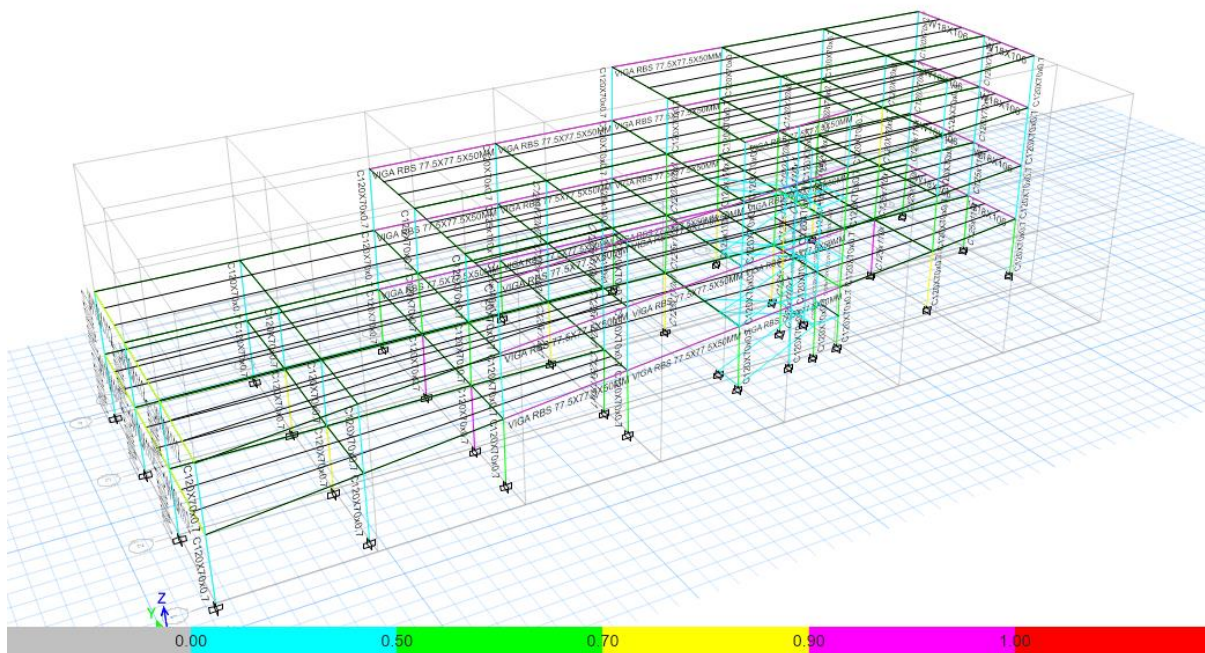


Figura 27:Chequeo de marcos a momento

Y para los marcos gravitacionales:

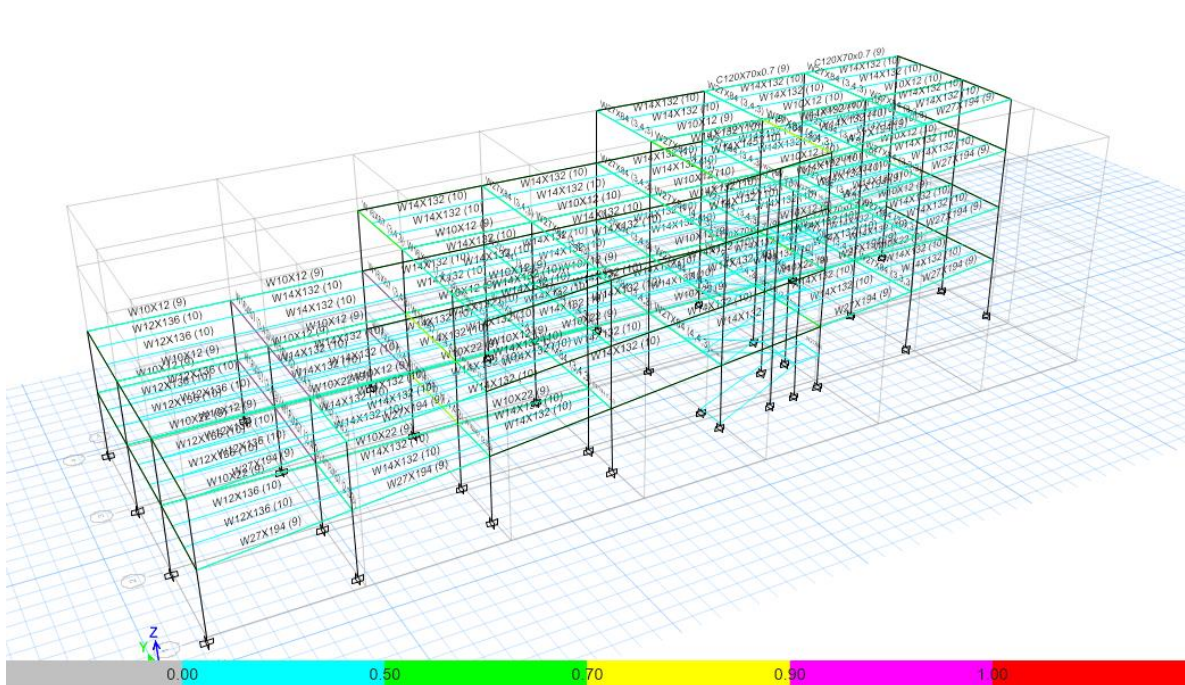


Figura 28:Chequeo de marcos gravitacionales

Las secciones empleadas son las más económicas que el código de construcción y el catálogo permiten emplear.

Torsión en el sistema

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015), la torsión en planta no está permitida y se define como torsión cuando el desplazamiento promedio de dos nodos multiplicada por 1.25, es mayor al desplazamiento de cualquiera de los dos nodos. Se procede a verificar el desplazamiento que existirán en dos nodos opuestos:

Sismo x

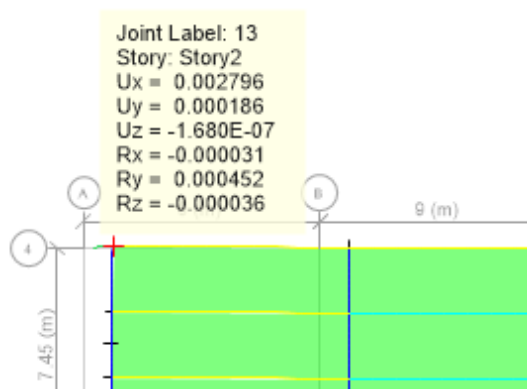


Figura 29: Deformación en nodo 13 por sismo x

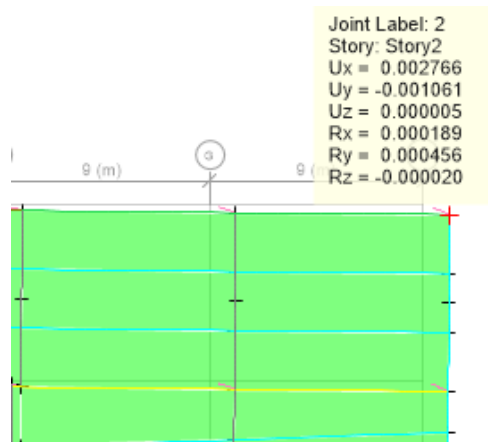


Figura 30: Deformación en nodo 2 por sismo x

$$\bar{x} = \frac{0.002796 + 0.002766}{2} = 0.002781$$

$$1.25\bar{x} = 0.003476$$

$$0.003476 > 0.002796$$

$$0.003476 > 0.002766$$

Se cumple el principio, por lo tanto, no existe torsión por efecto del sismo en la dirección

X.

Sismo y

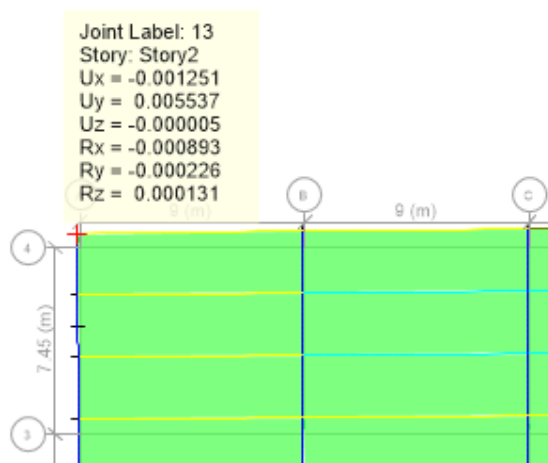


Figura 31: Deformación en nodo 13 por sismo en y

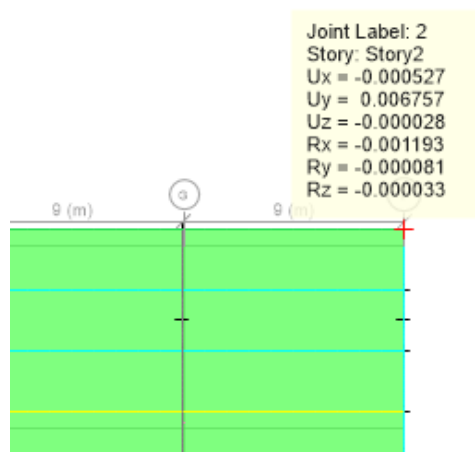


Figura 32: Desplazamiento en nodo 2 por sismo en y

$$\bar{y} = \frac{0.005571 + 0.006757}{2} = 0.006147$$

$$1.25\bar{y} = 0.007684$$

$$0.007684 > 0.005571$$

$$0.007684 > 0.006757$$

Se cumple el principio, por lo tanto, no existe torsión por efecto del sismo en la dirección Y.

Deformaciones y Rigidez por piso

La Norma Ecuatoriana de la construcción establece que las máximas derivas elásticas permitidas son del 2% y que la rigidez de un piso tiene que ser al menos mayor al 70% de la rigidez del piso superior a fin de evitar problemas de pisos blandos. En la tabla 33 se muestran los resultados y el análisis para el sismo en x:

Tabla 33: Derivas de piso por sismo en x

Piso	Load Case	Corte X	Desplazamiento X	Rigidez X	Check	Altura	d	Δ
		kgf	m	kgf/m	>70%	m	%	%
Piso4	Sx 1	96438.73	0.000938	1.03E+08	-	16.9	0.0241%	0.1%
Piso3	Sx 1	244391.2	0.001398	1.75E+08	170%	13	0.0318%	0.2%
Piso2	Sx 1	393055.4	0.000913	4.3E+08	246%	8.6	0.0212%	0.1%
Piso1	Sx 1	471169.3	0.000892	5.28E+08	123%	4.3	0.0207%	0.1%
Piso4	Sx 2	96438.73	0.000938	1.03E+08	-	16.9	0.0241%	0.1%
Piso3	Sx 2	244391.2	0.001398	1.75E+08	170%	13	0.0318%	0.2%
Piso2	Sx 2	393055.4	0.000913	4.3E+08	246%	8.6	0.0212%	0.1%
Piso1	Sx 2	471169.3	0.000892	5.28E+08	123%	4.3	0.0207%	0.1%
Piso4	Sx 3	96438.73	0.000938	1.03E+08	-	16.9	0.0241%	0.1%
Piso3	Sx 3	244391.2	0.001398	1.75E+08	170%	13	0.0318%	0.2%
Piso2	Sx 3	393055.4	0.000913	4.3E+08	246%	8.6	0.0212%	0.1%
Piso1	Sx 3	471169.3	0.000892	5.28E+08	123%	4.3	0.0207%	0.1%

Como se puede apreciar no existe ninguna deriva elástica supera siquiera el 1% y, por lo tanto, se puede decir que los efectos producidos por el sismo en x para el edificio están dentro de los estatutos de la NEC.

Se procede a calcular las derivas elásticas causadas por el sismo en y :

Tabla 34: Derivas elásticas por sismo en y

Piso	Load Case	Corte Y	Desplazamiento Y	Rigidez Y	Check	Altura	d	Δ
		kgf	m	kgf/m	>70%	m	%	%
Piso4	Sy 1	96438.73	0.004624	20856498	-	16.9	0.1186%	0.7%
Piso3	Sy 1	244391.2	0.003759	65010809	312%	13	0.0854%	0.5%
Piso2	Sy 1	393055.4	0.00256	1.54E+08	236%	8.6	0.0595%	0.4%
Piso1	Sy 1	471169.3	0.002081	2.26E+08	147%	4.3	0.0484%	0.3%
Piso4	Sy 2	96438.73	0.004624	20856498	-	16.9	0.1186%	0.7%
Piso3	Sy 2	244391.2	0.003759	65010809	312%	13	0.0854%	0.5%
Piso2	Sy 2	393055.4	0.00256	1.54E+08	236%	8.6	0.0595%	0.4%
Piso1	Sy 2	471169.3	0.002081	2.26E+08	147%	4.3	0.0484%	0.3%
Piso4	Sy 3	96438.73	0.004624	20856498	-	16.9	0.1186%	0.7%
Piso3	Sy 3	244391.2	0.003759	65010809	312%	13	0.0854%	0.5%
Piso2	Sy 3	393055.4	0.00256	1.54E+08	236%	8.6	0.0595%	0.4%
Piso1	Sy 3	471169.3	0.002081	2.26E+08	147%	4.3	0.0484%	0.3%

En este caso se puede apreciar un mayor desplazamiento, sin embargo, ninguno llega a ser mayor al establecido en la NEC y, por lo tanto, el diseño cumple con las normas.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La edificación cumple con los estándares impuestos por las normas que se emplearon en el diseño. Por lo mismo, se esperarí un comportamiento estructural adecuado para las características geométricas y de sismicidad de la estructura. Se espera que para el un sismo con probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, la estructura no presente deformaciones excesivas dentro de su rango elástico.

Se recomienda el uso de esta metodología de diseño para estructuras sismorresistentes, pues se puede mantener la estética arquitectónica intencionada de una mejor manera que

empleando marcos rígidos. Esta aproximación puede ser mejor recibida por el sector de construcción ecuatoriano, permitiendo tener edificaciones más seguras y de mejor vista.

REFERENCIAS

- Tarbuck, E. & Lutgens, F. (2001). Ciencias de la Tierra: una introducción a la geología física [6ª ed.].- 540 págs. Prentice Hall, Madrid España.*
- Yépez F. (2020), "Notas del curso Ingeniería Sismo-resistente", USFQ, 2020.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-CG: Cargas (No sísmicas)*. Quito, Ecuador: MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente*. Parte 1-4. Quito, Ecuador: MIDUVI.
- AISC (American Institute of Steel Construction). 2016. *Specification for Structural Steel Buildings*. AISC 360-16.
- AISC (American Institute of Steel Construction). 2016. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. AISC 341-16.
- AISC (American Institute of Steel Construction). 2016. *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. AISC 358-16.
- Bruenau, M., Uang, C., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures* (2nd ed.). New York: McGraw Hill.
- Fisher, J. y Kloiber, L. (2010). *Steel Design Guide 1. Base Plate and Anchor Rod Design*. Second Edition. AISC.
- ACI (American Concrete Institute). 2014a. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. ACI 318-14.