



**INSTITUTO PARA LA GESTIÓN INTEGRAL DE RIESGOS DE
DESASTRES DEL ESTADO DE CHIAPAS**

**ESCUELA NACIONAL DE PROTECCIÓN CIVIL
CAMPUS CHIAPAS**

TESIS

**Vulnerabilidad Sísmica de Edificios Escolares desplantados en suelo
de transición de la alcaldía Iztapalapa, ciudad de México**

**Que para obtener el Grado de Doctor en Gestión Integral de
Riesgos y Protección Civil**

PRESENTA

José Luis Navarro Estrada

Ocozocoautla de espinosa, Chiapas; 16 de noviembre de 2021



**INSTITUTO PARA LA GESTIÓN INTEGRAL DE RIESGOS DE
DESASTRES DEL ESTADO DE CHIAPAS**

**ESCUELA NACIONAL DE PROTECCIÓN CIVIL
CAMPUS CHIAPAS**

TESIS

**Vulnerabilidad Sísmica de Edificios Escolares desplantados en suelo
de transición de la alcaldía Iztapalapa, ciudad de México**

Que para obtener el Grado de Doctor en Gestión Integral de
Riesgos y Protección Civil

PRESENTA

José Luis Navarro Estrada

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Darío Rivera Vargas

Ocozocoautla de espinosa, Chiapas; 16 de noviembre de 2021



**Instituto para la Gestión Integral de Riesgos de
Desastres del Estado de Chiapas
Escuela Nacional de Protección Civil
Campus Chiapas**

DICTAMEN PARA OBTENCIÓN DE GRADO

Ocozocoautla de Espinosa, Chiapas; 27 de noviembre de 2021.

**C. JOSE LUIS NAVARRO ESTRADA
PRESENTE**

Como resultado del análisis realizado a su documento recepcional intitulado:
**“Vulnerabilidad sísmica de edificios escolares desplantados en suelo de transición en la
alcaldía de Iztapalapa, Ciudad de México”.**

OPCIÓN: TESIS

A propuesta del director de tesis **Dr. Darío Rivera Vargas**, manifiesto a usted que reúne las
pertinencias: disciplinarias, metodológicas y formales; por ello se le extiende el presente
DICTAMEN y se le autoriza presentar su examen para obtener el grado de **Doctor en
Gestión Integral de Riesgos y Protección Civil**.

**DIRECTOR DE LA ESCUELA NACIONAL DE PROTECCIÓN CIVIL
CAMPUS CHIAPAS**



CAPITÁN JUAN ANTONIO VARGAS REYES



2021: "Año de la Independencia"



**Instituto para la Gestión Integral de Riesgos de
Desastres del Estado de Chiapas.
Escuela Nacional de Protección Civil
Campus Chiapas**

**CONSTANCIA DE TERMINACIÓN
DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

Ocozocoautla de Espinoza, Chiapas,
a 27 de septiembre de 2021.

**C. Doctorante: José Luis Navarro Estrada
Presente.**

Después de haber analizado su trabajo intitulado: **"Vulnerabilidad sísmica de edificios
escolares desplantados en suelo de transición de la Alcaldía Iztapalapa"**

Modalidad: **Tesis**

Comunico a usted que el trabajo de investigación lo estimo terminado, por lo tanto, puedo ponerlo a consideración de la H. Comisión de Titulación de la Escuela Nacional de Protección Civil Campus Chiapas, a fin de que, en caso de proceder, le sea otorgado el dictamen correspondiente.

ATENTAMENTE

**DR. DARÍO RIVERA VARGAS
DIRECTOR DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN
NOMBRE Y FIRMA**

GOBIERNO DEL ESTADO

Carretera Ocozocoautla-Tuxtla Gutiérrez; kilómetro 1.5
Antiguo Aeropuerto Llano San Juan, Ocozocoautla de Espinosa, Chiapas.
Teléfonos: 961 61 135 99; 961 61 266 17
Correo electrónico: academiapc1@gmail.com

**Instituto para la Gestión Integral de Riesgos de
Desastres del Estado de Chiapas
Escuela Nacional de Protección Civil
Campus Chiapas**

**CONSTANCIA DE TERMINACIÓN
DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

Ocozocoautla de Espinosa, Chiapas,
a 15 de noviembre de 2021.

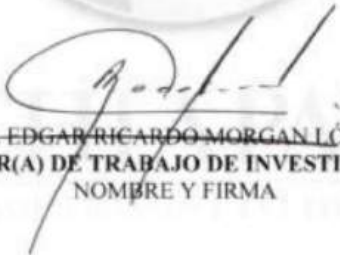
C. Doctorante: José Luis Navarro Estrada
Presente.

Después de haber analizado su trabajo **"Vulnerabilidad Sísmica de Edificios Escolares
desplantados en suelo de transición de la alcaldía Iztapalapa ciudad de México"**

Modalidad: Tesis

Comunico a usted que el trabajo de investigación lo estimo terminado, por lo tanto, puedo ponerlo a consideración de la H. Comisión de Titulación de la Escuela Nacional de Protección Civil Campus Chiapas, a fin de que, en caso de proceder, le sea otorgado el dictamen correspondiente.

ATENTAMENTE



DR. EDGAR RICARDO MORGAN LÓPEZ
LECTOR(A) DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN
NOMBRE Y FIRMA



SECRETARÍA
DE PROTECCIÓN CIVIL
GOBIERNO DE CHIAPAS

2021: Año de la Independencia"



ESCUELA NACIONAL
DE PROTECCIÓN CIVIL
CAMPUS CHIAPAS

**Instituto para la Gestión Integral de Riesgos de
Desastres del Estado de Chiapas
Escuela Nacional de Protección Civil
Campus Chiapas**

**CONSTANCIA DE TERMINACIÓN
DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

Ocozocoautla de Espinosa, Chiapas,
a 17 de noviembre de 2021.

C. Doctorante: **José Luis Navarro Estrada**
Presente.

Después de haber analizado su trabajo **"Vulnerabilidad Sísmica de Edificios Escolares
desplantados en suelo de transición de la alcaldía Iztapalapa ciudad de México"**

Modalidad: Tesis

Comunico a usted que el trabajo de investigación lo estimo terminado, por lo tanto, puedo ponerlo a consideración de la H. Comisión de Titulación de la Escuela Nacional de Protección Civil Campus Chiapas, a fin de que, en caso de proceder, le sea otorgado el dictamen correspondiente.

ATENTAMENTE


DR. ARISNIDES DE LA CRUZ GALLEGOS
LECTOR(A) DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN
NOMBRE Y FIRMA

La tesis intitulada *Vulnerabilidad Sísmica de Edificios Escolares desplantados en suelo de transición de la alcaldía Iztapalapa ciudad de México* busca establecer una herramienta preventiva para identificar inmuebles escolares, bajo las características estructurales que se abordan en este estudio, propensos a sufrir severos daños durante la ocurrencia de temblores de gran intensidad.

De esta manera, a través de funciones de vulnerabilidad se puede determinar el grado de daño y en consecuencia establecer las acciones de rehabilitación necesarias en construcciones con alto grado de vulnerabilidad, a fin de evitar tragedias a futuro.

Sin duda, este tipo de trabajos de investigación son necesarios para el país, al reconocer que la mayor parte del territorio nacional está expuesto a la actividad sísmica, lo que representa un gran riesgo para este tipo de edificios.

Para cubrir este objetivo, el presente trabajo de investigación, hace una revisión de la normatividad vigente, principalmente, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, de tal forma que, al bordar las disciplinas de la ingeniería estructural, sísmica y geotécnica, se analizan los criterios disponibles de diseño para estructuras importantes, como son las destinadas a inmuebles escolares.

Aunado a lo anterior, en la zona de estudio en donde se ubican este tipo de edificios, Delegación Iztapalapa, enfrenta la problemática de estar expuestos al agrietamiento del suelo, debido a la extracción del agua, que se traduce en asentamientos diferenciales, que repercuten en la pérdida de verticalidad de las estructuras, lo que impacta en la vulnerabilidad ante la acción del sismo.

De igual forma, se tratan conceptos básicos de vulnerabilidad estructural, así como factores antropogénicos. En este último, se hace hincapié en aspectos relacionados con la mala calidad de los materiales, ejecución deficiente de la obra, errores de diseño y falta de mantenimiento. Con ello se busca proponer un marco de referencia para establecer el nivel de vulnerabilidad que pueden enfrentar edificios escolares ante la acción del sismo.

Para lograr lo anterior, se discute la metodología empleada, en la cual se comentan las simulaciones numéricas a través de modelos estructurales de edificios escolares, con apoyo del programa

Seismostruct. Dicho programa, permite realizar análisis estructurales inelásticos, es decir, con la consideración de daño en los diferentes elementos estructurales, basada en la teoría de plasticidad distribuida, en donde, se asignan diferentes modelos constitutivos de comportamiento del material para con ello tener una buena representación de las diferentes fases de daño del inmueble y visualizar la capacidad en términos de resistencia y/o de deformación.

Con este tipo de análisis, se pueden identificar diferentes índices de desempeño, tales como: fluencia del acero de refuerzo, agrietamiento por tensión del concreto, pérdida de recubrimiento, falla por cortante, entre otros. Dicha información resulta ser valiosa para la construcción de las funciones de vulnerabilidad, como se comenta ampliamente en este escrito.

Al final del trabajo, se emiten las principales conclusiones derivadas de la investigación, así como las recomendaciones pertinentes para mitigar la vulnerabilidad sísmica en este tipo de edificios. En consecuencia, se espera que esta investigación sea de gran utilidad en la revisión de la infraestructura educativa, dado el gran entusiasmo que puso el autor de esta tesis para beneficio del país.



Dr. Darío Rivera Vargas

Dedicatoria

A mi esposa amada, compañera incondicional y mujer virtuosa que ha estado conmigo en cada momento de la vida, tanto en la adversidad como en los momentos felices.

A mis hijos Michelle y José Luis motores que mueven el mundo de **Mari y el mío**.

A mis padres y hermanos que amo grandemente, en especial al más pequeño que ha partido a la presencia de Dios; a mis sobrinas y sobrinos.

Agradecimientos

Agradezco profundamente la elaboración de este trabajo primeramente a Dios mi Señor y Redentor.

Reconozco con admiración y profundo respeto a mi asesor de tesis **Doctor Darío Rivera Vargas** brillante y destacado investigador de la ingeniería sísmica mexicana, quien con su entusiasmo y sabiduría me ha llevado a la superación de mis objetivos.

Al maestro Héctor Soto Rodríguez, enorme hombre de ciencia y gran académico, experto en la ingeniería estructural de acero, quien me motiva y alienta a la superación mediante su sencillez; decisión e ímpetu en todo lo que emprende.

Al doctor Edgar Ricardo Morgan López, mi maestro y gran amigo, experto que me ayudó en el orden general del proyecto y siempre se mantuvo al pendiente en el desarrollo de mi trabajo.

Al doctor Arístides de la Cruz Gallegos, por haber dedicado su valioso tiempo y conocimiento como lector, emitiendo importantes recomendaciones que sin duda ha mejorado con su aporte el contenido del proyecto.

Al doctor Roberto Téllez Robledo, excelente amigo y líder nato, que en base a su esfuerzo y dedicación ha sido y será un ejemplo a seguir.

A mis amigos e integrantes del equipo de épsilon PI Ingeniería en sistemas estructurales y de protección civil S.A. de C.V; Michelle Sarahi Navarro Hernández, Laura Katia Navarro Medina, Carlos Reyes Morales, Sebastián Martínez Romero y Carlos Alfredo blancas Aguilar.

De manera muy especial, con amplio gozo, admiración y profundo respeto en el corazón: “Gracias a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM (DGAPA) por el apoyo recibido para el desarrollo de este trabajo de investigación como parte del proyecto PAPIIT IT101921 “Enfoque multivariado para mejorar la estimación del riesgo sísmico de las construcciones”

Resumen

El presente trabajo de investigación se basa en el estudio de edificios escolares estructurados en acero, de planta baja y dos niveles, cuyo prototipo se encuentra fuera de los sistemas estructurales que contienen y clasifican las normas técnicas complementarias para diseño por sismo 2017. Este estudio surge de la necesidad de saber si antes o después de un sismo, los planteles escolares continúan funcionando o se suspenden el servicio para hacer un dictamen formal y profundo del inmueble, para ello es necesario obtener niveles de confiabilidad mediante la construcción funciones únicas de vulnerabilidad de sencilla interpretación, con métodos aproximados a fin de correlacionar de manera preventiva el posible daño causado por un terremoto en aquellos edificios escolares que se encuentran desplantados en los suelos agrietados de la zona de transición de la alcaldía Iztapalapa, de la CDMX, a quienes llamaremos “atípicos”.

Se usa para su desarrollo el método de trabajo cuantitativo descriptivo, el nivel de importancia y su trascendencia es de alta Valia y actualidad, dado que se trata de proteger a un sector de la población educativa particularmente vulnerable como es el caso de los pequeños educandos.

Se espera obtener resultados inéditos plasmados en curvas o graficas de vulnerabilidad de fácil interpretación.

Palabras clave: Vulnerabilidad, Suelo de transición, Distorsión angular, Sismo, Mecánica de suelos, push over.

Abstract

This research work is based on the study of Steel structured school buildings, with a ground floor and two levels, whose purpose is outside the structural systems that contain and classify the complementary technical standards for earthquake design 2017. This study arises from the need to know whether before or after an earthquake, school facilities continue to function or the service is suspended to make a formal and in Depth opinion of the property, for this it is necessary to obtain levels of reliability through the construction of unique functions of vulnerability of simple interpretation, with approximate methods in order to preventively correlate the possible damage caused by an earthquake in those school buildings that are displaced in the cracked soils of the transition zone of the Iztapalapa mayor's office, of Mexico city, to whom we will call atypical.

Keywords: vulnerability, transitional soils, angular distortion, earthquake, soil mechanics, push over

ÍNDICE

Introducción	1
I. Objeto de estudio.	4
II. Planteamiento del problema.	6
III. Objetivos	9
General:	9
Específicos:.....	9
IV. Justificación	10
V. Hipótesis	12
VI. Variables	12
IX. Población muestra.....	16
X. Tamaño de muestra	20
Medición y análisis de variables.....	20
CAPITULO I	29
MARCO TEÓRICO REFERENCIAL.....	29
1.1 Datos geológicos de la tierra.....	29
1.2 Constitución interna de la tierra.....	29
1.2.1Corteza	29
1.2.2 Manto.....	30
1.2.3 Núcleo externo	30
1.2.4 Núcleo interno	30
1.3 Tectónica de placas	31
1.4 Tectónica de placas y sismicidad mundial	33
1.5 Ondas sísmicas	35
1.6 Tipos de sismo.....	38
1.7 Prácticas del diseño sísmico en México	40
1.7.2 Comparativa de demandas sísmicas en algunos terremotos a nivel mundial ..	41
1.8 Reglamento de construcciones para el Distrito Federal 2017	42
1.9 Normas técnicas complementarias para diseño por sismo generalidad.....	44
1.10 Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones.....	45
1.11 Normas técnicas complementarias para la revisión de la seguridad estructural de las edificaciones.....	46

1.12	Guía técnica para la rehabilitación de la infraestructura física educativa de México.	
	47	
CAPITULO 2		51
ASPECTOS BÁSICOS DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL		51
2.1	Concepto de vulnerabilidad	51
2.2	Fenómenos perturbadores	53
2.2.1	Daños por sismo	54
2.2.1.1	Daños en la ciudad de México.	56
2.2.1.1.1	Golpeteo	59
2.2.1.1.2	Ubicación en esquina	59
2.2.2	Daños por hundimientos diferenciales	59
2.2.3	Aspectos antropogénicos	63
2.2.3.1	Mala ejecución de la obra (supervisión)	63
2.2.3.2	Errores en el diseño	68
2.2.3.3	Falta de mantenimiento	70
2.3	Determinación de la demanda sísmica NTC sismo 2017	72
2.3.1	Criterio general de diseño	72
2.3.1.1	Estados límite	73
2.3.2	Factores de comportamiento sísmico y distorsiones permisibles	74
2.3.3	Factor de reducción de las ordenadas espectrales Q'	77
2.3.4	Factor de sobre resistencia R	78
2.3.5	Espectros para diseño sísmico	79
2.3.6	Condiciones de regularidad	80
2.3.6.1	Corrección de Q' por irregularidad	91
2.3.7	Métodos de diseño	91
2.3.7.1	Análisis dinámico modal espectral	91
2.3.7.2	Metodología Pushover y criterios de desempeño (alternativo a NTC)	92
CAPITULO 3		98
DISCUSIÓN METODOLÓGICA		98
3.1	Análisis dinámico modal espectral del edificio en su conjunto mediante el programa Staad pro	98
3.1.1	Análisis estructural del edificio en su estado actual y propuesta de reforzamiento	100
3.1.1.1	Datos de entrada al programa	101
3.1.1.1.1	Cargas muertas vivas y accidentales	103

3.1.1.1.2 Secciones y propiedades de los materiales componentes del sistema estructural.....	105
3.1.1.1.3 Espectros de diseño.....	111
3.1.1.1.4 Factores de sobre resistencia R.....	115
3.1.1.1.5 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones permisibles.....	117
3.1.1.1.6 Condiciones de regularidad estructural.....	118
3.1.1.1.7 Combinaciones y factores de carga.....	122
3.1.1.1.8 Excentricidad accidental.....	123
3.1.1.2 Datos de salida del programa	126
3.1.1.2.1 carga total para cada la condición de carga gravitacional	127
3.1.1.2.2 Excentricidad geométrica en planta.....	128
3.1.1.2.3 Cortante basal.....	129
3.1.1.2.4 Desplazamientos obtenidos por sismo y separación de colindancias	131
3.1.1.2.5 Periodos de vibración de la estructura y su participación modal.....	133
3.2 Análisis estático pushover por plasticidad distribuida mediante el programa Seismostruct.....	135
3.2.1 Edificio en su estado actual.....	135
3.2.1.1 Marcos longitudinal y transversal representativos	136
3.2.1.1.1 Datos de entrada al programa	141
3.2.1.1.2 Curvas esfuerzo deformación como salida del programa	146
3.2.1.1.3 Índice de daño en función de curvas de vulnerabilidad.....	149
3.2.2 Edificio reforzado	154
3.2.2.1 Marcos longitudinal y transversal representativos	155
3.2.2.1.1 Datos de entrada al programa	158
3.2.2.1.3 Índice de daño en función de curvas de vulnerabilidad.....	162
Discusión de la investigación científica	168
CAPITULO IV	172
RESULTADOS, RECOMENDACIONES Y APORTES A LA CIENCIA.....	172
4.1 Conclusiones	172
4.2 Propuestas y recomendaciones	174
4.2.1 Recomendaciones particulares y de urgente aplicación:	174
4.3.2 Recomendaciones generales	177
Referencias Bibliográficas	183

Índice de Figuras

Figura 1.- Imagen alcaldía Iztapalapa	19
Figura 2.- Ubicación de la escuela secundaria José Natividad Macías	23
Figura 3.- Acceso principal de la escuela secundaria José Natividad Macías	24
Figura 4.- Ubicación de la escuela primaria Rafael López	25
Figura 5.- Acceso principal de la escuela primaria Rafael López	26
Figura 6.- Ubicación de la escuela primaria Isidro Fabela	27
Figura 7.- Acceso principal de la escuela primaria Isidro Fabela	28
Figura 8.- Corte general de la tierra	31
Figura 9.- Tipos de límites entre placas tectónicas	33
Figura 10.- Distribución mundial de las placas tectónicas	34
Figura 11.- Corte de la parte media de la tierra	34
Figura 12.- Deformación elástica del suelo producida por el paso de las ondas P	35
Figura 13.- Deformación elástica del suelo producida por el paso de las ondas S	35
Figura 14.- Características de propagación de las ondas love	37
Figura 15.- Características de propagación de las ondas Rayleigh	37
Figura 16.- Foco y epicentro	39
Figura 17.- Movimiento de las placas	40
Figura 18.- Curvas de vulnerabilidad representativas	52
Figura 19.- Curvas isositas y epicentro del sismo de 1957	56
Figura 20.- Caída del ángel de la independencia 1957	57
Figura 21.- Colapsos totales causados por el sismo de 1957	58
Figura 22.- Colapsos parciales causados por el sismo de 1957	58
Figura 23.- Comportamiento de las estructuras de la tabla uno sismo de 1957	60
Figura 24.- Formas características de los espectros de diseño	80
Figura 25.- Asimetría en planta de una estructura	81
Figura 26.- Relación altura base de una estructura	82
Figura 27.- Diafragma alargado de una estructura	82
Figura 28.- Plantas típicas estructurales	83
Figura 29.- Entrantes y salientes	83
Figura 30.- Aberturas en plantas	84

Figura 31.- Alzado de abertura en planta	85
Figura 32.- Variación de dimensiones en altura	86
Figura 33.- Variación de rigidez	86
Figura 34.- Variación de altura en columnas	87
Figura 35.- Rigidez por entrepiso	88
Figura 36.- Desplazamientos típicos en un edificio	89
Figura 37.- Resistencia vs carga lateral	90
Figura 38.- Gráfica push over general	93
Figura 39.- Estructuración escuela secundaria José Natividad Macias	99
Figura 40.- Modelo de la escuela secundaria José Natividad Macias	101
Figura 41.- Modelo de la escuela secundaria José Natividad Macias sin losa	105
Figura 42.- Representación gráfica de columnas metálicas existentes escuela secundaria José Natividad Macias	106
Figura 43.- Propiedades de la sección de columnas metálicas de la escuela secundaria José Natividad Macias	107
Figura 44.- Isométrico de vigas longitudinales escuela José Natividad Macias	108
Figura 45.- Propiedades de las vigas longitudinales	109
Figura 46.- Isométrico vigas transversales	110
Figura 47.- Propiedades de vigas transversales	111
Figura 48.- Sistemas coordinados dentro del SASID escuela José Natividad Macias	112
Figura 49.- Espectro de diseño para la escuela José Natividad Macias dirección X	113
Figura 50.- Espectro de siseo para la escuela José Natividad Macias dirección Z	114

Índice de tablas

Tabla 1.- Aceleraciones empleadas sismo 1957	42
Tabla 2.- Factores de amplificación F_a	62
Tabla 3.- Límites para análisis dinámico no lineal	63
Tabla 4.- Factor Q y distorsiones máximas para cada sistema estructural	76

Introducción

La presente tesis doctoral está constituida en dos apartados, el primero se refiere al proyecto de investigación cuyo objeto de estudio es el nivel de daño estructural causado por desplazamientos laterales que puedan llevar al edificio “atípico” fuera del límite elástico e incursione en rango plástico con altas deformaciones conductoras al colapso.

Para el modelo y análisis estructural se usó el programa de cómputo para análisis no lineal denominado SeismoStruct.

El planteamiento del problema se enfoca al sistema estructural “atípico” como ya se ha comentado, este prototipo del CAPCE se encuentra en la actualidad fuera de la tipificación reglamentaria para la ciudad de México. Se tomaron en cuenta de manera general las características geotécnicas del suelo en el que se encuentran desplantados.

Partiendo del entendido que los fenómenos naturales son una de las principales causas de pérdidas humanas y materiales, en este caso los sismos, y cuando se manifiestan surge el riesgo sísmico, el cual ha sido definido como la probabilidad de pérdidas sociales y económicas, como consecuencia de la acción de terremotos (UNDRO 1979, EERI 1989). (Rivera Domínguez, Romero Romero, & Suariano Méndez, 2018) (Rivera Domínguez, Romero Romero, & Suariano Méndez, 2018)

El riesgo sísmico se compone del peligro y la vulnerabilidad como variables directas; el peligro sísmico (o peligrosidad sísmica) de una región se denomina a la probabilidad de que se produzcan en ella movimientos sísmicos de una cierta importancia en un plazo determinado; en cambio, la vulnerabilidad sísmica se refiere a “las condiciones actuales de las infraestructuras con las cuales tiene cierta capacidad de soportar un evento sísmico” (Salgado Nieto, 2017), dependiendo de las tipologías constructivas, estructurales y urbanísticas del mismo. (Rivera Domínguez, Romero Romero, & Suariano Méndez, 2018)

De las variables descritas, aquella que puede ser reducidas es la vulnerabilidad sísmica, debido a que depende de factores antropogénicos, por lo tanto, modificables mediante acciones estructurales de mitigación.

En el presente trabajo de investigación se evaluará esta variable, mediante elaboración de curvas de vulnerabilidad, las cuales serán un instrumento preventivo y brindarán un

mejor entendimiento del riesgo sísmico que lleve a las autoridades a una adecuada toma de decisiones.

Se desarrolla el objetivo general consistente en determinar la Vulnerabilidad Sísmica de Edificios Escolares desplantados en suelo de transición de la alcaldía Iztapalapa en base a funciones de vulnerabilidad. Los específicos y planeamiento de hipótesis, justificación y la metodología versa el enfoque empirista (Émile Durkheim); siguiendo las líneas de investigación en Gestión Integral de Riesgos y Vulnerabilidad de la Escuela Nacional de Protección Civil Campus Chiapas.

Así también se refiere al desarrollo capitular de este estudio doctoral, mismo que se estructura de la siguiente manera:

En el capítulo 1 se desarrolla el marco teórico referencial, que abarca temas relacionados a la normatividad vigente basada en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal y sus normas técnicas complementarias; se describen datos básicos y generales sobre la geología y geotecnia de la cuenca del valle de México, en este aspecto se enlistan conceptos sobre la constitución interna de la tierra.

El trabajo de investigación combina de manera metodológica la disciplina de la ingeniería estructural, sísmica y geotécnica.

La premisa fundamental es que actualmente en distintas partes del mundo el suelo en el que se desplantan las edificaciones destinadas al servicio escolar se encuentra agrietado por la presencia de esfuerzos de tensión en sus partículas, generalmente, debido a la extracción paulatina del agua de sus poros que se traduce en asentamientos diferenciales, siendo estos los principales causantes que inclinan a las estructuras, aumentando su nivel de vulnerabilidad ante la acción de fuerzas horizontales.

El presente trabajo de investigación se realiza en la alcaldía Iztapalapa en suelo de transición agrietado en el que se desplantan edificios escolares “atípicos”.

En el capítulo 2 abordamos aspectos básicos de la vulnerabilidad estructural y enfocamos aspectos antropogénicos como los principales generadores de riesgo en base a la mala calidad de los materiales; procesos de ejecución de obra deficientes; errores en el diseño y falta de mantenimiento.

En el capítulo 3 exponemos el desarrollo de la metodología empleada bajo el enfoque cuantitativo y como herramienta para realizar el modelo estructural el programa seismostruct como herramienta técnica para realizar análisis de las estructuras fuera del rango elástico o lineal, mediante el incremento de valores de fuerza horizontal hasta que se alcance la resistencia máxima correspondiente a un nivel de esfuerzo aplicado de y obtener las funciones de vulnerabilidad cuyo insumo es obtenidos de la curva demanda-capacidad exclusiva para el tipo de plantel educativo seleccionado y que es parte de la salida del programa; se presentan las imágenes de los pasos, o aplicaciones de carga, más significativos que representan mediante el color verde la respuesta de la estructura que indica el flujo de las fibras del acero estructural, y en su momento la formación de articulaciones plásticas representadas por el color rosa, dichos colores serán el indicativo real y visual de la presencia del riesgo en este sentido representado por su componente de vulnerabilidad.

Por último, se da cuenta del capítulo 4 enlistamos los resultados obtenidos del programa; se presenta la discusión sobre los hallazgos; se concluye y se plantean las propuestas de solución y recomendaciones técnicas estructurales.

I. Objeto de estudio.

El nivel de daño estructural causado por los desplazamientos laterales que puedan llevar a la estructura fuera del límite elástico, verificando rangos de deformación que el edificio soporta sin llegar al colapso y representarlo mediante su grafica particular de la función de vulnerabilidad hasta hoy inédita.

La caracterización general del escenario de estudio se vislumbra en los edificios escolares que fueron construidos en los años setentas por las autoridades educativas de nivel federal cuyo modelo arquitectónico y estructural replicaron en todo el país colocando en el sentido corto marcos rígidos de acero y en el sentido largo ausencia de ellos, hoy en base a los cambios normativos y avances tecnológicos se consideran como “atípicos” ya que estos no se encuentran catalogados dentro de las tablas de tipología estructural de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo 2017, estos inmuebles están destinados al sector público de nivel primarias y secundaria.

En relación al análisis de las amenazas y estimación del peligro real, se refleja en el arreglo estructural atípico que incrementa los niveles de vulnerabilidad de los edificios escolares ya que en condiciones dinámicas por sismo en el sentido largo la estructura presenta desplazamientos y distorsiones angulares cuya magnitud superan los límites contenidos en la normatividad.

Es posible conocer el peligro real estimándolo de manera matemática mediante la aplicación de funciones particulares de vulnerabilidad para cada inmueble.

Se puede usar la modelación tridimensional de la estructura sin la presencia de marcos rígidos en el sentido longitudinal y observar cómo en esta dirección ocurren niveles de desplazamiento horizontal que llevan al edificio a rangos inelásticos que pueden causar daño grave que la hace vulnerable.

Los estudios de las vulnerabilidades se basan en la evaluación de los riesgos preexistentes naturales como es el caso de los generados por sismos y se puede hacer mediante la construcción de funciones de vulnerabilidad particulares para cada edificio.

La estructuración atípica constituye un factor riesgo antrópico en todos los sentidos, pues resulta obvio a partir de la revisión visual que hubo descuidos serios en cuanto al proyecto, ejecución y control de calidad.

La problemática específica recae en la falta de estudios estructurales apropiados que aporten esquemas gráficos de la situación real de los componentes estructurales, sintetizados en funciones de vulnerabilidad ya que estas son poderosos insumos que ofrecen bases para decidir sobre medidas seguras de reforzamiento y mantenimiento de los inmuebles.

La investigación sobre las condiciones dinámicas de los edificios y construcción de funciones de vulnerabilidad se desarrolla de acuerdo a la corriente empirista, bajo un enfoque cuantitativo, mediante observación, medición y análisis de variables.

II. Planteamiento del problema.

Actualmente no existen funciones de vulnerabilidad específicas que puedan representar el daño y aporten bases científicas para decidir si el edificio continúa operando o se requieren acciones de evacuación y regresar a clases hasta que la estructura se haya reforzado apropiadamente, ya que en lo general por su ubicación geográfica, México se encuentra sujeto a diversos fenómenos naturales que pueden derivar en casos de desastre; entre las calamidades a las que mayormente está expuesto el territorio nacional resaltan los sismos, que en el transcurso de la historia han sido de significación especial, tanto por su frecuencia como por los daños que han ocasionado, particularmente los ocurridos en la ciudad de México en septiembre de 1985. En la dinámica de la naturaleza de nuestro país, la presencia de fallas geológicas activas y la acción de las placas tectónicas son factores siempre presentes. En la ciudad capital, y en otras ciudades del país, a estos elementos se adicionan características adversas del subsuelo y gran densidad poblacional, que propician riesgo sísmico (CENAPRED, 2005)

En el valle de México el comportamiento del subsuelo ante sollicitaciones sísmicas ha sido un reto perenne para los ingenieros civiles, arquitectos y constructores. Personalidades técnicas de la investigación lo enfrentaron en el pasado y aportaron conocimientos y metodologías que facilitaron la ejecución de grandes obras necesarias para la ciudad, pero el enorme crecimiento poblacional que lleva de la mano la explotación del acuífero ha ampliado el problema del hundimiento regional que deforma toda la superficie (Santoyo Villa, Ovando Shelley, Mooser, & Leon , 2005)

En los años setentas las autoridades educativas de nivel federal en ese tiempo (CAPCE) implantaron y replicaron en todo el país un modelo de edificios escolares en la actualidad “atípicos” destinados al sector público de nivel primarias y secundaria construidos mediante sistemas estructurales formados por marcos de acero en el sentido corto y ausencia de ellos en el sentido largo, estos previamente se han reforzado ineficaz mente después del sismo de 1985 con la adición de muros de concreto en sus extremos y contravientos concéntricos de acero.

El arreglo estructural atípico incrementa los niveles de vulnerabilidad de los edificios escolares ya que en condiciones dinámicas por sismo en el sentido largo la estructura

presenta desplazamientos y distorsiones angulares cuya magnitud superan los límites contenidos en la normatividad.

Estas estructuras corren el riesgo de incursionar en cocientes demanda -capacidad mayores que la unidad por lo tanto pueden ocasionar el colapso si no son estudiadas y analizadas previamente y proponer el tipo de reforzamiento estructural adecuado de manera preventiva.

Partiendo de los sistemas estructurales compuestos con marcos rígidos en la dirección corta y ausencia de los mismos en el sentido largo y que se encuentran desplantados en los suelos agrietados de la zona de transición de la alcaldía Iztapalapa, se consideran deficientes estructuralmente ya que no cumple lo que indican las normas técnicas complementarias para diseño por sismo punto 1.2.1 en donde explica que: “toda edificación deberá contar con un sistema estructural capaz de transmitir al sistema suelo-cimentación los efectos combinados de las fuerzas laterales de inercia generadas durante el sismo y las fuerzas gravitacionales”. (Arnal & Betancourt Suárez, 2019)

Los edificios escolares en estudio al no cumplir con los requisitos mínimos normados deben ser sometidos a análisis y revisiones numéricas más rigurosas a efecto de no incurrir en supuestos que incrementen su vulnerabilidad sísmica, por lo que en la presente investigación científica me planteo responder a diferentes preguntas para dar respuesta al planteamiento del problema y al tema de investigación.

- 1.- ¿Por qué no ligaron de manera adecuada las vigas con las columnas en sentido longitudinal formando marcos, siendo esta la dirección más débil?
- 2.- ¿Si los edificios escolares analizadas incurren en desplazamientos que generen la fluencia o plastificación del acero estructural no se refuerzan cual será mi compromiso profesional, moral y ético?
- 3.- ¿Por qué construyeron planteles escolares dentro de la zona de influencia del abatimiento de las aguas freáticas?

Por lo anterior, planteo la siguiente pregunta general de investigación:

¿Son las escuelas “atípicas” desplantadas en suelo de transición de la alcaldía Iztapalapa vulnerables ante la acción sísmica o representan un riesgo ante la manifestación del sismo máximo probable?

III. Objetivos

General:

Determinar la Vulnerabilidad Sísmica de Edificios Escolares desplantados en suelo de transición de la alcaldía Iztapalapa en base a funciones de vulnerabilidad.

Específicos:

- a). Identificar las las características de ubicación, físicas y geométricas de la estructura del inmueble educativo y realización del modelo estructural en el programa Seismostruct.
- b). Disminuir la vulnerabilidad proponiendo un sistema de refuerzo estructural que cumpla con las normas actuales.
- b). Proponer la metodología Push Over para análisis de la vulnerabilidad como una herramienta que pueda apoyar la toma de decisiones más eficiente en base a la medición anticipada de daño estructural.

IV. Justificación

La presente investigación científica de carácter doctoral surge de la necesidad de saber si antes de un sismo los planteles escolares “atípicos” continúan funcionando o se suspende el servicio para hacer un estudio profundo de reforzamiento estructural, para ello es necesario obtener niveles de confiabilidad mediante la construcción funciones particulares de vulnerabilidad de sencilla interpretación con métodos aproximados a fin de correlacionar de manera preventiva y de ser necesario correctiva el posible daño causado por un terremoto, la alcaldía Iztapalapa cuenta con al menos tres edificios escolares “atípicos” que se desplantan en los suelos agrietados de la zona de transición, en estos los depósitos profundos se encuentran a 20 metros de profundidad o menos y están constituidos predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, tal y como lo definen las normas técnicas complementarias para el diseño de cimentaciones. (Arnal Simon & Betancourt Suarez, Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, 2017)

La investigación se realiza para identificar de manera preventiva daños y patologías del sistema estructural que puedan ocasionar colapso parcial y total a efecto de salvar vidas de alumnos y personal docente que confluyen dentro y fuera de los inmuebles educativos, por lo que en lo social también justifico el grado de vulnerabilidad que refiero disminuyendo la percepción del riesgo con la implementación de acciones de rehabilitación en los edificios tomando en cuenta las características geotécnicas y sísmicas del sitio, así como las propiedades geométricas.

Es importante conocer la vulnerabilidad y e implementar acciones contundentes de reforzamiento estructural a las escuelas de manera preventiva para garantizar espacios dignos de aprendizaje para quienes en lo futuro serán los dirigentes de esta nación, es urgente evitar desgracias en los educandos y su entorno familiar y proteger ingenierilmente y de manera estratégica el derecho humano a la vida.

Cobra relevancia en lo social dado que interpretando las funciones de vulnerabilidad se aportan datos con menores niveles de incertidumbre, lo que nos lleva a fundamentar una

adecuada y oportuna toma de decisiones que salva guarden la vida y la integridad física de los alumnos y personal docente de cada plantel.

Así también, fundamental que la vulnerabilidad real sea del todo conocida por autoridades de la secretaria de educación pública y la secretaria de gestión integral del riesgo de la Ciudad de México, con el fin de informar a la sociedad de padres de familia y se tomen las acciones pertinentes para evitar poner en riesgo la vida de los niños.

En lo económico realizar acciones de rehabilitación estructural con fundamentos matemáticos resulta muy costeable al invertir aproximadamente el 30% del costo total de la obra, situación que mantiene la vida útil de las edificaciones con una adecuada sanidad estructural.

En la parte teórica se requiere la aportación de nuevas metodologías particulares para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones escolares con fundamentos técnicos que pongan de manifiesto la existencia clara, el que y el cómo de la aplicación de medidas físicas de mitigación.

Derivado de lo anterior, en lo personal es relevante investigar a detalle este tipo de edificios ya que actualmente mi campo laboral se refiere a dictaminar, analizar y supervisar que se lleven a cabo de manera estricta, en apego a la normatividad vigente los trabajos de mejoramiento estructural en el ámbito educativo

¿Son las escuelas “atípicas” desplantadas en suelo de transición de la alcaldía Iztapalapa vulnerables ante la acción sísmica o representan un riesgo ante la manifestación del sismo máximo probable?

V. Hipótesis

H1.- Con la obtención anticipada de los niveles de aceleración y desplazamiento horizontal que el edificio escolar puede soportar sin llegar al colapso se obtendrán funciones de vulnerabilidad representativas del daño y se tomará la decisión científicamente soportada si el edificio continúa operando o se requieren acciones de evacuación y regreso hasta el reforzamiento en su estructura.

VI. Variables

En el presente proyecto de investigación se desarrollarán las siguientes Variables:

Variable independiente (causa): será el colapso causado por el desplazamiento horizontal de la estructura causado por la fuerza lateral incremental.

Variable dependiente (efecto - resultado): será el conjunto de daños parciales y/o totales en la estructura es decir la operación del inmueble.

Variable independiente (causa): obtención anticipada de los niveles de aceleración y desplazamiento horizontal para el edificio escolar.

Variable dependiente (efecto): Disminución de vulnerabilidad y daños parciales y/o totales en la estructura del inmueble.

VII. Marco Teórico

El doctor Darío Rivera Vargas en su libro que lleva el título de estudios para el análisis de riesgo sísmico en Naucalpan, se encuentra dentro de los proyectos científicos y de investigación de la UNAM, proyecto PAPIIT IT101513 “Riesgo sísmico del municipio de Naucalpan”

En esta majestuosa obra de ingeniería el Doctor Darío aborda con claridad y detalle los temas de: peligros sísmicos, haciendo una microzonificación sísmica y aporta la metodología para determinar la vulnerabilidad sísmica de construcciones convencionales y de edificios históricos.

Aborda y desglosa el concepto de riesgo sísmico e integra las condiciones jurídicas del entorno.

En relación al trabajo en esta obra del doctor Darío Rivera Vargas, estoy plenamente convencido de su eficacia en cuanto a la concepción y aplicación del método y sobre todo en la obtención de resultados. No cabe duda que para crecer como país es indispensable que nuestras obras y edificios, así como la infraestructura sean concebidas y construidas con los estándares más altos de calidad, para ello los estudios de análisis de riesgo sísmico deben ser una herramienta con la que cuente cada uno de los municipios y estados de la república mexicana.

La sociedad mexicana de ingeniería sísmica A.C. en el cuadernillo que lleva por nombre: normas técnicas complementarias para diseño por sismo 2020 y sus comentarios, explican de manera detallada y muy clara los criterios generales de diseño, abunda sobre los tipos de análisis y efectos específicos a considerar, retoma la manera de construir espectros para diseño sísmico y compila los factores de comportamiento sísmico y distorsiones permisibles en las edificaciones.

señala las distintas etapas necesarias para llevar a cabo la revisión de las condiciones de regularidad de las edificaciones.

Este cuadernillo a pesar de ser un esfuerzo increíble de consenso técnico entre diversos especialistas en la materia, aún se encuentra con muchas lagunas y temas que requieren

mayor explicación, incluso a mi punto de vista se requiere tener como lector una capacitación del teórica-practica, en donde se explique cada detalle que debe seguir el ingeniero estructurista para evitar errores y malas interpretaciones.

Enrique Bazán y Roberto Meli, en su libro intitulado diseño sísmico de edificaciones explican a manera de introducción la sismología y el peligro sísmico, detallan sobre los efectos sísmicos en edificios y retoma los criterios de diseño sísmico.

Hablan sobre todos aquellos edificios sujetos a fuerzas laterales y aplican el método de las rigideces a marcos planos y sistemas con muros en un análisis tridimensional. Abundan sobre los conceptos de dinámica estructural y por ende aplican el método de análisis dinámico.

Los autores en el mes de octubre presentaron una nueva versión del libro con conceptos y ejemplos que brindan una mayor claridad al entorno de la ingeniería estructural.

La primera versión, que es de la que he hablado a pesar de llevar al, lector de la mano partiendo de conceptos básico genera confusión si no se tiene previo conocimiento de la ingeniería sísmica.

Hoy cuatro años después de haber intentado leer y aplicar las técnicas que explican puedo decir que he logrado interpretar más detalladamente sus enseñanzas. Sugiero que realicen cursos taller a efecto de ir de paulatinamente razonando los conceptos y ver como se aplican a la práctica cotidiana.

En relación a los suelos de transición Enrique Tamez González en su libro titulado ingeniería de cimentaciones, donde habla de los conceptos básicos de la práctica, explica las bases de la geotecnia, acompañado del diseño geotécnico de las cimentaciones, donde explica la influencia del flujo de agua a través del suelo y retoma la resistencia de las ricas y suelos tomando en cuenta su grado de compactación.

Explica la capacidad de carga de las cimentaciones someras y la relación con la presión de contacto que induce la edificación, de manera tal que no siempre es uniforme, lo que trae en la mayoría de las veces la presencia de asentamientos diferenciales, siendo más agresivos en las zonas de transición.

En lo personal he tenido la fortuna de coadyuvar con el maestro Tamez en situaciones reales de fallas en los suelos y he comprobado de manera directa la veracidad y efectividad de sus métodos.

Enrique Santoyo Villa en su obra denominada: síntesis geotécnica del valle de México, me ha motivado a incluir en la presente investigación aspectos relacionados con los suelos de transición, él, aborda desde un bosquejo geológico las generalidades, así como aspectos hidrológicos y características del subsuelo.

Aborda de manera integral el tema del hundimiento regional y con ello el hundimiento diferencial de la masa de suelo que inclina a los edificios.

Al igual que con el maestro Tamez, he tenido la dicha de haber colaborado con él en proyectos y solución de problemas reales, por lo que estoy en total acuerdo con sus técnicas y metodologías empleadas en su desempeño profesional.

La tesis para obtener el grado de maestro en ingeniería que presenta Carlos alonso Cervantes Godínez, bajo la dirección del Dr. Luis esteva Maraboto en septiembre del 2012 con el título “funciones de vulnerabilidad de e edificios asimétricos en planta”, forma parte de los inicios en el cambio de mentalidad en la ingeniería sísmica a efecto de aplicar técnicas refinadas y probadas al bienestar de la sociedad.

VIII. Metodología

La forma elegida para dar respuesta a las preguntas de la presente investigación se desarrolló de acuerdo a la corriente empirista (Durkheim, 2002), bajo el enfoque **cuantitativo, mediante observación, medición y análisis de variables, se trata de estudio de casos, de tipo exploratorio y descriptivo**. En cuanto al **instrumento** de investigación a aplicar es **la observación**, basada en **cuadros estadísticos y graficas de vulnerabilidad** que representan el nivel de daño causado por desplazamientos laterales en edificios escolares. Además, se utilizó **el programa seismostruct** para obtener las funciones de vulnerabilidad, el cual consiste en un algoritmo matemático especial para el análisis no lineal de las estructuras y es empleado principalmente en los trabajos de refuerzo de las estructuras, su principal producto para este tema de investigación es la curva demanda-capacidad y para el análisis dinámico modal espectral del edificio en su conjunto se utilizó el programa Staad pro que se trata de un algoritmo matemático para analizar de manera tridimensional las estructuras dentro de su límite elástico.

IX. Población muestra.

La alcaldía Iztapalapa fue seleccionada debido a que un 15% del suelo que la soporta se deforma de manera irregular e induce inclinaciones a las estructuras debido a que se encuentra en zona de transición (suelo tipo II). (Arnal & Betancourt Suárez, 2019)

La muestra se determinó en base a los oficios de solicitud de ayuda que los directivos escolares emitieron a las autoridades de la secretaria de educación Pública, y dirección general de servicios educativos de la alcaldía Iztapalapa hacia el INIFED y la secretaria de obras de la ciudad de México. Documentos que surgieron a raíz del sismo del 19 de septiembre del 2017

Existen en esta demarcación territorial 501 escuelas de nivel básico, de las cuales se analizará un solo prototipo, el "atípico" de los cuales se tienen identificados tres inmuebles con estas mismas características, por lo tanto, con respuestas estructurales muy similares.

Estos tres edificios representan el 0.6% y se encuentran ubicados en distintas partes de la alcaldía Iztapalapa.

Los planteles correspondientes al presente proyecto de investigación son: escuela secundaria José Natividad Macías; Primaria Rafael López y primaria Isidro Fabela, el edificio seleccionado para su análisis y representación del resto es la escuela secundaria José Natividad Macías.

En relación a su Situación Geográfica y Medio Físico, Iztapalapa se puede comentar que su superficie total es de 11,667 hectáreas que representan el 7.62% del área del Distrito Federal, de las cuales, 10,815 hectáreas se consideran urbanas y las restantes 852 como suelo de conservación. La alcaldía Iztapalapa se ubica al oriente del Distrito Federal, a una altitud de 2,240 metros sobre el nivel del mar en 1994 la delegación tuvo una modificación de límites en su colindancia con el Municipio de Los Reyes La Paz y Chalco Solidaridad, Estado de México, decreto publicado en el Diario Oficial de la Federación con fecha 30 de diciembre de 1994. (Atlas delegacional Iztapalapa 2009).

Iztapalapa presenta actualmente las siguientes colindancias generales: Al norte se ubican la Delegación de Iztacalco y el Municipio de Nezahualcóyotl, en el Estado de México. Al este se encuentran el Municipio de La Paz y Chalco Solidaridad, en el Estado de México. Al sur las delegaciones de Tláhuac y Xochimilco. Al oeste están las delegaciones de Coyoacán y Benito Juárez.

Las características fisiográficas y meteorológicas más importantes son: Pendiente: No mayor al 5% en zona urbana. Exceptuando la topografía del Peñón del Marqués, Cerro de la Estrella y las partes altas de la Sierra de Santa Catarina. Su Clima es Templado subhúmedo y su temperatura Promedio: 16.7°C (Atlas delegacional Iztapalapa 2009)

La alcaldía Iztapalapa no cuenta con flora desarrollada actualmente, por ser esta delegación urbana casi en su totalidad, las únicas zonas donde se podría desarrollar algún tipo de flora es en la Sierra de Santa Catarina y El Cerro de la Estrella. La sierra presenta arboles de la variedad Pirul Común y maleza, por lo que requiere programa de reforestación en su totalidad. En el Cerro de la Estrella la variedad es un poco mayor, ya que se han instrumentado programas de reforestación con Pinos, Eucaliptos y Pirules. (Atlas delegacional Iztapalapa 2009)

En cuanto a su fauna prácticamente se puede decir que se ha extinguido o emigrado por el crecimiento del área urbana, subsistiendo de forma limitada algunas especies de aves, mamíferos y reptiles en la Sierra de Santa Catarina. En el área urbanizada se han generado plagas de roedores e insectos nocivos por la existencia de tiraderos de basura en espacios públicos y de canales abiertos que desalojan aguas residuales.

La mayor parte del territorio de Iztapalapa está situada en tierras que fueron antiguamente parte del Lago de Texcoco, lo que se traduce en que grandes extensiones tengan problemas de drenaje y sufran inundaciones. De igual forma esta condición se manifiesta en que la resistencia del terreno sea muy baja, que se presenten problemas de agrietamiento y hundimientos diferenciales del suelo, que afectan a las edificaciones y a la infraestructura, y repercuten en costos más elevados de las obras de urbanización. (Atlas delegacional Iztapalapa 2009)

Por otra parte, el poblamiento en la Sierra de Santa Catarina y el Cerro de la Estrella, genera problemas de muy difícil solución para el suministro de agua potable y para realizar obras de urbanización que mejoren la accesibilidad de la zona (Atlas delegacional Iztapalapa 2009)

Resulta indispensable tomar en cuenta las características geotécnicas del suelo en el que se encuentran desplantados, siendo estas las siguientes:

Los depósitos profundos se encuentran a 20 metros de profundidad o menos y están constituidos predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros

Se debe implementar el uso de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo como instrumento que compara el desplazamiento obtenido con los programas de cómputo contra los permitidos por dicha norma.

Es necesario evaluar en base a los desplazamientos del edificio su nivel de vulnerabilidad sísmica.

Figura 1 Imagen de la alcaldía de Iztapalapa

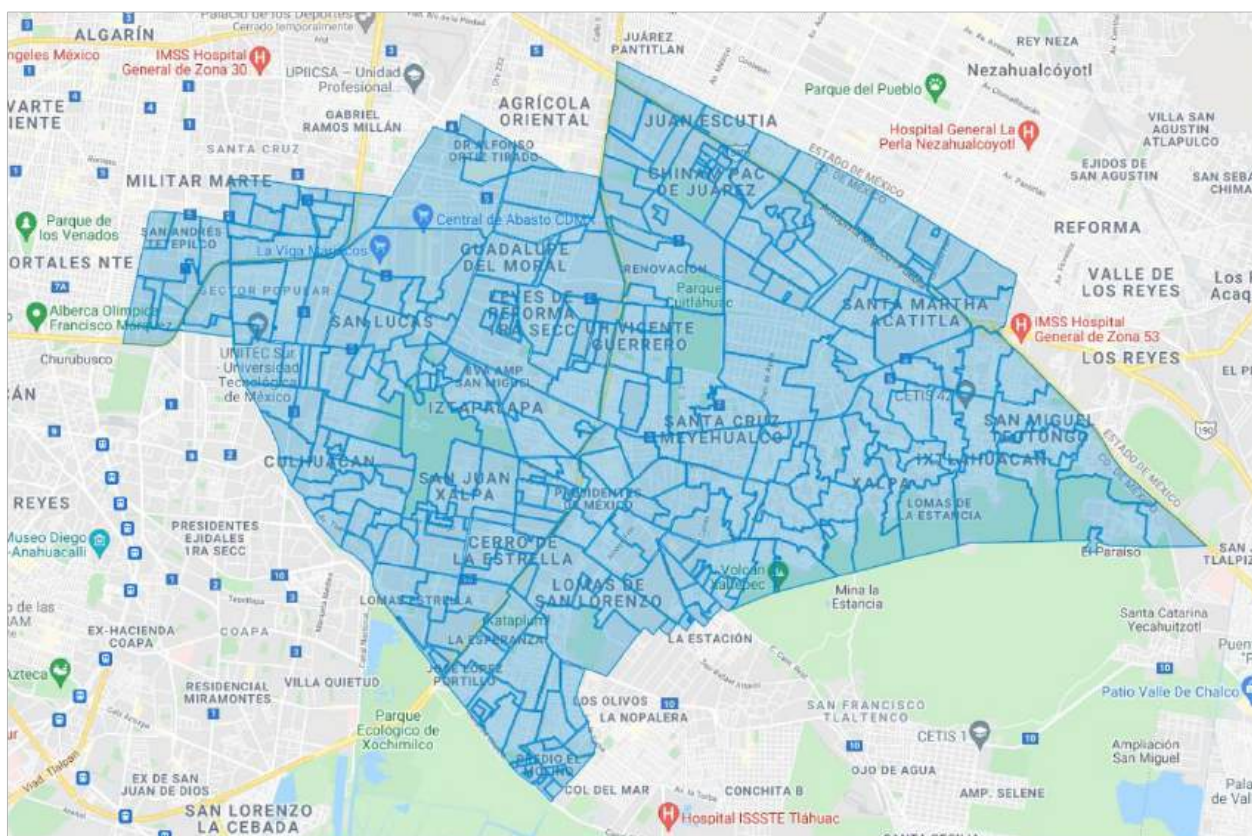


Imagen extraída de Google maps

X. Tamaño de muestra

El escenario poblacional es general, aplica para todo sistema estructural atípicos de tres niveles desplantados en suelos de transición de la alcaldía Iztapalapa. El tiempo que se llevó a cabo la presente investigación fue de septiembre del 2019 a septiembre del 2021, con asesorías de director de tesis cada viernes de cada semana.

Medición y análisis de variables.

Los participantes que intervienen son: autoridades de la infraestructura física educativa de la ciudad de México (INIFED, Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa), plantilla de profesores y personal docente, administrativo, de intendencia y mantenimiento, así como alumnos sociedad de padres de familia.

Procedimiento realizado para la ejecución de la investigación, misma que se ha procedido de la siguiente manera:

Durante el sismo del 19 de septiembre del 2017, como integrantes del Instituto de Seguridad para las construcciones mediante la figura de director Responsable de Obra, por sus siglas (D.R.O) y de la Secretaría de Gestión de Riesgo de la Ciudad de México como Tercer acreditado, fuimos convocados para realizar la revisión de la seguridad estructural de escuelas públicas en toda la ciudad, por lo que en este sentido se plantea el método general en tres etapas:

1.- Revisión de la seguridad estructural de escuelas públicas:

- a) En primer lugar, se da aviso por parte de la SEP a los directivos de los planteles educativos de realizar un recorrido físico y realizar un dictamen visual sobre posibles daños ocasionados a la estructura.
- b) Se llena cedula de inspección visual donde se resaltan los daños y/o patologías que presenta la edificación.

- c) Elaboración de plano arquitectónico y estructural sobre las condiciones actuales y reales de cada edificio.
- d) Detección de estructuraciones “atípicas” y se procede a realizar informe más detallado.

2.- Aplicación del modelo estructural en el programa Seismostruct:

Con las características de ubicación, físicas y geométricas de la estructura Se realiza modelo estructural en el programa Seismostruct

- a) Se obtienen graficas esfuerzo deformación del sistema estructural.
- b) Se obtienen los desplazamientos y los daños asociados a la estructura mediante el mismo programa.
- c) Se crean las funciones de vulnerabilidad de dos marcos uno en dirección corta y otro en dirección larga.
- d) Se asocia mediante diagramas e imágenes el daño en cada paso significativo que causa cada incremento de desplazamiento.
- e) Se observa mediante el programa a través de colores cuales elementos estructurales se deforman más de lo debido y se relaciona el desplazamiento que esta causando el daño.
- f) Se limita dicho desplazamiento mediante acciones de reforzamiento estructural para limitar y controlar el daño.
- g) Se realiza propuesta de solución en el mismo modelo y se demuestran las mejoras.
- h) Se redacta oficio de solución a manera de dictamen definitivo y se envía al INIFED

3.- Acciones para el reforzamiento estructural de escuelas:

a) El INIFED contrata empresas constructoras con capacidad técnica para realizar las acciones estructurales de reforzamiento.

Población muestra para el presente estudio se consideran tres planteles de educación básica, ubicados en la demarcación Iztapalapa.

Figura 2 Ubicación de la escuela secundaria José Natividad Macías



Imagen extraída de Google maps

Nota: La escuela José Natividad Macías es un plantel de educación secundaria y su clave oficial ante la SEP es 09DES4253L, cuenta con 295 alumnos por turno, total de personal administrativo 67 y tiene 13 grupos, fuente INIFED 2021

Figura 3 acceso principal de la escuela secundaria José Natividad Macías

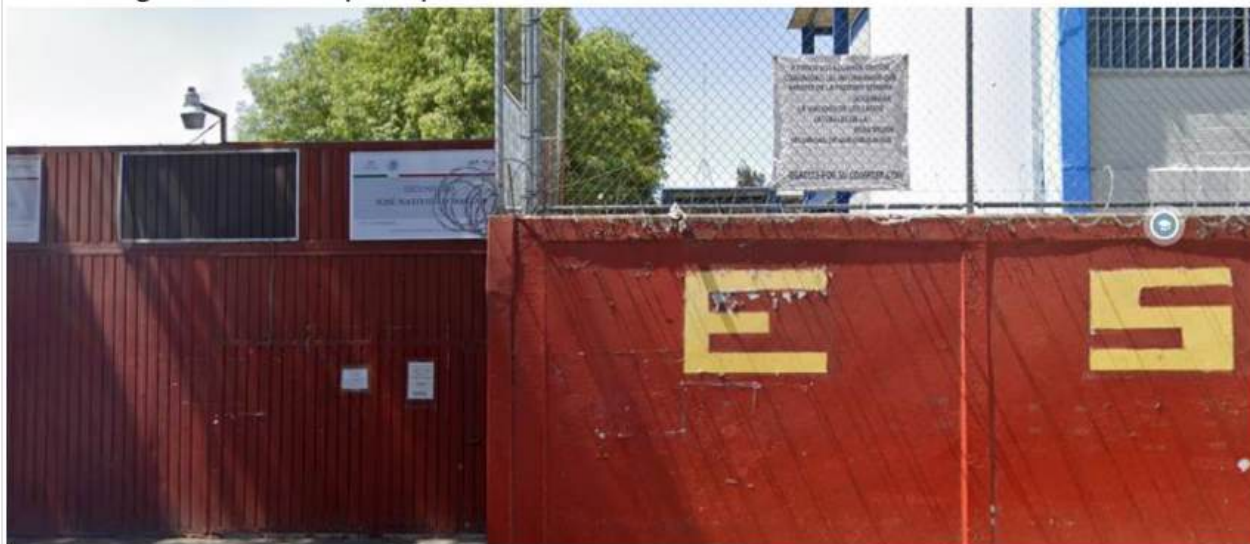


Imagen extraída de Google maps

Figura 4 Ubicación de la escuela primaria Rafael López

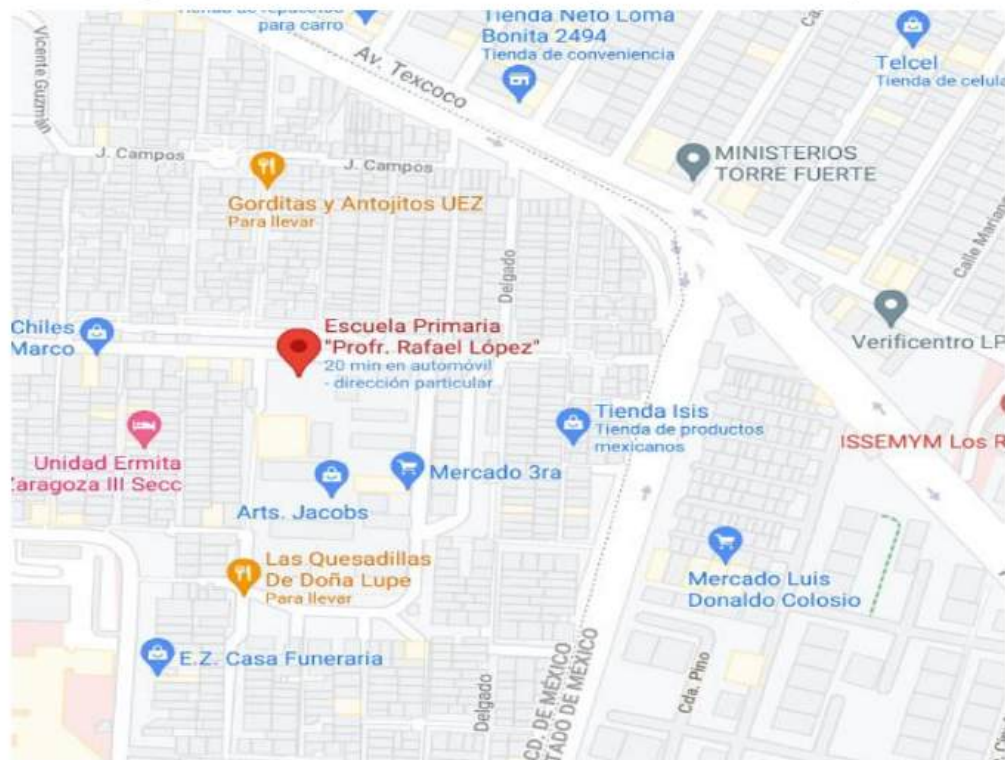


Imagen extraída Google maps

Nota: La figura muestra la ubicación geográfica de la escuela primaria Rafael López tiene la clave oficial ante la SEP es 09DPR2470T, cuenta con 307 alumnos por turno, total de personal administrativo 23 y tiene 13 grupos. Fuente INIFED 2021

Figura 5 acceso principal de la escuela primaria Rafael López



Imagen extraída Google maps

Figura 6 Ubicación de la escuela primaria Isidro Fabela

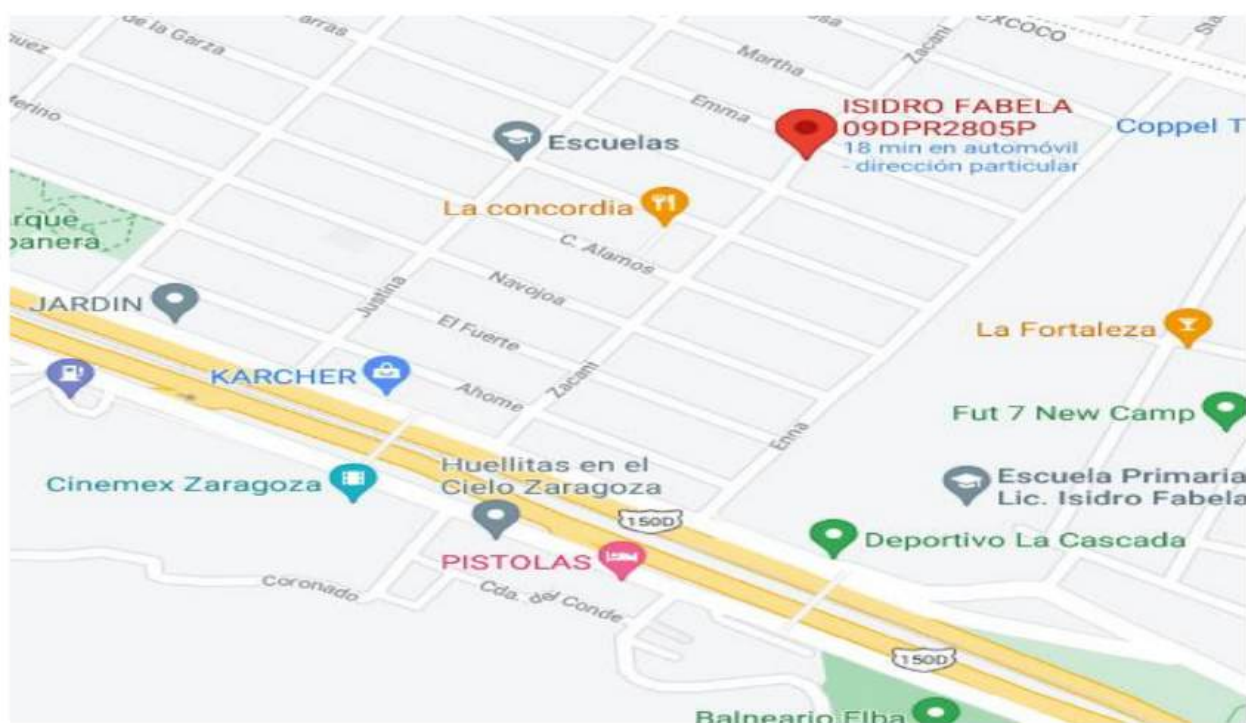


Imagen extraída de Google maps

Nota: La escuela primaria Isidro Fabela tiene la clave oficial ante la SEP es 09DPR2805P, cuenta con 331 alumnos por turno, total de personal administrativo 24 y tiene 14 grupos. Fuente INIFED 2021

Figura 7 acceso principal de la escuela primaria Isidro Fabela



Imagen extraída de Google maps

La muestra se determinó en base a los oficios de solicitud de ayuda que los directivos escolares emitieron a las autoridades de la secretaria de educación Pública, y dirección general de servicios educativos de la alcaldía Iztapalapa hacia el INIFED y la secretaria de obras de la ciudad de México. Documentos que surgieron a raíz del sismo del 19 de septiembre del 2017, se realizara el análisis de un solo edificio ya que son tipo. En este caso la escuela José Natividad Macías será tomada como muestra representativa.

CAPITULO I

MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

1.1 Datos geológicos de la tierra.

La Tierra es un planeta del sistema solar que gira alrededor de su estrella, el sol, en la tercera órbita más interna. Es el más denso y el quinto mayor de los ocho planetas del sistema solar. También es el mayor de los cuatro terrestres o rocosos.

Su edad es cercana a los 4,543 millones de años, tiene una distancia al sol de 149.6 millones de kilómetros, su gravedad es en promedio 9.81m/s^2 y posee un radio de 6,371 kilómetros, su superficie es cercana a los 510.1 millones de kilómetros cuadrados y tiene una población de seres humanos cercana a los 7,674 millones (Wikipedia)

1.2 Constitución interna de la tierra

Por su ubicación geográfica, México se encuentra sujeto a diversos fenómenos naturales que pueden derivar en casos de desastre; entre las calamidades a las que mayormente está expuesto el territorio nacional resaltan los sismos, que en el transcurso de la historia han sido de significación especial, tanto por su frecuencia como por los daños que han ocasionado, particularmente los ocurridos en la ciudad de México en septiembre de 1985. En la dinámica de la naturaleza de nuestro país, la presencia de fallas geológicas activas y la acción de las placas tectónicas son factores siempre presentes. En la ciudad capital, y en otras ciudades del país, a estos elementos se adicionan características adversas del subsuelo y gran densidad poblacional, que propician riesgo sísmico (CENAPRED, 2005)

1.2.1Corteza

El conocimiento actual acerca del interior de la Tierra es resultado de numerosos estudios científicos, en su mayoría basados en la propagación de las ondas sísmicas a través del propio material terrestre. De esta manera ha sido posible determinar su composición y dividirla en varias capas concéntricas; del exterior al interior, son: corteza, manto, núcleo externo y núcleo interno (fig.5). Para el estudio de la actividad sísmica, es de particular

importancia la cubierta rígida de nuestro planeta, constituida por la corteza y la parte superior del manto. A esta cubierta se le denomina litosfera; el promedio de su espesor es de 100 km (CENAPRED, 2005)

1.2.2 Manto

Comprende desde la parte inferior de la corteza hasta aproximadamente 2 900 km de profundidad. Debido a las condiciones de temperatura y presión imperantes en el material de esta capa, su estado físico oscila entre sólido y plástico (CENAPRED, 2005)

1.2.3 Núcleo externo

Su espesor es de unos 2 300 km, comprendidos entre los 2 900 y los 5 200 km de profundidad. Con base en datos sismológicos se ha podido inferir que es líquido. Esto se puede deber a condiciones de temperatura elevada (CENAPRED, 2005)

1.2.4 Núcleo interno

Éste es el centro de la Tierra; su diámetro es de 2,340 km. Según se ha calculado, se encuentra en estado sólido.

Corte de la tierra en el que se muestra su estructura interna.

Figura 8 corte general de la tierra

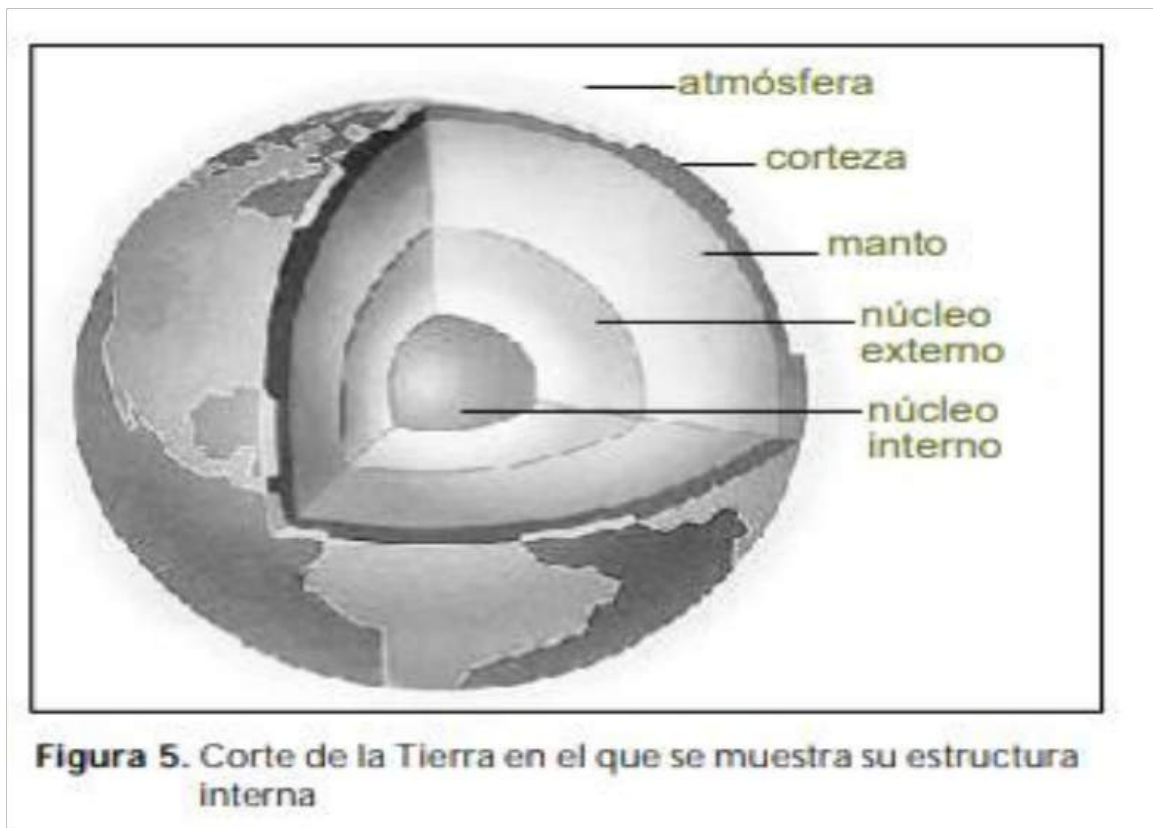


Figura extraída de la revista sismos (CENAPRED, 2005)

1.3 Tectónica de placas

En 1620, Sir Francis Bacon reconoció claramente que existe correspondencia en la forma de las líneas de la costa atlántica de América y las de África Occidental. Con esta base, en 1912 Alfred Wegener desarrolló la teoría de la deriva continental; en ella se afirma que, hace 200 millones de años, los continentes actuales integraban un supercontinente denominado Pangea. Al moverse constantemente sobre un supuesto sustrato viscoso, los continentes llegaron a ocupar su posición actual (CENAPRED, 2005)

Posteriormente, con base en la teoría elaborada por Wegener y numerosas contribuciones de geólogos y geofísicos, se desarrolló la teoría de tectónica de placas. En ella se postula que la litosfera está dividida, formando una especie de mosaico de sectores rígidos, conocidos como placas, las cuales se mueven entre sí, y cuyos desplazamientos promedio son de 2 a 12 centímetros por año. Para entender el mecanismo que impulsa las placas se presenta la figura 10; en ella se muestra que,

debido al arrastre provocado por corrientes de convección, los fragmentos de litosfera se desplazan sobre la parte viscosa del manto. Estas corrientes transportan el material caliente hacia zonas poco profundas mientras que el material con menor temperatura, y mayor densidad, es llevado a mayores profundidades.

No hay coincidencia entre los límites de las placas y los continentales; una sola placa puede contener completa o parcialmente continentes y áreas oceánicas. Los límites o márgenes entre las placas pueden ser de tres tipos (figura 5)

a) Divergentes: donde las placas se están separando; un ejemplo son las cordilleras oceánicas (CENAPRED, 2005)

b) Convergentes: una de las placas se introduce abajo de otra, o bien, dos placas chocan entre sí. Ilustración del primer caso es la penetración de la Placa de Cocos bajo la Placa de Norteamérica, en la costa occidental de nuestro país. El efecto más representativo del segundo caso es la colisión entre las placas Indoaustraliana y Euroasiática, cuyos resultados son los plegamientos de grandes proporciones que constituyen la cadena montañosa de los Himalaya (CENAPRED, 2005)

c) De transformación o transcurrentes: dos placas se mueven entre sí lateralmente; ejemplo: la falla de San Andrés, que cruza el estado de California en los Estados Unidos y que llega a afectar la parte norte de la península de Baja California. Esta falla no se prolonga en la región del Mar de Cortés ni en la costa occidental de México (CENAPRED, 2005)

Figura 9 tipos de límites entre las placas tectónicas

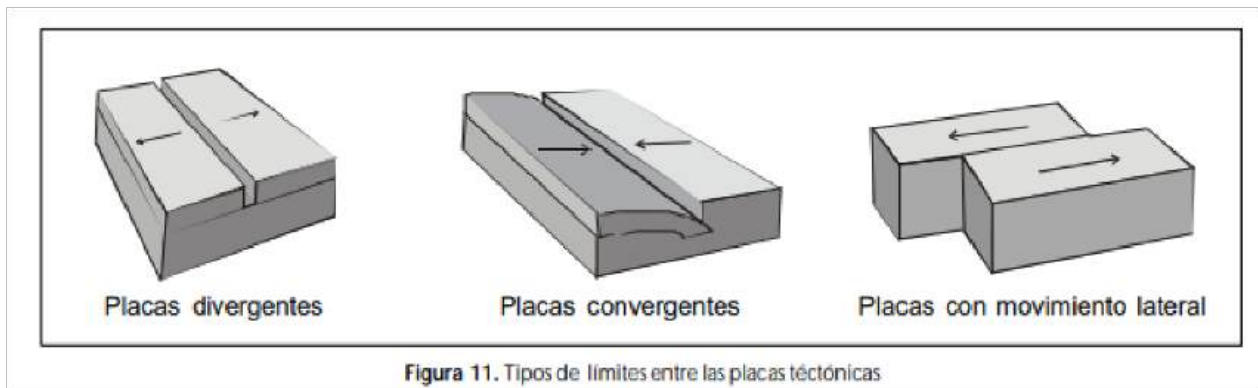


Imagen extraída de la revista sismos (CENAPRED, 2005)

1.4 Tectónica de placas y sismicidad mundial

Como ya se mencionó, la litosfera está dividida en varias placas (fig. 12), cuya velocidad de desplazamiento es del orden de varios centímetros por año. En los límites entre placas, donde éstas hacen contacto, se generan fuerzas de fricción que impiden el desplazamiento de una respecto a la otra, generándose grandes esfuerzos en el material que las constituye (fig. 13). Si dichos esfuerzos superan la resistencia de la roca, o se vencen las fuerzas friccionantes, ocurre una ruptura violenta y la liberación repentina de la energía acumulada. Desde el foco (o hipocentro), ésta se irradia en forma de ondas que, a través del medio sólido de la Tierra, se propagan en todas direcciones. Se les conoce como ondas sísmicas (CENAPRED, 2005)

Figura 10 distribución mundial de las placas tectónicas

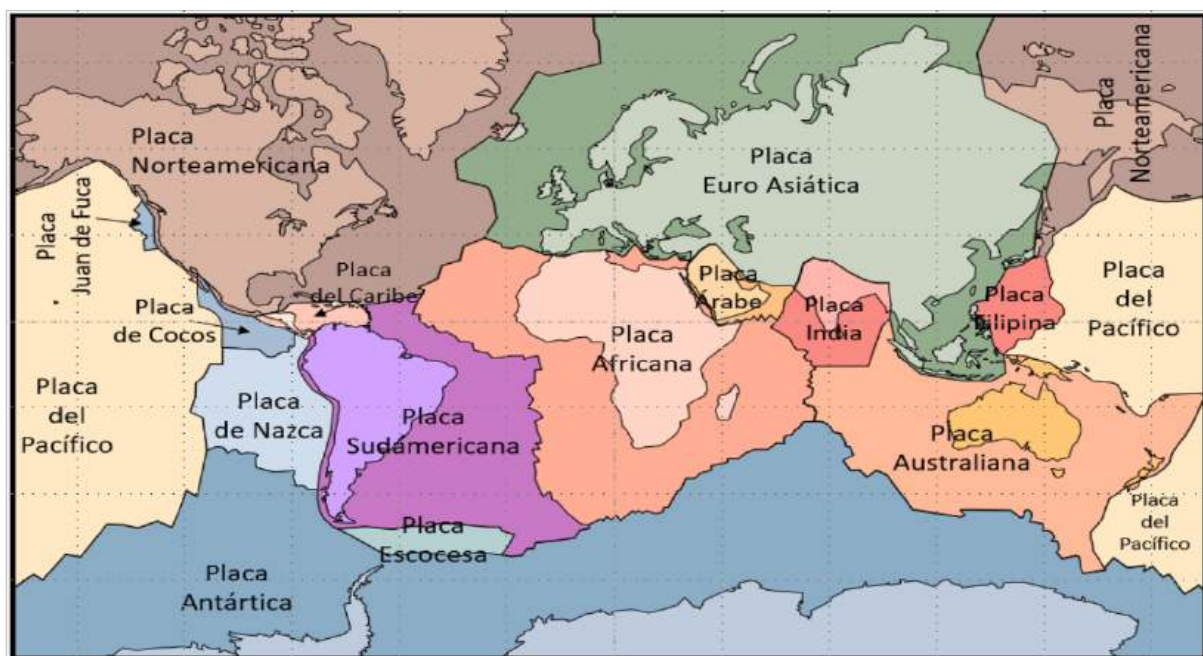


Imagen extraída de la revista sismos (CENAPRED, 2005)

Figura 11 corte de la parte media de la tierra

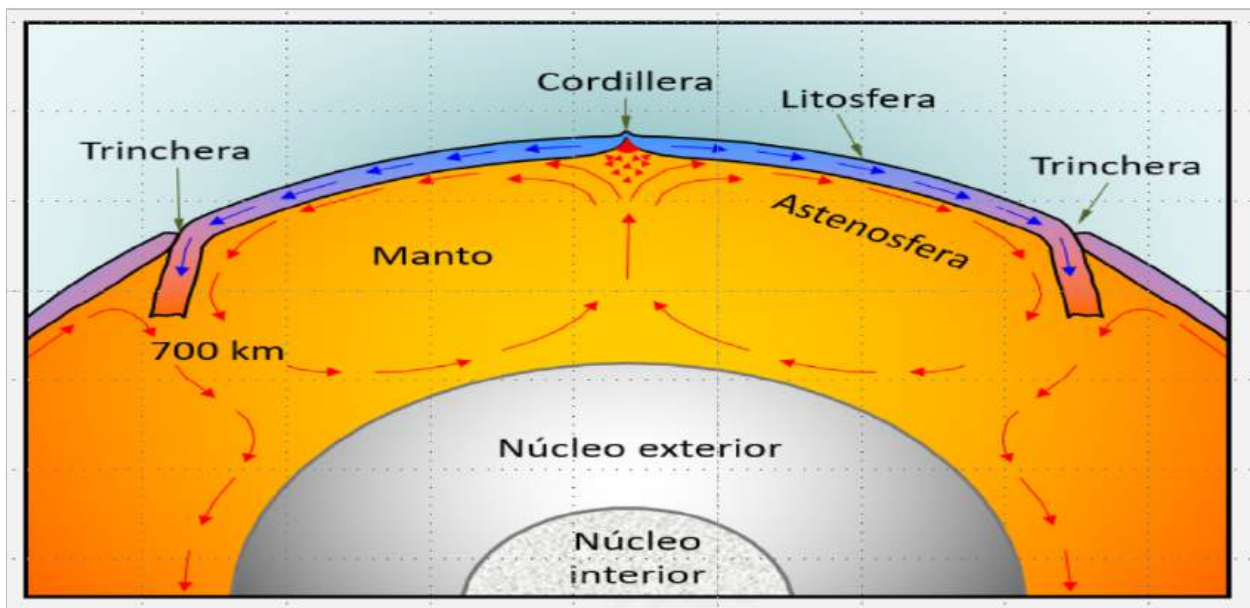


Imagen extraída de la revista sismos (CENAPRED, 2005)

1.5 Ondas sísmicas

Al ocurrir un sismo, tres tipos básicos de ondas producen la sacudida que se siente y causa daños; sólo dos se propagan en todas direcciones en el interior de la Tierra; por ello se les denomina ondas internas. La más rápida de éstas es la onda primaria u onda P, cuya velocidad varía dependiendo del tipo de roca, entre 1,100 y 8,000 m/s. (CENAPRED, 2005)

Figura 12 deformación elástica del suelo producida por el paso de la onda P

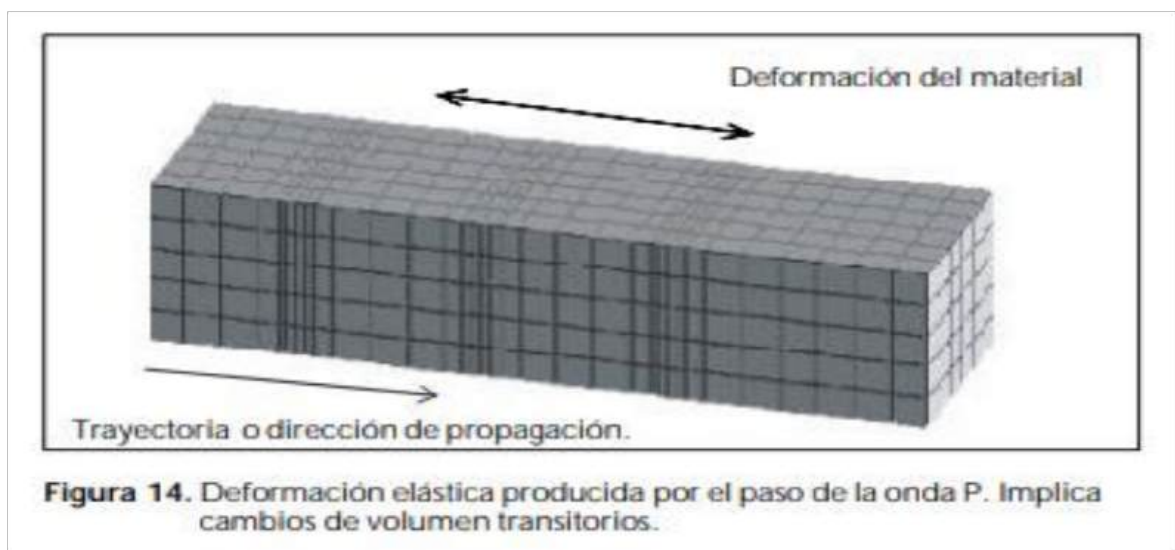


Imagen extraída de la revista sismos (CENAPRED, 2005)

La característica principal de esta onda es que alternadamente comprime y expande la roca, en la misma dirección de su trayectoria. Es capaz de propagarse a través de rocas (sólidos) y de líquidos; por ejemplo, el magma y los océanos. Además, se puede transmitir a través de la atmósfera; en ocasiones, personas y animales la perciben como un sonido grave y profundo. La segunda onda, llamada secundaria u onda S, viaja a menor velocidad que la P (normalmente entre 500 y 4,400 m/s). Mientras se propaga, deforma el material lateralmente respecto de su trayectoria. Por esta razón no se transmite en fluidos (líquidos y gases)

Figura 13 deformación elástica del suelo producida por las ondas S

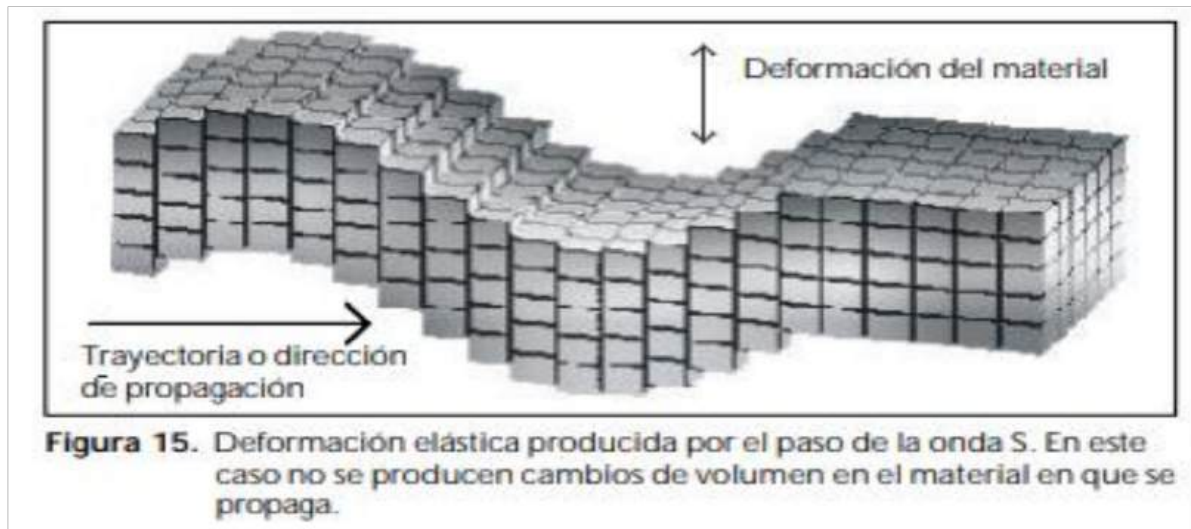


Imagen extraída de la revista sismos (CENAPRED, 2005)

El tercer tipo de ondas sísmicas es el de las llamadas ondas superficiales, cuya característica es propagarse por la parte más superficial de la corteza terrestre; a medida que la profundidad aumenta disminuye la amplitud de su movimiento. Las ondas superficiales generadas por el terremoto se pueden clasificar en dos grupos: Ondas Love, llamadas así en honor de su descubridor, el físico A.E.H. Love, deforman las rocas similarmente a las ondas S, aunque únicamente en dirección horizontal. Ondas Rayleigh, en honor de Lord Rayleigh, producen movimiento vertical, similar al de las olas marinas. Las ondas superficiales viajan más despacio que las internas. De las ondas superficiales, las Love son un poco más rápidas. Debido al componente vertical del movimiento de las Rayleigh, los cuerpos de agua, por ejemplo, lagos, pueden ser afectados. A causa del movimiento lateral del sustrato rocoso de lagos y bahías, las ondas Love (que no se propagan en el agua) pueden afectar la superficie de estos cuerpos de agua.

Figura 14 características de propagación de las ondas Love

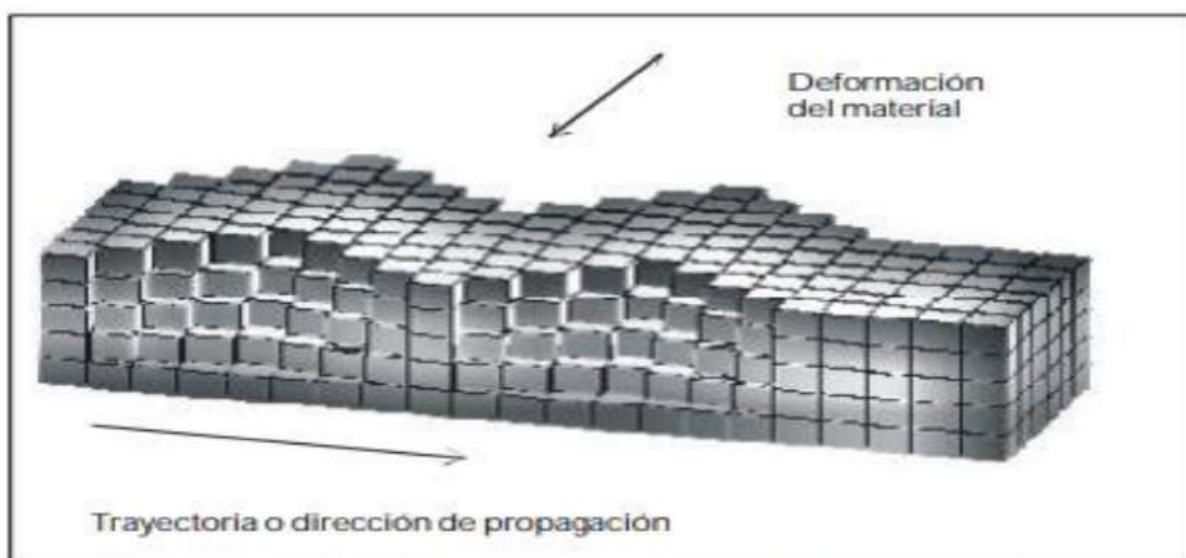


Figura 17. Características de la propagación de las ondas Love. Su amplitud disminuye con la profundidad.

Figura 15 características de propagación de las ondas Rayleigh

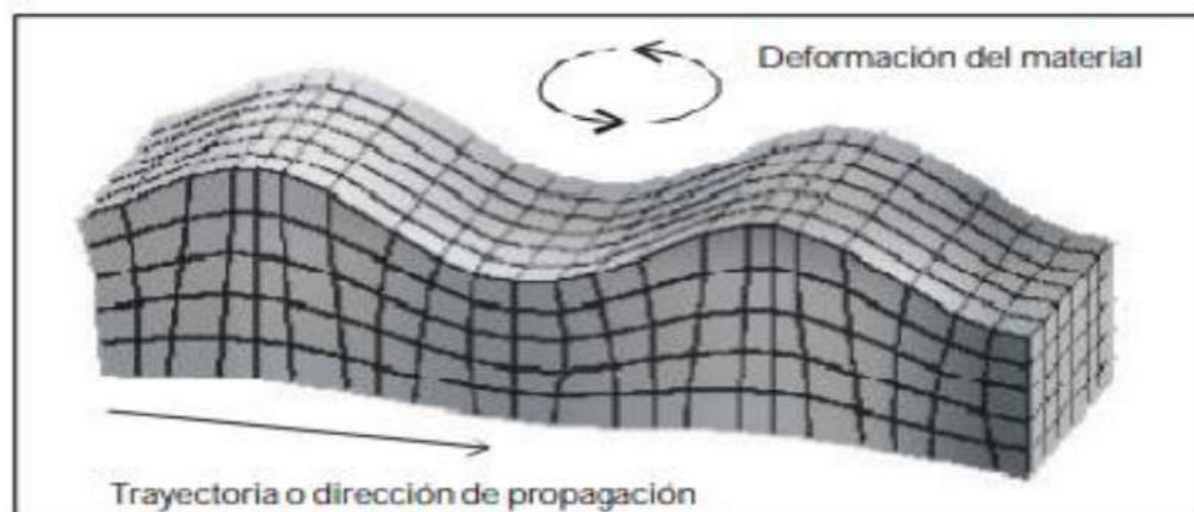


Figura 18. Características de la propagación de las ondas Rayleigh. El desplazamiento de un punto en la superficie tiene componentes vertical y horizontal.

Imagen extraída de la revista sismos (CENAPRED, 2005)

Dependiendo del tamaño del temblor y de la cercanía al punto de origen, las amplitudes de las ondas varían. Pueden ser muy pequeñas imperceptibles por el ser humano, detectables sólo con instrumentos altamente sensibles, o bien tan grandes que pueden alterar de manera permanente el terreno, deformando tuberías, vías férreas, etc. Durante la ocurrencia de un gran temblor se podría observar cómo se deforma la superficie del terreno ante el paso de las ondas sísmicas. Las ondas sísmicas de temblores moderados o grandes alcanzan a ser detectadas con claridad en observatorios de todo el mundo ya que se propagan a través del interior de la tierra y en la superficie de ésta, hasta por varias horas.

1.6 Tipos de sismo

Por su origen, los sismos se pueden clasificar como naturales y artificiales. En general, los de origen natural liberan mayor cantidad de energía; por tanto, sus efectos en la superficie son mayores. Cabe aclarar que los términos sismo, terremoto y temblor son sinónimos.

Los sismos naturales, Sismos tectónicos; se generan por interacción de placas tectónicas. De estos sismos se han definido dos clases: los interplaca, ocasionados por fricción en las zonas de contacto entre las placas, ya descrita, y los intraplaca, que se generan en la parte interna de las placas, aun en zonas donde se ha llegado a suponer un nivel nulo de sismicidad. Estos terremotos, consecuencia de deformaciones continentales, menos frecuentes que los interplaca, pueden tener profundidades similares a éstos (15-30 km) o mayores, por ejemplo, 60 o 70 km. Un tipo particular de sismos intraplaca son los llamados locales, que son producto de deformaciones del material terrestre, debido a concentración de fuerzas en una región limitada (CENAPRED, 2005)

Sismos volcánicos. Éstos son simultáneos a erupciones volcánicas; principalmente los ocasiona el fracturamiento de rocas debido a movimiento del magma. Aunque puede haber decenas de ellos en un día, no llegan a ser tan grandes como los anteriores.

Sismos de colapso. Se generan por derrumbamiento del techo de cavernas y minas. Generalmente ocurren cerca de la superficie y se sienten en un área reducida (CENAPRED, 2005)

Sismos artificiales Son los producidos por el hombre por medio de explosiones comunes y nucleares, con fines de exploración, investigación, y explotación de bancos de material para la industria (por ejemplo, extracción de minerales). Ocasionalmente las explosiones nucleares son suficientemente grandes de modo que las detectan instrumentos en diversas partes del planeta, pero se sienten sólo en sitios cercanos al lugar de pruebas. La ocurrencia de sismos de gran magnitud y la actividad volcánica no están ligadas con las explosiones nucleares (CENAPRED, 2005)

Figura 16 foco y epicentro sísmico

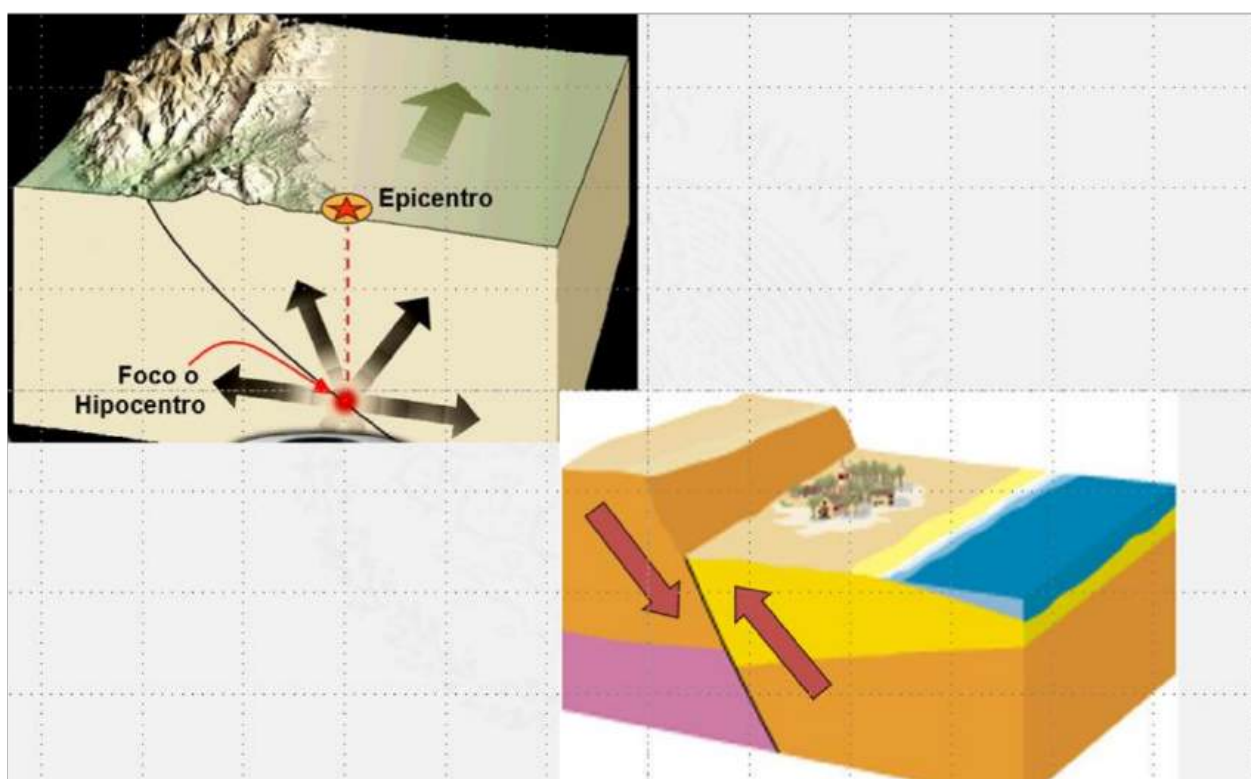


Imagen extraída de la revista sismos (CENAPRED, 2005)

Figura 17 movimiento de las placas

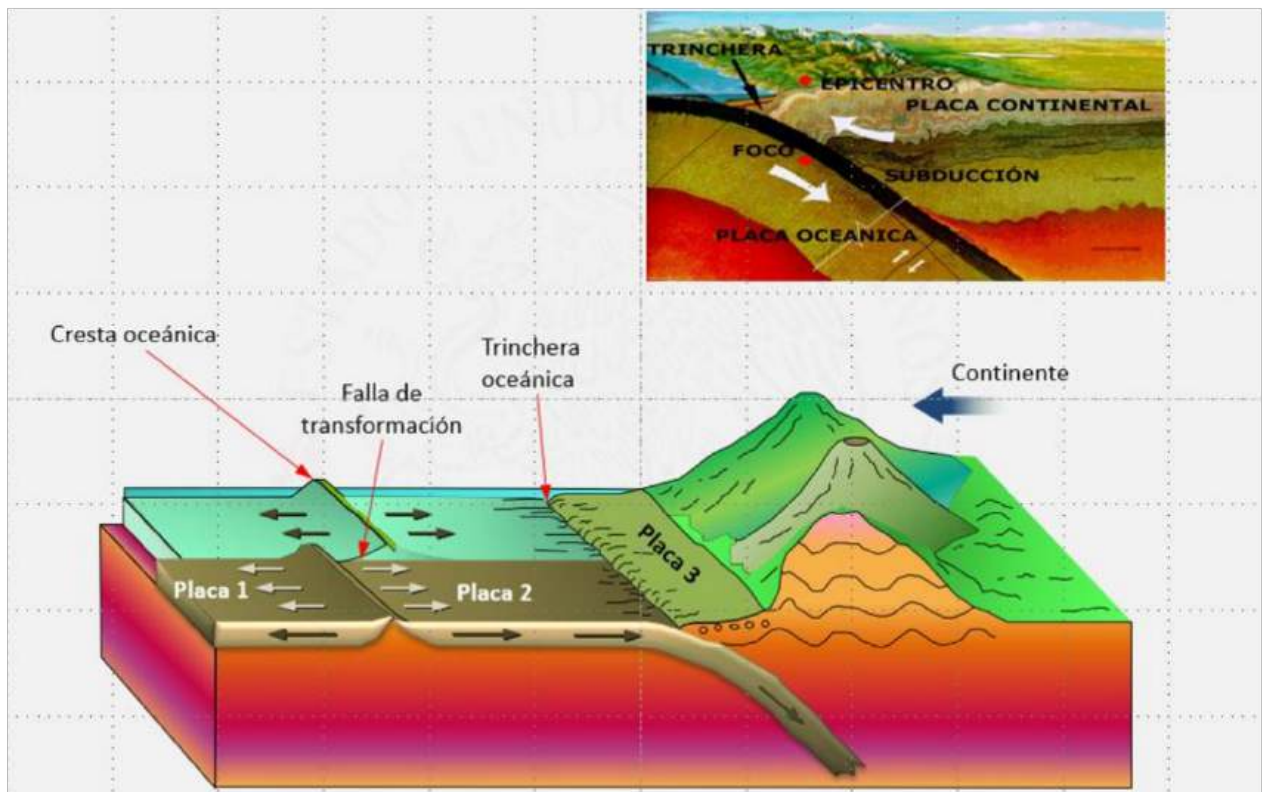


Imagen extraída de la revista sismos (CENAPRED, 2005)

1.7 Prácticas del diseño sísmico en México

En el diseño por sismo de estructuras en México, así como en otros países, es usual para fines de diseño el emplear espectros elásticos de aceleraciones, a partir de los cuales se obtienen espectros de diseño elásticos de desplazamientos. Debido al alto costo de soluciones estructurales, si se diseñaran para un comportamiento elástico, la práctica general de diseño sísmico es el diseñar estructuras con resistencias menores que las elásticas; sin embargo, como se muestra en esta investigación, las revisiones de demanda y capacidad de desplazamiento de la estructura empleando espectros de diseño no son consideradas de manera adecuada por normativas de construcción. En este trabajo se muestra que estos espectros de diseño, aunque resultan del empleo de modelos teóricos específicos, no necesariamente permiten conocer de manera confiable los valores de aceleraciones y desplazamientos espectrales que se obtendrían como resultado de un terremoto importante durante la vida útil de la estructura. Tampoco estas

normativas transmiten al ingeniero la importancia de considerar las posibles demandas de desplazamientos en edificios en un terremoto, así como posibles soluciones para el control de éstos. En esta investigación se emplean registros de aceleraciones obtenidos en tres terremotos en el mundo, cuyas ordenadas espectrales superaron por mucho las especificadas por normativas para el diseño de estructuras que respondieron a estos terremotos. Estos terremotos fueron los experimentados en la Ciudad de México en 1985, Concepción en Chile 2010, y Christchurch en Nueva Zelanda 2011 (sísmica S. m., 2016)

1.7.2 Comparativa de demandas sísmicas en algunos terremotos a nivel mundial

En febrero 22, 2011, en horas laborables, un terremoto afectó la ciudad de Christchurch en Nueva Zelanda, el epicentro prácticamente se ubicó en la ciudad y su magnitud fue $M_w=6.2$. Este terremoto se puede considerar una réplica del terremoto ocurrido el 4 de septiembre, 2010, con epicentro a una distancia de alrededor de 40 km de la ciudad, con $M_w=7.1$ (Bradley et al, 2014).

El terremoto de 2011 causó colapsos y daños significativos en edificios residenciales y comerciales, viviendas, puentes y líneas subterráneas vitales, así como 185 muertes. Estos terremotos ocurrieron en fallas del terreno no conocidas por los expertos, y antes de estos terremotos se consideraba que Christchurch no se ubicaba en una región de alta sismicidad (EERI, 2011). Se contó con información de alrededor 20 estaciones de acelerómetros en la ciudad (Bradley et al, 2014), de estas estaciones se seleccionó para esta investigación la estación CCCC, en la zona de mayor daño en la ciudad. La estación se ubica en el tipo de suelo D, suelos blandos o profundos, de la clasificación de suelos especificada en la norma New Zealand Loading Standard (NZLS,2004), los valores de aceleración y velocidad máxima del terreno (por sus siglas en inglés PGA y PGV) registrados en esta estación fueron 0.43g y 0.56 m/s, y la distancia del plano de falla a la estación es sólo 2.8 km (Bradley et al, 2014) (sísmica S. m., 2016)

La Tabla 1 resume algunas características de los terremotos mencionados de 2010 y 2011 y de los registros de aceleraciones.

Tabla 1 aceleraciones empleadas

Tabla 1. Características de registros de aceleraciones empleados en esta investigación								
<i>Nombre de la estación</i>	<i>Código</i>	<i>Fecha</i>	<i>Magnitud (Mw)</i>	<i>Dirección</i>	<i>PGA (g)</i>	<i>PGV (m/s)</i>	<i>Tipo de suelo ASCE 7-10</i>	<i>V_{s30} (m/s)</i>
Christchurch Cathedral College	CCC	4 Sept 2010	7.1	N64E, N26W	0.22	0.54	D ¹	-
	CCC	22 Feb 2011	6.2	N64E, N26W	0.43	0.56	D ¹	-
Concepcion Centro	CON	27 Feb 2010	8.8	L, T	0.39	0.67	D	230
Concepcion San Pedro	CCSP	27 Feb 2010		NS, EW	0.65	0.45	C	390
SCT	SCT	19 Sept 1985	8.1 (Ms)	NS, EW	0.17	0.61	Suelo Blando	-

¹ Clasificación de las NZLS (2004)

Imagen extraída de la revista (sísmica S. m., 2016)

1.8 Reglamento de construcciones para el Distrito Federal 2017

Debido a la amplitud técnica que contiene, se presenta solo un extracto de los artículos más sobresalientes en el diseño y revisión estructural de las edificaciones, para mayores detalles se sugiere consultar el documento completo.

Como lo establece en su artículo1, donde indica que sus disposiciones, así como de sus Normas Técnicas Complementarias, son de orden público e interés social, también aclara que todos los proyectos ejecutivos de obra, las obras de construcción, modificación, ampliación, reparación, instalación y demolición, así como el uso de las edificaciones y los usos, destinos y reservas de los predios del territorio de la Ciudad de México, deben sujetarse a las disposiciones de la Ley de Desarrollo Urbano del Distrito Federal y su Reglamento; este Reglamento; las Normas Técnicas Complementarias y demás disposiciones jurídicas y administrativas aplicables, incluyendo las de impacto ambiental, sustentabilidad, movilidad y Protección Civil.

Es en este sentido en que los edificios escolares del sector público como es el caso de la escuela secundaria José Natividad Macias que se ubica en la alcaldía Iztapalapa deben sujetarse estrictamente a dicha normatividad.

En su artículo 137 que corresponde al título sexto indica que este apartado va dirigido a proyecto estructural de los edificios comunes. Los procedimientos de revisión de la seguridad estructural para construcciones como puentes, túneles, torres, chimeneas y estructuras no convencionales deben ser aprobados por la Secretaría de Obras y Servicios.

Además, el artículo 139.- clasifica a las construcciones en los siguientes grupos:

- I. Grupo A: Edificaciones cuya falla estructural podría causar un número elevado de pérdidas de vidas humanas, o constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, y edificaciones cuyo funcionamiento es esencial ante una emergencia urbana, las que se subdividen en:
- II. Subgrupo A1: Construcciones para las que se requiere mantener mayores niveles de seguridad: a) Edificios que es necesario mantener en operación aún después de un sismo de magnitud importante, como: hospitales, aeropuertos, terminales y estaciones de transporte, instalaciones militares, centros de operación de servicios de emergencia, subestaciones eléctricas y nucleares, estructuras para la transmisión y distribución de electricidad, centrales telefónicas y repetidoras, estaciones de radio y televisión, antenas de transmisión y los inmuebles que las soportan o contienen, estaciones de bomberos, sistemas de almacenamiento, bombeo, distribución y abastecimiento de agua potable, estructuras que alojen equipo cuyo funcionamiento sea esencial para la población, tanques de agua, puentes vehiculares y pasarelas peatonales.
- III. b) Construcciones o depósitos cuya falla puede implicar un severo peligro para la población, por contener cantidades importantes de sustancias tóxicas, inflamables o explosivas.
- IV. Subgrupo A2: Estructuras cuya falla podría causar: a) Un impacto social importante, como estadios, salas de reuniones, templos, auditorios y otras, que puedan albergar más de 1000 personas. b) **Una afectación a la población particularmente vulnerable, como: escuelas de educación preescolar, primaria y secundaria.** c) La pérdida de material de gran valor histórico o

cultural: museos, monumentos y estructuras que contengan archivos jurídicos o registros públicos.

En base a los grupos anteriores podemos comentar que las escuelas públicas pertenecen a estructuras del grupo A2 (Arnal Simón & Betancourt Suárez, 2017)

1.9 Normas técnicas complementarias para diseño por sismo generalidad.

Estas normas en la sección de criterios generales de diseño establecen como propósito y alcance lo relacionado al artículo 137 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, se aclara que estas Normas deben aplicarse al diseño sísmico de edificios urbanos; se incluyen en esa acepción las naves industriales y las obras fabriles con estructuración similar a las de los edificios.

Los requisitos de estas Normas tienen como propósito obtener un comportamiento adecuado tal que:

- a) Bajo los sismos en los que se basa la revisión del estado límite de limitación de daños, que pueden presentarse varias veces durante la vida útil de la estructura, se tengan, a lo más, daños que no conduzcan a la interrupción de la ocupación del edificio.
- b) Bajo el sismo en que se basa la revisión del estado límite de prevención de colapso según estas Normas, no ocurran fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños y/o deformaciones residuales de consideración que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir una rehabilitación importante.

Se limita a las edificaciones urbanas para vivienda, oficina o comercio de la Ciudad de México. Por esta razón, las Normas Técnicas Complementarias del citado Reglamento respetan esta limitación y no abarcan las obras que tengan una estructuración claramente distinta y en particular las obras de infraestructura, para las cuales se recomienda adoptar el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad en su edición más reciente (Arnal Simón & Betancourt Suárez, 2017)

Si se siguen los criterios aquí expuestos, es de esperarse que, en caso de que ocurra el sismo de diseño, que corresponde a los espectros de diseño que se establecen de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 3, no haya fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas; sin embargo, es posible que se presenten daños estructurales y no estructurales

de consideración que impidan la ocupación inmediata del edificio y resulten en pérdidas económicas cuantiosas.

Se deja abierta la posibilidad de que el director Responsable de Obra, de acuerdo con el dueño, utilice sistemas estructurales innovadores o requisitos más conservadores que los de esta Norma, con el fin de reducir las consecuencias de los sismos intensos en la estructura. Es por ello importante que se involucre a los propietarios como parte responsable en la seguridad estructural. Además de cumplir con el estado límite de prevención de colapso ante sismos de gran intensidad, se debe cumplir el estado límite de limitación de daños ante sismos que tengan mayor probabilidad de presentarse en la vida útil de la estructura.

1.10 Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones

Este documento tiene lineamientos que se deben seguir por todo diseñador estructural a efecto de:

- a) Definir las acciones que pueden obrar sobre las construcciones, así como sus posibles efectos sobre ellas y la forma de tomarlos en cuenta para fines de diseño estructural.
- b) Establecer las condiciones de seguridad y de servicio que deberán revisarse al realizar el diseño estructural de una construcción, así como los criterios de aceptación relativos a cada una de dichas condiciones, de manera de satisfacer lo estipulado en el artículo 147 del Reglamento (Arnal Simón & Betancourt Suárez, 2017)
- c) Establecer las combinaciones de acciones que deberán suponerse aplicadas simultáneamente para revisar cada una de las condiciones de seguridad y servicio establecidas de acuerdo con lo que se menciona en el inciso anterior.

Define cada una de las acciones de diseño según su tipo y duración, así como la intensidad de diseño que debe tomarse en cuenta para acciones permanentes y para acciones variables, define las combinaciones de carga a usar en el diseño estructural, además detalla los criterios para diseño estructural.

Plantea la definición de resistencia de diseño y su determinación, establece las condiciones de diseño y plasma los factores de carga a utilizar.

Establece los requisitos a cumplir para realizar pruebas de carga, define los estados limite, tanto de falla como de servicios.

Acota los desplazamientos verticales para restringir las vibraciones y detalla con precisión los distintos tipos de cargas, como son la muerta, la viva y la accidental, entre otras encasillándolas en acciones permanentes y variables respectivamente.

Nos Habla sobre deformaciones impuestas y hundimientos diferenciales.

1.11 Normas técnicas complementarias para la revisión de la seguridad estructural de las edificaciones.

Estas Normas contienen los requisitos mínimos para la revisión y la elaboración de dictámenes de la seguridad estructural de las edificaciones y la expedición de la responsiva requerida en el Artículo 36 del Reglamento.

En el Capítulo Primero se incluyen las definiciones de los conceptos usados en estas Normas.

En el Capítulo Segundo se describen el propósito y las consideraciones generales de la Revisión.

En el Capítulo Tercero se incluyen los requisitos y procedimientos para la clasificación, evaluación y actualización de los Corresponsables en Seguridad Estructural que tendrán a su cargo la coordinación de la Revisión.

En el Capítulo Cuarto se detallan los conocimientos y experiencia que deben tener los Especialistas Auxiliares que intervengan en la Revisión.

En el Capítulo Quinto se establece el proceso de contratación del Corresponsable y de pago de derechos por trámite al Instituto de Seguridad de las Construcciones.

En el Capítulo Sexto se describen los tipos de proyectos sujetos a Revisión y a la participación de Especialistas Auxiliares.

En el Capítulo Séptimo se presentan los requisitos del alcance, general y específico, de los servicios profesionales de quienes intervienen en la Revisión.

En el Capítulo Octavo se especifica el proceso de Revisión.

Los criterios para la resolución de controversias se incluyen en el Capítulo Noveno.

En el Capítulo Décimo se especifican los documentos que deben entregarse a la Administración como resultado de la Revisión.

En el Capítulo Undécimo se especifican los alcances y requisitos que deben cumplirse en la elaboración de un Dictamen.

Las escuelas públicas como es el caso de la secundaria José natividad macias debe ser sometida a este tipo de intervenciones técnicas.

1.12 Guía técnica para la rehabilitación de la infraestructura física educativa de México.

La Guía Técnica para la Rehabilitación Sísmica de Edificios Escolares de la Ciudad de México fue desarrollada para proveer, a los proyectistas, constructores, directores Responsables de Obra, Corresponsables en Seguridad Estructural y propietarios de edificios escolares, reglas técnicamente sólidas y aceptadas para rehabilitar edificios escolares ante sismos (Alcocer Martínez de Castro, 2019)

La Guía incluye requisitos mínimos para la evaluación, análisis, diseño, construcción y aseguramiento de la calidad de la rehabilitación de edificios, sistemas, componentes y elementos estructurales de edificios escolares.

La Guía fue desarrollada específicamente para usarse con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, sus Normas Técnicas Complementarias y demás Normas aplicables.

La Guía es complemento de los Lineamientos Técnicos para la Revisión de la Seguridad Estructural de Planteles Educativos en la Ciudad de México Después de un Sismo, publicados en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México el 18 de septiembre de 2019. La observancia de la Guía es obligatoria.

Esta Guía contiene los requisitos mínimos para la evaluación y rehabilitación sísmica de edificios escolares, públicos y privados, de la Ciudad de México. El propósito de este documento es presentar especificaciones y lineamientos para rehabilitar edificios escolares ante sismos. La Guía está dirigida a los proyectistas, constructores, directores, Corresponsables y propietarios, responsables de evaluar, analizar, diseñar, construir, revisar y supervisar el proceso de rehabilitación de una escuela, así como de mantener y operar el inmueble en adecuadas condiciones. La Guía es complemento de los Lineamientos Técnicos para la Revisión de la Seguridad Estructural de Planteles Educativos en la Ciudad de México Después de un Sismo, publicados en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México el 18 de septiembre de 2019.

En este Capítulo, se describe la relación de esta Guía con las Normas Técnicas Complementarias y otras Normas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Se presentan los principales modos de falla y de daño de edificios escolares a raíz de los sismos del 7 y 19 septiembre de 2017; así como las técnicas de rehabilitación generalmente empleadas en las escuelas dañadas por eventos sísmicos anteriores, incluyendo los sismos de septiembre de 2017. Finalmente, se dan recomendaciones para un uso adecuado de esta Guía.

En el Capítulo Segundo, se presentan los requisitos por satisfacer durante una rehabilitación. Se enlistan los documentos, y sus características, que se deberán incluir en un proyecto ejecutivo. Se presentan los criterios de evaluación y de diseño estructural que se deben satisfacer durante el proceso de rehabilitación. Se presenta un criterio para decidir cuándo rehabilitar un edificio escolar. Finalmente, se mencionan los distintos métodos y estrategias para llevar a cabo la rehabilitación.

En el Capítulo Tercero, se enlistan las distintas cargas y sus combinaciones que se deberán satisfacer durante el proceso de rehabilitación, así como los factores de resistencia que se deben usar para el diseño y evaluación de elementos y componentes estructurales.

En el Capítulo Cuarto, se establecen las etapas del proceso de evaluación de una estructura por rehabilitar. Se presentan las bases para evaluar la condición del edificio existente, las cuales incluyen la configuración del edificio, la determinación de propiedades de los materiales, la determinación de la condición de los elementos estructurales, entre otras. Se definen los requisitos a considerar en los métodos de análisis, se establecen los criterios para medir el periodo de vibrar, así como la revisión de los estados límite de servicio.

En el Capítulo Quinto, se establecen los parámetros de diseño para elementos nuevos y existentes, así como la revisión para los estados límite de falla y de servicio. Se señala el comportamiento objetivo de los sistemas rehabilitados. Se incluyen los requisitos para

el diseño del refuerzo en la interfaz para asegurar la adherencia de materiales de rehabilitación con los elementos existentes. Finalmente, se mencionan las consideraciones sobre los materiales de rehabilitación (concreto, acero de refuerzo, mampostería, anclas y conectores, etc.) que se deben satisfacer.

En el Capítulo Sexto, se describen las técnicas de rehabilitación generalmente empleadas en edificios escolares. Para cada técnica se presentan: las deficiencias por corregir, la aplicabilidad del método en distintas estructuras, los requisitos de análisis, de diseño, de construcción y de aseguramiento de la calidad, el proceso de ejecución y su uso en los edificios escolares en el pasado. Las técnicas descritas en este capítulo son: reparación de grietas, colocación de anclas y conectores, encamisado de elementos con concreto, acero y compuestos poliméricos reforzados con fibras, encamisado de muros de mampostería, adición de muros de concreto, adición de contraventeos metálicos y a base de cables postensados, sustitución o adición de muros diafragma de mampostería, separación o corte de pretilas en marcos de concreto y acero para eliminar el efecto de columnas cortas, sistemas de protección pasiva y rehabilitación de la cimentación.

En el Capítulo Séptimo, se mencionan los diferentes métodos para asegurar que los materiales empleados en la rehabilitación y los elementos rehabilitados tengan la durabilidad necesaria para resistir al medio ambiente. Los métodos incluidos son: recubrimiento, tratamiento de grietas, protección contra la corrosión y tratamiento de la superficie y revestimientos.

En el Capítulo Octavo, se describen las responsabilidades y obligaciones del constructor en el proceso de rehabilitación. Se especifican las consideraciones necesarias para la colocación de apuntalamiento y/o arriostramiento temporal durante el proceso de rehabilitación.

En el Capítulo Noveno, se presentan los aspectos por supervisar durante el proceso de rehabilitación, así como la frecuencia de revisión de ellos. Se describen las pruebas de materiales. Se dan las bases para elaborar e implantar un Plan de Aseguramiento de la Calidad de la Construcción. Se indican las responsabilidades que tienen el proyectista, el

Corresponsable, el supervisor, los laboratorios de materiales, el director en el aseguramiento de la calidad y el constructor.

Las escuelas públicas referidas en la presente investigación deben someterse para su análisis y revisión a esta guía.

Conclusión capítulo I

Se enuncian las características internas y externas del planeta tierra, se distinguen los diferentes tipos de movimientos entre placas y se explica el origen natural de los sismos.

Se aborda el actuar de las normas técnicas complementarias para la revisión de la seguridad estructural de las edificaciones, se aclara que estas contienen los requisitos mínimos para la revisión y la elaboración de dictámenes de la seguridad estructural de las edificaciones y la expedición de la responsiva requerida en el Artículo 36 del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, ahora ciudad de México.

Se resume el alcance de la Guía Técnica para la Rehabilitación Sísmica de Edificios Escolares de la Ciudad de México.

Se abordan lineamientos que se deben seguir por todo diseñador estructural en apego a la normatividad vigente.

En relación al alcance del reglamento de construcciones para el distrito federal, se presenta solo un extracto de los artículos más sobresalientes en el diseño y revisión estructural de las edificaciones.

CAPITULO 2

ASPECTOS BÁSICOS DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

2.1 Concepto de vulnerabilidad

Como comenta el Doctor Darío Rivera la vulnerabilidad se puede definir como susceptibilidad o propensión de los sistemas expuestos a ser afectados o dañados por el efecto de un fenómeno perturbador (CENAPRED, 2004) (Rivera Vargas, Godho Ramírez, & Uribe, 2019, p.3-4)

Para fines de esta investigación se puede establecer que el sistema expuesto son los edificios escolares mientras que el fenómeno perturbador que puede afectarlos es el sismo.

La vulnerabilidad sísmica se puede expresar mediante una función matemática con valores entre cero y uno, los cuales representan daño nulo y colapso de la estructura, respectivamente, la cual está dada por las ecuaciones siguientes:

$$\delta(y) = 1 - e^{-au^m}$$

$$u = \frac{\psi(y)}{\psi_c}$$

donde, $\delta(y)$ es el índice de daño para una intensidad sísmica y , mientras que a y m son constantes que dependen de las características del sistema estructural, en tanto la variable u , es la relación de la demanda de intensidad sísmica, $\psi(y)$, y la intensidad sísmica que lleva a la falla al sistema estructural, ψ_c . (Rivera Vargas, Godho Ramírez, & Uribe, 2019)

Figura 18 curvas de vulnerabilidad representativas

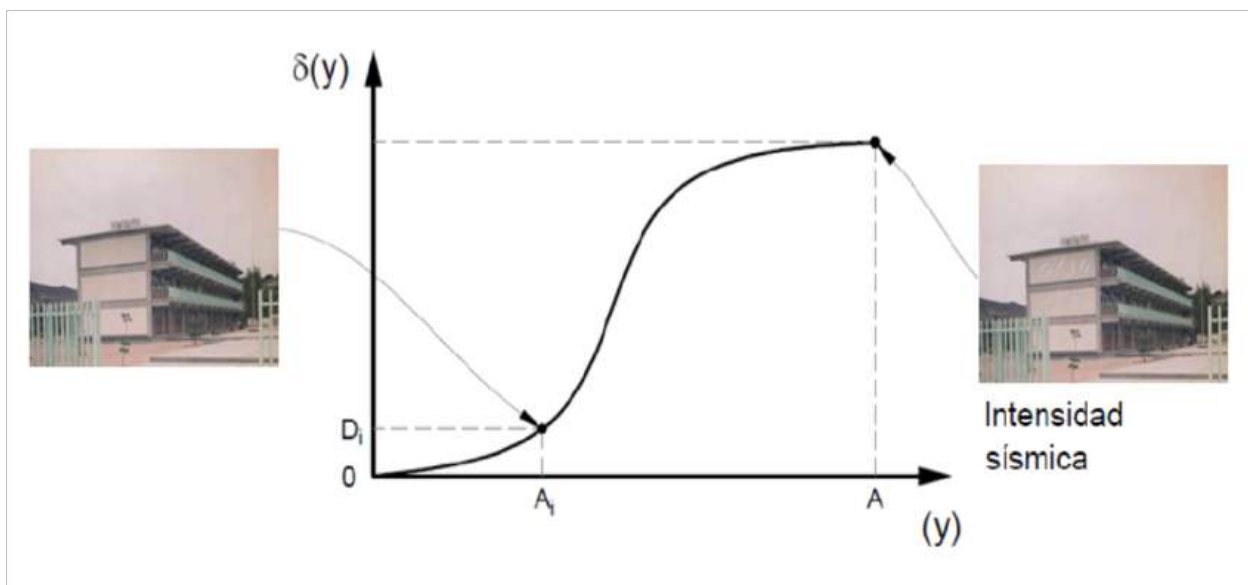


Imagen extraída del libro (Rivera Vargas D. , 2018)

Por otra parte, también se conoce que la vulnerabilidad es el factor de riesgo interno de un elemento o grupo de elementos expuestos a una amenaza. Corresponde a la predisposición o susceptibilidad física, económica, política o social que tiene una comunidad de ser afectada o de sufrir efectos adversos en caso de que se manifieste un fenómeno peligroso de origen natural, socio natural o antrópico. Representa también las condiciones que imposibilitan o dificultan la recuperación autónoma posterior.

Las diferencias de vulnerabilidad del contexto social y material expuesto ante un fenómeno peligroso determinan el carácter selectivo de la severidad de sus efectos (Lavell, 2005, p. 72), “la vulnerabilidad se infiere como una de las principales componentes del riesgo”

La ley general de protección civil en el punto LVII define a la vulnerabilidad como: Susceptibilidad o propensión de un agente afectable a sufrir daños o pérdidas ante la presencia de un agente perturbador, determinado por factores físicos, sociales, económicos y ambientales (Gobernación, 2012, p.5)

2.2 Fenómenos perturbadores

La ley general de protección civil, los clasifica de la siguiente manera:

Fenómeno Antropogénico: Agente perturbador producido por la actividad humana.

Fenómeno Natural Perturbador: Agente perturbador producido por la naturaleza.

Fenómeno Geológico: Agente perturbador que tiene como causa directa las acciones y movimientos de la corteza terrestre. A esta categoría pertenecen los sismos, las erupciones volcánicas, los tsunamis, la inestabilidad de laderas, los flujos, los caídos o derrumbes, los hundimientos, la subsidencia y los agrietamientos; XXIII. Fenómeno Hidrometeorológico: Agente perturbador que se genera por la acción de los agentes atmosféricos, tales como: ciclones tropicales, lluvias extremas, inundaciones pluviales, fluviales, costeras y lacustres; tormentas de nieve, granizo, polvo y electricidad; heladas; sequías; ondas cálidas y gélidas; y tornados (Gobernación, 2012)

Fenómeno Químico-Tecnológico: Agente perturbador que se genera por la acción violenta de diferentes sustancias derivadas de su interacción molecular o nuclear. Comprende fenómenos destructivos tales como: incendios de todo tipo, explosiones, fugas tóxicas, radiaciones y derrames.

Fenómeno Sanitario-Ecológico: Agente perturbador que se genera por la acción patógena de agentes biológicos que afectan a la población, a los animales y a las cosechas, causando su muerte o la alteración de su salud. Las epidemias o plagas constituyen un desastre sanitario en el sentido estricto del término. En esta clasificación también se ubica la contaminación del aire, agua, suelo y alimentos.

Fenómeno Socio-Organizativo: Agente perturbador que se genera con motivo de errores humanos o por acciones premeditadas, que se dan en el marco de grandes concentraciones o movimientos masivos de población, tales como: demostraciones de inconformidad social, concentración masiva de población, terrorismo, sabotaje, vandalismo, accidentes aéreos, marítimos o terrestres, e interrupción o afectación de los servicios básicos o de infraestructura estratégica (Gobernación, 2012)

2.2.1 Daños por sismo

Hace cincuenta años contados a partir del año 2007, la Ciudad de México se vio afectada el 28 de julio de 1957 por la ocurrencia de uno de los sismos más intensos en México durante el siglo XX (ICA, 1992). El sismo se originó en la costa del Pacífico, pero los efectos en el centro de la ciudad de México fueron realmente sorprendentes debido al fenómeno de amplificación de la intensidad sísmica. En aquel momento las fuerzas sísmicas de diseño se obtenían a partir de un coeficiente sísmico de 0.025 para estructuras normales y de 0.05 para estructuras donde se acumulará un número importante de personas (ICA, 1985); estos coeficientes son claramente bajos para lo que hoy conocemos sobre la respuesta sísmica del valle de México (sísmica S. M., 2007)

Comentan en la revista que a cincuenta años del primer sismo fuerte que motivo el desarrollo de la Ingeniería Sísmica Mexicana se presenta en este trabajo un estudio estadístico de varios edificios existentes durante el sismo de 1957 con el fin de conocer más sobre los efectos que influyeron en su comportamiento sísmico, como el golpeteo, tipo de sistema estructural, ubicación en esquina, número de niveles, periodo estructural, periodo del suelo, asentamientos diferenciales y tipo de cimentación, entre otros. Estos edificios se seleccionaron de los trabajos de Meli y col. (1985), Marsal (1958) y Excelsior (1957) tomando en cuenta que se tuviera la información de los daños que sufrieron durante el sismo y que estuvieran ubicados en la zona donde se presentaron la mayoría de los daños. Con fines prácticos, el área de estudio se limitó a la Delegación Cuauhtémoc.

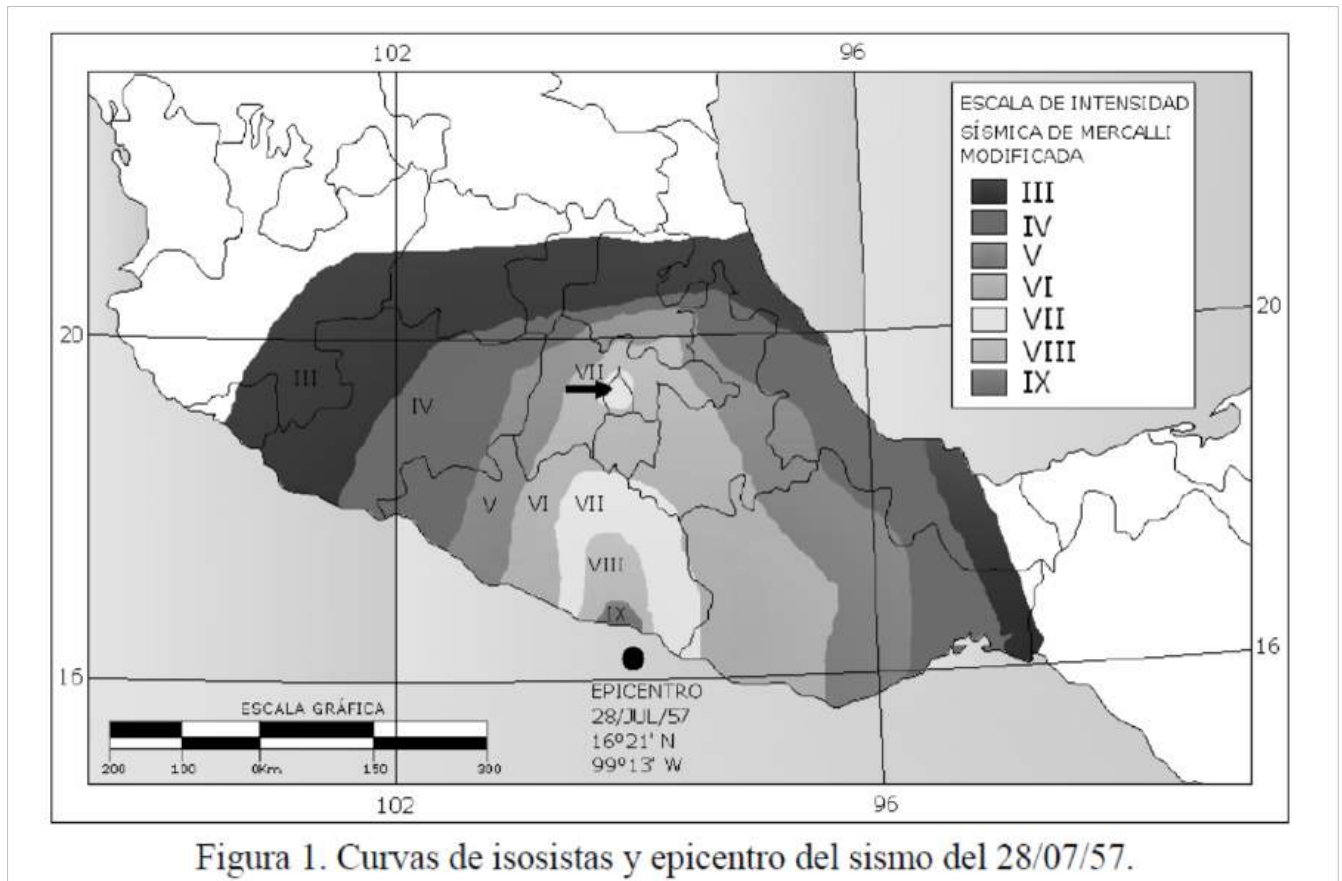
En la primera parte del trabajo se hace una clasificación de los edificios según el nivel de daño que tuvieron y se evalúa el comportamiento tomando en cuenta cada uno de los efectos mencionados. Se obtiene el periodo estructural de los edificios a partir de varias expresiones disponibles en la literatura y se utiliza un Sistema de Información Geográfica (SIG) para relacionar el nivel de daño con las características del suelo. Se simula el escenario de la intensidad que pudo tener el sismo de 1957 utilizando registros de otro sismo más reciente proveniente de la misma zona y con apoyo de un programa de cómputo, para finalmente obtener mapas de intensidad sísmica y su relación con los daños observados (sísmica S. M., 2007)

Por otra parte, Figueroa (1957) reporta que el domingo 28 de julio de 1957 los sismógrafos ubicados en la estación de Tacubaya registraron a las 02 horas, 40 minutos, y 51 segundos un temblor sentido en el Distrito Federal proveniente del Pacífico frente a las costas de Guerrero. La magnitud calculada fue de 7.5 en la escala de Richter, con un valor de intensidad en el centro de la ciudad de México de VII en la escala de Mercalli modificada. El epicentro se calculó a 358 km al sur de Tacubaya con coordenadas $16^{\circ}21'$ N y $99^{\circ}13'$ W. En la fig. 1 se muestran el epicentro y las isosistas calculadas por Figueroa (1957).

Se estima que el número total de muertos en todo el país ascendió a 50 y el valor de los daños en lo que respecta a propiedad particular y gubernamental se calculó en 2 mil millones de pesos de esa época.

Las poblaciones más afectadas además de la ciudad de México fueron San Marcos (95% de edificios dañados), Chilpancingo (90% de edificios dañados), Chilapa (70% de edificios dañados), Huamuxtitlán (60% de edificios dañados), Ayutla (con pérdidas estimadas de 360,000 pesos) y Tuxtla (60% de edificios dañados), todas estas en el estado de Guerrero (sísmica S. M., 2007)

Figura 19 curvas isosistas y epicentro del sismo de 1957



Fuente: Revista de ingeniería sísmica, No.766187(2007)

2.2.1.1 Daños en la ciudad de México.

En la revista de ingeniería sísmica se comenta que: La mayoría de los daños ocurridos en la Ciudad de México se concentraron en la zona centro, en lo que hoy es la Delegación Cuauhtémoc. Según ICA (1992), se reportaron 39 muertos tan solo en la ciudad de México y alrededor de 1000 edificios con daños, incluyendo casos de bardas y estructuras con grietas y fisuras en acabados.

Este sismo es conocido como el “*Temblor del Ángel*”, debido a que la estatua que representa la Victoria Alada, comúnmente llamada El Ángel, que coronaba la Columna de la Independencia, cayó al suelo (fig. 2); ésta fue reconstruida casi en su totalidad y puesta en su lugar un año más tarde. La cabeza original no fue posible reconstruirla y

está expuesta en el museo Casa de los Condes de Heras y Soto en el centro de la ciudad (Aguirre, 2003). (sísmica S. M., 2007)

Figura 20 Caída del ángel de la independencia 1957



Figura 2. Columna y Ángel de la Independencia después del sismo del 28/07/57. Nótese en la primera imagen la ausencia de edificios altos detrás de la Columna de la Independencia.

Imagen extraída de la revista de ingeniería sísmica No.766187(2007) r

Los daños más visibles son:

- Colapso parcial: el edificio sufrió colapso de alguna zona del mismo, sea un piso intermedio, pisos superiores, colindancias o alguna esquina.
- Daño grave: daños en la mayoría de los elementos estructurales principales que pusieron en peligro la estabilidad de la estructura, no presenta colapso, pero podría darse si no se corrigen los daños (en ocasiones se optó por demoler)
- Daño moderado: Grietas en elementos estructurales como trabes, losas y columnas. Deformaciones visibles o falla total de algunos elementos pero que no ponen en peligro de colapso al edificio
- Daño leve: Daño en elementos estructurales que no afectaron el funcionamiento del edificio manifestado en fisuras de poca magnitud.

Figura 21 colapsos totales causados por el sismo de 1957



a)

b)

Figura 4. Colapsos totales: a) Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, IPN y b) Edificio en esquina de las calles de Frontera y Álvaro Obregón.

Figura extraída de la revista de ingeniería sísmica No.766187(2007)

Figura 22 colapsos parciales por el sismo de 1957



a)

b)

Figura 6. Colapsos parciales: a) edificio en Insurgentes # 377, sólo la planta baja quedó en pie y b) Cine Encanto que perdió el techo y parte de los muros.

Imagen extraída de la revista de ingeniería sísmica No.766187(2007)

2.2.1.1.1 Golpeteo

El efecto de golpeteo se considera que se presenta cuando la separación entre dos estructuras de diferente altura o rigidez no es lo suficientemente grande como para evitar el impacto entre ambas, al ocurrir desplazamientos producidos durante un sismo fuerte.

En estas estructuras resalta que los daños importantes no se presentaron en todo el edificio sino solamente en las zonas de colindancias con las edificaciones vecinas, sin embargo, las descripciones de los daños no indican tener características de haber sido producto del impacto. La ocurrencia de pocos casos de golpeteo se puede atribuir a que en esa época había poca irregularidad en la altura de las construcciones, que había pocas estructuras de gran altura que pudieran presentar problemas de flexibilidad y que predominaban sistemas estructurales rígidos a base de muros. En la fig. 13 se muestra una vista panorámica del centro de la ciudad en 1957 donde se aprecian que existían pocas estructuras de gran altura. (sísmica S. M., 2007)

2.2.1.1.2 Ubicación en esquina

Se considera que una estructura está en esquina cuando los muros colindantes con las edificaciones vecinas son mucho más resistentes y rígidos que los marcos de las fachadas y no están adecuadamente desligados unos de los otros (fig. 14a). Durante un sismo fuerte la diferencia de rigidez entre fachadas y muros colindantes produce efectos de torsión y desplazamientos muy diferentes en los elementos de la estructura causando daños graves. (sísmica S. M., 2007)

2.2.2 Daños por hundimientos diferenciales

Para asociar el efecto del tipo de cimentación de las estructuras con la magnitud del daño estructural primero se clasificó la muestra tomando en cuenta el daño que sufrió dicha cimentación; en este caso por la información disponible solo se conoce si sufrieron asentamientos diferenciales después del sismo, considerando éstos como hundimientos no uniformes en la base de la estructura que provocan desplome de la misma. (sísmica S. M., 2007)

Si la inclinación es leve puede causar pocos daños y solamente en elementos no estructurales, pero si es muy grande puede causar daños severos en elementos estructurales y además poner en peligro la estabilidad de la estructura. Se clasificó la muestra en cinco grupos (tabla 1): a) Pilotes de Madera (PM), b) Pilotes de Concreto (PC), c) Cajón de Cimentación (CC), d) Parcialmente Compensada con cajón de cimentación y e) con Pilotes (PCP) y Superficial (S); no se consideraron seis estructuras de la tabla 1 al no tener los datos de su cimentación y desafortunadamente están entre ellos un caso de colapso total y tres parciales. En la fig. 18a se muestra la distribución obtenida considerando lo anterior, se observa que las estructuras con pilotes de madera y cimentación superficial son las que presentaron más asentamientos después del sismo, aunque a su vez son las más numerosas. (sísmica S. M., 2007)

Figura 23 comportamiento de las estructuras de la tabla1 sismo de 1957

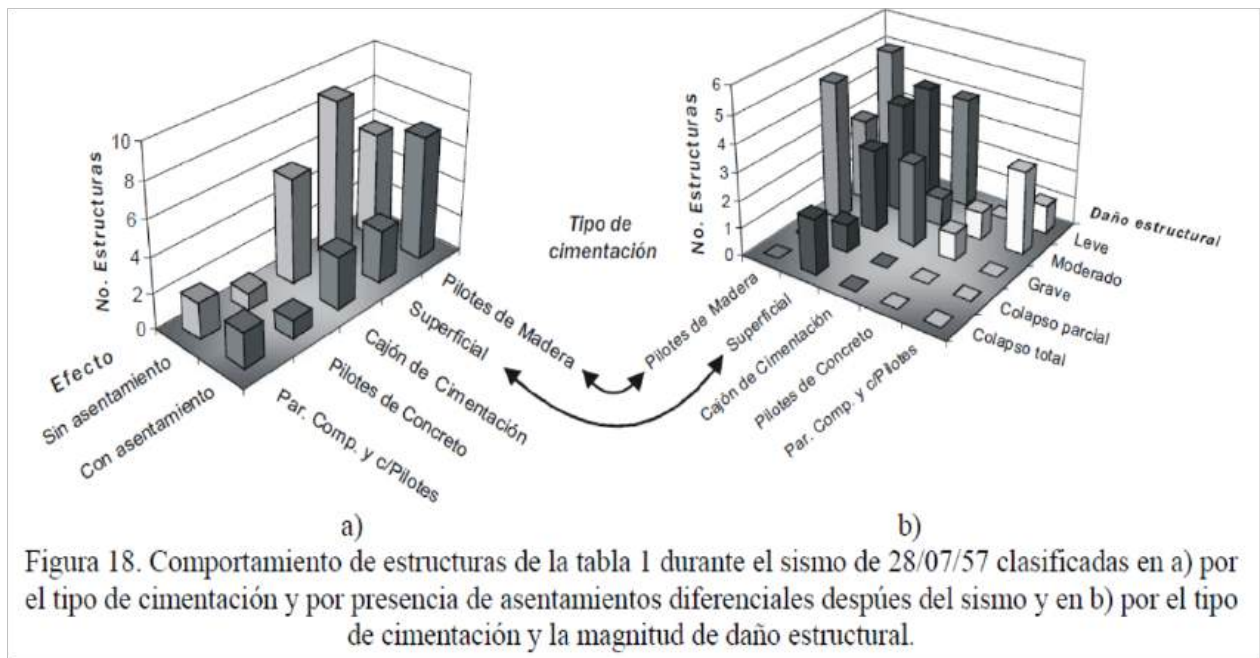


Imagen extraída de la revista de ingeniería sísmica No.766187(2007)

En el punto 2.3 de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo 2017, se tiene que se deben contemplar los efectos de segundo orden.

Deben tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden; esto es, los momentos, fuerzas axiales y cortantes adicionales provocadas por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos pueden despreciarse en los entrepisos en que la distorsión para el estado límite de seguridad contra colapso estimada de acuerdo con la sección 1.8 no exceda la cantidad siguiente

$$0.08 \frac{V}{W_p}$$

donde V es la fuerza cortante de diseño calculada en el entrepiso para el estado límite de seguridad contra colapso y Wp el peso de la parte de la construcción situada encima del entrepiso, sin factor de carga.

Además, en el punto 2.5. el comportamiento asimétrico que tiene una componente de inclinación a tomar en cuenta.

$$F_a = \frac{a_a \left(\frac{T_1}{T_s} \right)^{b_a}}{c_a + \left| \frac{T_1}{T_s} - 1 \right|} + d_a \quad (2.5.1)$$

en el caso en que el sistema estructural se desplace en suelos con Ts mayor que 1 s, y:

$$F_a = \frac{a_a \left(\frac{T_1}{T_s} \right)^{b_a}}{c_a + \left(\frac{T_1}{T_s} \right)^{b_a}} + d_a \quad (2.5.2)$$

cuando el sistema se desplace en suelos con Ts menor o igual a 1 s.

Ts es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés; se obtiene conforme a lo indicado en el Capítulo 3. T1 es el periodo fundamental de vibrar de la estructura en la dirección de análisis. La tabla 2.5.1 define, en función del valor de Ts, los

valores de los parámetros a_a , b_a , c_a y d_a de las ecuaciones 2.5.1 y 2.5.2. En la tabla 2.5.1, α evalúa el nivel de asimetría, que se considera igual a:

$$\alpha_{sd} = \frac{V_b^f - V_b^d}{2W_0} \quad (2.5.3)$$

donde α_{sd} es el nivel de asimetría en fluencia de una estructura sin desplomo; y V_b^f y V_b^d son, respectivamente, las cortantes basales de fluencia en los sentidos fuerte y débil de la estructura en la dirección de análisis, que se determinan considerando todos los elementos que puedan contribuir a ellas. W_0 es el peso total de la estructura al nivel del desplante.

Tabla 2 factor de amplificación F_a

Tabla 2.5.1 Valores de parámetros utilizados para estimar el factor F_a				
Periodo del Sitio (s)	a_a	b_a	c_a	d_a
$T_s \leq 0.5$	$(3.5Q - 1.5) \alpha$	13.4	0.1	$1.6\alpha + 1.0$
$0.5 < T_s \leq 1.0$	$(4.8Q - 3.0) \alpha$	8.8	0.1	$4.1\alpha + 1.0$
$1.0 < T_s \leq 1.5$	$(1.5Q - 1.4) \alpha$	0.7	0.08	1.0
$1.5 < T_s \leq 2.0$	$(2.0Q - 1.6) \alpha$	0.5	0.1	1.0
$2.0 < T_s \leq 2.5$	$(1.5Q + 0.8) \alpha$	0.9	0.12	1.0
$2.5 < T_s \leq 3.0$	$(1.5Q + 1.1) \alpha$	0.7	0.13	1.0
$3.0 < T_s \leq 4.0$	$(1.9Q - 0.05) \alpha$	0.1	0.12	1.0

Imagen extraída de las Normas Técnicas Complementarias para diseño parsismo 2017

Para el análisis de estructuras que excedan los límites de altura indicados en la tabla 2.1.1., se deberá emplear el método de análisis dinámico no lineal paso a paso descrito en la sección 6.2., y se hará consideración explícita de la asimetría en fluencia en el modelo de análisis. (Ciudad de México, 2017)

Tabla 3 límites para análisis dinámico no lineal

Tabla 2.1.1 Límites de altura arriba de los cuales se requiere llevar a cabo un análisis dinámico no lineal paso a paso		
Zonas Geotécnicas	Estructuración	Altura, en m
II y III	Regular	120
	Irregular	100
	Muy Irregular	80

Imagen extraída de las Normas Técnicas Complementarias para diseño parsismo 2017

2.2.3 Aspectos antropogénicos

Se refiere a todas las causas de falla causadas por el hombre, en este caso el personal técnico que genera de manera consiente e inconsciente productos y procesos de la mala calidad partiendo desde el proyecto, arrastrando el error en la ejecución de obra, involucrando falta de supervisión y presencia de los funcionarios tomadores de decisiones.

2.2.3.1 Mala ejecución de la obra (supervisión)

En las normas técnicas complementarias para diseño de estructuras metálicas 2017 se contempla en su capítulo 13 todo lo relacionado a aspectos de una buena ejecución y supervisión de obra, así como temas de buena calidad en las obras de estructuras metálicas. En este capítulo se complementa que todo lo que se realice estructuralmente fuera de estas normas para detrimento de la construcción se considera como mala ejecución, supervisión y deficiente calidad de los materiales.

No se cuidan las preparaciones de los bordes de piezas en los que se vaya a depositar soldadura ya que estos pueden efectuarse con soplete utilizando mezcla de oxígeno y gas o equipos de plasma.

No se revisan los extremos de piezas que transmiten compresión por contacto directo ya que estos tienen que prepararse adecuadamente por medio de cortes muy cuidadosos, cepillado u otros medios que proporcionen un acabado semejante.

Las técnicas de soldadura, mano de obra, apariencia y calidad de las soldaduras y los métodos utilizados para corregir defectos, no están de acuerdo con la última versión del Structural Welding Code-Steel AWS D1.1, o, en su caso, AWS D1.5, de la Sociedad Americana de la Soldadura (American Welding Society).

El fabricante de la estructura no cuenta muchas veces con todos los procedimientos calificados de soldadura (Welding Procedure Specification, WPS) que cubran la totalidad de las uniones por realizar en el proyecto. Ya que todos los procedimientos deberán estar respaldados por su correspondiente Registro de Calificación del Procedimiento (Procedure Qualification Record, PQR).

El propietario de la obra o su representante no sabe que tiene el derecho a solicitar los procedimientos calificados de soldadura al fabricante, por lo tanto, no lo hace y eso genera más errores.

Desconocen que en los procedimientos de soldadura se indicarán todas las variables esenciales del proceso, de acuerdo con AWS D1.1 o AWS D1.5. Por el contrario, los Registros de Calificación del Procedimiento serán propiedad del fabricante, quien los resguardará; en ellos se anexa toda la documentación correspondiente a ensayos no destructivos y destructivos que certifiquen el correcto funcionamiento de la unión que califican. En caso de que el fabricante opte por utilizar algún procedimiento precalificado por AWS D1.1 o AWS D1.5 deberá sujetarse a todas las limitaciones que impone el propio código. Los procedimientos deberán mostrarse en forma sencilla en todas las estaciones de soldadura del taller. El supervisor e inspector también deberán contar con los procedimientos calificados para su correcta verificación.

En cuanto a la preparación del material, las superficies en que se vaya a depositar la soldadura estarán libres de costras, escoria, óxido, grasa, pintura o cualquier otro material extraño, debiendo quedar tersas, uniformes y libres de rebabas, y no presentar desgarraduras, grietas u otros defectos que puedan disminuir la eficiencia de la junta soldada; se permite que haya costras de laminado que resistan un cepillado vigoroso con cepillo de alambre, un recubrimiento anticorrosivo delgado, o un compuesto para evitar las salpicaduras de soldadura. Siempre que sea posible, la preparación de bordes por medio de soplete con mezcla de oxígeno y gas, o equipos de plasma, se efectuará con antorchas guiadas mecánicamente, lamentablemente este proceso se hace de manera rápida y se pierden y descuidan detalles importantes que repercuten en el desempeño de la estructura con la presencia de sismos.

En lo referente al armado, no se cuida que las piezas entre las que se van a colocar soldaduras de filete deben ponerse en contacto; cuando esto no sea posible, su separación no excederá de 5 mm. Si la separación es de 1.5 mm, o mayor, el tamaño de la soldadura de filete se aumentará en una cantidad igual a la separación. La separación entre las superficies en contacto de juntas traslapadas, así como entre las placas de juntas a tope y la placa de respaldo, no excederá de 1.5 mm.

No se revisa de manera eficiente que no entre el agua en zonas de la estructura expuestas a la intemperie, que no puedan pintarse por el interior, el ajuste de las juntas que no estén selladas por soldaduras en toda su longitud será tal que, una vez pintadas, no pueda introducirse el agua. No se supervisan las partes que se vayan a soldar a tope ya que estas deben alinearse cuidadosamente, corrigiendo faltas en el alineamiento mayores que $1/10$ del grueso de la parte más delgada, y también las mayores de 3 mm.

No cumplen muchas veces el requisito básico de vigilar que siempre que sea posible, las piezas por soldar se colocarán de manera que la soldadura se deposite en posición plana y que las partes por soldar se mantendrán en su posición correcta hasta terminar el proceso de soldadura, mediante el empleo de tornillos, prensas, cuñas, tirantes, puntales u otros dispositivos adecuados, o por medio de puntos provisionales de soldadura.

A veces no se toman en cuenta las deformaciones producidas por la soldadura durante su colocación.

Se olvida a los constructores y supervisores que los puntos provisionales de soldadura deben cumplir los mismos requisitos de las soldaduras finales; si se incorporan en éstas, se harán con los mismos electrodos que ellas y se limpiarán cuidadosamente; en caso contrario, se removerán con un esmeril hasta emparejar la superficie original del metal base. Se evitará iniciar el arco (columna de plasma) aproximando aleatoriamente el electrodo al material base en zonas vecinas a la colocación de puntos provisionales pues puede alterarse la calidad del material.

Además, no toman en cuenta de manera integral que al armar y unir partes de una estructura o de miembros compuestos se sigan procedimientos y secuencias en la colocación de las soldaduras que eviten distorsiones innecesarias y minimicen los esfuerzos de contracción. Para el constructor casi nunca posible evitar esfuerzos residuales altos al cerrar soldaduras en conjuntos rígidos, el cierre se hará en elementos que trabajen en compresión.

Al fabricar vigas con cubre placas y miembros compuestos por varias placas o perfiles, no se hacen las uniones de taller en cada una de las partes que las componen antes de unir las diferentes partes entre sí. Las trabes armadas largas pueden hacerse soldando varios subconjuntos, cada uno de ellos fabricado como se indica en el párrafo anterior.

En cuanto a uno de los trabajos que demanda mayor atención y no lo hacen es el referente a la soldaduras de penetración completa, para ello debe prepararse la ranura en la unión de placas o elementos de perfiles laminados entre las que va a depositarse la soldadura, con la geometría indicada en los procedimientos calificados, para permitir el acceso del electrodo, y utilizarse placa de respaldo o cerámica, de no ser así, debe removerse con un esmeril, equipo de arco aire con electrodo de carbón o con otro medio, adecuando la capa inicial de la raíz de la soldadura, hasta descubrir material sano y antes de colocar la soldadura por el segundo lado, para lograr fusión completa en toda la sección transversal, manteniendo el medio de protección.

Cuando se use placa de respaldo de material igual al metal base, debe quedar fundida con la primera capa de metal de aportación. Excepto en los casos en que se indique lo contrario en los planos de fabricación o montaje, no es necesario quitar la placa de respaldo, pero puede hacerse si se desea, tomando las precauciones necesarias para no dañar ni el metal base ni el depositado.

Los extremos de las soldaduras de penetración completa deben terminarse de una manera que asegure su sanidad; para ello se usarán, siempre que sea posible, placas de extensión, las que se quitarán después de terminar la soldadura, dejando los extremos de ésta lisos y alineados con las partes unidas. En soldaduras depositadas en varios pasos se retirará la escoria de cada uno de ellos antes de colocar el siguiente.

En el caso del precalentamiento, se debe poner mayor atención antes de depositar la soldadura, el metal base debe precalentarse a una temperatura suficiente para evitar la formación de grietas. Esa temperatura debe conservarse durante todo el proceso de colocación de la soldadura, en una distancia cuando menos igual al espesor de la parte soldada más gruesa, pero no menor de 75 mm, en todas las direcciones, alrededor del punto en el que se está depositando el metal de aportación.

2.2.3.2 Errores en el diseño

Se ejecuta mal la obra de manera específica cuando tiene errores sustanciales en sus planos y dibujos, fabricación, montaje. Cuando se elaborarán planos de anclas, de fabricación y de montaje de mala calidad, así mismo en los planos de anclas no indicarán todos los elementos que deben quedar ahogados en la cimentación o en la estructura de concreto en la que se apoye la estructura metálica, cuando no se indica que son necesarios para transmitir las acciones que cada una de ellas ejerce sobre la otra.

No se realizarán planos con vistas en planta donde se localicen los diferentes arreglos de anclas (plantillas) marcando su orientación y ubicación. Adicionalmente no se detalla la posición relativa entre anclas, así como la longitud de rosca que sobresale de los elementos de concreto, no se señal también el espacio entre placas base y componentes de concreto de la cimentación y no se coloca el mortero expansivo (grout).

En los planos de fabricación (también conocidos como planos de taller o de detalle) se no se proporciona toda la información necesaria para la ejecución de la estructura en el taller, y en los de montaje no se indica la posición de los diversos elementos estructurales con sus respectivas marcas, así como su orientación.

Los planos de fabricación y de montaje muchas veces, casi siempre no se prepararán antes de iniciar la fabricación de la estructura. Carece de señalética para las juntas de campo, y no contienen indicaciones precisas para su elaboración, y se crean planos deficientes de tornillería para la totalidad de las uniones atornilladas con la carencia de una descripción geométrica detallada de tornillos y arandelas, así mismo tampoco se presentan la especificación de los materiales.

Existen en su gran mayoría de las obras errores tanto en los planos de fabricación y de montaje como en los dibujos y esquemas de las memorias de cálculo que no indican las soldaduras por medio de símbolos que representen claramente, y sin ambigüedades, su posición, dimensiones, características, preparaciones en el metal base, etc. Esos símbolos se complementarán con notas en el plano y muchas veces los propios residentes y personal técnico carece de conocimiento en este rubro.

En todos los casos deben indicarse, con toda claridad, los tornillos o soldaduras que se colocarán en el taller y aquellos que deben instalarse en la obra. Los dibujos de taller no se hacen siguiendo la práctica más moderna y en su elaboración no se toman en cuenta los factores de rapidez y economía en fabricación y montaje que sean significativos en cada caso. El fabricante casi nunca lo hace, aunque su obligación es preparar los planos de taller y montaje, así mismo el propietario carece de conocimiento para solicitar al fabricante copias de los mismos para su aprobación.

El propietario o su representante no devuelve al fabricante los planos aprobados, sujetos a las correcciones indicadas, en un plazo no mayor de 14 días naturales.

El fabricante queda en estado de indefensión si no tiene esa información de retroalimentación, por lo que no puede iniciar a tiempo la fabricación, situación que lo obliga a apresurar procesos y con ello a cometer más errores e incertidumbres.

El enderezado, no siempre se hace, a pesar que la norma indica que todo el material que se vaya a utilizar en estructuras debe enderezarse previamente, excepto en los casos en que por las condiciones del proyecto tenga forma curva.

El enderezado se hará de preferencia en frío, por medios mecánicos, pero puede aplicarse también calor, en zonas locales, este proceso no lo revisa la supervisión y es muy importante porque la temperatura de las zonas calentadas, medida por medio de procedimientos adecuados, no debe sobrepasar 923 K (650 °C).

De igual manera muchas veces se requiere contra flechas específicas y por no estar presentes como personal técnico o por desconocimiento no se revisa este proceso en aquellos elementos estructurales que lo requieran. Los cortes pueden hacerse con cizalla, sierra, soplete con mezcla de oxígeno y gas o equipos de plasma, preferentemente de alta definición para evitar cortes con inclinación en el espesor del material; estos dos últimos se harán, de preferencia, guiados mecánicamente.

Los cortes con soplete requieren un acabado correcto, libre de rebabas. Se admiten muescas o depresiones ocasionales de no más de 5 mm de profundidad, pero todas las que tengan profundidades mayores deben eliminarse con esmeril o repararse con soldadura. Los cortes en ángulo deben hacerse con el mayor radio posible, nunca menor de 25 mm, para proporcionar una transición continua y suave. Si se requiere un contorno específico, se indicará en los planos de fabricación.

2.2.3.3 Falta de mantenimiento

Mantenimiento comenta Jesús Ávila, es el conjunto de actividades desarrolladas con objeto de tener los bienes físicos de una estructura en condiciones de funcionamiento y resistencia dentro de rangos económicos (Avila Espinosa, 1993), argumenta además que sus principales objetivos es el de preservar el valor de los bienes físicos, maximizar su disponibilidad, incrementar la eficiencia, eficacia y fiabilidad. Para el desarrollo del mantenimiento es necesario conocer (apunta Jesús Ávila) los bienes físicos, en este caso los edificios y sus componentes estructurales.

La sociedad mexicana de mantenimiento A.C. propone la clasificación más simple de los tipos de mantenimiento, lo refiere como preventivo y correctivo. Siendo el primero la detección de las posibles fallas y su corrección antes del tiempo en que se hallan presentado, o bien se hace la corrección de la falla en su fase inicial. La detección de las fallas se hace a partir de la inspección o estadística ingenieril, de tal forma que el reemplazo hecho oportuna mente puede ser hecho como medida preventiva.

Dentro del mantenimiento preventivo se incluye el mantenimiento programado sistémico Este tipo de mantenimiento a su vez se divide en varios tipos de partes:

Reparables: cuando una parte puede continuar en operación, una vez que haya sido reparada. No reparables: cuando una parte debe ser desechada, no siendo posible su reparación. De rotación: cuando una parte puede continuar en operación, simplemente alterando su posición relativa. (Avila Espinosa, 1993)

Las normas técnicas complementarias para diseño de estructuras de acero 2017, indican que los edificios y otras estructuras se deterioran a lo largo del tiempo. El deterioro puede ser visible en una inspección (por ejemplo, intemperismo y corrosión), o consistir en cambios indetectables en el material.

Deben especificarse los daños tolerables, o un sistema adecuado de protección y mantenimiento para minimizar la posibilidad de que se presenten esos problemas o corregirlos oportunamente.

Los elementos de acero estructural expuestos a la intemperie se protegerán contra la corrosión (excepto los de acero especial intemperizable); cuando sea imposible protegerlos después de la fabricación y montaje de la estructura, en su diseño se tendrán en cuenta los efectos perjudiciales de la corrosión, por ejemplo, aumentando el grueso de las paredes de los perfiles respecto al necesario por resistencia. Se tomarán precauciones especiales cuando las estructuras estén expuestas a humedades, humos, vapores industriales, u otros agentes altamente corrosivos. (Arnal & Betancourt Suárez, 2019)

“Mantenimiento es una inversión y no un gasto”

“un buen mantenimiento cuesta; un pobre mantenimiento cuesta más” (frases extraídas de Ávila Espinosa 1993, p.1)

2.3 Determinación de la demanda sísmica NTC sismo 2017

Se trata de obtener mediante el sistema SASID los niveles máximos probables de aceleración del suelo y de las estructuras en base al punto 3.1.1 de la Normas Técnicas complementarias para diseño por sismo 2017

2.3.1 Criterio general de diseño

Como se establece en el Artículo 137 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, estas Normas deben aplicarse al diseño sísmico de edificios urbanos; se incluyen en esa acepción las naves industriales y las obras fabriles con estructuración similar a las de los edificios.

Los requisitos de estas Normas tienen como propósito obtener un comportamiento adecuado tal que:

a) Bajo los sismos en los que se basa la revisión del estado límite de limitación de daños, que pueden presentarse varias veces durante la vida útil de la estructura, se tengan, a lo más, daños que no conduzcan a la interrupción de la ocupación del edificio.

b) Bajo el sismo en que se basa la revisión del estado límite de prevención de colapso según estas Normas, no ocurran fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños y/o deformaciones residuales de consideración que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir una rehabilitación importante.

Comentario:

El alcance del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se limita a las edificaciones urbanas para vivienda, oficina o comercio de la Ciudad de México. Por esta razón, las Normas Técnicas Complementarias del citado Reglamento respetan esta limitación y no abarcan las obras que tengan una estructuración claramente distinta y en particular las obras de infraestructura, para las cuales se recomienda adoptar el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad en su edición más reciente.

Si se siguen los criterios aquí expuestos, es de esperarse que, en caso de que ocurra el sismo de diseño, que corresponde a los espectros de diseño que se establecen de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 3, no haya fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas; sin embargo, es posible que se presenten daños estructurales y no estructurales de consideración que impidan la ocupación inmediata del edificio y resulten en pérdidas económicas cuantiosas. Se deja abierta la posibilidad de que el director Responsable de Obra, de acuerdo con el dueño, utilice sistemas estructurales innovadores o requisitos más conservadores que los de esta Norma, con el fin de reducir las consecuencias de los sismos intensos en la estructura. Es por ello importante que se involucre a los propietarios como parte responsable en la seguridad estructural.

Además de cumplir con el estado límite de prevención de colapso ante sismos de gran intensidad, se debe cumplir el estado límite de limitación de daños ante sismos que tengan mayor probabilidad de presentarse en la vida útil de la estructura. (Arnal Simón, N.T.C.SISMO 2017, 2017)

2.3.1.1 Estados límite

Para fines de aplicación de estas Normas, se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción. De acuerdo con los artículos 148 y 149 del Reglamento, tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio. De acuerdo con los artículos 148 y 149 del Reglamento, tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de servicio y estados límite de falla. Los primeros implican la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción. Los segundos incluyen modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga (Arnal Simón & Betancourt Suárez, NTC criterios y acciones 2017)

Resistencias de diseño, se entenderá por resistencia la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualesquiera de sus componentes. (Arnal Simón & Betancourt Suárez, NTC criterios y acciones 2017)

Factores de carga, para determinar el factor de carga, FC , se aplicarán las reglas siguientes:

a) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.a, se aplicará un factor de carga de 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables.

Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, los factores de carga para este tipo de combinación se tomarán iguales a 1.5 y 1.7, para cargas permanentes y variables, respectivamente.

b) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.b, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación;

c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con la sección 2.2; y

d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario (Arnal Simón & Betancourt Suárez, NTC criterios y acciones 2017)

2.3.2 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones permisibles

Para el factor de comportamiento sísmico, Q , y la distorsión límite, γ_{max} , se adoptarán los valores especificados en las tablas 4.2.1, 4.2.2. y 4.2.3, según se trate de estructuras de concreto, de acero o compuestas, o de mampostería, respectivamente. Los requisitos específicos que deben cumplirse para que una estructura pueda ser considerada como de ductilidad alta, media o baja se especifican en las Normas Técnicas correspondientes al material de que se trate (Arnal Simon, N.T.C.SISMO 2017, 2017)

Se considera que un sistema estructural desarrolla ductilidad alta cuando se satisfacen los requisitos específicos planteados por la norma técnica respectiva para el detallado de

miembros y conexiones correspondientes a dicha denominación. Los niveles ductilidad media y baja se asignan, dentro del mismo contexto, a detallados correspondientes a ductilidad media y baja, respectivamente (Arnal Simon, N.T.C.SISMO 2017, 2017)

Como reglas generales en todos los casos deberá observarse lo siguiente:

a) Los valores indicados para el factor de comportamiento sísmico y la distorsión límite en la sección 4.2 de estas Normas son aplicables al diseño de estructuras que usen los sistemas estructurales incluidos en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3.

b) En caso de que se combinen dos o más sistemas estructurales incluidos en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, se usará, para el sistema combinado, el menor valor de Q que corresponda a los diversos sistemas estructurales que contribuyan a la resistencia sísmica en la dirección de análisis.

c) Los valores de Q y γ_{max} pueden diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura. Si las herramientas de análisis lo permiten, en cada dirección de análisis podrá utilizarse el factor correspondiente, siempre y cuando el análisis considere las torsiones de entrepiso y los efectos tridimensionales requeridos en la sección 2.2. Alternativamente, podrá diseñarse el sistema completo para el menor de los valores de Q correspondientes a las dos direcciones de análisis.

e) Se usará $Q=1$ y $\gamma_{max}=0.005$ para el diseño de estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales quede suministrada, parcial o totalmente, por elementos o materiales diferentes a los especificados en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3. Podrán emplearse valores mayores que los antes especificados cuando se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración y conforme al inciso 1.2.1, que esto es viable (Arnal Simon, N.T.C.SISMO 2017, 2017)

Tabla 4 factor Q y distorsión máxima para cada sistema estructural

Tabla 4.2.2 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas ⁽¹⁾				
Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
i) Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
	Baja	Conexiones semirrigidas	2.0	0.015
ii) Sistema dual ^(a) formado por marcos de acero y contravientos de acero ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	Alta	Contravientos excéntricos	4.0	0.020
	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad baja	2.0	0.010
	Baja	Contravientos concéntricos que trabajan solo en tensión	1.5	0.005
iii) Sistema dual ^(a) formado por marcos de acero y muros ⁽²⁾⁽⁴⁾	Alta	Muros de ductilidad alta de placa de acero	4.0	0.020
	Alta	Muros de ductilidad alta de concreto	4.0	0.020
	Media	Muros de ductilidad media de placa de acero	3.0	0.015
	Baja	Muros de ductilidad baja de concreto	2.0	0.010
iv) Marcos compuestos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Media	Conexiones semirrigidas	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
	Baja	Marcos de ductilidad baja	2.0	0.015
v) Sistema dual ^(a) formado por marcos compuestos y contravientos de acero ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	Alta	Contravientos excéntricos	4.0	0.020
	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad baja	2.0	0.010
vi) Columnas de acero compactas en voladizo, sin o con relleno de concreto	Media	Columnas de ductilidad media	1.5	0.012
	Baja	Columnas de ductilidad baja	1.0	0.009
vii) Sistema suspendido soportado por un núcleo de acero formado por muros o marcos	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta de placa de acero	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media de placa de acero	2.0	0.010
viii) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos ⁽⁵⁾	Media	Marcos exteriores de ductilidad media	3.0	0.020
	Baja	Marcos exteriores de ductilidad baja	2.0	0.015

Imagen extraída de las Normas Técnicas Complementarias para diseño parsismo 2017

- (1) Los sistemas estructurales de acero o compuestos deben cumplir los requisitos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.
- (2) Los marcos en estos sistemas duales deberán ser capaces de resistir en cada entrepiso, sin contar con la contribución de los contravientos o muros, por lo menos 30 por ciento de la fuerza cortante actuante. Los marcos deben ser detallados para obtener el mismo nivel de ductilidad que los muros o contravientos.
- (3) Se debe garantizar en los sistemas duales con contravientos que los contravientos en tensión sean capaces de resistir en cada entrepiso entre 30 y 70 por ciento de la fuerza cortante actuante.
- (4) En caso de que los sistemas estructurales utilicen muros, los valores de γ_{max} podrán incrementarse en 0.005 cuando la relación de aspecto (cociente entre la altura y dimensión en planta) de todos los muros sea igual o mayor que 4. En caso de que se utilicen contravientos metálicos, la relación de aspecto para considerar dicho incremento debe considerar la dimensión en planta de la crujía o crujías que hayan sido contraventeadas en forma consecutiva y de manera continua en altura.
- (5) En estos sistemas, los marcos exteriores deben tomar por lo menos 80 por ciento de la fuerza cortante actuante. Las columnas interiores, así como sus conexiones deben detallarse para que puedan desarrollar una capacidad de deformación igual a la de los marcos exteriores

2.3.3 Factor de reducción de las ordenadas espectrales Q'

Las ordenadas espectrales correspondientes al espectro elástico pueden dividirse con fines de diseño entre el factor de sobre-resistencia R que se calcula como se indica en la sección 3.5, y el factor de reducción por comportamiento sísmico, Q' , que se calcula como:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta P}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases}$$

Donde Q es el factor de comportamiento sísmico que se especifica en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, para los distintos tipos de estructuras.

Para el diseño de estructuras irregulares, el valor de Q' se afectará como se indica en la sección 5.5.

Comentario:

Las Normas prevén dos factores de reducción separados. La primera toma en cuenta la reducción en fuerzas por efecto del comportamiento dúctil. Para el sismo usado para la revisión del estado límite de prevención de colapso, la Norma acepta que la estructura exhiba comportamiento no lineal. Esto permite limitar las demandas de fuerza en los elementos estructurales y, por lo tanto, utilizar resistencias de diseño menores, a cambio de que se presenten demandas de ductilidad limitadas y cierto nivel de daños provocados por el agrietamiento y la fluencia de algunas secciones de la estructura.

Para modelar el comportamiento no lineal, prácticamente todos los reglamentos del mundo están basados en el análisis de un sistema de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico. Es con este modelo se determina la resistencia necesaria para limitar las demandas de ductilidad a un valor especificado, denominado Q . Es usual expresar la resistencia necesaria para lograr una demanda de ductilidad dada, $C(T, Q)$, como una fracción de la resistencia necesaria para tener una demanda de ductilidad unitaria (comportamiento elástico), $C(T, 1)$; nótese que ambas resistencias dependen del periodo estructural, T . Y al cociente entre ambos se le denomina Q' .

2.3.4 Factor de sobre resistencia R

El factor de sobre-resistencia, R , debe determinarse con la ecuación siguiente:

$$R = k_1 R_0 + k_2$$

Donde R_0 es un factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural, que se tomará igual a:

2 para para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que cumplen con los requisitos para adoptar un factor de comportamiento Q de 3 o mayor, según las reglas establecidas en el Capítulo 4;

1.75 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos a los que se asigna Q menor que 3 según las reglas establecidas en el Capítulo 4.

k_1 , factor de corrección por hiperestaticidad, que es igual a:

0.8 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan menos de tres crujeas resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos o menos crujeas resistentes a sismo en la dirección normal a la de análisis;

1.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujeas resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis;

1.25 para los sistemas estructurales duales incluidos en las tablas 4.2.1 y 4.2.2.

k_2 , factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, que se obtiene con la expresión:

$$k_2 = 0.5 \left[1 - (T/T_a)^{1/2} \right] > 0$$

Se usará $R=1$ para el diseño de estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales quede suministrada, parcial o totalmente, por elementos o materiales diferentes de los especificados en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3.

2.3.5 Espectros para diseño sísmico

Cuando se emplee el método de análisis dinámico modal definido en la sección 6.1, las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID, para la ubicación específica del predio en estudio. La dirección de internet en la que se accede al SASID es <https://saside.unam.mx/webNormasCDMX/>. Se encuentran en esa base de datos el espectro elástico para el sitio de la construcción, así como el afectado por los factores de reducción por comportamiento sísmico, Q' , y por sobre-resistencia, R , según las secciones 3.4 y 3.5, que se usa para revisar el estado límite de prevención de colapso. (<https://saside.unam.mx/webNormasCDMX/>).

Cuando se emplee el método de análisis estático, las acciones de diseño para la revisión del estado límite de prevención de colapso se obtendrán como se indica en el Capítulo

7, para lo cual los parámetros necesarios se obtendrán del SASID. (Arnal Simon, N.T.C.SISMO 2017, 2017)

Para la revisión del estado límite de limitación de daños según la sección 1.8, las distorsiones máximas de entrepiso deben obtenerse del análisis con el espectro de diseño reducido en función de los factores de comportamiento sísmico y sobre-resistencia, multiplicándolas por $Q'R$ y por el factor K_s , que se determina como:

$$K_s = \begin{cases} \frac{1}{6}; & \text{si } T_s < 0.5s \\ \frac{1}{6 - 4(T_s - 0.5)}; & \text{si } 0.5 \leq T_s < 1.0s \\ \frac{1}{4}; & \text{si } T_s \geq 1.0s \end{cases}$$

Figura 24 formas características de los espectros de diseño

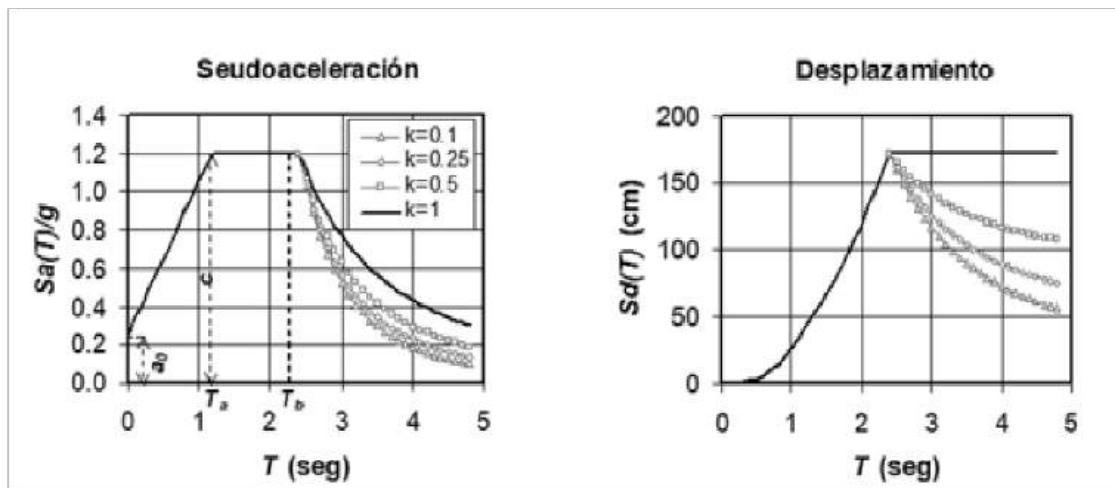


Imagen extraída de Manri construcciones

2.3.6 Condiciones de regularidad

Para los efectos de la sección 5.1, la dimensión en planta de un sistema estructural se define como la delimitada por los paños exteriores de los elementos resistentes verticales ubicados en la periferia; su área en planta es la que se obtiene con las dimensiones en planta determinadas de acuerdo con esta definición. El desplazamiento lateral es aquel determinado con un análisis elástico (Arnal Simon, N.T.C.SISMO 2017, 2017)

Para que una estructura se considere regular debe satisfacer los requisitos siguientes:

1) Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.

Figura 25 asimetría en planta de una estructura

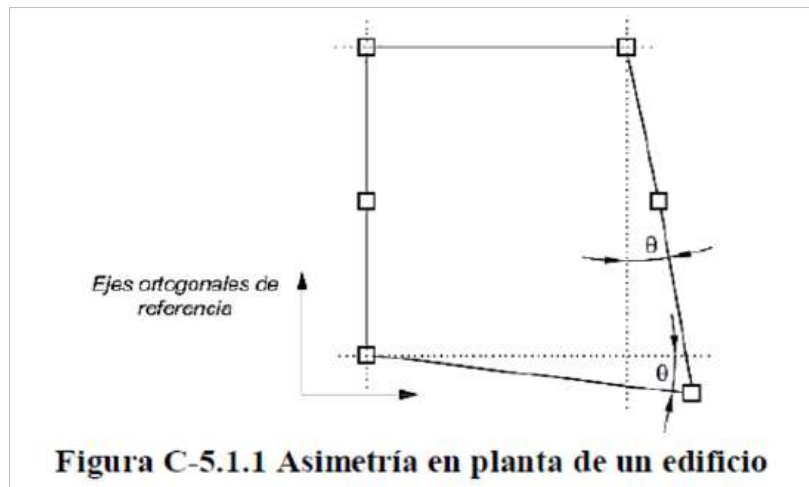


Imagen extraída de Manri construcciones

2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.

Figura 26 relación altura- base de una estructura

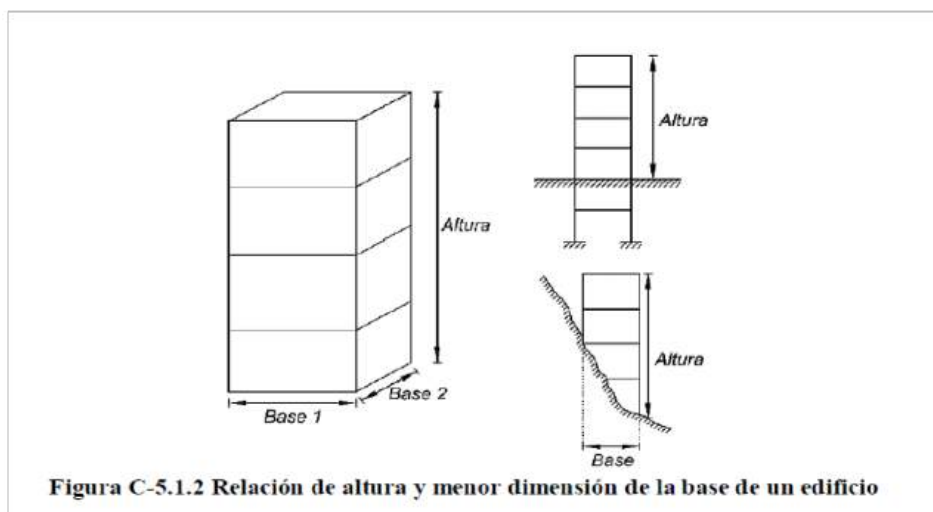


Imagen extraída de Manri construcciones

3) La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.

Figura 27 diafragma alargado de una estructura



Imagen extraída de Manri construcciones

Figura 28 plantas típicas estructurales

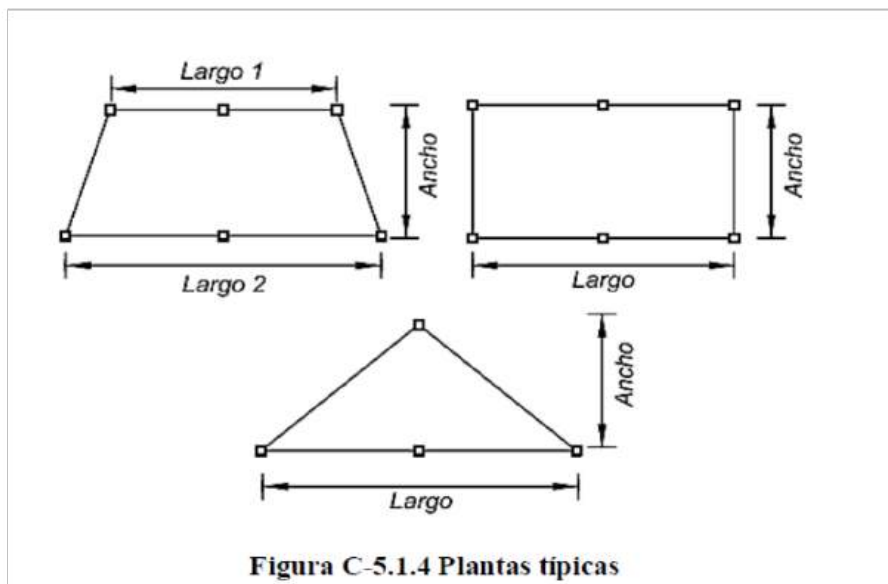


Imagen extraída de Manri construcciones

- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente (Arnal Simon, N.T.C.SISMO 2017, 2017)

Figura 29 entrantes y salientes

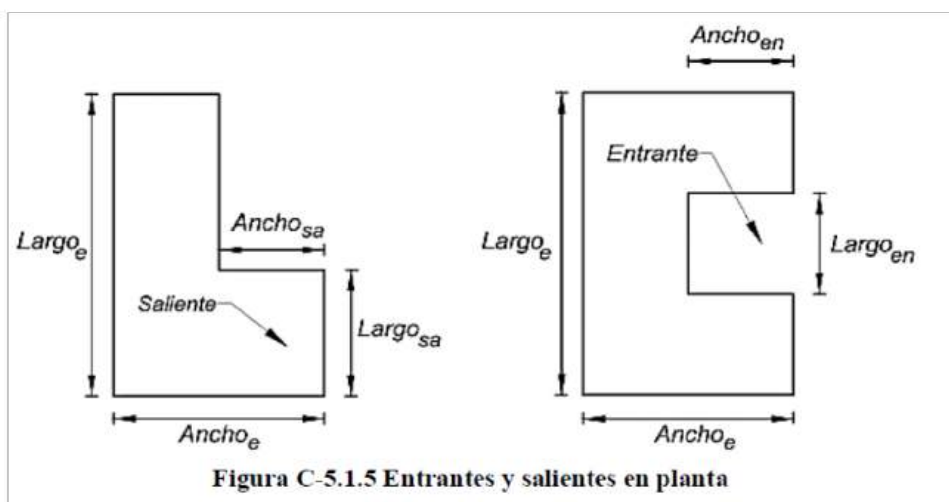


Imagen extraída de Manri construcciones

5) Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido.

6) El sistema de piso no tiene aberturas en algún nivel que excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.

Figura 30 aberturas en planta

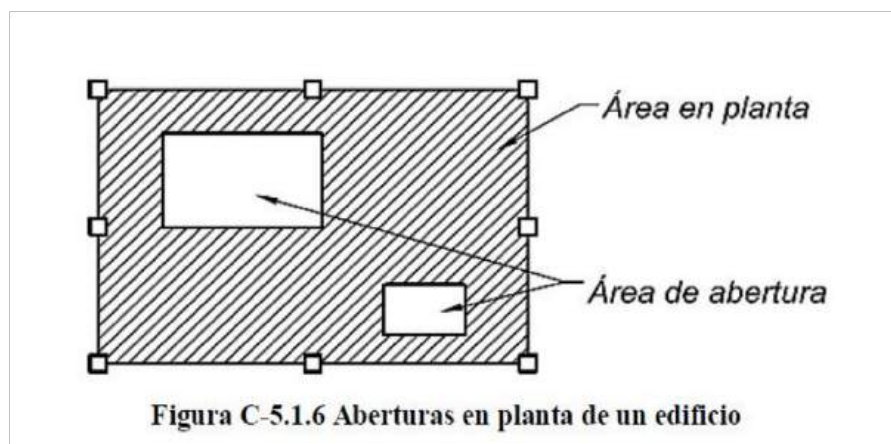


Imagen extraída de Manri construcciones

Figura 31 alzado de aberturas en planta

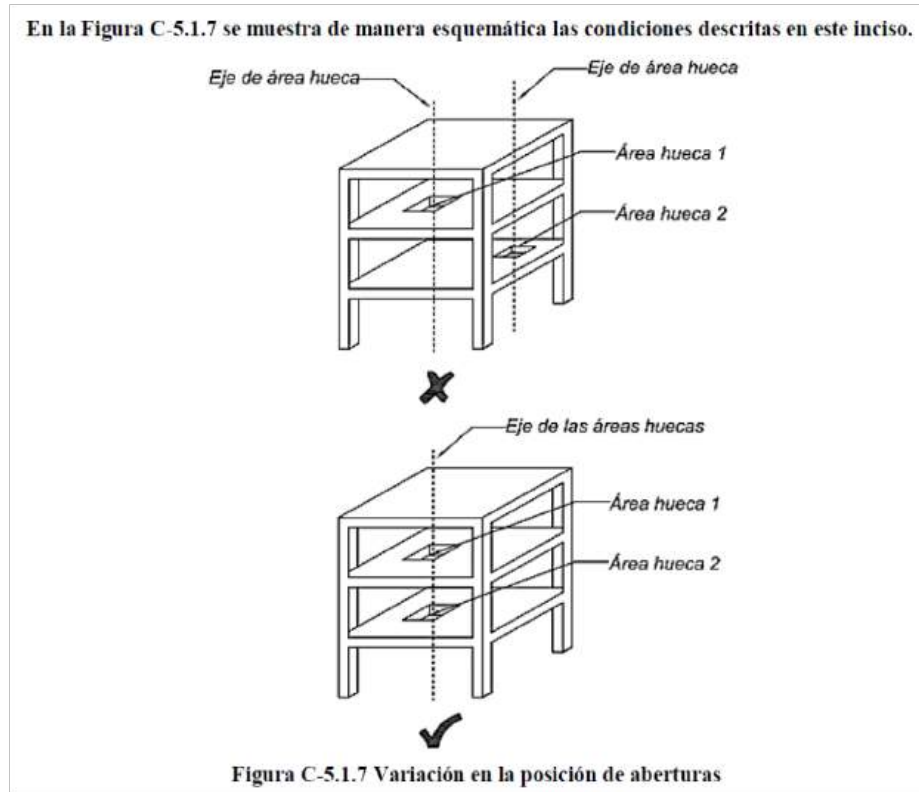


Imagen extraída de Manri construcciones

- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.
- 8) En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección (Arnal Simon, N.T.C.SISMO 2017, 2017)

Figura 32 variación de dimensiones en altura

En la Figura C-5.1.8 se presentan de manera esquemática las condiciones descritas en este requisito.

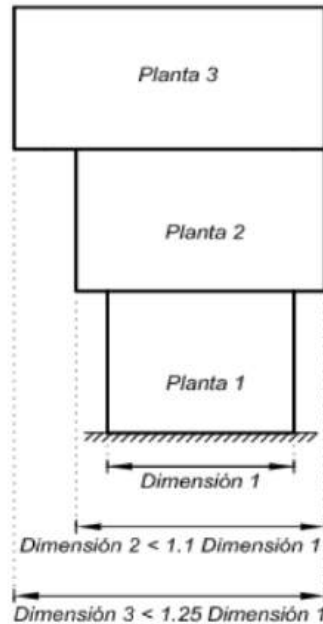


Figura C-5.1.8 Variación de las dimensiones en altura del edificio

Imagen extraída de Manri construcciones

9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él (Arnal Simon, N.T.C.SISMO 2017, 2017)

Figura 33 variación de rigidez

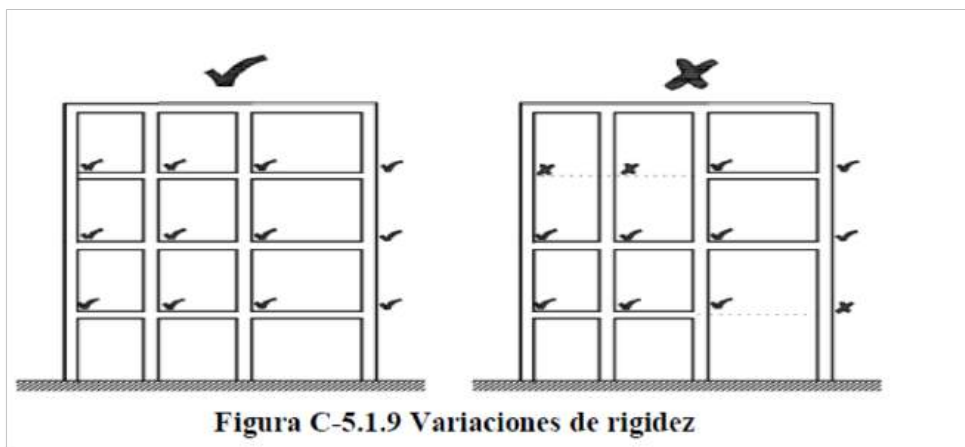


Figura C-5.1.9 Variaciones de rigidez

Imagen extraída de Manri construcciones

10) Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exime de este requisito al último entrepiso de la construcción.

Figura 34 variación de alturas en columnas

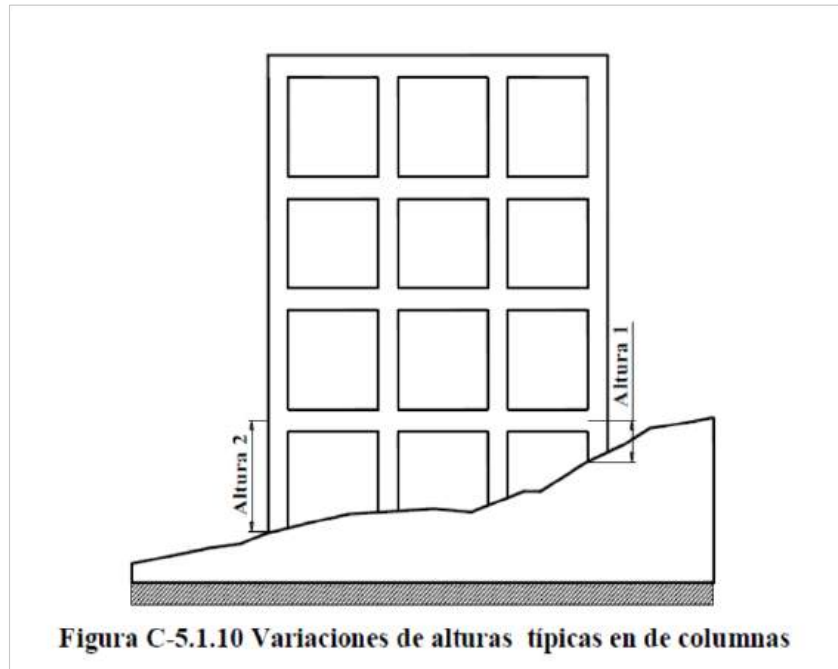


Imagen extraída de Manri construcciones

11) La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Figura 35 rigidez por entrepiso

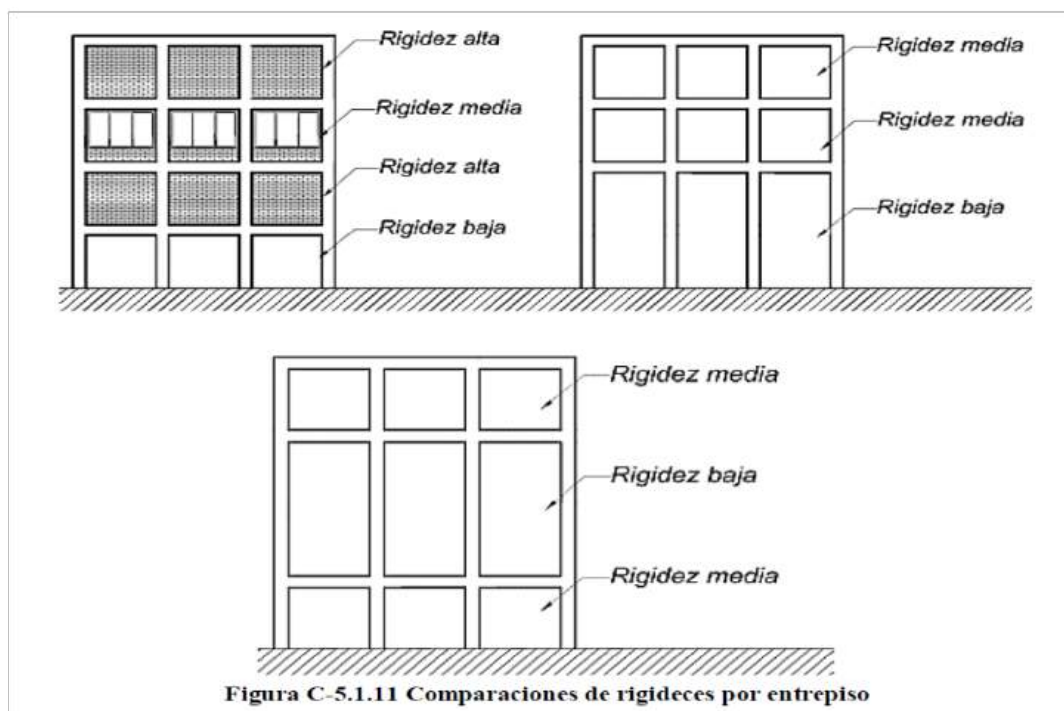


Imagen extraída de Manri construcciones

12) En ningún entrepiso, el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de esta.

Figura 36 desplazamientos típicos en un edificio

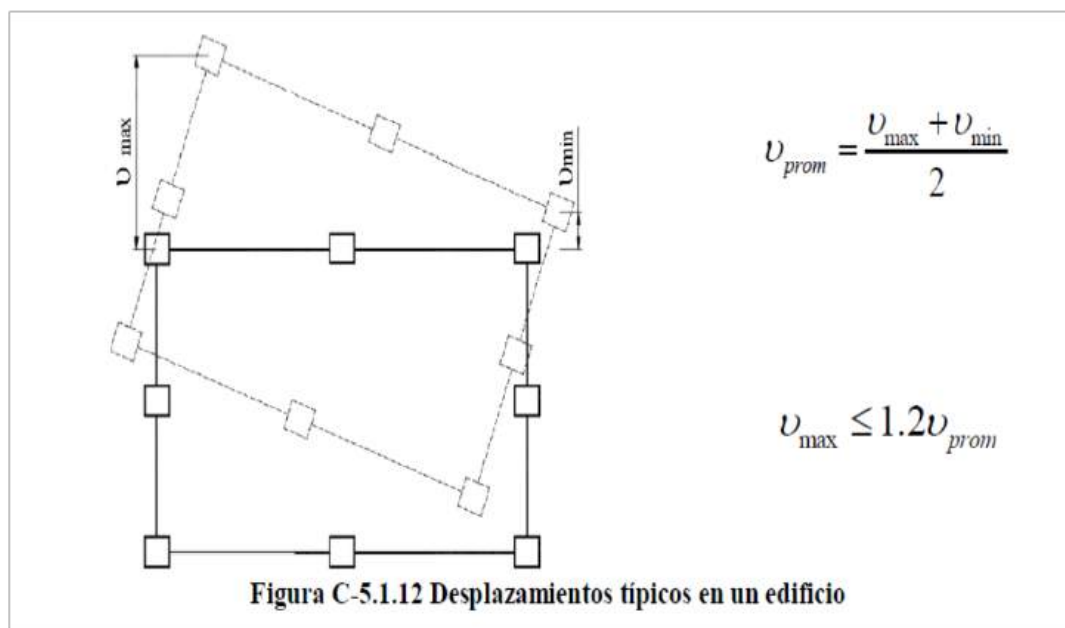


Imagen extraída de Manri construcciones

13) En sistemas diseñados para $Q=4$, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para $Q=3$, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso (Arnal Simon, N.T.C.SISMO 2017, 2017)

Figura 37 resistencia Vs carga lateral

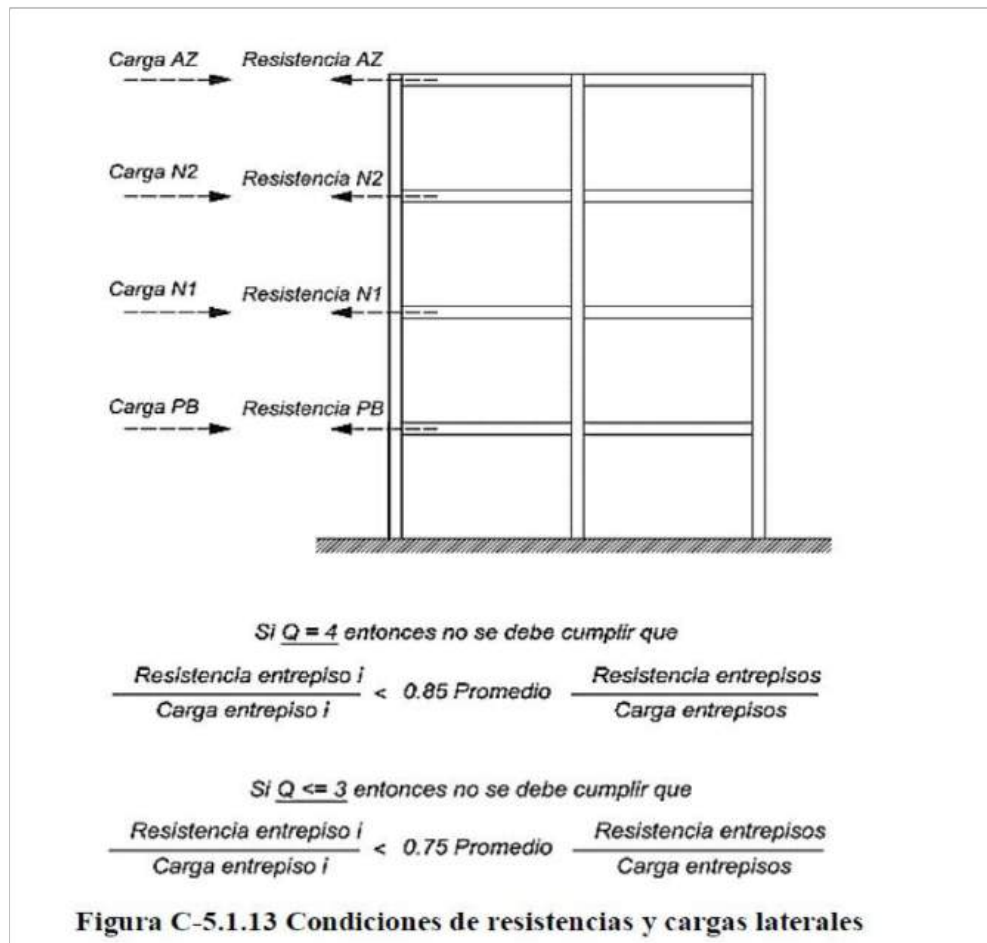


Imagen extraída de Manri construcciones

Se considerará irregular toda estructura que no satisfaga uno de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o dos o más de los requisitos 1, 2, 3, 4, 7 y 8 de la sección 5.1.

Estructura muy irregular

Una estructura será considerada muy irregular si no satisface dos o más de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o si se presenta alguna de las condiciones siguientes:

1) El desplazamiento lateral de algún punto de una de las plantas excede en más de 30 por ciento el promedio de los desplazamientos de los extremos de esta (Arnal Simon, N.T.C.SISMO 2017, 2017)

2.3.6.1 Corrección de Q' por irregularidad

Si se realiza un análisis dinámico modal o uno estático como los establecidos en las secciones 6.1 y 7.1, respectivamente, las condiciones de irregularidad se tomarán en cuenta multiplicando el factor Q' definido en la sección 3.4, por 0.8 cuando la estructura sea irregular según la sección 5.2 y por 0.7 cuando la estructura sea muy irregular según la sección 5.3. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que 1.0.

Cuando el edificio es calificado como de planta baja débil o blanda, según se define en la sección 5.4, se deberá diseñar su primer entrepiso para que sea capaz de resistir la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción Q' igual a 1, mientras que los otros entrepisos se diseñarán para resistir las fuerzas internas que resultan del análisis con el factor de reducción Q' que corresponda al sistema estructural sin afectarlo por los factores de irregularidad. Se revisará además que la distorsión máxima del primer entrepiso para el sismo de diseño no exceda 0.006.

Si se realiza un análisis dinámico no lineal paso a paso, como el establecido en la sección 6.2, pueden emplearse las historias de aceleraciones determinadas de acuerdo con dicha sección, sin necesidad de incorporar un factor correctivo por irregularidad (Arnal Simon, N.T.C.SISMO 2017, 2017)

2.3.7 Métodos de diseño

2.3.7.1 Análisis dinámico modal espectral

Se aceptarán como métodos de análisis dinámico, el análisis dinámico modal y el análisis dinámico no lineal paso a paso. Para la aplicación de los requisitos del presente capítulo, se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso de los diferentes entrepisos se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (Arnal Simon, N.T.C.SISMO 2017, 2017)

Comentario:

El análisis dinámico modal puede usarse para el diseño de cualquier sistema estructural. La Sección 2.1 indica los casos en que será necesario verificar el diseño estructural con un análisis dinámico no lineal paso a paso.

2.3.7.2 Metodología Pushover y criterios de desempeño (alternativo a NTC)

Zabala Jorquera presenta en su tesis de master en ingeniería mecánica el tema de pushover como otra herramienta más para el diseño sismorresistente que, a pesar de no ser novedosa en el campo académico, se ha incorporado recientemente en el código americano ASCE-41 y en el europeo EC8 (EN 1998-1:2004); se trata del análisis estático no lineal o pushover (Zabala Jorquera, 2017)

El análisis pushover, o análisis de colapso, es una técnica de análisis estático no lineal basada en el diseño por desempeño, la cual utilizando un patrón de cargas lateral, que se incrementa en cada iteración, lleva a la estructura más allá del rango elástico y, posteriormente, al colapso o hasta una deformación máxima.

De esta manera, se obtiene una gráfica de fuerza-desplazamiento conocida como curva de capacidad estructural o curva pushover.

El análisis estático no lineal requiere, además de la capacidad estructural, de la demanda sísmica; esta puede calcularse utilizando: (1) algún procedimiento del Método de Capacidad Estructural, (2) con la aproximación de igual desplazamiento o (3) con el Método del Coeficiente de Desplazamiento.

Una vez se tiene la curva de capacidad y el espectro de demanda (diseño), graficados ambos en forma de aceleración-desplazamiento espectral, el punto de corte entre ambas determina el punto de desempeño de la estructura.

El atractivo de este método aproximado reside en su simplicidad y capacidad gráfica para obtener el comportamiento de la estructura ante cargas horizontales de origen sísmico, y así, estimar el punto de desempeño y analizar los potenciales mecanismos de fallo (Zabala Jorquera, 2017)

Los métodos de análisis estático pushover más populares por su implementación en los códigos de edificación son: 1. Método de Capacidad Espectral (MCE) de ATC-40; 2. Método N2 (MN2) del EC8 o EN 1998; 3. Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD) de ASCE-41 y FEMA 273

Figura 38 gráfica push over general

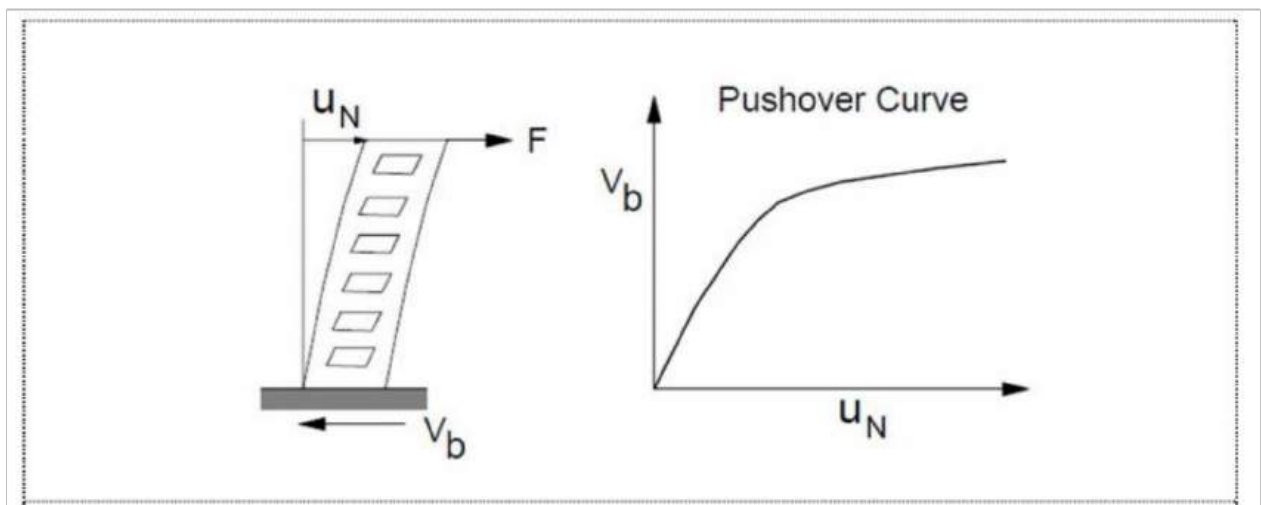


Imagen extraída de la Tesis de Zavala Jorquera 2017

Curva de capacidad o pushover, cortante basal vs desplazamiento de azotea

Estado del arte. El análisis estático no lineal, o pushover, es una técnica de cálculo para el diseño sismorresistente muy extendida en Latinoamérica y Estados Unidos, y de reciente implantación en Europa, (EC8, 2004).

Se trata de un método de cálculo que se encuentra a medio camino entre el análisis lineal estático y el análisis no lineal dinámico. El propósito del análisis pushover es llevar a la estructura al colapso mediante la aplicación de cargas laterales incrementales, y así obtener la curva de capacidad resistente de la estructura (desplazamiento lateral máximo frente cortante basal) frente a acciones sísmicas (Zabala Jorquera, 2017)

Los primeros trabajos de investigación referentes al análisis pushover en el campo de la ingeniería sísmica fueron escritos en la década de los 70; en ellos, Gulkan y Sozen (1971 y 1974), transformaban un problema de varios grados de libertad en sistemas simplificados con un solo grado de libertad.

Para obtener la respuesta máxima de modelos inelásticos se usaba un sistema elástico equivalente con un coeficiente de amortiguamiento equivalente, propuesto por primera vez por Jacobsen (1930), y una rigidez; ambos parámetros ficticios y a la vez función de la ductilidad.

En la misma década, Freeman (1975) introdujo el conocido Método de Capacidad Espectral (MCE) como método rápido de evaluación de la vulnerabilidad sísmica, partiendo de los estudios de Blume (1961).

En los años 80 el método se usó para comparar la capacidad estructural (curva pushover) con la demanda sísmica (espectro de diseño), estando esta última afectada por factores de reducción derivados de los estudios de Newmark-Hall (1982) a partir del coeficiente de amortiguamiento equivalente (Zabala Jorquera, 2017)

El MCE fue incluido, por primera vez, en el código ATC-10 (1982), y tras algunas modificaciones, aparece en el código ATC-40 (1996).

Durante los años 80, varios autores fueron un poco más allá, obteniendo procedimientos de análisis inelástico simplificados para modelos de varios grados de libertad: el Modelo Q de Saidi y Sozen (1981), y la primera versión del Método N2 (MN2) de Fajfar y Fischinger (1988). El modelo de Saidi y Sozen era capaz de calcular la historia de desplazamientos, y el momento basal de sistemas de n gdl a través de modelos simplificados de 1 gdl bajo la hipótesis de un comportamiento dominado por el modo fundamental de vibración (Zabala Jorquera, 2017)

Este trabajo sirvió a Fajfar y Fischinger para desarrollar el popular método N2, cuyo nombre se deriva de su propio procedimiento ya que consiste de 2 modelos matemáticos diferentes y tres pasos de análisis No lineal.

Más tarde, Fajfar (2000) actualizó el método formulándolo en un formato de aceleración-desplazamiento espectral y utilizando relaciones g_5 e z_5 , en lugar de los amortiguamientos equivalentes, para contemplar la respuesta inelástica. Esta versión es la que incluye el Eurocódigo 8 desde 2004.

Otro método de análisis estático pushover es el desarrollado en el estándar FEMA 273 (1997) conocido como Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD). Aquí el desplazamiento objetivo, o desplazamiento máximo, es definido como función de la aceleración, el periodo fundamental de la estructura y una serie de factores.

Este valor sirve de dato de entrada a la curva pushover bilinealizada y de la cual se deriva un valor de ductilidad que debe ser similar al supuesto para el cálculo del desplazamiento objetivo pues, de no ser así, se requiere un proceso iterativo.

En 2001, Chopra y Goel desarrollan un método basado en el análisis modal, el cual es capaz de incluir la influencia de varios modos de vibración. En realidad, el método consiste en obtener varias curvas de capacidad, tantas como modos se tengan en cuenta, para combinar después las respuestas máximas. Este método es conocido como Análisis Modal Pushover.

En los métodos anteriores, la curva de capacidad o pushover se obtiene aplicando patrones de carga incrementales que pueden tener formas aleatorias. (Zabala Jorquera, 2017)

En cambio, los más utilizados han sido: uniformes, formas modales, triangulares invertidos y adaptativos. La escasa precisión del análisis pushover con patrón de carga monótonamente creciente (pushover convencional) para predecir el comportamiento estructural de algunas construcciones, comparado con los resultados de un análisis no

lineal dinámico, condujo a crear patrones de carga variables que se actualizan en cada iteración para tener en cuenta la formación de rótulas plásticas y la pérdida de rigidez en la estructura (pushover adaptativo) (Bracci, Kunnath y Reinhorn, 1997).

Por el motivo anterior es que algunos artículos definen los criterios de aplicabilidad que debe reunir la estructura para poder aplicar la técnica pushover y conseguir resultados aceptables (Lawson, Vance and Krawinkler, 1994); otros, en cambio, analizan los pros y contras (Krawinkler y Senevartana, 1998).

Por último, otro modo de enfocar el análisis pushover es desde un punto de vista energético como proponen Albanesi (2002) y Pardini (2006).

A diferencia de los anteriores, estos métodos no utilizan un patrón de fuerza o desplazamiento incremental sino un patrón de velocidad con la forma del modo fundamental y que tiene en cuenta la energía cinética del sismo (Zabala Jorquera, 2017)

Lo expuesto hasta aquí no es más que un breve resumen de la evolución del análisis estático no lineal, o pushover, en las últimas décadas (Zabala Jorquera, 2017)

Conclusiones capítulo III

La vulnerabilidad en términos técnicos se refiere a la susceptibilidad o propensión de los sistemas expuestos a ser afectados o dañados por el efecto de un fenómeno perturbador.

Se resume la lista de fenómenos perturbadores en base a la ley general de protección civil.

Se realiza el histórico de los daños más sobresalientes causados por sismo en las estructuras a partir del año 1957

Se explica el efecto de golpeteo entre edificios y se resalta la vulnerabilidad de aquellos que se encuentran en esquina.

Se habla de los daños causados a edificaciones por hundimientos diferenciales y se relacionan con aspectos antropogénicos entre los que resalta la mala ejecución y supervisión, así como errores de diseño.

Se explica la influencia en la vulnerabilidad por falta de mantenimiento. Se aborda la metodología para determinación de la demanda sísmica en base a las normas técnicas

complementarias para diseño por sismo 2017 y se habla de las distorsiones permisibles y factor de comportamiento sísmico.

Se enumeran y explican las condiciones de regularidad y se comenta el uso de la metodología push over para la obtención más real de desplazamientos en función de fuerzas horizontales que inciden en la estructura.

CAPITULO 3

DISCUSIÓN METODOLÓGICA

3.1 Análisis dinámico modal espectral del edificio en su conjunto mediante el programa Staad pro

La forma elegida para dar respuesta a las preguntas de la presente investigación se desarrolló de acuerdo a la corriente empirista (Durkheim, 2002), bajo el enfoque **cuantitativo, mediante observación, medición y análisis de variables, se trata de estudio de casos, de tipo exploratorio y descriptivo**. En cuanto al **instrumento** de investigación a aplicar es **la observación**, basada en **cuadros estadísticos y graficas de vulnerabilidad** que representan el nivel de daño causado por desplazamientos laterales en edificios escolares. Además, se utilizó **el programa seismostruct** para obtener las funciones de vulnerabilidad, el cual consiste en un algoritmo matemático especial para el análisis no lineal de las estructuras y es empleado principalmente en los trabajos de refuerzo de las estructuras, su principal producto para este tema de investigación es la curva demanda-capacidad y para el análisis dinámico modal espectral del edificio en su conjunto se utilizó el programa Staad pro que se trata de un algoritmo matemático para analizar de manera tridimensional las estructuras dentro de su límite elástico. El método cuantitativo descriptivo se aplica Este procedimiento es aceptado como uno de los métodos de análisis según el capítulo 6 de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo 2017, para ello se toma como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos, en este caso el considerado se tomó a partir del nivel de banquetta al interior del plantel.

Figura 39 estructuración de la escuela secundaria José Natividad Macías



Imagen extraída de épsilon pi ingeniera estructura S.A de C.V.

El edificio está conformado de 2 pisos y una planta baja, ubicado en un terreno de 44.97 m de frente por, 10.43 m de fondo, la estructuración es la siguiente:

- Cimentación a base de zapatas corridas de concreto reforzado de 20 cm de espesor, zapata reforzada con varilla del número 3 a cada 15 cm, contratrase de 1.6 m de peralte por 20 cm de base, reforzada con 9 varillas del número 4 a cada 10 cm y estribos del número 3 a cada 15 cm.
- Superestructura: cuenta con una altura máxima de 9.33 m a nivel superior de losa de azotea, el frente es de 44.97 m y 10.43 m de fondo. Su estructuración es a base de marcos rígidos de acero los cuales se encuentran a una separación de 3.70 m en la dirección longitudinal y en la dirección transversal a cada 8.11 m formando así como marcos en la dirección transversal y 2 marcos en la dirección longitudinal, dichos marcos, están conformados de columnas tipo "IR" de 12" X 9" y en los extremos con columnas de sección compuesta de 50 X 50 con un perfil "IR" de 12" X 9" ahogado, estas columnas cuentan con un armado de 8 varillas del número 4 y estribos del número 3 a cada 15 cm, las trabes son del tipo "IR" de 18" X 5" en el sentido longitudinal y en el sentido transversal con trabes armadas tipo "IR" de 45 cm de peralte por 12 cm de base, los patines y alma tienen un espesor de 1.58 cm.

De los perfiles antes mencionados se encontró su equivalencia en el manual IMCA, los cuales, se emplearán para la revisión estructural. Para el perfil de 12 X 9 se empleará un perfil de 12 X 50 y para el perfil de 18 X 5 se empleará un perfil de 18 X 55 todo esto con base a la nomenclatura del manual IMCA. Los marcos se encuentran reforzados por un sistema de contraventeos en los ejes 2 y 3 entre "B y C" y "H e Y", dichos contraventeos son a base de perfil de ángulos de lados iguales de 4" X 4" X 1/4" Los marcos cuentan con un sistema de muros diafragma los cuales están conformados a base de mampostería.

Conexiones, las uniones entre elementos estructurales son a base de conexiones tipo "End Plate" y estas se encuentran levemente desfasadas del nodo.

- El sistema de entrepiso, está conformado a base de losacero de calibre 22 con 15 cm de capa de compresión, cada entrepiso cuenta con un volado de 2 m el cual se encuentra soportado por trabes armadas tipo "IR" de 45 cm de peralte por 12 cm de base y espesor tanto en alma como en patines de 1.58 cm.
- El sistema de azotea es a 2 aguas y se encuentra conformado por trabes armadas de sección variable cuyo peralte va desde los 35 cm a los 60 cm con espesor tanto en alma como patines de 1.58 cm, como sistema de piso se encuentra conformado a base de losacero de calibre 22 con 15 cm de capa de compresión.

3.1.1 Análisis estructural del edificio en su estado actual y propuesta de reforzamiento

El análisis estructural se llevó a cabo mediante un modelo matemático tridimensional elaborado con elementos barra y elementos placa con base a los elementos integrados en el proyecto arquitectónico, con el fin de adecuarse lo mejor posible y obtener un comportamiento más preciso. Este modelo responderá a un comportamiento de tipo elástico-lineal. La elaboración y el cálculo matemático de este modelo se realizó mediante un programa de computadora que considera dentro de sus cálculos los esfuerzos y

deformaciones inducidos por los elementos mecánicos, tales como: momento flexionante, fuerza cortante, fuerza axial y momento torsional.

Para la elaboración del modelo estructural se empleará la ayuda de un programa de diseño estructural, el cual, maneja las filosofías de diseño antes descritas, el programa a emplear tiene por nombre STAAD PRO en su versión 6

En la siguiente figura, se representa el modelo estructural en 3D integrado para el análisis.

Figura 40 modelo estructural de la escuela secundaria José Natividad Macías.

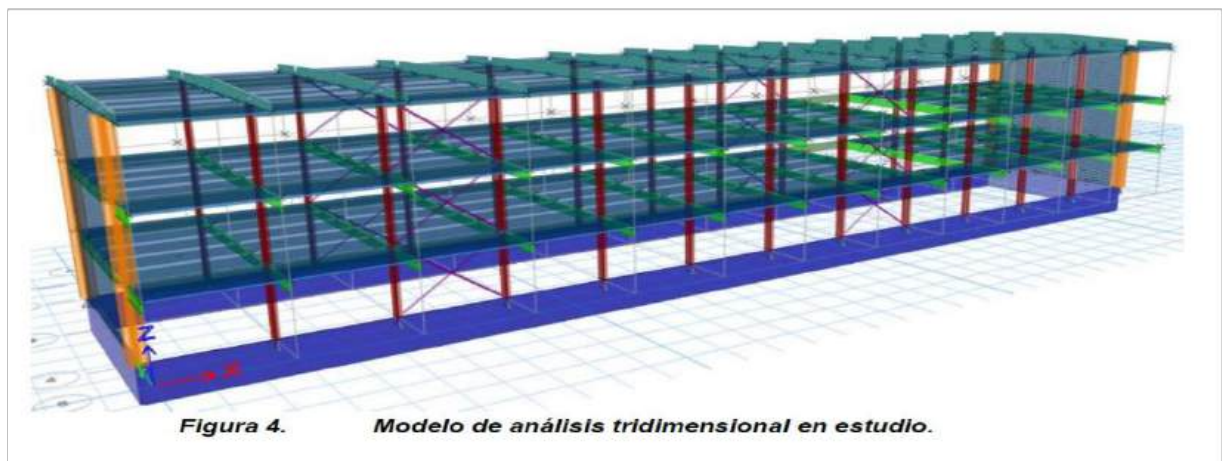


Imagen extraída de épsilon pi ingeniera estructura S.A de C.V.

3.1.1.1 Datos de entrada al programa

De acuerdo con la Tabla 4 y el espectro sísmico de a Figura 3 se procedió a realizar un análisis dinámico con base en lo indicado en el manual de referencia aplicando la ecuación para verificación del cortante basal de las Normas Técnicas Complementarias Diseño por Sismo (NTC-EST-SIS, 2017) antes citado en la bibliografía, el cual indica lo siguiente:

Si en la dirección de análisis se encuentra que la fuerza cortante basal V_o obtenida con el análisis dinámico modal especificado en la sección 6.1 es menor que $a_{min} W_o$, donde a_{min} es la aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad para el cálculo del

cortante basal mínimo de diseño, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que V_o iguale ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección. W_o es el peso total de la estructura al nivel del desplante, y a_{min} se tomará igual a $0.04/R$ cuando $T_s < 0.5s$ o $0.06/R$

si $T_s \geq 1.0s$, donde T_s es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés. Para valores de T_s comprendidos entre 0.5 y $1.0 s$, a_{min} se hará variar linealmente entre $0.04/R$ y $0.06/R$. Como

$$T_s = 1.10 s > 1.00 s,$$

Y dados los periodos de la estructura.

3.1.1.1.1 Cargas muertas vivas y accidentales

PROYECTO: ESCUELA SECUNDARIA JOSE NATIVIDAD			
CIUDAD DE MEXICO			
CALCULO ESTRUCTURAL			
BAJADA DE CARGAS			
ELEMENTO A ANALIZAR	NIVEL	0	
ENTRE EJES		Y	
CARGAS VIVAS DE ACUERDO A N.T.C. D.E.E, 6.1 (MAXIMA E INSTANTANEA)			
TIPO DE CUBIERTA DE ACUERDO A DESTINO, N.T.C.D.E.E, TABLA 6.1.1			
OBRA:			
	N.T.C.D.E.E. TABLA 6.1		
	c)		
CARGA VIVA MAXIMA W_m			
POR TIPO DE CUBIERTA DE ACUERDO AL INCISO		c)	
b)(250)			
		250	KG/M2
PENDIENTE DE AZOTEA O CUBIERTA DE ACUERDO AL INCISO		h	
		<5% (h) (100KG/M2) >5%(i)(40KG/M2)	
PENDIENTE DE AZOTEA O TECHUMBRE		h	
CARGA VIVA MAXIMA (W_m) (ver nota 4 y 7)		0	
TOTAL CARGA VIVA MAXIMA		250	KG/M2
CARGA VIVA INSTANTANEA w_a			
POR TIPO DE CUBIERTA DE ACUERDO AL INCISO		c)	
		180	KG/M2
PENDIENTE DE AZOTEA O CUBIERTA DE ACUERDO AL INCISO		h	
		<5% (h) (70KG/M2) >5%(i)(5KG/M2)	
PENDIENTE DE AZOTEA O TECHUMBRE		h	
CARGA VIVA INST (W_m) (ver nota 4 y 7)		0	
TOTAL CARGA VIVA INSTANTANEA		180	KG/M2

SUBTOTAL CARGAS MUERTAS DIRECTAS EN K/M2	228.00
SUBTOTAL CARGAS MUERTAS ADICIONALES EN K/M2	60.00
TOTAL CARGAS MUERTAS EN K/M2	288.00

COMBINACION DE CARGAS				
Permanentes	1.1	Variables	1.3	
DE ACUERDO A N.T.C..D.E.E., 2.3 Y 3.4 y guía técnica para rehabilitación 3.2.1				
PRIMERA COMBINACION FC=1.1 para permanentes y 1.3 para variables				
1).- (CM1.1)=	CM=	316.80	Cvmax1.3=	325
	641.80	k/m2	comparar con la 2a combinacion	
SEGUNDA COMBINACION				
2).- (CM+Cvinst+una accidental)1.1	Cvinst=	180		
una accidental=	100.00			
CM+Cvinst+una accid	656.48	k/m2	comparar con la 1a combinacion	
CARGA ULTIMA DE DISEÑO:	641.80	k/m2		

Este cuadro analítico corresponde a la secuencia lógica que debe seguirse en cualquier análisis estructural relacionado con el tipo de uso de la edificación que se refleja en bajada de cargas expresada en kilos por cada metro cuadrado.

Las cargas vivas emanan de la tabla 6.1.1 de las normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones, mismas que su inciso c, se refiere a aulas, aportando valores preestablecidos o parametrizados para la ciudad de México.

Esta tabla divide las cargas vivas unitarias en carga viva máxima W_m , carga viva instantánea W_o y carga viva media W , siendo estas las reflejadas en sus respectivos espacios de las bajadas de cargas, con estos datos y los propios referentes al peso muerto de la estructura, es decir el peso de todos los elementos constructivos, de los acabados y todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso

que no cambia sustancialmente con el tiempo. Con la combinación normativa de estos tipos de cargas se obtiene la carga de diseño.

3.1.1.1.2 Secciones y propiedades de los materiales componentes del sistema estructural

El sistema estructural (figura 38) se compone de columnas metálicas y vigas de acero formando marco en el sentido corto y vigas de acero que no hacen marco en el sentido largo, los muros laterales son de concreto armado de 20centímetros de espesor y los muros intermedios de mampostería confinada.

Figura 41 modelo estructural de la escuela secundaria José natividad macizas sin losa

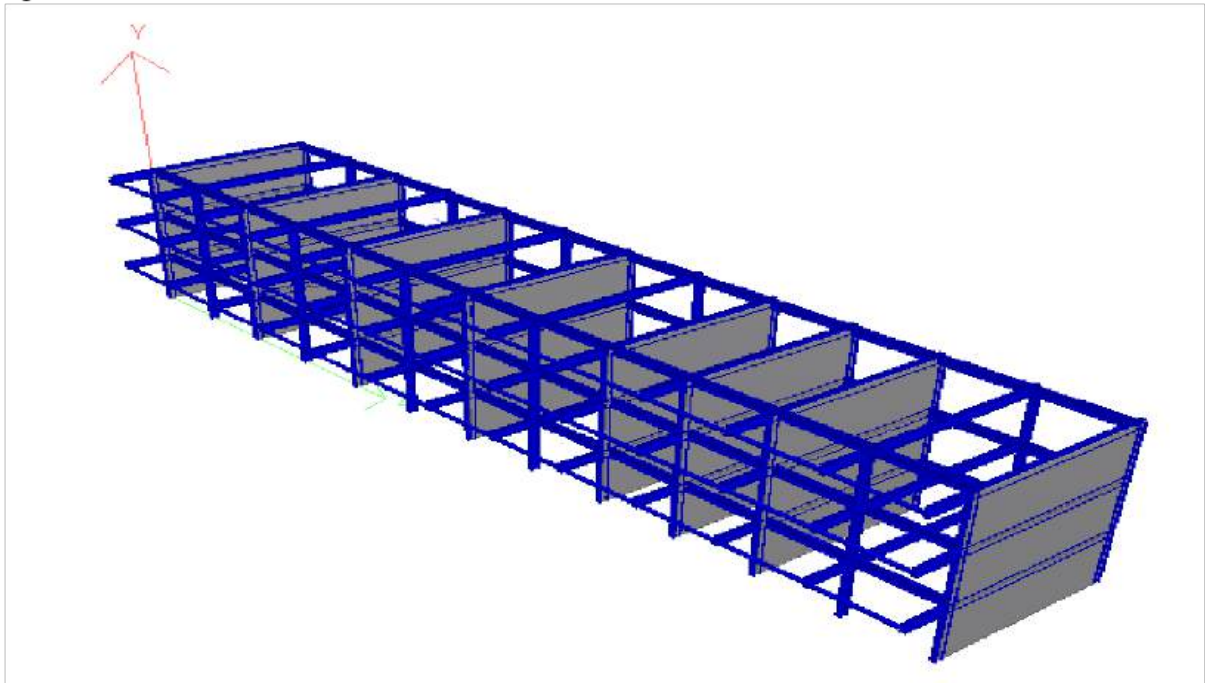


Imagen extraída de épsilon pi ingeniera estructura S.A de C.V.

En la imagen (figura 41) se muestran de manera grafica la posición de cada una de las columnas de acero que componen la escuela secundaria José Natividad Macías, cada una de ellas se encuentra equidistante a 3.70 metros y su altura es de 3 metros por cada nivel, el programa Staad pro las asigna como R2

Figura 42 representación gráfica de las columnas metálicas existentes en la escuela secundaria José Natividad Macías

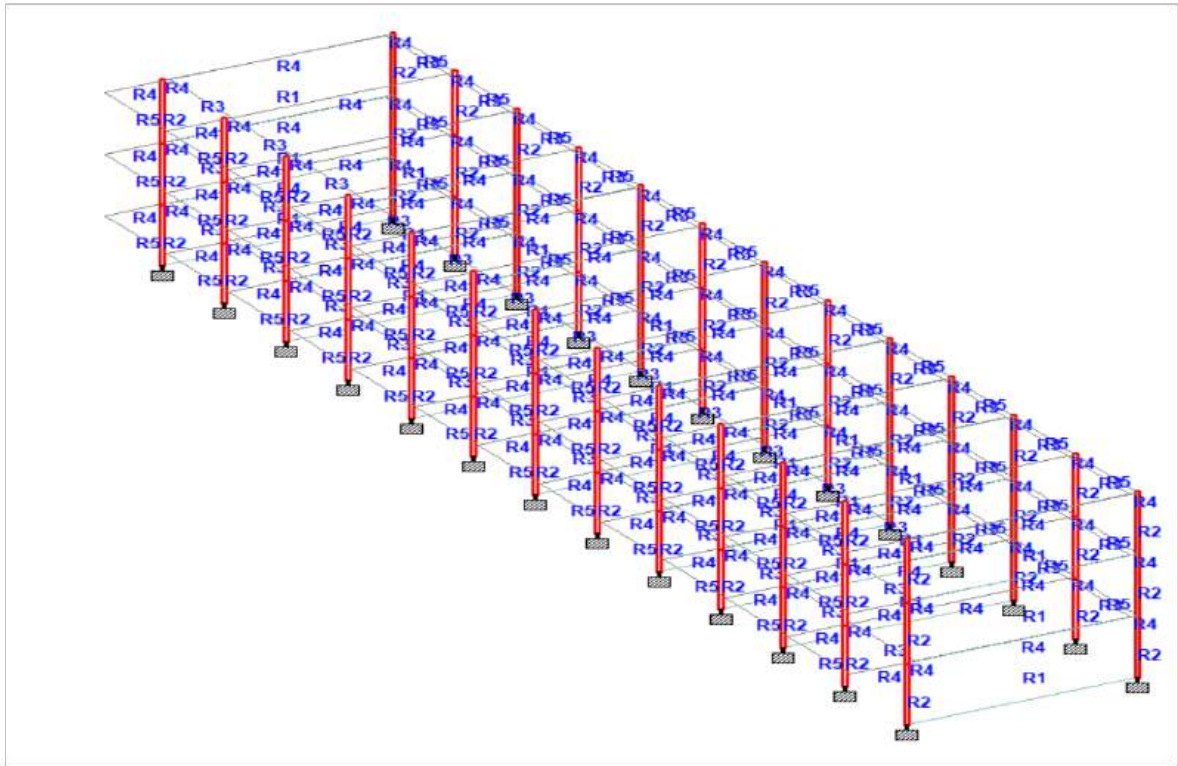


Imagen extraída de épsilon pi ingeniera estructura S.A de C.V.

En la imagen (figura 42) se muestran las secciones de las columnas IPR que componen la escuela secundaria José Natividad Macías, datos obtenidos del programa Staad pro

Figura 43 Propiedades de la sección de columnas metálicas de la escuela secundaria José Natividad Macías

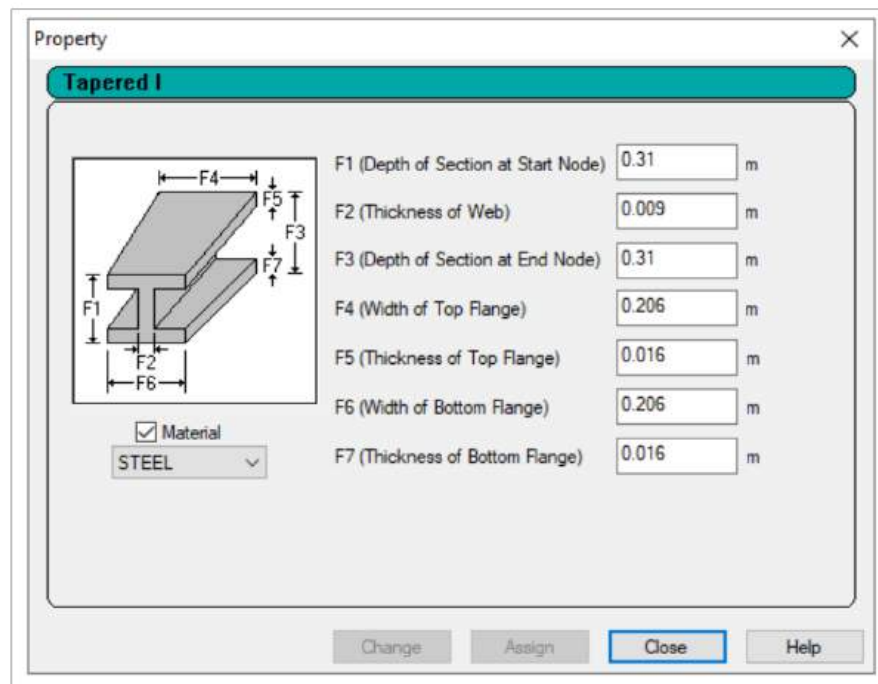


Imagen extraída de épsilon pi ingeniera estructura S.A de C.V.

Vigas longitudinales

Las vigas longitudinales perimetrales (figura 41) se encuentran desfazadas 40 centímetros con respecto al eje de las columnas, esta situación es la que pone al marco longitudinal en condiciones de vulnerabilidad y es quien lo saca de la tipificación de los sistemas estructurales de la tabla 4.2.2 de las Normas técnicas complementarias para diseño por sismo 2017, el programa Staad pro le asigna la sección R5

Figura 44 isométrico de vigas longitudinales de la escuela secundaria José Natividad Macías

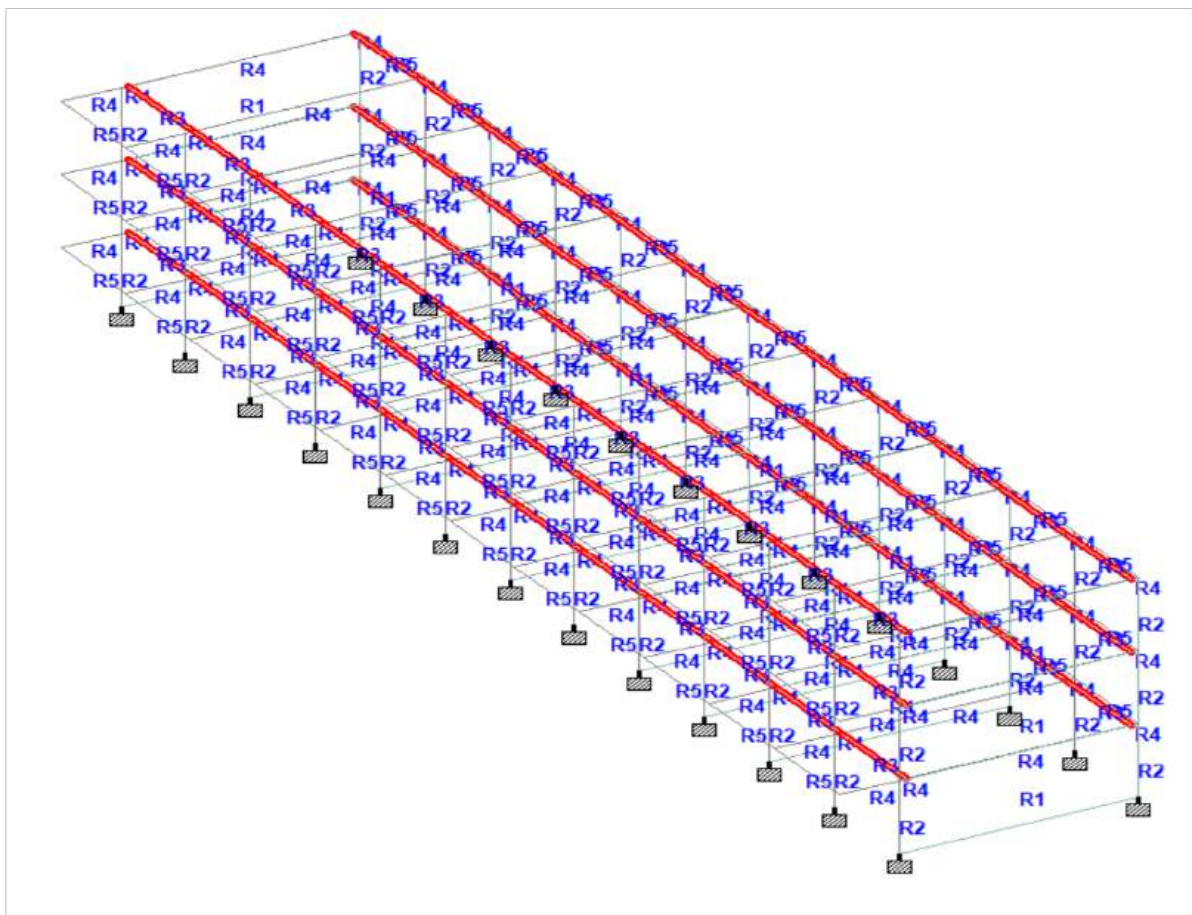


Imagen extraída de épsilon pi ingeniera estructura S.A de C.V.

En la figura 44 se muestran las secciones de las vigas IPR que componen la escuela secundaria José Natividad Macías, datos obtenidos del programa Staad pro

Figura 45 Propiedades de las vigas longitudinales de la escuela secundaria José Natividad Macías

Property

Tapered I

Diagram illustrating the dimensions of the Tapered I beam section:

- F1: Depth of Section at Start Node
- F2: Thickness of Web
- F3: Depth of Section at End Node
- F4: Width of Top Flange
- F5: Thickness of Top Flange
- F6: Width of Bottom Flange
- F7: Thickness of Bottom Flange

Material: ☒ Material
STEEL

F1 (Depth of Section at Start Node)	0.46	m
F2 (Thickness of Web)	0.01	m
F3 (Depth of Section at End Node)	0.46	m
F4 (Width of Top Flange)	0.192	m
F5 (Thickness of Top Flange)	0.016	m
F6 (Width of Bottom Flange)	0.192	m
F7 (Thickness of Bottom Flange)	0.016	m

Change Assign Close Help

Imagen extraída de épsilon pi ingeniera estructura S.A de C.V

Vigas transversales

En la figura 46 se muestran las secciones de las vigas transversales IPR que componen la escuela secundaria José Natividad Macías, datos obtenidos del programa Staad pro

Figura 46 isométrico de vigas transversales de la escuela secundaria José Natividad Macías

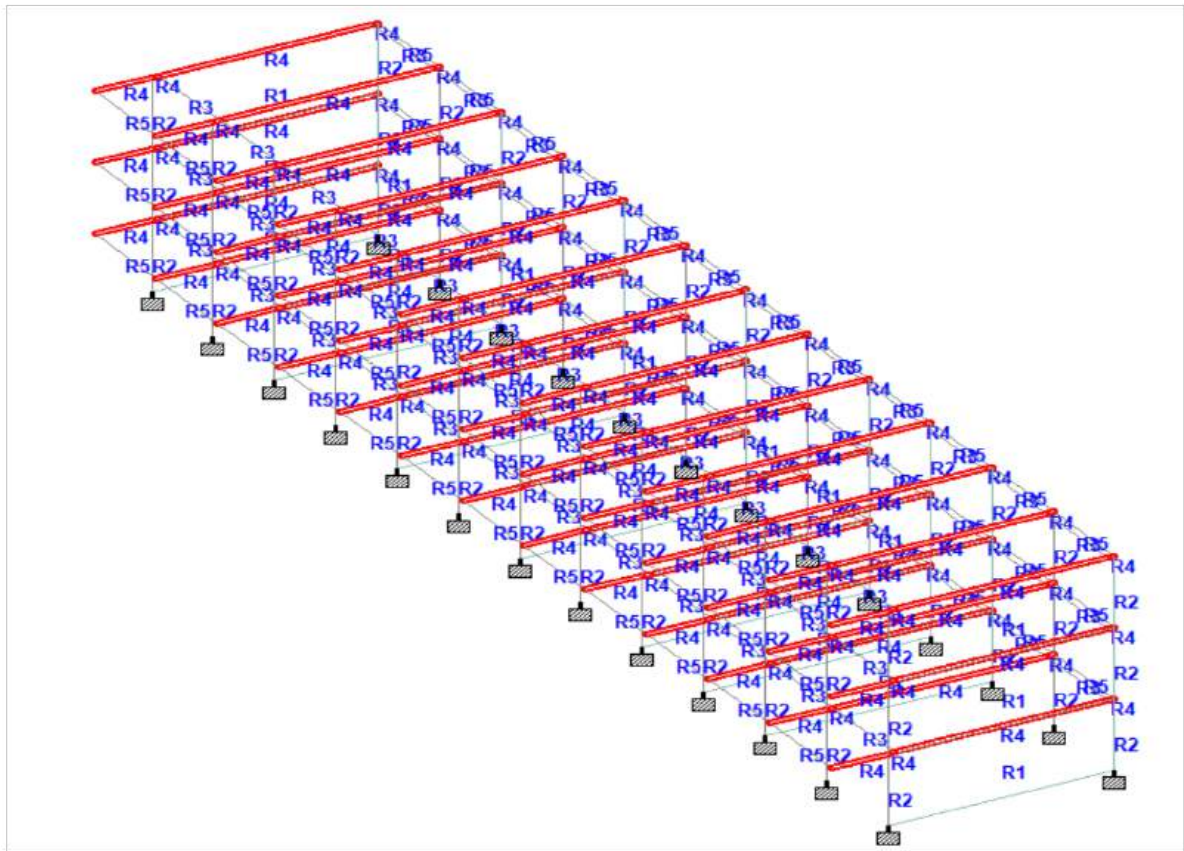


Imagen extraída de épsilon pi ingeniera estructura S.A de C.V

En la figura 45 se muestran las secciones de las vigas transversales IPR que componen la escuela secundaria José Natividad Macías, datos obtenidos del programa Staad pro

Figura 47 propiedades de las vigas transversales de la escuela secundaria José Natividad Macías

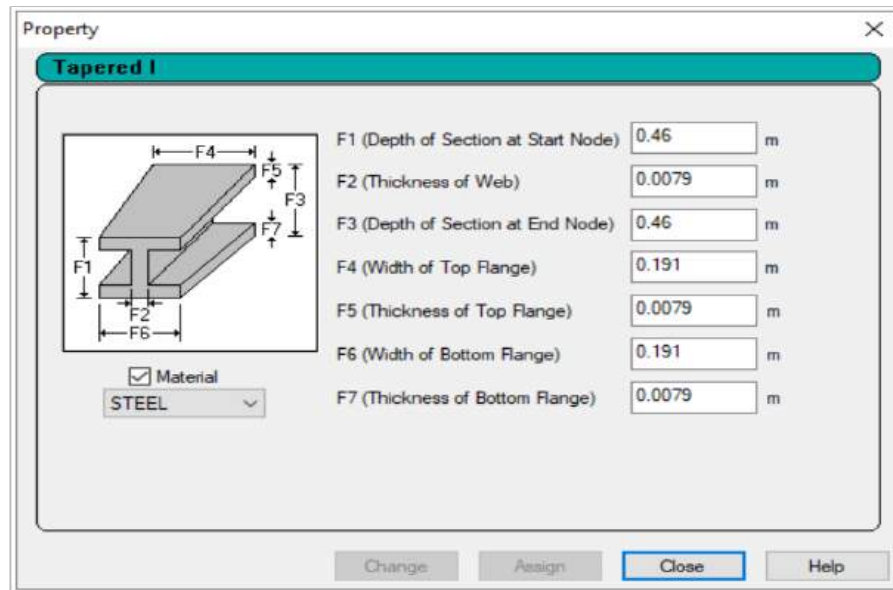


Imagen extraída de épsilon pi ingeniera estructura S.A de C.V

3.1.1.1.3 Espectros de diseño

Dirección X

En base al punto 3 de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo indica que cuando se emplee el método de análisis dinámico modal, las acciones sísmicas de diseño se determinaran a partir de los espectros de diseño contenidos en el sistema de aceleraciones sísmicas de diseño denominado SASID.

La escuela se define en el programa staad pro por dos dimensiones la corta corresponde a X y la larga a corresponder a Z

Figura 48 sistema de coordenadas dentro del SASID para la escuela secundaria José Natividad Macías

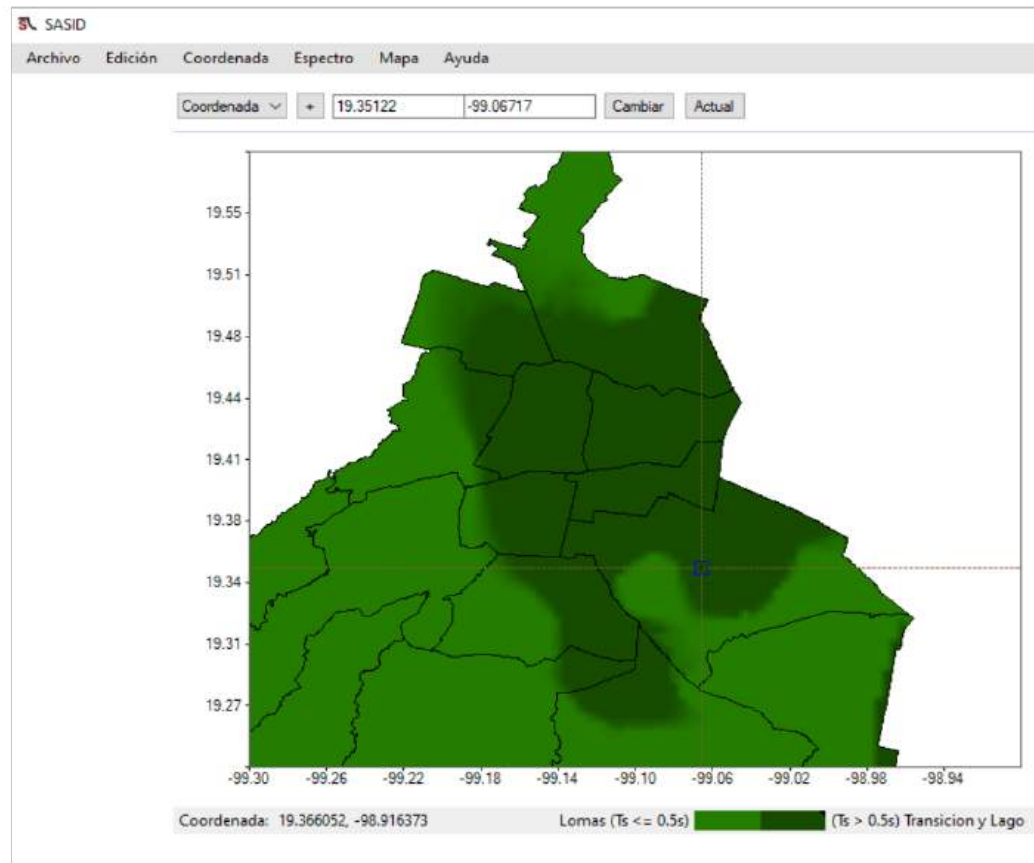


Imagen extraída de SASID

Figura 49 espectro de diseño para la escuela secundaria José natividad Macias
dirección X

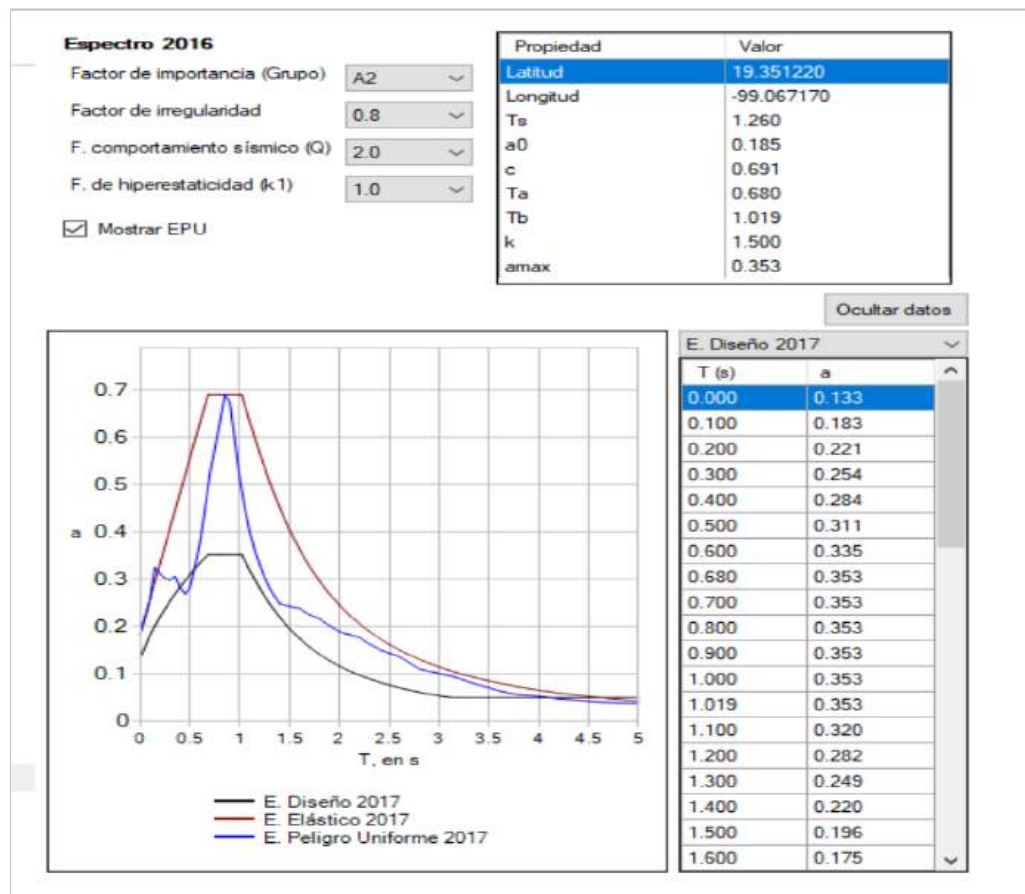


Imagen extraída de SASID

Dirección Z

En este caso corresponde a la más larga y por su falta de marcos en esa dirección presenta un espectro distinto al de la dirección.

Figura 50 espectro de diseño para la escuela secundaria José natividad Macias
dirección Z

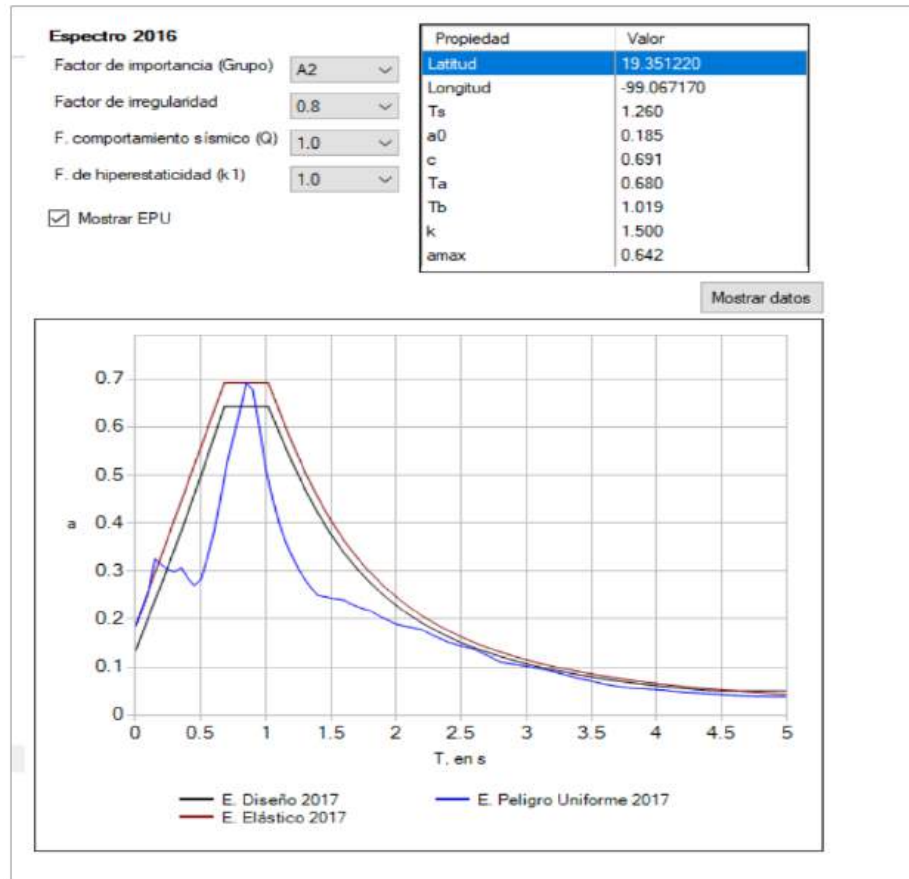


Imagen extraída de SASID

3.1.1.1.4 Factores de sobre resistencia R

El factor de sobre resistencia R en direccio X se determina con las siguientes ecuaciones, basadas en el punto 3.5 de las norma tecnicas compmenetarias para diseño por msismo 2017:

R0=	1.75					
k1=	1					
Tx=	0.151					
T=	0.151					
Ta=	0.68					
T/Ta		0.222058824				
(T/Ta)raiz=		0.471231178				
K2=		0.26	≥ 0 cumple?	si no entonces		0.02
R=		1	1.75	mas	0.26	2.01
Q=	2					

Factor de reducción de las ordenadas espectrales

Las ordenadas espectrales correspondientes al espectro elástico pueden dividirse con fines de diseño entre el factor de sobre resistencia R que se calcula como se ha indicado en el punto anterior y el factor de reducción por comportamiento sísmico Q' que se calcula en base al punto 3.4 de las normas técnicas completaría para diseño por sino 2017

Q' caso 1	1	0.81649658	0.22205882	1.18
Q' caso 2	1	0.81649658		1.82
Q' caso 3	1	14.1800506	3.76564079	4.77
Para el presente proyecto Q' =				
T=	0.151			
Ta=	0.68			
Tb=	1.019			
Q' =	1.18			

T corresponde al periodo fundamental de vibración de la estructura en dirección X

Ta es el periodo característico del suelo que define el inicio de la meseta en el espectro de diseño.

Tb se refiere al periodo característico del suelo que delimita el final de la meseta del espectro de diseño.

Dirección z

El factor de sobre resistencia R en direccio Z se determina con las siguientes ecuaciones, basadas en el punto 3.5 de las norma tecnicas compmenetarias para diseño por msismo 2017:

R0=	1.75					
k1=	0.8					
Tz=	2.78					
T=	2.78					
Ta=	0.68					
T/Ta	4.088235294					
(T/Ta)raiz=	2.021938499					
K2=	-0.51	≥ 0 cumple?	si no entonces			0.22
R=	0.8	1.75	mas	-0.51		0.89
Q=	1					

T corresponde al periodo fundamental de vibración de la estructura en dirección Z

Ta es el periodo característico del suelo que define el inicio de la meseta en el espectro de diseño.

Tb se refiere al periodo característico del suelo que delimita el final de la meseta del espectro de diseño.

Factor de reducción de las ordenadas espectrales

Q' caso 1	0	0.81649658	4.08823529	1.00
Q' caso 2	0	0.81649658		1.00
Q' caso 3	0	0.95521449	0.97735075	1.00
Para el presente proyecto Q' =				
T =	2.78			
Ta =	0.68			
Tb =	1.019			
Q' =	1.00			

T corresponde al periodo fundamental de vibración de la estructura en dirección Z

Ta es el periodo característico del suelo que define el inicio de la meseta en el espectro de diseño.

Tb se refiere al periodo característico del suelo que delimita el final de la meseta del espectro de diseño.

3.1.1.1.5 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones permisibles

Se trata de limitar el desplazamiento de cada uno de los destinos niveles de la estructura a niveles que no induzcan daño considerable, incluso dentro del rango inelástico.

Estas distorsiones se calculan para cada dirección de análisis de la estructura.

Dirección x

Para el factor de comportamiento sísmico, Q, y la distorsión límite, γ_{max} , se adoptarán los valores especificados en la tabla 4.2.2. por ser estructura de acero.

Los requisitos específicos que deben cumplirse para que una estructura pueda ser considerada como de ductilidad alta, media o baja se especifican en las normas técnicas correspondientes al material de que se trate.

Tomamos ductilidad baja

Se considera que un sistema estructural desarrolla ductilidad alta cuando se satisfacen los requisitos específicos planteados por la norma técnica respectiva para el detallado de miembros y conexiones correspondientes a dicha denominación.

Los niveles ductilidad media y baja se asignan, dentro del mismo contexto, a detallados correspondientes a ductilidad media y baja, respectivamente.

Para este análisis se tomará $Q=2$

Se tomará una distorsión máxima de $Y_m = 0.01$

para sistema dual formado por marcos y muros ya que en esta dirección existen muros de mampostería.

Dirección z

Para el factor de comportamiento sísmico, Q , y la distorsión límite, Y_{max} , si se adoptarán los valores especificados en la tabla 4.2.2. debido a que ya no pertenece a estructura atípica.

En el sentido largo correspondiente a la dirección Z la estructura no forma marco.

Para este análisis se tomará $Q=1$

En base a la tabla 4.2.2. NTC-SISMO-2017, $Y_{max}=0.01$

3.1.1.1.6 Condiciones de regularidad estructural

En base al punto 5.5 de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo 2017, se analiza la estructura en su conjunto a efecto de revisar en cuantas de las 13 condiciones cumple, de tal forma que el factor de reducción de las ordenadas espectrales correspondiente Q' se multiplique por factores que varían entre 0.8 y 0.7 de tal forma que Q' , nunca sea menor a la unidad.

1) Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.

¿Cumple? Si

2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.

H= 9 m

D= 8 m

H/D= $\frac{9}{8}$ 1.125

¿Cumple? Si

3) La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.

L= 44.88 m

A= 8 m

L/A= $\frac{44.88}{8}$ 5.61

¿Cumple? NO

4) En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.

dirección

X

L
saliente=

2	m
---	---

L
paralela=

8	m
---	---

2
8

25.00%

¿Cumple? No

dirección

z

L
saliente=

0	m
---	---

L
paralela=

44.88	m
-------	---

0
44.88

0.00%

¿Cumple? Si

5) Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido.

¿Cumple? NO

6) El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.

Área de la abertura	3.7	5.4	19.98	m2
---------------------	-----	-----	-------	----

Área de la abertura	10	44.88	448.8	m2
---------------------	----	-------	-------	----

Relación= $\frac{19.98}{448.8}$ 4.45%

¿cumple? Si

7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.

¿Cumple? Si

8) En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.

¿Cumple? Si

9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él.

¿Cumple? si

10) Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exime de este requisito al último entrepiso de la construcción.

¿Cumple? Si

11) La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

¿Cumple? Si

12) En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la misma.

¿Cumple? Si

13) En sistemas diseñados para Q de 4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para Q igual o menor que 3, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.

¿Cumple? Si

Factor que afecta a $Q'=0.80$

Factor de corrección por hiperestaticidad k_1

$K_1x=1$

$K_1z=0.80$

3.1.1.1.7 Combinaciones y factores de carga

Como se trata de edificaciones del Grupo A, los factores de carga para este tipo de combinación se tomarán iguales a 1.5 y 1.7, para cargas permanentes y variables, respectivamente.

b) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.b de las normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación; igual a 0.9; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con la sección 2.2; y

c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará.

d) Para revisión de estados límite de servicio se tomó en todos los casos un factor de carga unitario.

Se usaron las siguientes combinaciones de carga para revisión de resistencias y con factores unitarios para estados límites de servicio:

CM1.5+CVmax1.7

CM+Wa+SX+0.33SZ

CM+Wa+SX-0.33SZ

CM+Wa-SX+0.33SZ

CM+Wa+SZ+0.33SX

CM+Wa+SZ-0.33SX

CM+Wa-SZ+0.33SX

CM+Wa-SZ-0.33SX

Donde: CM= carga muerta; CVmax= carga viva máxima; Wa= carga accidental; SX= sismo en dirección x, y SZ= sismo en dirección Z

3.1.1.1.8 Excentricidad accidental

En base al punto 2.2 de las NTC-SISMO 2017, Efectos de torsión

La excentricidad torsional, es, calculada en cada entrepiso, se consideró como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la línea de acción de la fuerza lateral que actúa en él.

Para el método estático o el dinámico modal espectral, el momento torsionante debe tomarse por lo menos igual a la fuerza lateral que actúa en el nivel multiplicada por la excentricidad que para cada elemento vertical sismo-resistente resulte más desfavorable de las siguientes:

$$\begin{array}{c} 1.5e_s + e_a \\ e_s - e_a \end{array}$$

Donde e_a es la excentricidad accidental en la dirección de análisis, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

La excentricidad accidental e_{ai} , en la dirección perpendicular a la de análisis en el i -ésimo entrepiso debe calcularse como sigue:

$$((0.05 + 0.05(i-1) / (n-1)) b_i) \quad (2.2.3)$$

Dirección x	Nivel 1			
I=	1			
N=	3			
bi=	8 m			
0.05	0.05	0	8	0.4 m
		2		

En la dirección X correspondiente al nivel 1 se obtiene una excentricidad de 40 centímetros

Dirección x	Nivel 2				
I=	2				
N=	3				
bi=	8	m			
0.05	0.05	1	8	0.6	m
		2			

En la dirección X correspondiente al nivel 2 se obtiene una excentricidad de 60 centímetros.

Dirección x	Nivel 3				
I=	3				
N=	3				
bi=	8	m			
0.05	0.05	2	8	0.8	m
		2			

En la dirección X correspondiente al nivel 3 se obtiene una excentricidad de 80 centímetros

Dirección z	Nivel 1				
I=	1				
N=	3				
bi=	44.88	m			
	0.05	0.05	0	44.88	2.244 m
			2		

En la dirección Z correspondiente al nivel 1 se obtiene una excentricidad de 224 centímetros

Dirección z	Nivel 2				
I=	2				
N=	3				
bi=	44.88	m			
	0.05	0.05	1	44.88	3.366 m
			2		

En la dirección Z correspondiente al nivel 2 se obtiene una excentricidad de 336 centímetros.

Dirección z	Nivel3				
I=	3				
N=	3				
bi=	44.88	m			
	0.05	0.05	2	44.88	4.488 m
			2		

Finalmente, en la dirección Z correspondiente al nivel 1 se obtiene una excentricidad de 448 centímetros, por lo que se toma la máxima y se introduce como asumo estático al programa de cálculo Staad pro.

3.1.1.2 Datos de salida del programa

Se ordenan los resultados del programa como producto final en base a la geometría del edificio y a las secciones estructurales que la componen.

3.1.1.2.1 carga total para cada la condición de carga gravitacional

Carga Muerta más carga viva máxima

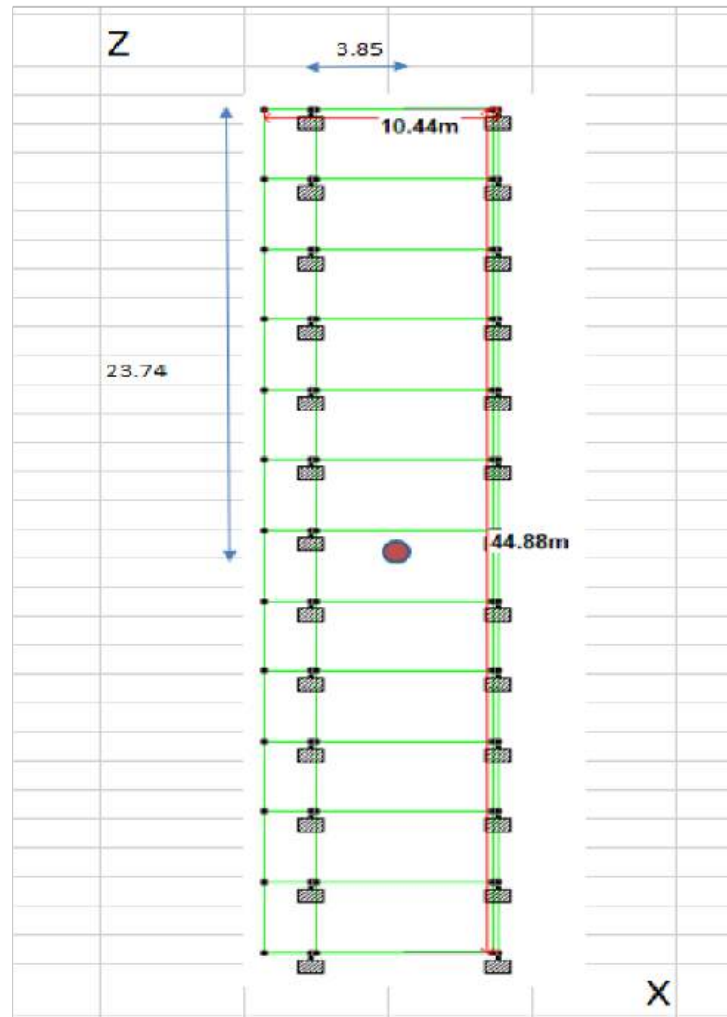
Node	L/C	Force-X kg	Force-Y kg	Force-Z kg	Moment-X kg-m	Moment-Y kg-m	Moment-Z kg-m
1	6	2760.886	40960.869	4.983	4.943	-15.134	24743.147
2	6	1119.434	19107.434	30.192	30.571	12.763	-26894.284
7	6	-2338.931	28282.144	0.859	0.862	0	2062.445
11	6	1533.018	56580.707	0.199	0.173	-0.015	16828.646
12	6	-1977.61	39896.562	-0.025	-0.014	0.019	-17085.331
16	6	1438.207	44279.113	-0.061	-0.084	0	-1342.063
17	6	-2336.801	28008.008	-0.003	0.008	0	2060.746
21	6	1494.975	56496.747	0.006	-0.02	-0.001	16718.58
22	6	-1979.334	39550.553	0.012	0.022	0.002	-16974.11
26	6	1446.425	44285.599	-0.011	-0.035	0	-1349.248
27	6	-2338.138	28069.522	0.006	0.017	0	2062.173
31	6	1490.061	56468.298	-0.006	-0.031	-0.002	16707.495
32	6	-1981.203	39522.934	0.025	0.035	0.002	-16961.841
36	6	1453.802	44626.215	-0.006	-0.029	0	-1355.676
37	6	-2344.354	28407.636	-0.016	-0.005	0	2067.999
41	6	1465.085	55403.079	-0.04	-0.066	0.037	16383.695
42	6	-1961.11	38492.862	-0.32	-0.308	-0.033	-16636.732
46	6	1407.807	53500.285	0.045	0.02	-0.006	15768.19
47	6	-1923.307	36546.233	0.019	0.03	0.007	-16020.092
51	6	1498.568	55476.284	-0.197	-0.221	-0.02	16494.957
52	6	-1963.953	38850.074	0.366	0.375	0.013	-16746.889
56	6	1341.266	46808.771	0.842	0.81	0	-1253.791
57	6	-2345.781	28624.076	-0.816	-0.797	0	2069.729
61	6	2673.379	40728.791	-5.017	-5.049	15.147	24724.222
62	6	1033.084	19276.811	-30.181	-30.544	-12.77	-26856.658
77	6	1334.525	46472.742	-0.855	-0.871	0	-1248.825
		1,054,722.35		Kg			

En esta tabla se considera la combinación de cargas que no varían con el paso del tiempo más las que si presentan variaciones significativas, se selecciona la columna que relaciona la carga en dirección Y debido a que esta es la vertical en el programa de cálculo staad pro.

3.1.1.2.2 Excentricidad geométrica en planta

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

$$X = 3.8519 \quad Y = 4.8892 \quad Z = 23.2744$$



Localización del centro de rigideces

En esta imagen se refleja la ubicación del centro de gravedad del edificio en cada una de sus plantas de tal forma que se puede apreciar que está prácticamente ubicado en el centro geométrico de la estructura.

3.1.1.2.3 Cortante basal

Dirección X

Node	L/C	Force-X kg	Force-Y kg	Force-Z kg	Moment-X kg-m	Moment-Y kg-m	Moment-Z kg-m
1	4	12668.212	19119.766	7.41	12.849	8.225	951.001
2	4	12677.372	18976.104	13.223	26.329	8.484	1097.431
7	4	167.735	524.368	6.817	14.005	0.013	335.211
11	4	2123.07	3878.749	3.458	5.356	1.104	513.944
12	4	2142.519	3676.333	7.83	15.763	1.143	496.052
16	4	176.981	834.727	2.898	4.335	0.013	368.259
17	4	195.5	580.097	6.999	14.186	0.013	391.724
21	4	2473.445	4593.601	3.458	5.357	1.103	599.017
22	4	2494.487	4377.261	7.826	15.76	1.143	579.271
26	4	200.211	912.125	2.898	4.335	0.013	425.657
27	4	225.917	667.154	6.997	14.185	0.013	453.428
31	4	2847.268	5313.658	3.458	5.356	1.103	689.561
32	4	2871.048	5077.636	7.822	15.756	1.142	667.639
36	4	222.085	908.197	2.9	4.336	0.013	484.197
37	4	257.361	673.126	7.002	14.19	0.013	517.842
41	4	3227.624	6327.285	3.451	5.349	1.123	783.036
42	4	3254.51	6040.615	8.034	15.969	1.159	762.782
46	4	3410.558	7198.367	3.457	5.355	1.105	829.48
47	4	3439.051	6855.565	7.849	15.783	1.144	815.935
51	4	3630.632	6973.828	3.469	5.367	1.084	879.238
52	4	3661.012	6650.956	7.613	15.543	1.126	856.52
56	4	278.892	1257.736	2.885	4.322	0.013	610.834
57	4	325.375	983.168	7.617	14.808	0.013	654.433
61	4	28139.061	43802.158	7.365	12.797	8.686	2174.984
62	4	28156.858	43517.731	14.358	27.502	8.84	2474.596
77	4	146.118	743.255	2.903	4.339	0.013	310.908

119,412.90	KG
-------------------	-----------

En la dirección X, reflejada en la columna denominada Force -X se relaciona la magnitud de la fuerza sísmica horizontal que obra en la base de la estructura cuando esta se encuentra en movimiento causado por la acción sísmica.

Dirección Z

L/C	Force-X kg	Force-Y kg	Force-Z kg	Moment-X kg-m	Moment-Y kg-m	Moment-Z kg-m
5	2949.408	4915.026	4046.987	16321.76	3732.859	2024.171
5	2980.262	8710.39	4344.297	16670.953	3703.527	1450.9
5	30.952	18.347	2461.189	8072.388	0.004	64.019
5	310.293	697.765	2095.628	8484.445	547.212	73.487
5	309.933	692.539	2727.753	9189.204	537.864	75.587
5	19.053	95.417	1813.034	7355.91	0.004	39.224
5	19.203	99.88	2453.93	8064.548	0.004	39.363
5	159.374	378.025	2095.631	8484.45	547.229	38.46
5	159.347	377.668	2727.911	9189.388	537.879	38.62
5	6.838	33.722	1813.034	7355.909	0.004	14.144
5	6.87	33.605	2453.924	8064.541	0.004	14.173
5	11.083	29.704	2095.632	8484.45	547.229	2.728
5	11.099	29.3	2727.913	9189.39	537.879	2.781
5	5.405	15.265	1813.034	7355.909	0.004	11.015
5	5.431	14.798	2453.901	8064.516	0.004	11.037
5	140.154	345.288	2095.643	8484.465	547.348	32.013
5	140.013	329.295	2729.039	9190.609	537.982	35.719
5	213.42	559.382	2095.654	8484.48	547.475	52.799
5	213.58	563.913	2730.241	9191.915	538.091	51.393
5	290.488	662.445	2095.637	8484.458	547.334	70.605
5	290.268	672.389	2728.912	9190.461	537.97	69.148
5	29.909	238.141	1813.044	7355.922	0.004	61.249
5	29.513	2.392	2461.171	8072.368	0.004	60.877
5	2831.512	4603.748	4046.987	16321.76	3732.862	2009.207
5	2861.775	8394.279	4344.302	16670.961	3703.529	1465.504
5	31.352	257.432	1813.044	7355.922	0.004	64.392
			67,077.47	KG		

En la dirección Z, reflejada en la columna denominada Force -Z se relaciona la magnitud de la fuerza sísmica horizontal que obra en la base de la estructura cuando esta se encuentra en movimiento causado por la acción sísmica.

3.1.1.2.4 Desplazamientos obtenidos por sismo y separación de colindancias

En base al punto de las NTC-SISMO-2017, 1.8, Inciso a). - para el cumplimiento de estados límite de seguridad contra colapso.

YmaxX=	0.01	TABLA 4.2.2 Marcos de acero y muros		YmaxZ=	0.01
H=	3	m	300 cm		
QRx=	4.03				
QRz=	0.89				
BASE=					
		X	Z		
3	1	-0.0036	0		
	2	-0.0025	0		
	3	-0.0011	0		
	4	0.0367	0.0036		
	5	0.0031	5.3028		
	6	-0.0061	0		
	7	0.0329	1.5944		
	8	0.031	-1.5873		
	9	-0.0405	1.5873		
	10	0.0094	5.3039		
	11	-0.0126	5.3017		
	12	0.0031	-5.3017		
	13	-0.0189	-5.3038		
	MAX	0.0367	5.3039		
	MIN	-0.0405	-5.3038		
	MIN ABS	0.0405	5.3038		
	MAX	0.0405	5.3039		
0.0405	0.000135	0.054388379	5.3039	0.017679667	1.57177673
300			300		

En el nivel 1 a 3m de altura, en dirección Z no cumple con las distorsiones encontrándose 1.5 veces fuera del límite permitido.

		X	Z		
6	1	-0.0122	0		
	2	-0.0084	0		
	3	-0.0037	0		
	4	0.0772	0.0063		
	5	0.0074	16.2408		
	6	-0.0206	0		
	7	0.0634	4.8786		
	8	0.059	-4.8659		
	9	-0.0909	4.8659		
	10	0.0146	16.2427		
	11	-0.0317	16.2389		
	12	-0.0002	-16.2389		
	13	-0.0465	-16.2427		
	MAX	0.0772	16.2427		
	MIN	-0.0909	-16.2427		
	MIN ABS	0.0909	16.2427		
	MAX	0.0909	16.2427		
	0.0909	0.000303	0.122071695	16.2427	0.054142333 4.81341992
	300			300	

Como puede apreciarse a estructura en su estado actual sin reforzamiento presenta distorsiones angulares en la dirección X del orden del 12% sobre el 100%, por lo que se deduce que en esta dirección es satisfactorio su comportamiento. Sin embargo, en la dirección Z la estructura presenta distorsiones angulares del orden de 5 veces lo permitido por la norma, por lo que es en esta dirección la estructura no cumple. De manera más específica se observa que del nivel 2 a 6m de altura, en dirección Z no cumple con las distorsiones encontrándose 5 veces fuera del límite permitido.

		X	Z			
9	1	-0.0236	0			
	2	-0.0147	0			
	3	-0.0067	0			
	4	0.1086	0.009			
	5	0.0125	28.4401			
	6	-0.0383	0.0001			
	7	0.082	8.5411			
	8	0.0745	-8.5229			
	9	-0.1351	8.523			
	10	0.0147	28.4428			
	11	-0.0504	28.4374			
	12	-0.0103	-28.4373			
	13	-0.0754	-28.4427			
	MAX	0.1086	28.4428			
	MIN	-0.1351	-28.4427			
	MIN ABS	0.1351	28.4427			
	MAX	0.1351	28.4428			
	0.1351	0.000450333	0.181428889	28.4428	0.094809333	8.42884128
	300			300		

En el nivel 3 a 9m de altura, en dirección Z no cumple con las distorsiones encontrándose 8.4 veces fuera del límite permitido.

3.1.1.2.5 Periodos de vibración de la estructura y su participación modal

Periodo fundamental en dirección X

TX= 0.15

Periodo fundamental en dirección Z

TZ= 2.78

Participación modal

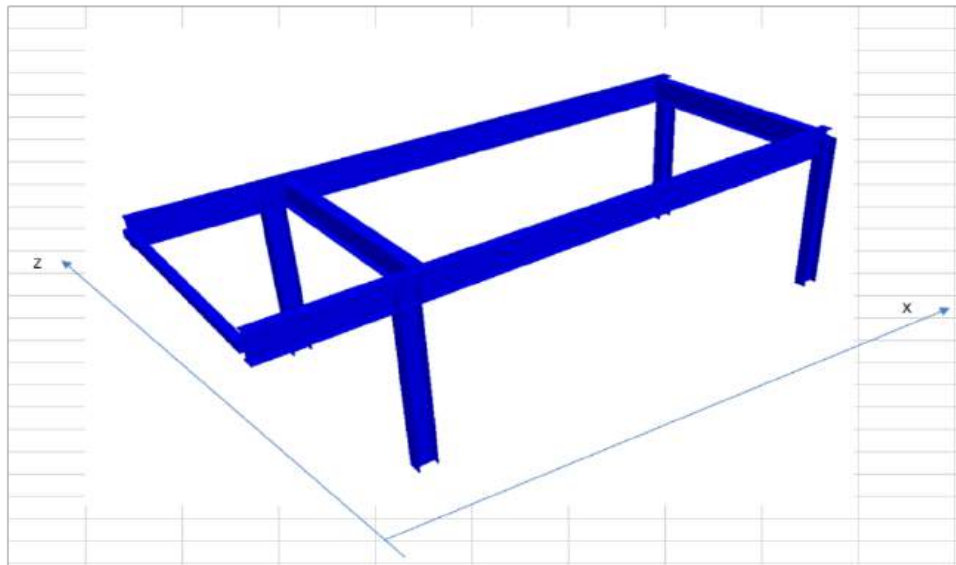
Mode	Frequency Hz	Period seconds	Participation X %	Participation Y %	Participation Z %
1	0.358	2.795	0	0	78.579
2	2.015	0.496	0	0	16.79
3	5.223	0.191	0.001	0	4.631
4	6.622	0.151	79.367	0.133	0
5	9.173	0.109	5.203	0.089	0
6	11.171	0.09	0.001	0.004	0
7	11.187	0.089	0.011	0.054	0
8	11.191	0.089	0.002	0.008	0
9	11.225	0.089	0	0.002	0
10	11.249	0.089	0.025	0.118	0
11	11.828	0.085	0.004	0.029	0
12	11.843	0.084	0.024	0.267	0
13	11.847	0.084	0.058	0.947	0
14	11.872	0.084	0.016	0.368	0
15	11.917	0.084	0.43	4.213	0
16	12.793	0.078	0.362	3.601	0
17	12.851	0.078	0.023	0.229	0
18	12.867	0.078	0	0.009	0
19	12.897	0.078	0.001	0.01	0
20	12.944	0.077	0.323	2.762	0
21	13.009	0.077	0.04	0.397	0
22	13.183	0.076	0	0.221	0
23	13.242	0.076	0	0.01	0
24	13.255	0.075	0	0	0
25	13.278	0.075	0	0.001	0
26	13.303	0.075	0	0.133	0
27	13.378	0.075	0	0.013	0
28	18.923	0.053	5.756	0.516	0
29	19.298	0.052	0.049	0.167	0
30	19.873	0.05	4.067	0.53	0
			95.763		100

En base al punto 6.1 de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo 2017, se han considerado los modos de vibrar suficientes para que la estructura combine o haga participar mínimo el 90% de su masa. Notándose que el periodo fundamental de la estructura en dirección X corresponde a 0.15 segundos y en la dirección Z a 2.8 segundos.

3.2 Análisis estático pushover por plasticidad distribuida mediante el programa Seismostruct

3.2.1 Edificio en su estado actual

El edificio en su estado actual, antes de cualquier etapa de refuerzo se encuentra compuesto solo por marcos rígidos de acero en dirección X transversal y en la dirección longitudinal Z, no tiene marco.



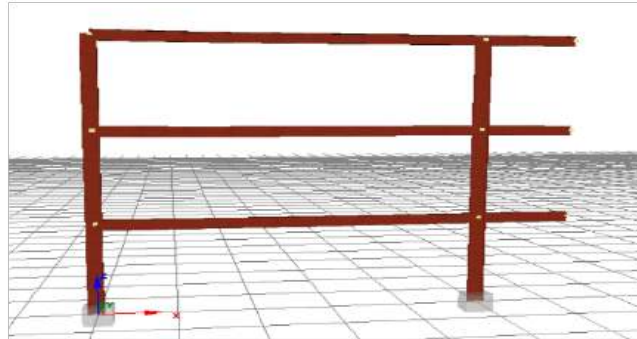
Isométricos marcos representativos

Esta imagen representa solo una de las crujiás que contiene el edificio a efecto de modelar de manera practica en el programa Seismo struct

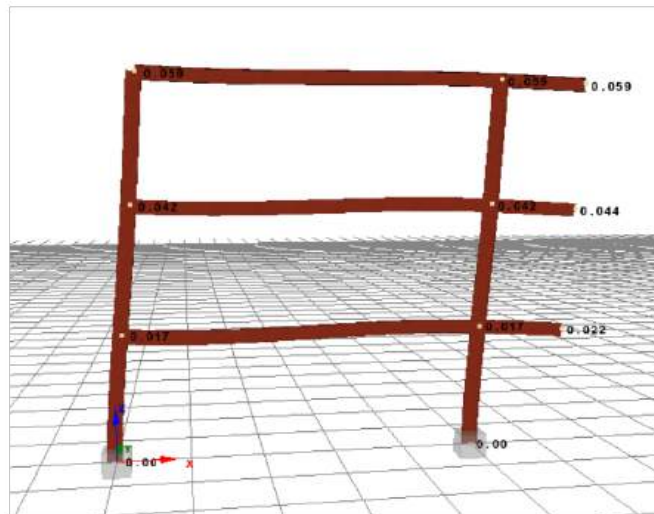
Se aprecia que en la dirección X la estructura si forma marco, mientras que en la dirección Z el marco no existe ya que las vigas se encuentran desfazadas 40centimetros.

3.2.1.1 Marcos longitudinal y transversal representativos

Dirección X marco corto transversal

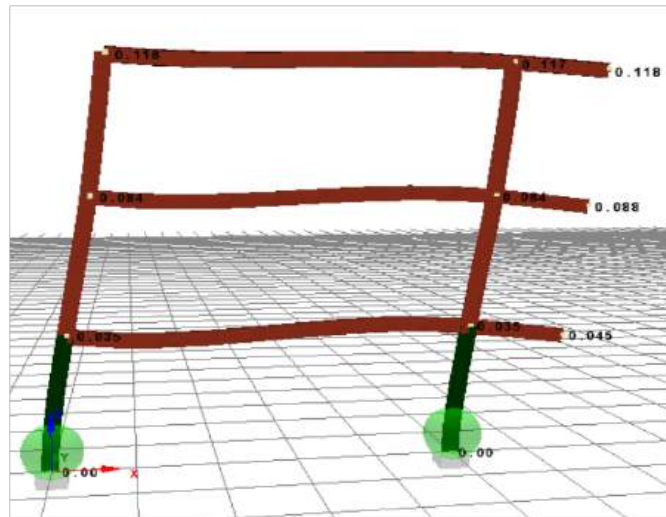


Paso 5 dirección X



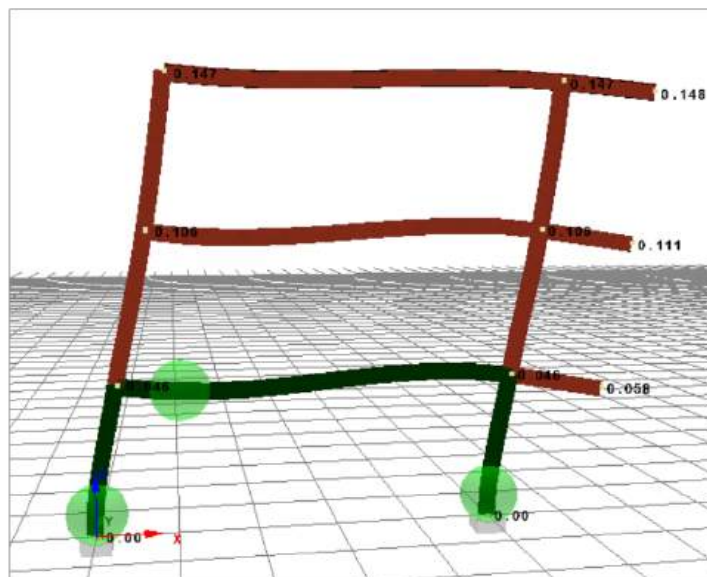
Paso 20 dirección X

En el paso 20 de la aplicación de la carga en sentido transversal la estructura presenta un desplazamiento de azotea de 5.9 centímetros reflejando aun un comportamiento estructural adecuado.



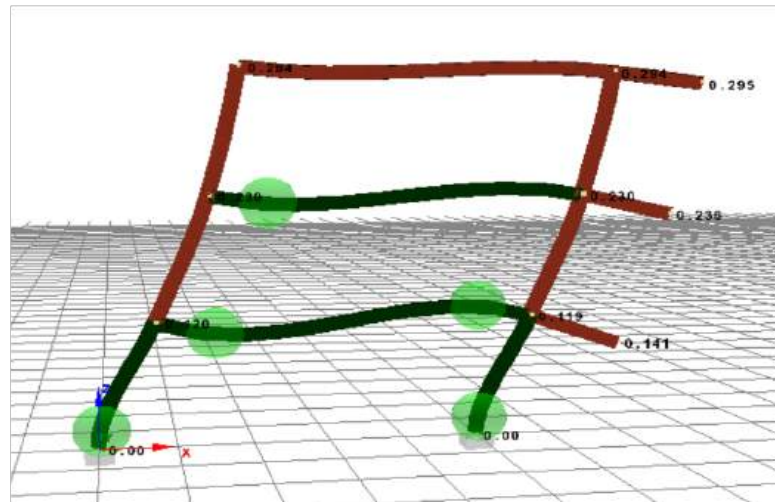
Paso 45 dirección X

En el paso 45 de la aplicación de la carga en sentido transversal la estructura presenta un desplazamiento de azotea de 11.8 centímetros reflejando ya la presencia de articulaciones plásticas en la base de las columnas.



Paso 50 dirección X

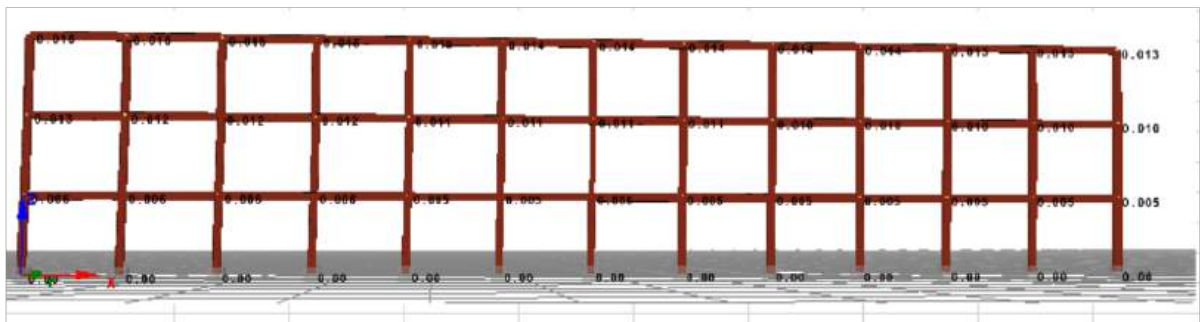
En el paso 50 de la aplicación de la carga en sentido transversal la estructura presenta un desplazamiento de azotea de 14.8 centímetros reflejando ya la presencia de articulaciones plásticas en la base de las columnas y en la viga transversal nivel 1



Paso 55 dirección X

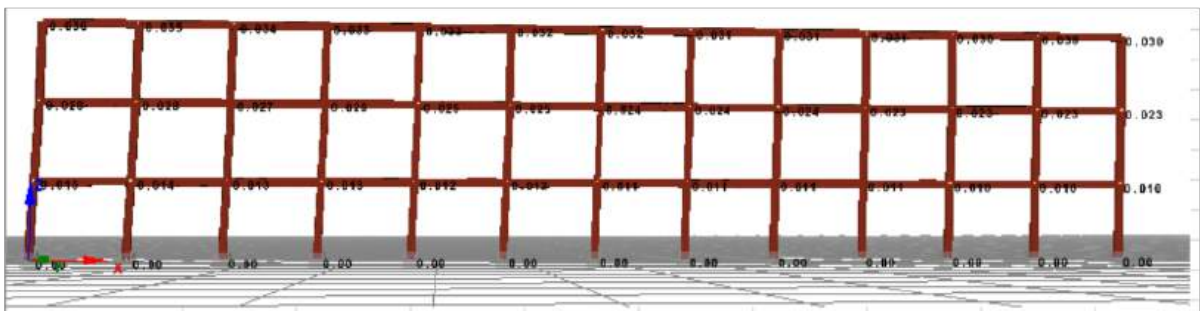
En el paso 55 de la aplicación de la carga en sentido transversal la estructura presenta un desplazamiento de azotea de 29.5 centímetros reflejando ya la presencia de articulaciones plásticas en la base de las columnas, y en las vigas de planta baja y primer nivel, inicia un comportamiento indeseado.

Dirección Z marco largo longitudinal



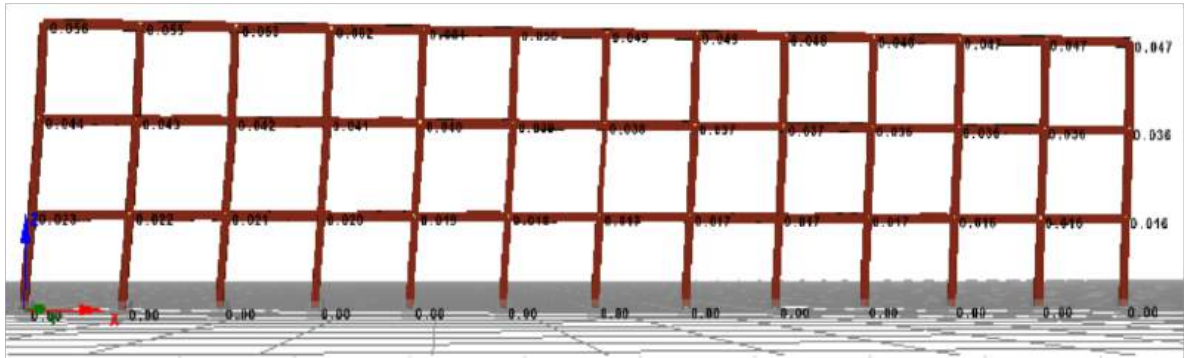
Paso 5 dirección Z

En el paso 5 de la aplicación de la carga en sentido longitudinal la estructura presenta un desplazamiento de azotea de 1.3 centímetros reflejando aun un comportamiento estructural adecuado.



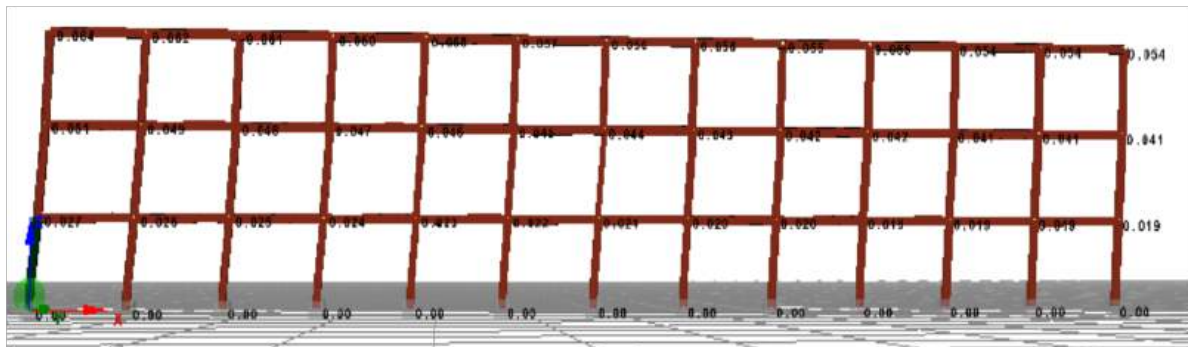
Paso 10 dirección Z

En el paso 10 de la aplicación de la carga en sentido longitudinal la estructura presenta un desplazamiento de azotea de 3 centímetros reflejando aun un comportamiento estructural adecuado.



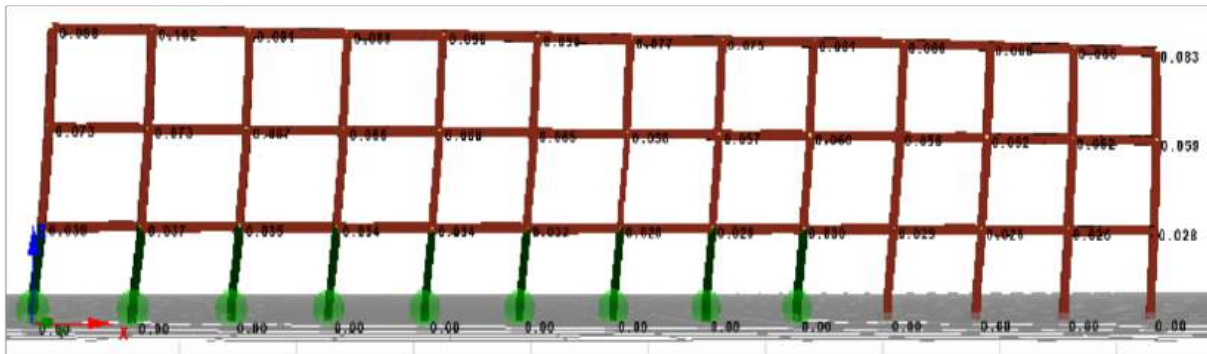
Paso 15 dirección Z

En el paso 15 de la aplicación de la carga en sentido longitudinal la estructura presenta un desplazamiento de azotea de 4.7 centímetros reflejando aun un comportamiento estructural adecuado.



Paso 17 dirección Z

En el paso 17 de la aplicación de la carga en sentido longitudinal la estructura presenta un desplazamiento de azotea de 5.4 centímetros reflejando aun un comportamiento estructural adecuado



Paso 20 dirección Z

En el paso 20 de la aplicación de la carga en sentido longitudinal la estructura presenta un desplazamiento de azotea de 8.3 centímetros acompañado de la formación de articulaciones plásticas en la base de las columnas.

3.2.1.1.1 Datos de entrada al programa

Cargas para marcos nivel 1 y nivel 2

CM=	288.00	k/m ²	288.00	k/m ²
Cvmax=	250	k/m ²	250	k/m ²
Wa=	180	k/m ²	180	k/m ²
w/L= AT*CARGA/l=				
AT=	8	3.74	29.92	m ²
L=	8			
w/l				
CM=	29.92	288.00	1,077.12	k/m
Cvmax=	29.92	250	935.00	k/m
Wa=	29.92	180	673.20	k/m
PRIMERA COMBINACIÓN				
CM+Cvma=	1.1	1,077.12	1.3	935.00
CM+Cva=	1184.832	1215.5	2,400.33	k/m
			24	KN
SEGUNDA COMBINACIÓN				
CM+CVa=	1.1	1,077.12	1.1	673.20
CM+Cva=	1184.832	740.52	1,925.35	k/m
PARA ANÁLISIS PUSH OVER=		1,925.35	k/m	
1KN=	0.0098	KG		
		19	KN	

Cargas para marco azotea

CM=	250.00	k/m2	250.00	k/m2
Cvmax=	100	k/m2	100	k/m2
Wa=	70	k/m2	70	k/m2
w/L= AT*CARGA/l=				
AT=	8	3.74	29.92	m2
L=	8			
w/l				
CM=	29.92	250.00	935.00	k/m
Cvmax=	29.92	100	374.00	k/m
Wa=	29.92	70	261.80	k/m
PRIMERA COMBINACIÓN				
CM+Cvma=	1.1	935.00	1.3	374.00
CM+Cva=	1028.5	486.2	1,514.70	k/m
SEGUNDA COMBINACIÓN				
CM+CVa=	1.1	935.00	1.1	261.80
CM+Cva=	1028.5	287.98	1,316.48	k/m
PARA ANÁLISIS PUSH OVER=		1,316.48	k/m	
1KN=	0.0098	KG		
		13	KN	

Cargas para pasillo

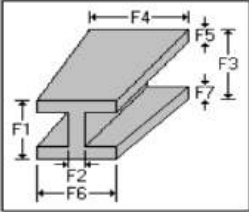
CM=	252.00	k/m ²	252.00	k/m ²
Cvmax=	350	k/m ²	350	k/m ²
Wa=	150	k/m ²	150	k/m ²
PESO DE MUROS DE PASILLOS				
Hi0	1.2	m		
t=	0.1	m		
l=	1	m		
Peso específico=	2400	k/m ³		
W/m=	288	k/m		
PESO DE MUROS DIVISORIOS PARA CANCELERÍA FRONTALES				
Hi0	2.1	m		
t=	0.15	m		
l=	1	m		
Peso específico=	1500	k/m ³		
W/m=	472.5	k/m		
PESO DE MUROS DIVISORIOS PARA CANCELERÍA POSTERIORES				
Hi0	1	m		
t=	0.15	m		
l=	1	m		
Peso específico=	1500	k/m ³		
W/m=	225	k/m		
w/L= AT*CARGA/l=				
AT=	2	3.74	7.48	m ²
L=	2			
CM=	7.48	252.00	942.48	k/m
Cvmax=	7.48	350	1,309.00	k/m
Wa=	7.48	150	561.00	k/m
PRIMERA COMBINACIÓN				
CM+Cvma=	1.1	942.48	1.3	1,309.00
CM+Cva=	1036.728	1701.7	2,738.43	k/m
			27	KN
SEGUNDA COMBINACIÓN				
CM+CVa=	1.1	942.48	1.1	561.00
CM+Cva=	1036.728	617.1	1,653.83	k/m
PARA ANÁLISIS PUSH OVER=		1,653.83	k/m	
1KN=	0.0098	KG	16	KN

Columnas

Las propiedades de las columnas de acero de sección I, se muestran a continuación:

Property

Tapered I



☒ Material
 STEEL

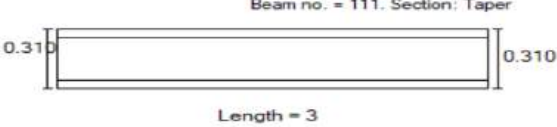
F1 (Depth of Section at Start Node)	0.31	m
F2 (Thickness of Web)	0.009	m
F3 (Depth of Section at End Node)	0.31	m
F4 (Width of Top Flange)	0.206	m
F5 (Thickness of Top Flange)	0.016	m
F6 (Width of Bottom Flange)	0.206	m
F7 (Thickness of Bottom Flange)	0.016	m

Change Assign Close Help

EDIFICIO EN SU ESTADO SIN DIAGONALES - Beam

Geometry Property Loading Shear Bending Deflection

Beam no. = 111. Section: Taper



Length = 3

bf1 = 0.206
0.009
bf2 = 0.206

Physical Properties (Unit: m)

Ax	0.009094	Ix	6.30071e-00
Ay	0.00279	Iy	2.33284e-00
Az	0.00439467	Iz	0.000158701
D	0.31	W	0.206

Assign/Change Property

Material Properties

Elasticity(MTon/m2)	2.09042e+007	Density(kg/m3)	7833.41
Poisson	0.3	Alpha	1.2e-005

STEEL

Assign Material

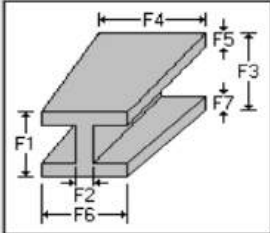
Print Close

Vigas

Las propiedades de las vigas de acero de sección I, se muestran a continuación:

Property

Tapered I



☒ Material
 STEEL

F1 (Depth of Section at Start Node) 0.46 m
 F2 (Thickness of Web) 0.01 m
 F3 (Depth of Section at End Node) 0.46 m
 F4 (Width of Top Flange) 0.192 m
 F5 (Thickness of Top Flange) 0.016 m
 F6 (Width of Bottom Flange) 0.192 m
 F7 (Thickness of Bottom Flange) 0.016 m

Change Assign Close Help

EDIFICIO EN SU ESTADO SIN DIAGONALES - Beam

Geometry Property Loading Shear Bending Deflection

Beam no. = 163. Section: Taper

0.460 0.460

Length = 3.74

bf1 = 0.192
0.010
bf2 = 0.192

Physical Properties (Unit: m)

Ax	0.010424	Ix	6.66955e-00
Ay	0.0046	Iy	1.891e-005
Az	0.004096	Iz	0.000368268
D	0.46	W	0.192

Assign/Change Property

Material Properties

Elasticity(MTon/m2)	2.09042e+007	Density(kg/m3)	7833.41
Poisson	0.3	Alpha	1.2e-005

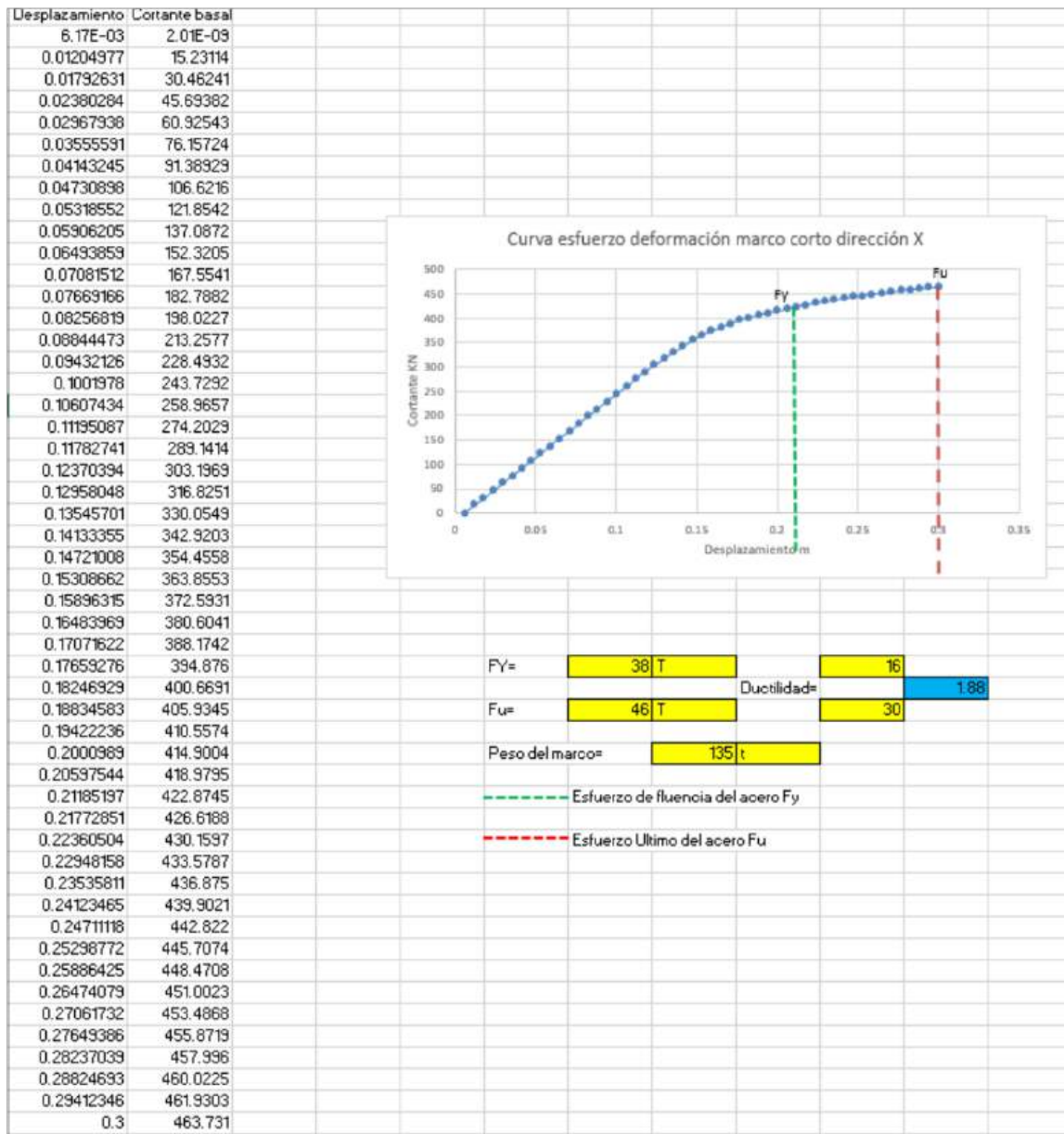
STEEL

Assign Material

Print Close

3.2.1.1.2 Curvas esfuerzo deformación como salida del programa

Curva esfuerzo- deformación marco corto dirección X



Al aplicar la carga lateral constantemente en la dirección X se aprecia que cuando la magnitud de esta esta cercana a las 38 toneladas la estructura alcanza su primera fluencia, es decir alcanza el valor de Fy, en este punto cambia la rigidez del sistema de tal forma que de manera general podemos decir de mayor a menor ya que hubo degradación de rigidez.

tal forma que de manera general podemos decir de mayor a menor ya que hubo degradación de rigidez.

Podemos ver que cuando la estructura alcanza su F_y , esta se ha desplazado en su azotea apenas 6 centímetros.

Con el cociente de $0.117/0.06$ se obtiene la ductilidad del sistema siendo este de 1.92

Con el incremento de carga llega a 80 toneladas y la estructura alcanza su fluencia máxima F_u , para este entonces se ha desplazado 11.7 centímetros.

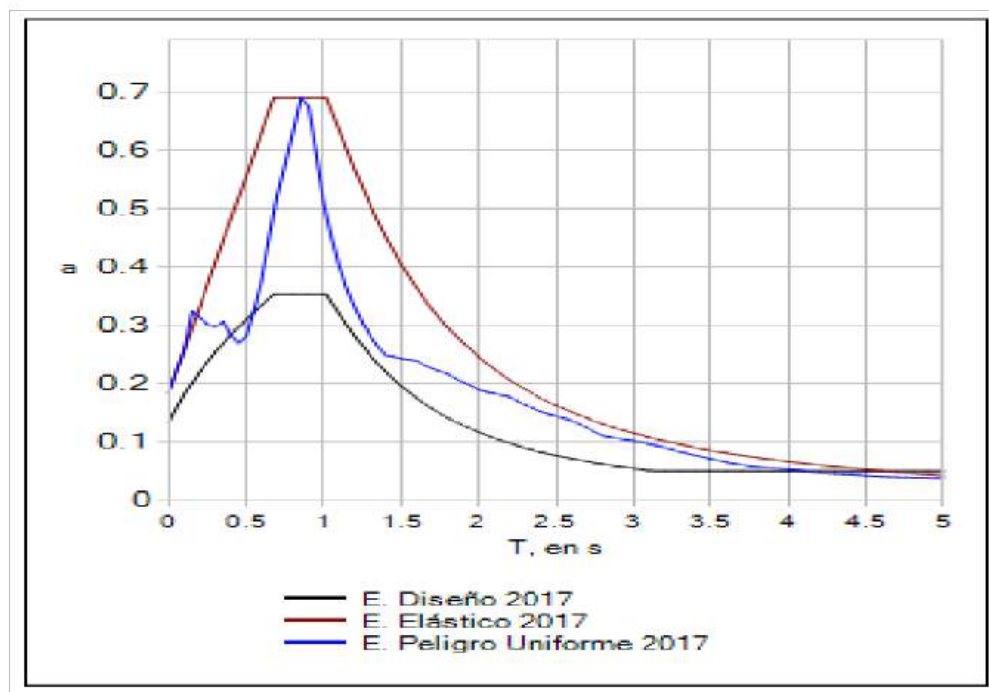
3.2.1.1.3 Índice de daño en función de curvas de vulnerabilidad

Función de vulnerabilidad preliminar marco corto dirección X

Vy=	38	ton
Wt=	135	ton
Ru=	1.88	
Say=	0.28148148	
Sau=	0.52777778	
Sapu=	0.50138889	
m=	9.86867897	
a=	-4.96984091	
m=	9.86867897	
Sau=	0.52777778	

Sa	ID(Sa)
0	0
0.02	4.6629E-14
0.04	4.3608E-11
0.06	2.3842E-09
0.08	4.0769E-08
0.1	3.6873E-07
0.12	2.229E-06
0.14	1.0205E-05
0.16	3.8115E-05
0.18	0.00012187
0.2	0.00034467
0.22	0.00088262
0.24	0.00208178
0.26	0.00458086
0.28	0.00949497
0.3	0.01867131
0.32	0.03500681
0.34	0.06276249
0.36	0.10768829
0.38	0.17656333
0.4	0.27550896
0.42	0.40643997

0.44	0.56199683
0.46	0.72199451
0.48	0.8574837
0.5	0.94578743
0.52	0.98632948
0.54	0.99802985
0.56	0.99986622
0.58	0.99999666
0.6	0.99999998
0.62	1
0.64	1
0.66	1
0.68	1
0.7	1
0.72	1
0.74	1
0.76	1
0.78	1
0.8	1
0.82	1

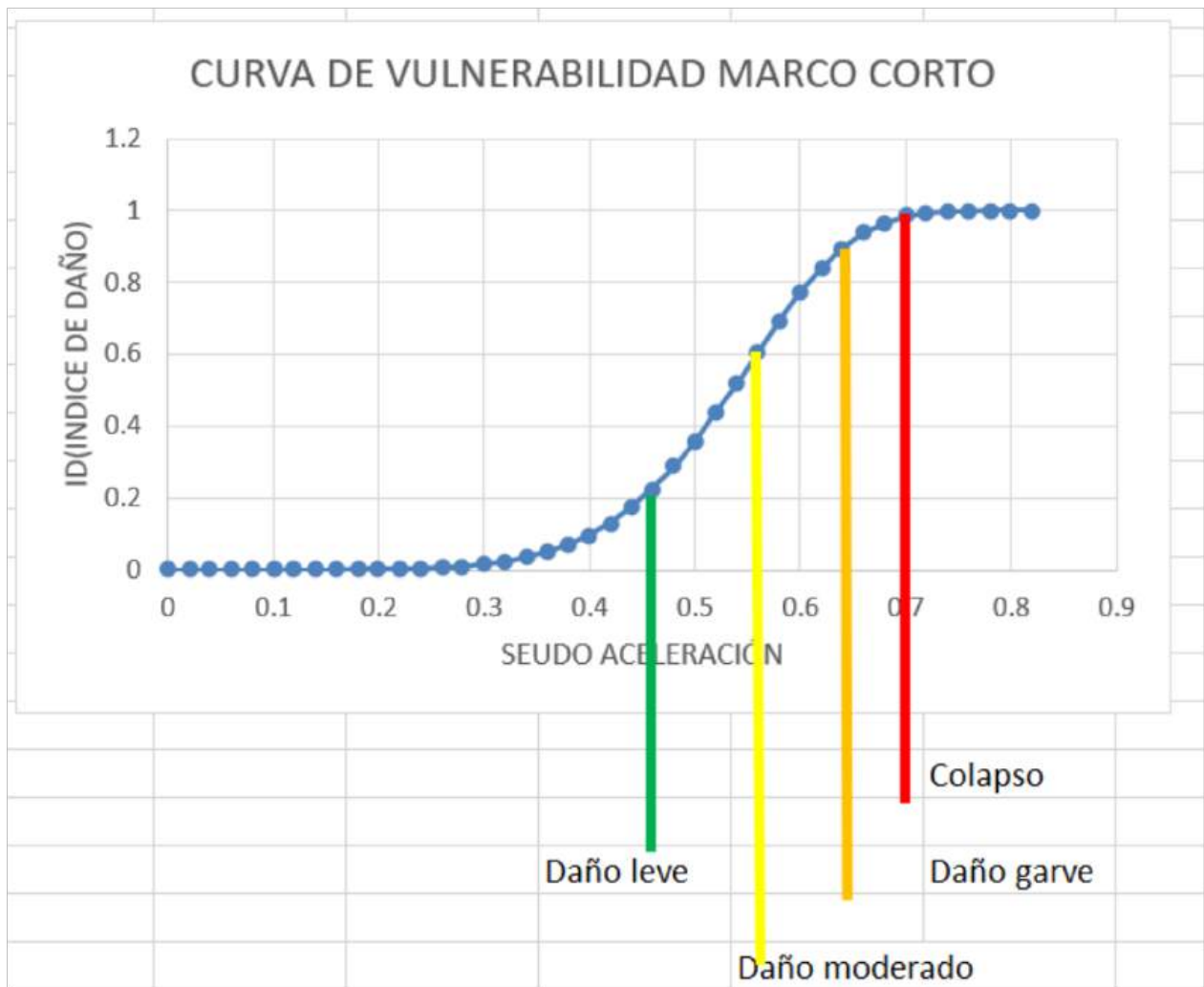


Espectro de diseño en dirección X

Tax= periodo fundamental de vibrar de la estructura en dirección X

Tax=0.15 segundos

Como se puede apreciar en la gráfica del espectro de diseño a Tax, le corresponde una ordenada de pseudo aceleración de 0.18 gals



En la curva de vulnerabilidad del marco corto observamos que para un coeficiente de aceleración de 0.18, corresponde un índice de daño cero.

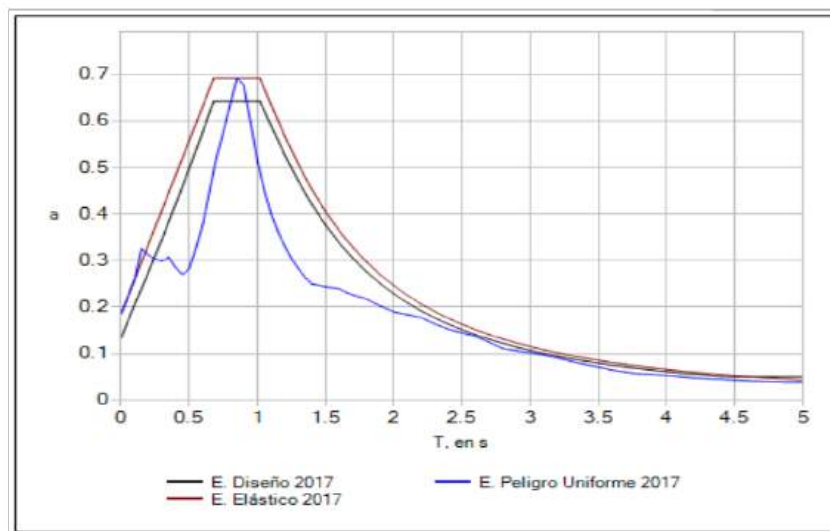
Para el caso que el edificio sea impactado por el sismo de diseño con una aceleración máxima de 0.35 gals, vemos en la curva de vulnerabilidad al correlacionar el 0.35 con la ordenada que incurrirá en un índice de daño del orden de 0.10, correspondiente a daño leve.

Función preliminar de vulnerabilidad marco largo dirección Z

Vy=	60	ton
Wt=	320	ton
Ru=	1.92	
Say=	0.1875	
Sau=	0.359375	
Sapu=	0.34140625	
m=	9.50674864	
a=	-4.87842894	
m=	9.50674864	
Sau=	0.359375	

Sa	ID(Sa)
0	0
0.02	5.7796E-12
0.04	4.2045E-09
0.06	1.985E-07
0.08	3.0586E-06
0.1	2.5516E-05
0.12	0.00014439
0.14	0.00062502
0.16	0.0022226
0.18	0.00679451
0.2	0.01839154
0.22	0.04489684
0.24	0.09972109
0.26	0.20135594
0.28	0.36544151
0.3	0.58371746
0.32	0.80183914
0.34	0.94389132
0.36	0.99298487
0.38	0.9997496
0.4	0.99999863

0.42	1
0.44	1
0.46	1
0.48	1
0.5	1
0.52	1
0.54	1
0.56	1
0.58	1
0.6	1
0.62	1
0.64	1
0.66	1
0.68	1
0.7	1
0.72	1
0.74	1
0.76	1
0.78	1
0.8	1
0.82	1



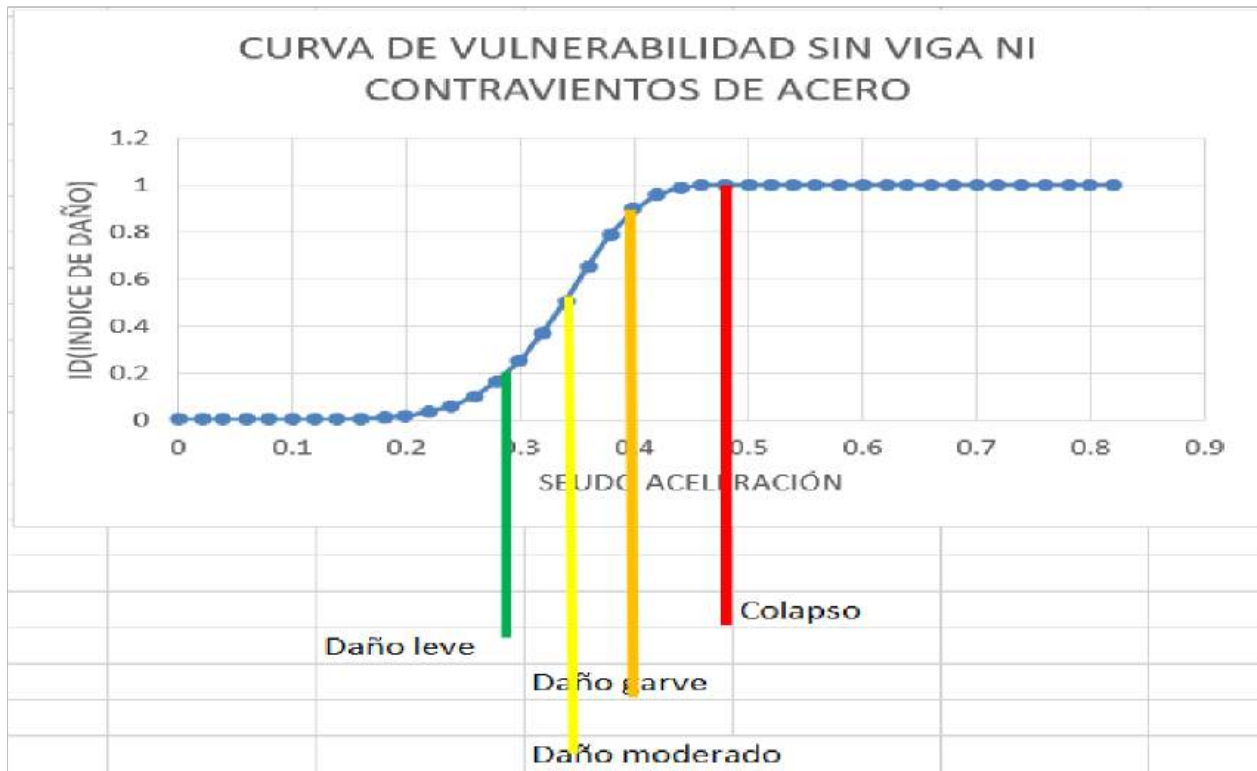
Espectro de diseño en dirección Z

T_{az} = periodo fundamental de vibrar de la estructura en dirección Z

T_{az} =2.78 segundos

Como se puede apreciar en la gráfica del espectro de diseño a T_{az} , le corresponde una ordenada de pseudo aceleración de 0.12 gals, se encuentra en la rama descendente del

espectro con altos desplazamientos, por lo que las distorsiones angulares se encuentran fuera del límite normativo.



Relacionando la aceleración de 0.12 gals, en la curva de vulnerabilidad, obtenemos un índice de daño aparentemente nulo, sin embargo, los desplazamientos son excesivos y las distorsiones se encuentran fuera del rango permitido.

Para el caso que el edificio sea impactado por el sismo de diseño con una aceleración máxima de 0.62 gals, vemos en la curva de vulnerabilidad al correlacionar el 0.62 con la ordenada que incurrirá en un índice de daño del orden de 1, correspondiente al colapso.

3.2.2 Edificio reforzado

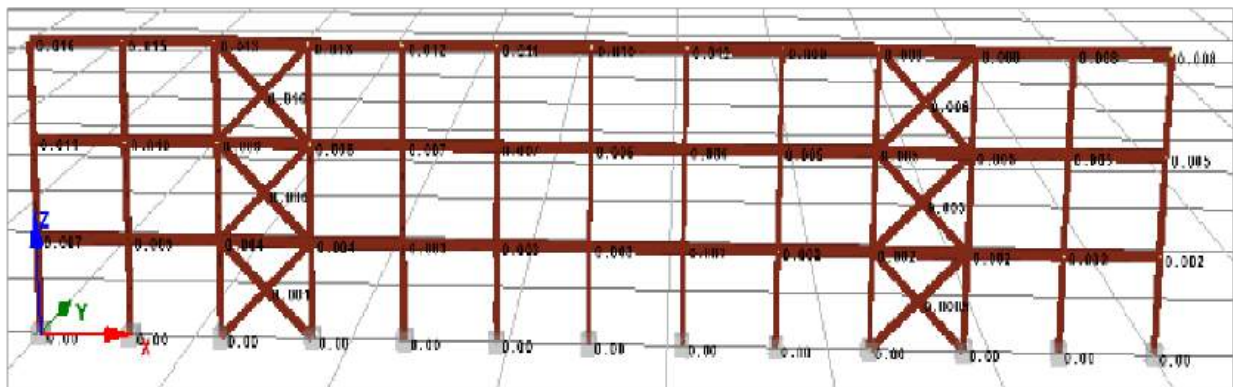
Se realiza el análisis de la estructura con la colocación de una viga longitudinal en la dirección Z a efecto de dotar a la estructura de mayor ductilidad, haciendo que se formen marcos rígidos en esa dirección para poder tipificarla dentro de la tabla 4.2.2 de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo.

Adicionalmente se coloca un sistema de contraventeos de acero colocados de manera simétrica en ambos marcos longitudinales.

Al hacer esta consideración de mejora estructural, resulta posible el análisis con un incremento del factor de comportamiento sísmico $Q_z=2$ para trabajar el modelo como de ductilidad baja. Esto hace que disminuyan las ordenadas espectrales en el espectro de diseño y que además se tome un factor de hiperelasticidad de 1.25, disminuyendo aún más las distorsiones angulares en ambas direcciones de análisis.

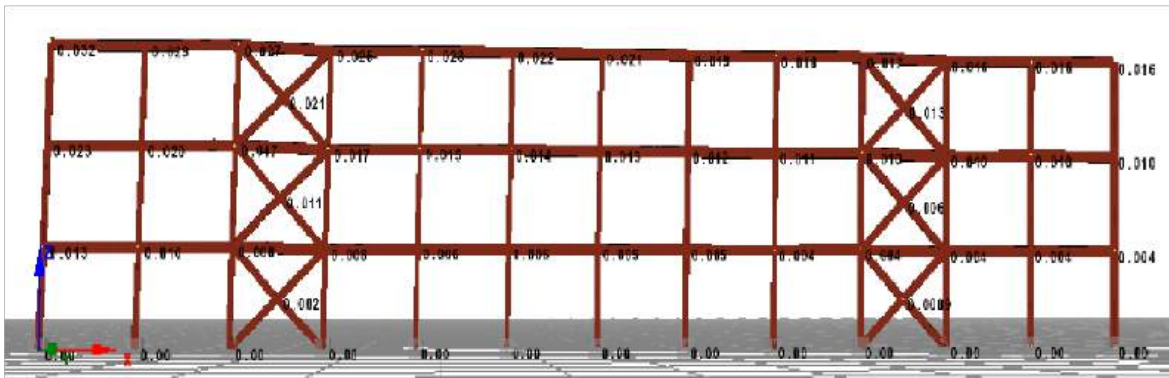
Lo anterior propicia a presentar de nuevo los pasos de aplicación de las cargas ahora sobre el marco longitudinal ya que este es el que se está reforzando, así mismo se presentara de nueva cuenta y de manera resumida todos los aspectos necesarios para realizar una adecuada comparación y preparación de los resultados.

3.2.2.1 Marcos longitudinal y transversal representativos



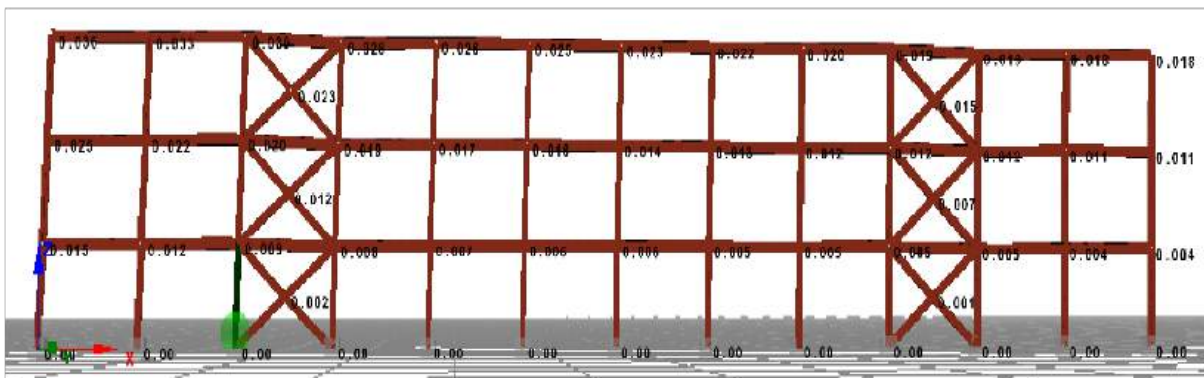
Paso 5 dirección Z

Ahora con la estructura reforzadas con diagonales y la viga longitudinal en el paso 5 de la aplicación de la carga en sentido longitudinal la estructura presenta un desplazamiento de azotea de 0.8 centímetros reflejando aun un comportamiento estructural adecuado.



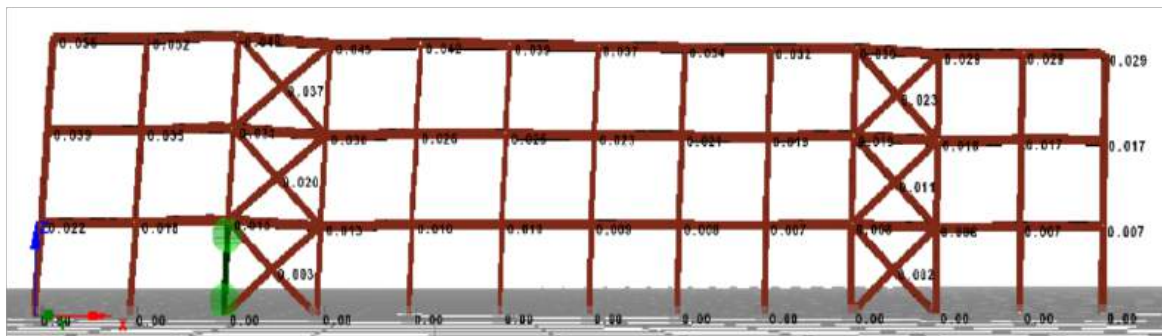
Paso 9 dirección Z

Ahora con la estructura reforzadas con diagonales y la viga longitudinal en el paso 9 de la aplicación de la carga en sentido longitudinal la estructura presenta un desplazamiento de azotea de 1.6 centímetros reflejando aun un comportamiento estructural adecuado.



Paso 10 dirección Z

Ahora con la estructura reforzadas con diagonales y la viga longitudinal en el paso 10 de la aplicación de la carga en sentido longitudinal la estructura presenta un desplazamiento de azotea de 1.8 centímetros reflejando aun un comportamiento estructural adecuado.

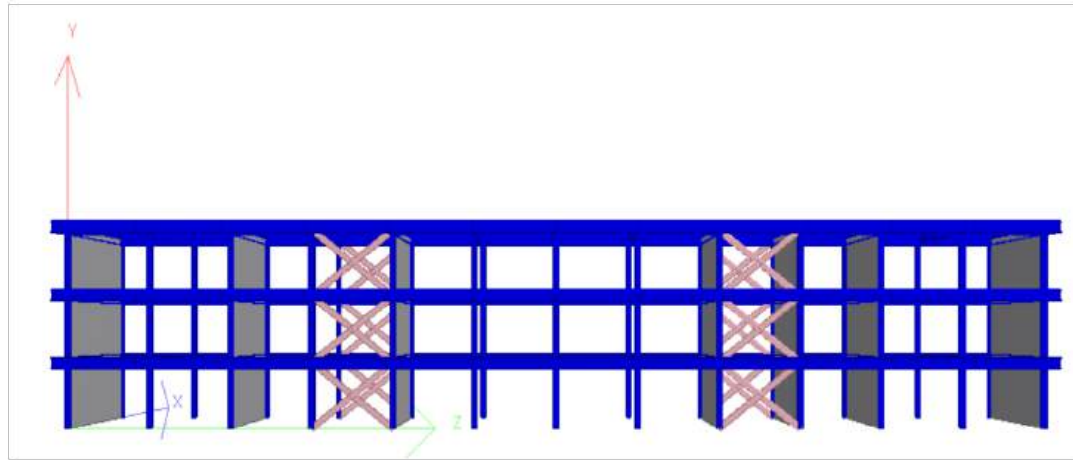


Paso 15 dirección Z

Ahora con la estructura reforzadas con diagonales y la viga longitudinal en el paso 15 de la aplicación de la carga en sentido longitudinal la estructura presenta un desplazamiento de azotea de 2.9 centímetros reflejando aun un comportamiento inadecuado de la estructura debido a la formación de las primeras articulaciones plásticas en las diagonales.

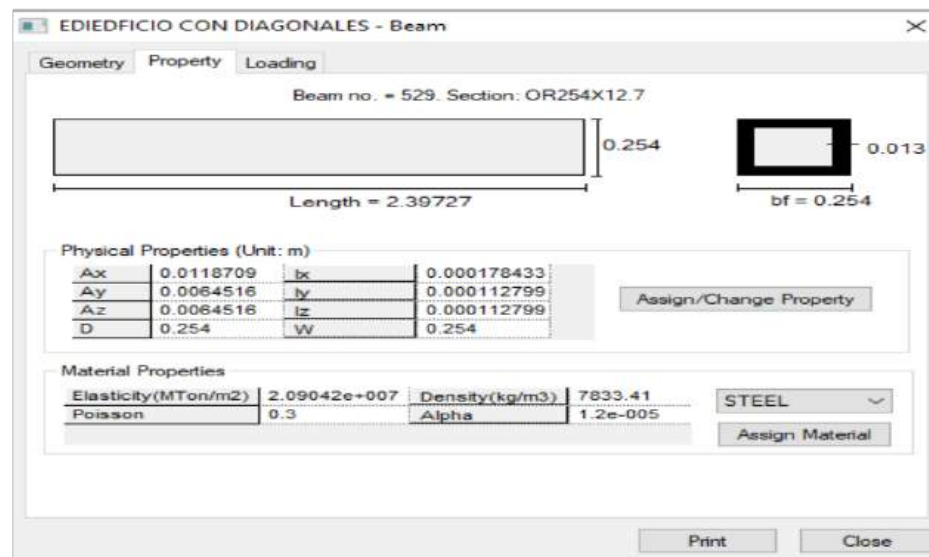
3.2.2.1.1 Datos de entrada al programa

Las propiedades de las columnas y las vigas son las mismas que se han presentado en el tema anterior



Edificio reforzado con vigas longitudinales y contraventeos

Se aprecia los contravientos metálicos colocado de manera simétrica en ambas caras del edificio.



Propiedades de los contraventeos

Se trata de implementar contravientos de sección OR de 254mmx254mmx12.7mm de espesor.

EDIEDFICIO CON DIAGONALES - Beam

Geometry Property Loading

Beam no. = 402. Section: Taper

0.460 0.460

Length = 3.74

bf1 = 0.192
0.010
bf2 = 0.192

Physical Properties (Unit: m)

Ax	0.010424	Ix	6.66955e-00
Ay	0.0046	Iy	1.891e-005
Az	0.004096	Iz	0.000368268
D	0.46	W	0.192

Assign/Change Property

Material Properties

Elasticity(MTon/m2)	2.09042e+007	Density(kg/m3)	7833.41
Poisson	0.3	Alpha	1.2e-005

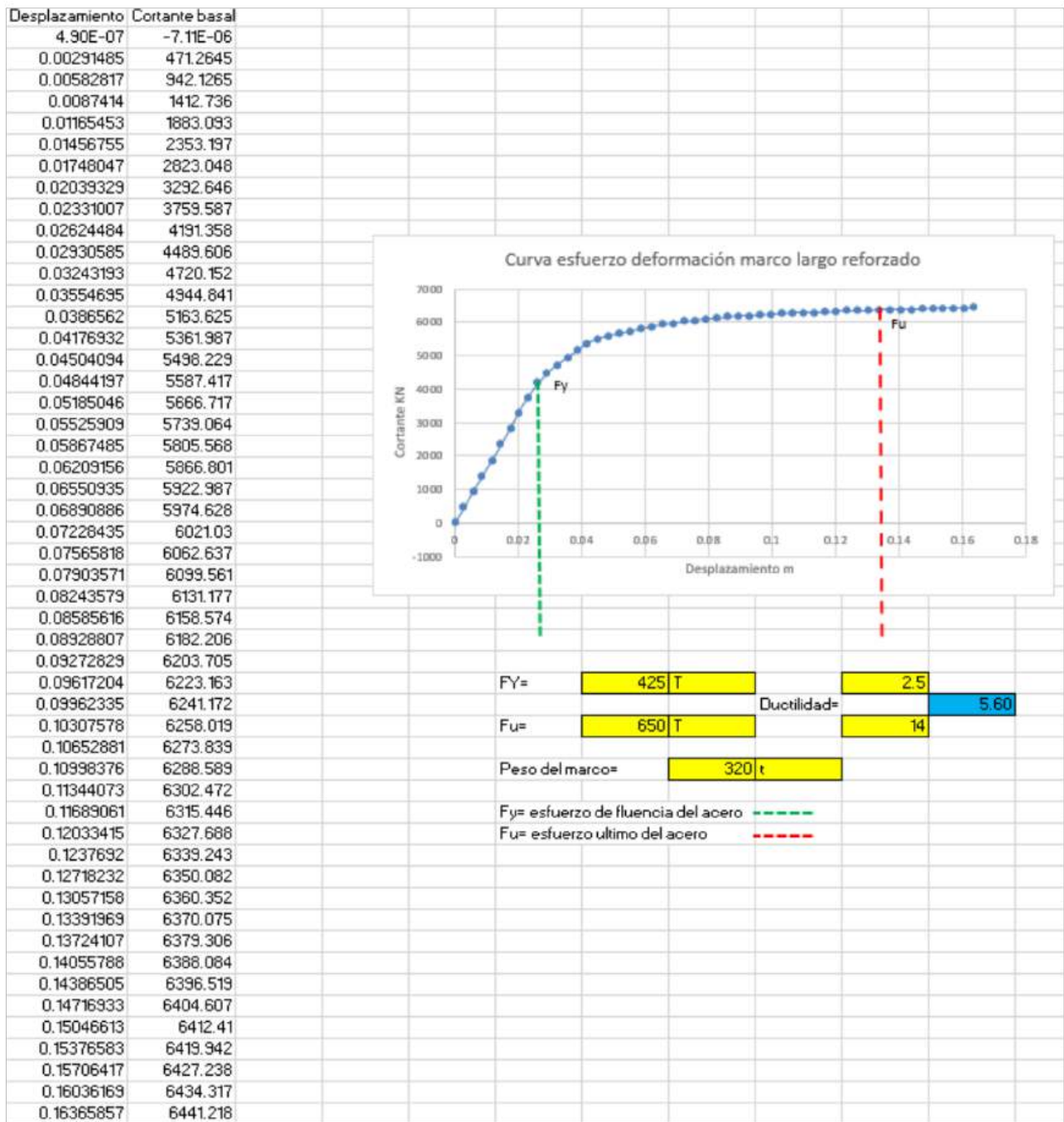
STEEL

Assign Material

Print Close

Propiedades de las vigas de refuerzo longitudinal dirección Z

3.2.2.1.2 Curvas esfuerzo deformación como salida del programa Marco largo, dirección Z reforzado



Al aplicar la carga lateral constantemente en la dirección Z se aprecia que cuando la magnitud de esta es cercana a las 425 toneladas la estructura alcanza su primera fluencia, es decir alcanza el valor de Fy, en este punto cambia la rigidez del sistema de tal forma que de manera general podemos decir de mayor a menor ya que hubo degradación de rigidez.

Podemos ver que cuando la estructura alcanza su F_y , esta se ha desplazado en su azotea apenas 2.5 centímetros.

Con el cociente de $0.13/0.025$ se obtiene la ductilidad del sistema siendo este de 5.60

Con el incremento de carga llega a 650 toneladas y la estructura alcanza su fluencia máxima F_u , para este entonces se ha desplazado 13 centímetros.

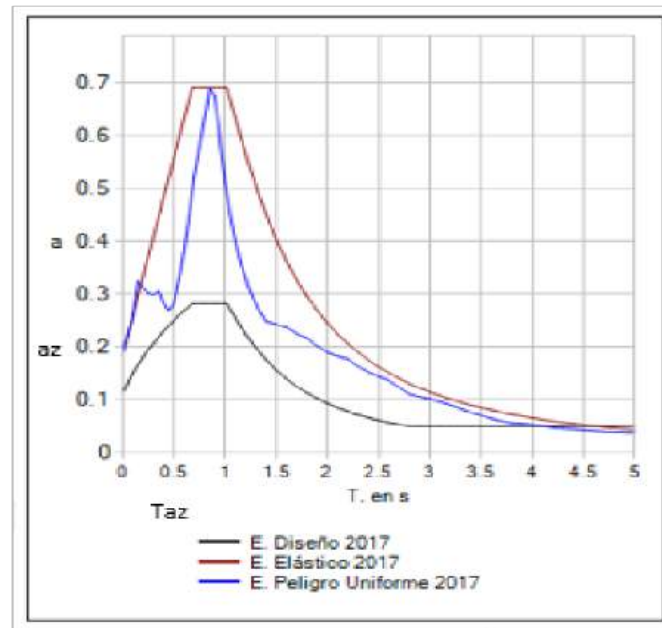
Podemos ver al incremento notorio de resistencia del sistema con la implementación de las vigas longitudinales y las diagonales de contraventeo.

3.2.2.1.3 Índice de daño en función de curvas de vulnerabilidad

Vy=	425	ton
Wt=	320	ton
Ru=	5.60	
Say=	1.328125	
Sau=	7.4375	
Sapu=	7.065625	
m=	3.40857373	
a=	-3.5680804	
m=	3.40857373	
Sau=	7.4375	

Sa	ID(Sa)
0	0
0.02	6.1808E-09
0.04	6.5634E-08
0.06	2.6143E-07
0.08	6.9697E-07
0.1	1.4912E-06
0.12	2.7761E-06
0.14	4.6949E-06
0.16	7.4011E-06
0.18	1.1057E-05
0.2	1.5835E-05
0.22	2.1913E-05
0.24	2.9479E-05
0.26	3.8725E-05
0.28	4.9854E-05
0.3	6.3071E-05
0.32	7.8589E-05
0.34	9.6628E-05
0.36	0.00011741
0.38	0.00014117
0.4	0.00016814
0.42	0.00019856
0.44	0.00023267
0.46	0.00027073
0.48	0.00031299
0.5	0.00035971
0.52	0.00041115
0.54	0.00046758
0.56	0.00052927
0.58	0.0005965
0.6	0.00066954
0.62	0.00074869
0.64	0.00083422
0.66	0.00092643
0.68	0.00102561
0.7	0.00113206
0.72	0.00124609
0.74	0.00136798
0.76	0.00149806
0.78	0.00163664
0.8	0.00178402
0.82	0.00194052
0.84	0.00210646
0.86	0.00228217
0.88	0.00246797
0.9	0.00266419
0.92	0.00287115
0.94	0.00308919
0.96	0.00331864
0.98	0.00355984
1	0.00381314

9	0.99892418
9.02	0.9989786
9.04	0.99903053
9.06	0.99908009
9.08	0.99912735
9.1	0.99917242
9.12	0.99921538
9.14	0.99925632
9.16	0.99929532
9.18	0.99933247
9.2	0.99936784
9.22	0.99940151
9.24	0.99943354
9.26	0.99946402
9.28	0.999493
9.3	0.99952055
9.32	0.99954674
9.34	0.99957162
9.36	0.99959526
9.04	0.99903053
9.06	0.99908009
9.08	0.99912735
9.1	0.99917242
9.12	0.99921538
9.14	0.99925632
9.16	0.99929532
9.18	0.99933247
9.2	0.99936784
9.22	0.99940151
9.24	0.99943354
9.26	0.99946402
9.28	0.999493
9.3	0.99952055
9.32	0.99954674
9.34	0.99957162
9.36	0.99959526
9.38	0.9996177
9.4	0.99963901
9.42	0.99965922
9.44	0.9996784
9.46	0.99969659
9.48	0.99971384
9.5	0.99973019
9.52	0.99974568
9.54	0.99976035
9.56	0.99977424
9.58	0.99978739
9.6	0.99979984
9.62	0.99981161
9.64	0.99982275
9.66	0.99983328
9.68	0.99984323
9.7	0.99985263
9.72	0.99986151
9.74	0.9998699
9.76	0.99987782
9.78	0.99988529
9.8	0.99989233
9.82	0.99989898
9.84	0.99990524
9.86	0.99991115
9.88	0.99991671
9.9	0.99992195
9.92	0.99992688
9.94	0.99993153
9.96	0.9999359
9.98	0.99994
10	0.99994387
10.02	0.9999475
10.04	0.99995091
10.06	0.99995412
10.08	0.99995713
10.1	1
10.12	1
10.14	1
10.16	1
10.18	1



Taz= nuevo periodo fundamental de vibrar de la estructura en dirección Z reforzada con vigas longitudinales y contraventeos simétricos.

Distorsión nueva con el edificio reforzado

YmaxX=	0.01	TABLA 4.2.2 Marcos de acero y muros			YmaxZ=	0.01
H=	3 m		300 cm			
QRx=	4.03					
QRz=	3.24					

Para 3 metros de altura

		X	Z		
3	1	-0.0039	-0.0004		
	2	-0.0025	-0.0007		
	3	-0.0011	-0.0005		
	4	0.0464	0.0088		
	5	0.0084	0.0576		
	6	-0.0065	-0.0011		
	7	0.0439	0.0251		
	8	0.0388	-0.0094		
	9	-0.0489	0.0075		
	10	0.0173	0.0593		
	11	-0.0106	0.054		
	12	0.0005	-0.0559		
	13	-0.0274	-0.0612		
	MAX	0.0464	0.0593		
	MIN	-0.0489	-0.0612		
	MIN ABS	0.0489	0.0612		
	MAX	0.0489	0.0612		
0.0489	0.000163	0.065618231	0.0612	0.000204	0.06602252
300			300		

Para 6 metros de altura

		X	Z		
6	1	-0.0131	-0.0015		
	2	-0.0084	-0.0024		
	3	-0.0037	-0.0017		
	4	0.0971	0.0218		
	5	0.0183	0.1476		
	6	-0.0215	-0.0039		
	7	0.0858	0.0629		
	8	0.0748	-0.0256		
	9	-0.1084	0.0192		
	10	0.0307	0.1509		
	11	-0.0276	0.1378		
	12	-0.006	-0.1442		
	13	-0.0643	-0.1573		
	MAX	0.0971	0.1509		
	MIN	-0.1084	-0.1573		
	MIN ABS	0.1084	0.1573		
	MAX	0.1084	0.1573		
0.1084	0.000361333	0.145460455	0.1573	0.000524333	0.16969514
300			300		

Para 9 metros de altura

		X	Z		
9	1	-0.0253	-0.0031		
	2	-0.0146	-0.0043		
	3	-0.0067	-0.0031		
	4	0.1359	0.036		
	5	0.0275	0.2416		
	6	-0.0399	-0.0074		
	7	0.1122	0.1023		
	8	0.0957	-0.0427		
	9	-0.1597	0.0304		
	10	0.0363	0.2462		
	11	-0.0453	0.2246		
	12	-0.0187	-0.237		
	13	-0.1002	-0.2585		
	MAX	0.1359	0.2462		
	MIN	-0.1597	-0.2585		
	MIN ABS	0.1597	0.2585		
	MAX	0.1597	0.2585		
0.1597	0.000532333	0.214299213	0.2585	0.000861667	0.27886964
300			300		

Las distorsiones se encuentran con valores menores a la unidad, lo que indica que con la estructura reforzada con vigas longitudinales y contravientos de acero se encuentran por debajo del límite permisible, ya que la estructura se dota de mayor rigidez con la implementación de las vigas longitudinales y los contraventeos de acero.

Taz= 0.216 segundos

En la gráfica del espectro de diseño se observa que, para un periodo de vibrar Taz de 0.216 segundos, le corresponde un cociente de aceleración de 0.17



Relacionando la aceleración de 0.17 gals, en la curva de vulnerabilidad, obtenemos un índice de daño nulo, y las distorsiones angulares se encuentran dentro del límite permitido.

Para el caso que el edificio sea impactado por el sismo de diseño con una aceleración máxima de 0.29 gals, vemos en la curva de vulnerabilidad al correlacionar el 0.29 con la ordenada que incurrirá en un índice de daño del orden del 20%, correspondiente al daño leve.

Discusión de la investigación científica

Debido a que hasta hoy no existían funciones de vulnerabilidad específicas para representar el daño en los edificios escolares atípicos, con el resultado de la presente investigación se aportan bases científicas para decidir y afirmar que este tipo de edificios no deben continuar operando y el servicio tiene que ser suspendido hasta que sean reforzados estructuralmente.

A pesar de que se ha logrado determinar de manera sencilla y con fácil interpretación la vulnerabilidad sísmica de aquellos edificios escolares desplantados en suelo de transición de la alcaldía Iztapalapa en base a sus respectivas funciones de vulnerabilidad, es necesario hacer llegar la información de manera oportuna a las instituciones públicas encargadas de la seguridad y funcionalidad de los planteles escolares. El reto por venir será el encontrar receptores sensibles a la problemática y con amplio criterio para la escucha y comprensión del riesgo existente.

Una vez que los tomadores de decisiones implementen recurso suficiente para las obras de reforzamiento, es un hecho ya demostrado con este proyecto que se disminuirá la vulnerabilidad proponiendo un sistema de refuerzo estructural que cumple con las normas actuales, lo cual conducirá a una adecuada mitigación del riesgo.

Con la propuesta de usar como herramienta la metodología Push Over para analizar la vulnerabilidad se ha logrado determinar de manera anticipada el posible daño estructural.

Es un hecho que tarde o temprano los eventos sísmicos continuarán impactando al total de las estructuras de manera sorpresiva, y que seguirán modificando de manera significativa su respuesta estructural. Como profesionales en el ramo de la ingeniería civil y demás disciplinas afines no podemos permitir que el sector educativo que aloja a una población particularmente vulnerable continúe en riesgo.

En los resultados de la presente investigación se expone la principal componente de riesgo mediante funciones de vulnerabilidad, en ellas se identifica y exhibe de manera

abierta y clara el incremento en la susceptibilidad de sufrir daños estructurales de los sistemas atípicos.

Como ingenieros civiles y demás profesiones afines, pero sobre todo como padres de familia no podemos ser omisos de la existencia de este letal adversario, es tiempo de que juntos como sociedad entendamos que a medida que el progreso avanza se crean nuevas y variadas vulnerabilidades. Es necesario tomar decisiones con fundamento en el rigor científico y exigir de manera metódica mejores condiciones en la infraestructura física educativa del país y por lo tanto lograr sin duda mejores condiciones de vida.

Esta investigación aporta un esfuerzo a los miles que el país requiere para llevar a buen término de manera conjunta y multidisciplinaria el ejercicio de la ingeniería civil mexicana, la cual no es posible sin la suma de voluntades y la conjunción de expertos en todas las áreas, tanto técnicas como sociales enfocadas a la salva guarda de las vidas de nuestros niños y jóvenes.

Otro factor perene en el cuidado de la calidad estructural de las escuelas desplantadas en suelo de transición de la alcaldía Iztapalapa y en general en la ciudad de México, debido a su ubicación geográfica es el efecto del hundimiento regional que se manifiesta de manera desordenada inclinando las edificaciones y aportando insumos para el crecimiento de la vulnerabilidad.

El reto del ingeniero y en general de la sociedad es y seguirá siendo la lucha constante contra las deformaciones del suelo que no cesaran en tanto continúe el proceso de extracción del agua de sus poros.

Es necesario comentar que existen varios edificios atípicos dispersos en todo el país que por su edad, patología estructural y falta de mantenimiento han acumulado daños a tal grado de que la demolición debe ser inminente.

En base a las preguntas que me hice en el planteamiento del problema identifiqué en base al análisis realizado que:

1.- Los constructores y supervisores, incluidos los funcionarios no ligaron de manera adecuada las vigas con las columnas en sentido longitudinal perdiendo la forma de marco, por lo que tal vez sin saberlo llevaron a la estructura en esa dirección a ser más débil ante la acción sísmica.

2.-Los edificios escolares analizadas incurren en desplazamientos que generan la fluencia o plastificación del acero estructural debido a que no están reforzados en el sentido longitudinal. En este apartado refrendo mi compromiso profesional, moral y ético de difundir de manera ordenada la información obtenida en esta investigación a efecto de aportar medidas de solución científicamente sustentadas.

3.- En el tiempo de construcción de estos edificios (1970) ya se tenían indicios de la influencia destructiva que la extracción del agua del suelo iba a generar, sin embargo, es de resaltar que no existía el cumulo de información con la que hoy contamos.

En cuanto a la pregunta general de mi investigación expongo la respuesta obtenida afirmando que: las escuelas “atípicas” desplantadas en suelo de transición de la alcaldía Iztapalapa son altamente vulnerables ante la acción sísmica y representan riesgo de colapso ante la manifestación del sismo máximo probable.

Argumento además que la hipótesis paletada **se cumple**, toda vez que se demuestra que con la obtención anticipada de los posibles niveles de aceleración y desplazamiento horizontal que el edificio escolar puede soportar sin llegar al colapso, o incluso ocurriendo este, se han obtenido para cada dirección de análisis sus respectivas funciones de vulnerabilidad representativas del daño y aporta insumos científicos para tomar decisiones enfocadas a continuar con las clases con operación normal o se requiere implementar acciones de evacuación temporal hasta el reforzamiento en su estructura.

En el presente proyecto de investigación se desarrollarán las siguientes variables:

La Variable independiente será el colapso causado por el desplazamiento horizontal de la estructura causado por la fuerza lateral incremental.

La Variable dependiente será el conjunto de daños parciales y/o totales en la estructura es decir la operación del inmueble.

El logro del objetivo general se alcanzó al determinar la vulnerabilidad Sísmica del Edificio Escolar representativo que se encuentra desplantados en suelo de transición de la alcaldía Iztapalapa, se logró construir las funciones de vulnerabilidad.

El logro de los objetivos específicos se alcanzo al Identificar las las características de ubicación, físicas y geométricas de la estructura del inmueble educativo y realizando el modelo estructural en el programa Seismostruct.

Se ha propuesto disminuir la vulnerabilidad implementando un sistema de refuerzo estructural que cumpla con las normas actuales.

Se ha demostrado que el uso de la metodología Push Over es recomendable para analizar la vulnerabilidad, y es confiable como una herramienta para el apoyo en la toma de decisiones preventivas de alta eficiencia.

CAPITULO IV

RESULTADOS, RECOMENDACIONES Y APORTES A LA CIENCIA

4.1 Conclusiones

El push over consiste en aplicar a una estructura determinada un conjunto de pasos de aplicaciones de carga estática constante hasta alcanzar la falla del elemento, de tal forma que el comportamiento de la estructura se observa determinando para cada paso de carga con una magnitud determinada el índice de desplazamiento que esta genera sobre la estructura. Es una estrategia ingenieril para la toma de decisiones.

Se ha logrado determinar de manera sencilla y de fácil interpretación la vulnerabilidad sísmica de aquellos edificios escolares desplantados en suelo de transición de la alcaldía Iztapalapa en base a sus respectivas funciones de vulnerabilidad.

Con la propuesta de usar como herramienta la metodología Push Over para analizar la vulnerabilidad se ha logrado determinar de manera anticipada el posible daño estructural.

Se ha demostrado que se cumple la hipótesis planteada.

Se ha obtenido el posible nivel de daño estructural que causan los desplazamientos laterales que llevan a la estructura fuera del límite elástico.

Se han verificado los rangos de deformación que el edificio soporta sin llegar al colapso y se han representado mediante graficas particulares de la función de vulnerabilidad hasta hoy inédita.

Se ha demostrado que los edificios escolares construidos con estructuras de acero desplantados sobre suelo de transición agrietado de la alcaldía Iztapalapa, si no son intervenidos estructuralmente mediante la adición de vigas de acero en el sentido largo para formar marcos rígidos e insertadas dentro de la tipología que marcan las normas técnicas complementarias para diseño pro sismo, son susceptibles de presentar altos índices de daño por la presencia de los sismos y en consecuencia la ocurrencia del colapso estructural y la pérdida de vidas.

Se ha demostrado que este tipo de estructuras en su estado actual sobrepasan las distorsiones angulares que permite la norma sobre todo en el sentido longitudinal.

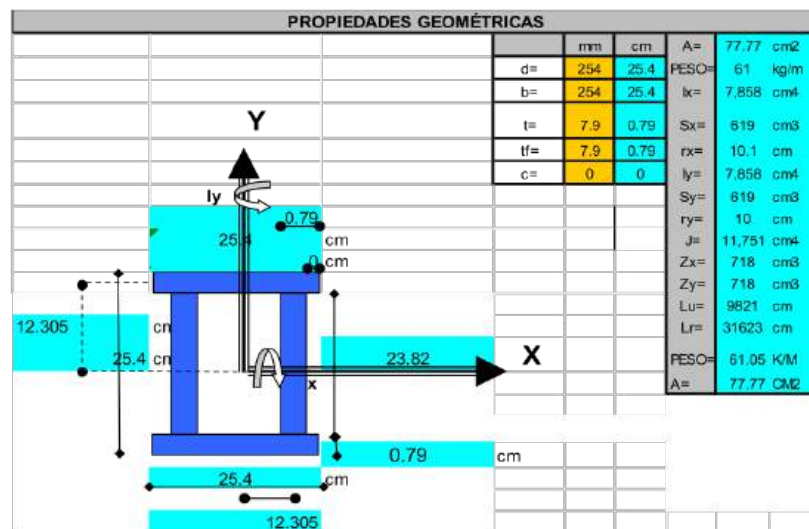
Los edificios escolares atípicos son altamente vulnerables en condiciones dinámicas.

Con las curvas de vulnerabilidad se ha obtenido información de carácter científico y de fácil lectura, que sin duda salvara vidas de los alumnos y el personal docente.

Se demuestra que los edificios escolares contruidos con estructuras de acero desplantados sobre suelo de transición agrietado de la alcaldía Iztapalapa, intervenidos estructuralmente mediante la adición de vigas de acero en el sentido largo para formar marcos rígidos y con la colocación de contra vientos de acero, entran a la tipología que marcan las normas técnicas complementarias para diseño pro sismo, y su grafica de vulnerabilidad indica que se encuentran alejados de la zona de daños que puedan ocasionar el colapso.

2.- Se recomienda realizar uniones rígidas tipo 1 de elementos estructurales mediante placas de momento superior e inferior soldadas con filete con tamaño mínimo de pierna de 8mm, para conectar patines de vigas a columnas, para ello las vigas de conectarán al alma de las columnas, usando electrodos E70, con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y $F_u = 4900 \text{ kg/cm}^2$, en base al punto 10.2.2.1 de las NTC-ACERO-2017

3.- Se recomienda colocar sistemas de diagonales, o contravientos metálicos en forma de cruz conectados en los nodos inferior y superior opuesto y viceversa en la otra dirección, las secciones de las diagonales serán nimio de:



Deberán cumplir con la NMXB-254, ASTM GR A-36, con $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ y $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$, en base a la tabla 1.4.1 de las NTC-ACERO-2017

Las diagonales deberán colocarse mínimo en 4 crujías por nivel y de manera simétrica en ambas caras del edificio.

Con la adición de diagonales el sistema estructural adquiere una nueva tipificación que resulta favorable para la estructura al tomar en cuenta un factor de hiper elasticidad de 1.25 reduciendo así las ordenadas espectrales y alejándose de un índice de daño mayor.

4.- Se recomienda realizar acciones de reforzamiento estructural en todos aquellos edificios escolares atípicos independiente mente del número de niveles y la ubicación en la que se encuentren.

- 5.- Las aulas escolares deben ser tratadas adecuadamente con acciones de mantenimiento preventivo y correctivo de manera integral.
- 6.- Se requiere por ende la continuidad de operaciones en el sentido de monitorear constantemente mediante la aplicación de técnicas topográficas todos los inmuebles escolares tanto públicos como privados, pues la inclinación de la estructura juega un papel muy importante en su desempeño estructural.
- 7.- Se sugiere realizar estudios de vulnerabilidad sísmica en todos los edificios atípicos desplazados en suelos tipo 1 y tipo 3
- 8.- Se recomienda intervenir los edificios escolares en materia de seguridad estructural con la participación de empresas constructoras y de supervisión especialistas, como es el DRO, CSE y proyectistas.
- 9.- Se recomienda calificar a los soldadores para un procedimiento específico (abarcando los límites que permita el código AWS D1.1

4.3.2 Recomendaciones generales

Armado

Todas las partes de miembros que estén en proceso de colocación de tornillos se mantendrán en contacto entre sí rígidamente, por medio de tornillos provisionales. Durante la colocación de las partes que se unirán entre sí no debe distorsionarse el metal ni agrandarse los agujeros. Una concordancia pobre entre agujeros es motivo de rechazo.

Las superficies de partes unidas con tornillos de alta resistencia que estén en contacto con la cabeza del tornillo o con la tuerca tendrán una pendiente no mayor que 1:20 con respecto a un plano normal al eje del tornillo. Si la pendiente es mayor se utilizarán roldanas endurecidas para compensar la falta de paralelismo. Las partes unidas con tornillos de alta resistencia deberán ajustarse perfectamente, sin que haya ningún material compresible entre ellas. Todas las superficies de las juntas, incluyendo las adyacentes a las roldanas, estarán libres de costras de laminado, exceptuando las que resistan un cepillado vigoroso hecho con cepillo de alambre, así como de basura, escoria o cualquier otro defecto que impida que las partes se asienten perfectamente.

Las superficies de contacto en conexiones por fricción estarán libres de aceite, pintura y otros recubrimientos, excepto en los casos en que se cuente con información sobre el comportamiento de conexiones entre partes con superficies de características especiales.

Dependiendo del tipo de conexión, puede requerirse que a los tornillos A325 y A490 se les dé una tensión de apriete no menor que la indicada en la tabla 10.3.1. Esta tensión se dará por el método de la vuelta de la tuerca, con un indicador directo de tensión, o con una llave de tuercas calibrada, o se utilizarán tornillos cuyo diseño permita conocer la tensión a la que están sometidos.

Cuando se emplea el método de la vuelta de la tuerca no se requieren roldanas endurecidas, excepto cuando se usan tornillos A490 para conectar material que tenga un

límite de fluencia especificado menor que 275 MPa (2 800 kg/cm²); en ese caso se colocarán roldanas endurecidas bajo la tuerca y la cabeza del tornillo.

Los agujeros para construcción atornillada Los tipos de agujeros reconocidos por estas Normas son los estándares, los sobredimensionados, los alargados cortos y los alargados largos.

Los agujeros serán estándar, excepto en los casos en que el diseñador apruebe, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros de algún otro tipo.

Los agujeros pueden punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los remaches o tornillos más 3 mm (1/8 pulgadas), pero deben taladrarse o punzonarse a un diámetro menor, y después rimarse, cuando el material es más grueso. El punzón para todos los agujeros sub punzonados, y el taladro para los sub taladrados, debe ser cuando menos 1.5 mm (1/16 pulgadas), menor que el diámetro nominal del remache o tornillo.

Las piezas terminadas en taller deben estar libres de torceduras y dobleces locales, y sus juntas deben quedar acabadas correctamente. En miembros que trabajarán en compresión en la estructura terminada no se permiten desviaciones, con respecto a la línea recta que une sus extremos, mayores de un milésimo de la distancia entre puntos que estarán soportados lateralmente en la estructura terminada.

La distancia máxima, con respecto a la longitud teórica, que se permite en miembros que tengan sus dos extremos cepillados para trabajar por contacto directo, es un milímetro. En piezas no cepilladas, de longitud no mayor de diez metros, se permite una discrepancia de 1.5 mm, la que aumenta a 3 mm, cuando la longitud de la pieza es mayor que la indicada.

Las bases de columnas y las placas de base cumplirán los requisitos siguientes: a) No es necesario cepillar las placas de base de grueso no mayor de 51 mm (2 pulg.), siempre que se obtenga un contacto satisfactorio.

Las placas de grueso comprendido entre más de 51 mm (2 pulg.) y 102 mm (4 pulg.) pueden enderezarse por medio de prensas o, si no se cuenta con las prensas adecuadas, pueden cepillarse todas las superficies necesarias para obtener un contacto satisfactorio.

b) No es necesario cepillar las superficies inferiores de las placas de base cuando se inyecte bajo ellas un mortero de resistencia adecuada que asegure un contacto completo con la cimentación.

c) No es necesario cepillar las superficies superiores de las placas de base ni las inferiores de las columnas cuando la unión entre ambas se haga por medio de soldaduras de penetración completa.

Pintura

Después de inspeccionadas y aprobadas, y antes de salir del taller, todas las piezas que deben pintarse se limpiarán cepillándolas vigorosamente, a mano, con cepillo de alambre, o con chorro de arena o granalla, para eliminar escamas de laminado, óxido, escoria de soldadura, basura y, en general, toda materia extraña. Los depósitos de aceite y grasa se quitarán por medio de solventes.

Las piezas que no requieran pintura de taller se deben limpiar también, siguiendo procedimientos análogos a los indicados en el párrafo anterior.

A menos que se especifique otra cosa, las piezas de acero que vayan a quedar cubiertas por acabados interiores del edificio no necesitan pintarse y las que vayan a quedar ahogadas en concreto no deben pintarse. Todo el material restante recibirá en el taller una mano de pintura anticorrosiva, aplicada cuidadosa y uniformemente sobre superficies secas y limpias, por medio de brocha, pistola de aire, rodillo o por inmersión.

El objeto de la pintura de taller es proteger el acero durante un período de tiempo corto, y puede servir como base para la pintura final, que se efectuará en obra.

Las superficies que sean inaccesibles después del armado de las piezas deben pintarse antes.

Todas las superficies que se encuentren a no más de 50 mm de distancia de las zonas en que se depositarán soldaduras de taller o de campo deben estar libres de materiales que dificulten la obtención de soldaduras sanas o que produzcan humos perjudiciales.

Cuando un elemento estructural esté expuesto a los agentes atmosféricos, todas las partes que lo componen deben ser accesibles de manera que puedan limpiarse y pintarse.

Condiciones generales de montaje.

El montaje debe efectuarse con equipo apropiado, que ofrezca la mayor seguridad posible. Durante la carga, transporte y descarga del material, y durante el montaje, se adoptarán las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos. Si a pesar de ello algunas de las piezas se maltratan y deforman, deben ser enderezadas o repuestas, según el caso, antes de montarlas, permitiéndose las mismas tolerancias que en trabajos de taller.

Anclajes.

Antes de iniciar el montaje de la estructura se revisará la posición de las anclas, que habrán sido colocadas previamente, y en caso de que haya discrepancias, en planta o en elevación, con respecto a las posiciones mostradas en planos, se tomarán las providencias necesarias para corregirlas o compensarlas.

Conexiones provisionales.

Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deben sostenerse individualmente o ligarse entre sí por medio de tornillos o soldaduras provisionales que proporcionen la resistencia requerida en estas Normas, bajo la acción de cargas muertas y esfuerzos de montaje, viento o sismo. Así mismo, deben tenerse en cuenta los efectos de cargas producidas por materiales, equipo de montaje, etc. Cuando

sea necesario, se colocará en la estructura el contraventeo provisional requerido para resistir los efectos mencionados.

Tolerancias.

Se considerará que cada una de las piezas que componen una estructura está correctamente plomeada, nivelada y alineada, si la tangente del ángulo que forma la recta que une los extremos de la pieza con el eje de proyecto no excede de $1/500$. En vigas teóricamente

horizontales es suficiente revisar que las proyecciones vertical y horizontal de su eje satisfacen la condición anterior.

Deben cumplirse, además las condiciones siguientes:

a) El desplazamiento del eje de columnas adyacentes a cubos de elevadores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, el desplazamiento puede aumentar 1 mm por cada piso adicional, hasta un máximo de 50 mm.

b) El desplazamiento del eje de columnas exteriores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm hacia fuera del edificio, ni 50 mm hacia dentro, en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, los límites anteriores pueden aumentarse en 1.5 mm por cada piso adicional, pero no deben exceder, en total, de 50 mm hacia fuera ni 75 mm hacia dentro del edificio.

Alineado y plomeado.

No se colocarán tornillos ni soldaduras permanentes hasta que la parte de la estructura que quede rigidizada por ellos esté alineada y plomeada.

Ajuste de juntas de compresión en columnas.

Se aceptarán faltas de contacto por apoyo directo, independientemente del tipo de unión empleado (soldadura de penetración parcial o tornillos), siempre que la separación entre las partes no exceda de 1.5 mm. Si la separación es mayor de 1.5 mm, pero menor de 6

mm, y una investigación ingenieril muestra que no hay suficiente área de contacto, el espacio entre las dos partes debe llenarse con láminas de acero de grueso constante. Las láminas de relleno pueden ser de acero dulce, cualquiera que sea el tipo del material principal. (Ciudad de México, 2017)

Recomendaciones.

Se recomienda al lector ampliar la investigación al aplicar las técnicas ingenieriles que maneja en el ámbito de su competencia siempre y cuando estén enfocadas del diseño estructural y de protección civil, o bien a los directores responsables de obra y corresponsables en seguridad estructural revisar cuidadosamente todos aquellos planteles educativos que les son asignados antes, durante y después de una emergencia como coadyuvantes de la administración pública.

Lo anterior deberá ser en estricto apego a la normatividad vigente en combinación con la ética profesional.

Me queda pendiente el análisis de distintos tipos o familias de edificios escolares que presentan patologías estructurales deficientes y que suman riesgo a la sociedad, para resolver este problema se requiere la participación activa y entusiasta del gremio de la ingeniería y arquitectura.

Referencias Bibliográficas

(s.f.).

Alcocer Martínez de Castro, S. (2019). *Guía técnica para la rehabilitación sísmica de edificios escolares de la ciudad de México*. México: Instituto de ingeniería de la UNAM.

Alexander, D. (2013). *Resilience and disasters risk reduction: an etymological journey*. Nat.hazards earth syst.sci.

Arnal Simon, L. (30 de Diciembre de 2017). N.T.C.SISMO 2017. *N.T.C.SISMO 2017*. México, D.F., México: Trillas.

Arnal Simón, L., & Betancourt Suárez, M. (30 de Diciembre de 2017). N.T.C.Criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones 2017. *N.T.C.Criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones 2017*. México, D.F., México: Trillas.

Arnal Simon, L., & Betancourt Suarez, M. (2017). Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. *Normas tecnicas complementarias para diseño por sismo*, 1498-1499.

Arnal, L. S., & Betancourt Suárez, M. (2019). *Reglamento de construcciones para el Distrito Federal*. México: trillas.

Arroyo contreras, M. G., Zermeño de Leon, M. E., & Castañeda Alvarado, J. A. (2004). *El agrietamiento en aguas calientes*. Aguas calientes: Univercidad autonomoa de aguas calienets.

Audefroy, J., & Cabrera , N. (2008). *Riesgo y Vulnerabilidad en la zona metropolitana de la ciudad de México*. México: ESIA.

Avila Espinosa, J. (1993). *Conceptos basicos del mantenimiento*. México: sociedad mexicana de mantenimiento a.c.

Bazán , E., & Meli, R. (2011). *Diseño sísmico de edificios*. México: LIMUSA.

- Bourdieu, P., Claude Chamboredon, J., & Claude Passeron, J. (2002). *El oficio de Sociologo*. Argentina: siglo veintiuno.
- CENAPRED. (2005). Fasiculo sismos. *Sismos*, 1-13.
- CEPREDENAC-PNUD. (2003). *La gestión local del riesgo. Nociones y Precisiones en torno al concepto y a la práctica*. Guatemala.
- Ciudad de México, G. (2017). Normas tecnicas complementarias para diseño por sismo. *Normas tecnicas complementarias para diseño por sismo*, 53.
- Gobernación, S. d. (2012). Ley General de Protección Civil. *Ley General de Protección Civil*, 5.
- Lavell, A. (2005). *Manual de gestión local del riesgo-nociones y precisiones en torno al concepto y la práctica Cepredenac-PNUD*. Guatemala.
- McCorman, J. (2002). *Diseño de estructuras de acero método LRFD*. Michoacan: Alfaomega.
- Oliver Smith , A. (2016). *Investigación forense de desastres, un marco conceptual y guía para la investigación*. México.
- Pérez Alamá, V. (2015). *Diseño y cálculo de estructuras de concreto reforzado*. México: Trillas.
- Rivera Domínguez, M. E., Romero Romero, I. E., & Suariano Méndez, Q. A. (30 de Diciembre de 2018). Elaboración de curvas de vulnerabilidad para edificios de marcos de acero. *Elaboración de curvas de vulnerabilidad para edificios de marcos de acero*. San Salvador, Salvador, Salvador: Univercidad de el Salvador.
- Rivera Vargas, D. (2018). *Estudio para análisis del riesgo sísmico en naucalpan*. México: Facultad de estudios superiores de acatlan.
- Rivera Vargas, D., Godho Ramírez, G., & Uribe, M. A. (2019). Vulnerabilidad sísmica de edificios históricos. *Congreso nacional de ingeniería sísmica*, 3-4.
- Rivera Vargas, Dario; Dominguez Morales, Leobardo;. (2007). Fenomeno de asentamiento regional y sus efectos en las construcciones. *Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, 2.

- Rodríguez Peña, D. (1987). *Diseño practico de estructuras de acero*. México: Sed.
- Santoyo Villa, E., Ovando Shelley, E., Mooser, F., & Leon , P. E. (2005). *Síntesis getécnica del valle de México*. México: TGC.
- sísmica, S. M. (2007). Revisión a los 50 años de los daños ocasionados en la ciudad de México por el sismo del 28 de julio de 1957. *Revista de ingeniería sísmica No.766187(2007)*, 61-76.
- sísmica, S. m. (2016). Una revisión crítica de la práctica del diseño por sismo de estructuras en mexico. *0195-092x*, 27-48.
- SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERIA ESTRUCTURAL A.C. (2017). *Estructuras de acero* . México: SMIE.
- Sociedad Mexicana de mecanica de suelos. (1991). *Agrietamiento de suelos*. México: SMMS.
- Soto Rodríguez, H. (2000). *Diseño de estructuras metálicas*. México: hector soto rodriguez.
- Stamatopoulos, A., & C.Kotzias, P. (1990). *Mejoramiento del suelo por precarga*. México: NORIEGA LIMUSA.
- Tamez González, E. (2001). *Ingenieria de cimentaciones*. México: TGC.
- Vargas Rivera , D. (2007). Evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos. *Coaderno de Investigación 51*, 9.
- Zabala Jorquera, A. (2017). *Modelado y análisis pushover de la respuesta sísmica de estructuras de acero*. Cartagena España: Univercidad politecnica de cartagena.