BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería
Colegio de Ingeniería Civil

MÉTODO PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO (3er ESCRUTINIO)

Que para obtener el grado de:

LICENCIATURA EN INGENIERÍA CIVIL

Presenta:

EDGAR YARED CASTILLO AGUILAR

Asesor de tesis:

PhD. Juan Pablo Hidalgo Toxqui

Coasesor de tesis:

"M.I. EDGAR IRAM VILLAGRAM ARROYO"

Puebla, Pue. Mayo 2022

M. I. Angel Cecilio Guerrero Zamora
Director de la Facultad de Ingeniería
Benemérita Universidad Autónoma de Puebla
P r e s e n t e.

El que suscribe: Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui, asesor del tema de tesis:

"MÉTODO PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO (3er. ESCRUTINIO)"

Presentada por el C. Edgar Yared Castillo Aguilar, -201516570-, pasante del Colegio de Ingeniería Civil, y en atención al oficio No. SAC/1451/2022 con fecha de emisión 17 de agosto de 2022, me permito informar a Usted que después de haber revisado cuidadosamente el contenido temático, metodología, redacción y ortografía de la tesis correspondiente, no tengo inconveniente en autorizar la impresión del mismo.

Sin otro particular, le reitero la seguridad de mi más atenta y distinguida consideración.

A t e n t a m e n t e
"Pensar bien, para vivir mejor"
H. Puebla de Z. a de 18 de agosto de 2022

Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui
Asesor de Tema

BUAP

"HUP, 50 años de enseñanza y salud"

Oficio No. SAC/1451/2022

C. Edgar Yared Castillo Aguilar, -201516570-
Pasante de la Licenciatura en Ingeniería
Civil
P r e s e n t e.

En atención al Tema de Tesis que puso Usted a consideración de la Coordinación de Área y de esta Secretaría Académica en coordinación con la Dirección de ésta Facultad de Ingeniería, dentro del marco de Titulación por Examen Profesional, como medio de Titulación se dio revisión y se ha autorizado el tema denominado:

"MÉTODO PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO (3er. ESCRUTINIO)"

Por lo anterior hago de su conocimiento que se asigna como Asesor de tema al Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui.

Sin más por el momento, le envío la seguridad de mi consideración más distinguida.

A t e n t a m e n t e
"Pensar bien para vivir mejor"
H. Puebla de Z. a 17 de agosto de 2022

M. I. Angel Cecilio Guerrero Zamora
Director

M'ACGZ/M'VGL/barv
C.c.p. Archivo

Facultad de Ingeniería
Blvd. Valsequillo y Av. San Claudio s/n, edif. ING 4, Col. San Manuel, Ciudad Universitaria, Puebla, Pue. C.P. 72570
01 (222) 229 55 00 Ext. 7610

ASUNTO:
AUTORIZACIÓN DE IMPRESIÓN

M.I. ANGUEL CECILIO GUERRERO ZAMORA
DIRECTOR DE LA FACULTAD DE
INGENIERÍA DE LA B.U.A.P.
PRESENTE.

Los suscritos: PhD. Juan Pablo Hidalgo Toxqui y Edgar Iram Villagram Arroyo, Asesor y Co-Asesor respectivamente del tema de tesis titulado:

METODO DE EVALUACIÓN DE VUNERABILIDAD SISMICA PARA EDIFICIOS DE CONCRETO.

Presentado por la C. Edgar Yared Casillo Aguilar, pasante de la carrera de Ingeniería Civil y en atención al oficio No. SAC/1451/2022 de la fecha 17 de Agosto nos permitimos informarle a usted que después de haber revisado cuidadosamente el contenido temático, metodología, la redacción y la ortografía de la tesis mencionada, no tenemos ningún inconveniente en autorizar la impresión de la misma.

Lo que hacemos de su conocimiento para los efectos legales a que haya lugar.

ATENTAMENTE
H. Puebla de Zaragoza a 27 de noviembre de 2021

PhD. Juan Pablo Hidalgo Toxqui
Profesor Investigador y Responsable
del Laboratorio de Estructuras

M.I. Edgar Iram Villagram Arroyo
Profesor de la Facultad de Ingeniería Civil

C.c.p.: Archivos personales
Secretaría Académica
Coordinación Ingeniería Civil
Interesada

DEDICATORIA

A mi madre que día con día se preocupa y ve por mí, incluso a la distancia me demuestra su cariño y me apoya en cada una de mis decisiones con lágrimas en sus ojos, de alegría por verme triunfar y de tristeza por no tenerme a su lado como antes.

A mi padre que siempre vio por la integridad del hogar y que sin importar las circunstancias siempre lo dio todo por su familia, a mi gran ejemplo que siempre se muestra fuerte y comprensible.

A mi hermano que siempre pelea conmigo, pero a pesar de eso siempre será alguien en quien puedo confiar y me demuestra su amor de una manera que solo él y yo sabemos, y que junto a mis padres son mi familia y hogar.

A mi gran amigo, quien fue mi más grande confidente y compañero, que me conoció más de lo que yo a mí y que desde el cielo me ve y se emociona como todos los días lo hacía cuando me recibía.

De igual manera les dedico este logro a todos mis amigos y familiares que creyeron en mí y que hicieron de mi vida universitaria y profesional un día a día lleno de risas y conocimientos compartidos, a esos amigos compañeros de aulas y compañeros de anécdotas, a esos amigos compañeros de trabajo y aliados de aventuras.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco de antemano a la Facultad de Ingeniería de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla por permitirme aprender y desarrollarme como un profesionista a la altura del plantel.

De igual manera agradezco a la Secretaría de Educación Pública, al director Mto. René Alejandro Bautista Flores y a la profesora Sandra Genis Galicia por haber proporcionado los planos y la información necesaria para realizar la evaluación del edificio de la Secundaria Melchor Ocampo.

Aprovecho para agradecer al PhD. Juan Pablo Hidalgo Toxqui por acompañarme en el proceso de elaboración de tesis y depositar su confianza en el desarrollo del tema.

De igual manera agradezco a todos mis profesores que formaron parte de mi formación y que en su pasión por la enseñanza inculcaron en mi los valores y conocimientos necesarios para ser un profesionista capacitado.

RESUMEN

Se adaptó el método establecido por la normativa japonesa para la evaluación de edificio de concreto reforzado con las condiciones que se presentan en el territorio mexicano, el método consiste en determinar qué tan susceptible es una estructura a sufrir daños en un evento sísmico, considerando las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales del edifico, el método toma en cuenta también la presencia de deterioro y daño previo a la evaluación, y comparándolos con indicadores de demanda a los que está sujeta la estructura en su vida útil.

En la investigación se adaptaron las ecuaciones que podrían ser empleadas al aplicar el método a un edificio en México, se propuso utilizar ecuaciones con unidades que sean más comunes en la práctica, es decir, las establecidas por las NTC-2017, con la finalidad de hacer más fácil el cálculo y presentar en una teoría más familiar para el evaluador.

Durante la investigación, se desarrolló una hoja de cálculo en el programa MathCAD, con la finalidad de facilitar la aplicación del método y no requerir de programas especializados de diseño, además el método fue aplicado con una evaluación en retrospectiva de un edificio que sirvió para uso escolar.

ABSTRAC

The application of the method established by the Japanese regulation for the evaluation of reinforced concrete buildings with the conditions by the Mexican territory was evaluated, the method consists of determining how susceptible a structure is to being damaged in a seismic event, considering the mechanical and geometric properties of the structural elements of a buildings, the method also takes account the presence of deterioration and damage prior to the evaluation.

In the investigation adapt the equations that could be use when applied to a building in Mexico, and they were proposed to use equations that are more common and that are established by the NTC-2017 whit the purpose to make the calculation of the indices easier and result in a more family theory for the evaluator.

During the research, a spreadsheet was developed in the Math CAD software, so as to facilitate the application of the method and do not require specialized design software, the method was applied with a retrospective evaluation of a building that was used as a school.

INTRODUCCIÓN

Planteamiento del problema

En México se tiene documentado la actividad sísmica desde principios del siglo XX, siendo los sismos de mayor intensidad y daños los ocurridos en 1932, 1985, y más recientemente los de 2017.

México ha experimentado 310 sismos de magnitud mayor que 6.0 desde 1900 hasta 2020, la mayoría de ellos son originados en los estados de Guerrero, Oaxaca y Chiapas.

Por lo anterior las estructuras estarán sometidas a numerosos eventos sísmicos de elevada magnitud debido a la gran actividad tectónica que presenta la República Mexicana, debido a esto se requiere que las estructuras cuenten con un diseño sismorresistente que asegure su estabilidad durante el sismo por la seguridad de los usuarios.

En las últimas décadas se ha tenido avances significativos en el estudio y desarrollo de normativas que regulen un buen diseño estructural, lo cual hace que los edificios diseñados con normas actualizadas cuenten con un comportamiento sísmico adecuado, sin embargo, hay numerosas estructuras que carecen de un diseño por ser autocostrucción o porque fueron diseñadas por normativas anteriores que no garantizan una seguridad estructural actual adecuado por temas de economía y que aun sigues en uso.

En los sismos recientes se ha observado que muchas estructuras que carecen de un diseño estructural o que tienen un tiempo de vida elevado son los que se ven más afectados antes los eventos sísmicos.

Justificación de la investigación

La república mexicana se encuentra ubicada en una de regiones sísmicas más activas del mundo, aunado a esto, se tiene una cultura de autoconstrucción presente en mayor medida en estructuras de baja altura y de uso habitacional, por consecuencia se tiene un riesgo ante actividad sísmica presente que afecta directamente a los habitantes que residen en edificaciones con poca seguridad estructural.

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica puede ayudar a reducir los riesgos antes de que suceda un sismo, o después para identificar aquellas estructuras que podría estar en peligro su estabilidad física y funcional. De igual manera pueden ayudarnos a identificar los métodos de rehabilitación de estructuras dañadas.

Hay diversos métodos de evaluación de vulnerabilidad sísmica que se han desarrollado en diversos países, los métodos pueden ser muy variados, pero dependen mayormente del objetivo del estudio, la información disponible del inmueble, características de la estructura, destinatario de la información y el número de estructuras a evaluar.

La importancia de evaluar oportunamente la seguridad estructural de una estructura radica principalmente en el factor de riesgo humano y económica; la investigación hace especial énfasis en las estructuras de concreto reforzado de baja altura, que son comunes para el uso habitacional, escolar, y pequeños inmuebles comerciales, por lo cual, el beneficio se ve reflejado directamente en la economía de la población.

En el presente documento se evalúa el método implementado por el gobierno japones para determinar la seguridad estructural de edificios de concreto reforzado para su aplicación en territorio mexicano, adicionalmente se desarrolla una hoja de cálculo con las consideraciones necesarias para evaluar realizar evaluaciones de edificaciones en periodos de tiempo reducidos, para ser aplicada en una evaluación rápida y numerosa.

Hipótesis de trabajo

Es necesario contar con normativas que ayuden a diseñar estructuras seguras, pero también se debe trabajar en normativas que ayuden a evaluar de forma precisa la seguridad de las estructuras existentes, para poder reforzarlas adecuadamente.

En México se tienen una gran cantidad construcciones que carecen de una seguridad sísmica adecuada exponiendo así, a los usuarios.

Al obtener un mecanismo de evaluación más rápido se puede evaluar la capacidad sismorresistente de un mayor número de edificios en un menor tiempo e identificar de manera precisa cuales inmuebles requieren de una restauración sísmica y evitar pérdidas humanas y materiales en un posterior evento sísmico.

Objetivo

Objetivo Principal

Evaluar la aplicación del método de evaluación de la vulnerabilidad propuesto por las normativas japonesas en estructuras de concreto en territorio mexicano, y desarrollar una herramienta que nos permita evaluar en menores tiempos y sin la necesidad de programas especializados una estructura.

Objetivos Particulares

- Identificar las similitudes de la normativa japonesa y la mexicana y proponer alternativas para una correcta aplicación.
- Desarrollar una hoja de cálculo en MathCAD que considere el método propuesto por las normativas japonesas.
- Evaluar la efectividad del método mediante un ejercicio de aplicación.

Marco teórico

Una alternativa que se usa para evaluar la susceptibilidad de un edifico a sufrir daños durante un sismo son los métodos de evaluación de la vulnerabilidad, que se sustentan en fundamentos empíricos o analíticos, generalmente se basan en clasificar las tipologías de edificios con la finalidad de asignarles índices a las diferentes características que se involucran en la respuesta sísmica y compararlas contra índices de demanda. Los métodos pueden ir de menor a mayor complejidad de aplicación, pero que en general resultan de más rápida aplicación que métodos de análisis dinámicos.

El método de evaluación de vulnerabilidad que se estudió en esta investigación fue el propuesto en la Normas de Evaluación Sísmica de Japón publicadas en 2001, en la cual se expone un método que permite evaluar la vulnerabilidad sísmica de un edificio de concreto reforzado, este método destaca por ser propuesto por normativas con la finalidad de verificar la estabilidad de edificios con el cambio de normativas de diseño.

El método cuenta con tres niveles de análisis, dichos niveles se basan en la misma teoría, busca evaluar la resistencia de vulnerabilidad al clasificar los elementos estructurales y asignarles coeficientes, para posteriormente evaluar su comportamiento tanto por resistencia como por desplazamiento.

A medida que incrementa el nivel de análisis se vuelve más complejo y requiere de mayor información acerca de la estructura, sin embargo, se obtienen resultados más exactos al considerar más características de la estructura.

El método emplea el índice sísmico estructural que se obtiene mediante otros tres índices, el índice sísmico básico estructural, el índice de irregularidad y el índice de tiempo.

El índice sísmico básico estructural representa las propiedades de resistencia y deformación de los elementos como lo son las trabes, columnas y muros, se trata de un

indicador que contempla las características mecánicas y geométricas de los elementos estructurales del edificio.

El índice de irregularidad y de tiempo son los encargados de evaluar las condiciones de regularidad arquitectónica y condiciones de daño y deterioro de la estructura, por lo tanto, son índices menores o iguales a 1 que modifican el índice sísmico básico estructural de acuerdo a las condiciones encontradas en la evaluación del edifico.

Pregunta de investigación o hipótesis

Se busca evaluar la viabilidad de aplicar un método establecido en otro país para determinar la vulnerabilidad sísmica de estructuras que carecen de un adecuado diseño estructural.

Se pretende evaluar mediante un ejemplo de aplicación la fiabilidad del método aplicado en territorio mexicano con resultados satisfactorios.

ÍNDICE

RESUMEN ..... **F**

INTRODUCCIÓN ..... **H**

ÍNDICE ..... **M**

CAPÍTULO 1.- ANTECEDENTES **1**
1.1.- MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA 1
1.2.- CLASIFICACIÓN DE MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD 2
1.2.1.- MÉTODOS EMPÍRICOS 2
1.2.2.- MÉTODOS ANALÍTICOS 4
1.3.- NORMATIVA JAPONESA PARA LA EVALUACIÓN DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO 6

CAPÍTULO 2.- MARCO TEÓRICO **7**
2.1.- EVALUACIÓN SÍSMICA 9
2.1.1.- ÍNDICE SÍSMICO BÁSICO ESTRUCTURAL E_0 13
2.1.2.- ÍNDICE DE RESISTENCIA C 14
2.1.3.- ÍNDICE DE DUCTILIDAD F 14
2.1.4.- ÍNDICE DE IRREGULARIDAD S_D 15
2.1.5.- ÍNDICE DE TIEMPO T 15
2.1.6.- ÍNDICE DE DEMANDA SÍSMICA ISO 15

CAPÍTULO 3.- PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN SÍSMICA **17**
3.1.- NORMAS PARA LA EVALUACIÓN SÍSMICA 17
3.2.- PRELIMINARES 17
3.3.- ÍNDICE SÍSMICO BÁSICO ESTRUCTURAL E_0 18
3.3.1.- ÍNDICE SÍSMICO BÁSICO ESTRUCTURAL E_0 18
3.3.2.- ÍNDICE SÍSMICO BÁSICO ESTRUCTURAL CON DUCTILIDAD DOMINANTE 20
3.3.3.- ÍNDICE SÍSMICO BÁSICO ESTRUCTURAL CON RESISTENCIA DOMINANTE 21
3.3.4.- ESTADO ÚLTIMO DE UNA ESTRUCTURA 23
3.3.5.- EXCEPCIONES 23
3.4.- ÍNDICE DE RESISTENCIA C 24
3.4.1.- IDENTIFICAR EL MODO DE FALLA Y CALCULAR LA CAPACIDAD DE CARGA LATERAL ÚLTIMA 24
3.4.2.- ÍNDICE DE RESISTENCIA 24
3.5.- ÍNDICE DE DUCTILIDAD F 25
3.5.1.- MURO CORTANTE 25
3.5.2.- MURO FLEXIONANTE 25

3.5.3.- MURO 26
3.5.4.- COLUMNA CORTANTE 27
3.5.5.- COLUMNA FLEXIONANTE 28
3.5.6.- COLUMNA EXTREMADAMENTE CORTA 28
3.5.7.- COLUMNA GOBERNADA POR CORTANTE O FLEXIÓN EN TRABES 29
3.5.8.- TRABES 30
3.6.- ÍNDICE DE IRREGULARIDAD S_D 31
3.7.- ÍNDICE DE TIEMPO T 38
3.8.- ÍNDICE SÍSMICO ESTRUCTURAL I_S 40
3.9.- ÍNDICE DE DEMANDA SÍSMICA ISO 40
3.10.- RESISTENCIAS ÚLTIMAS DE COLUMNAS 42
3.10.1.- RESISTENCIA FLEXIONANTE ÚLTIMA 42
3.10.2.- RESISTENCIA CORTANTE ÚLTIMA 43
3.11.- DEFORMACIONES ÚLTIMAS EN COLUMNAS 44
3.11.1.- DISTORSIÓN DE ENTREPISO (DRIFS) EN LA RESISTENCIA ÚLTIMA A FLEXIÓN DE LA COLUMNA R_{MU} 44
3.11.2.- DISTORSIÓN PLÁSTICA DE LA COLUMNA ${}_C R_{MP}$ 45
3.11.3.- LÍMITE SUPERIOR DE LA DISTORSIÓN DE UNA COLUMNA FLEXIONANTE ${}_C R_{MAX}$ 46
3.11.4.- DISTORSIÓN DE ENTREPISO EN LA RESISTENCIA CORTANTE ÚLTIMA DE UNA COLUMNA R_{SU} 49
3.12.- DEFORMACIÓN EN LA FLUENCIA DE COLUMNA FLEXIONANTE 50
3.12.1.- COLUMNA 50
3.13.- RESISTENCIAS ÚLTIMAS EN TRABES 51
3.13.1.- RESISTENCIA FLEXIONANTE ÚLTIMA 51
3.13.2.- RESISTENCIA CORTANTE ÚLTIMA 51
3.14.- -CAPACIDAD DE MOMENTO DEL NODO 52

CAPÍTULO 4.- ADECUACIÓN DEL MÉTODO PARA ANÁLISIS EN MÉXICO 53
4.1.- PRELIMINARES 53
4.2.- RESISTENCIA ÚLTIMA EN COLUMNAS 54
4.2.1.- RESISTENCIA CORTANTE 54
4.3.- RESISTENCIA ÚLTIMA EN TRABES 55
4.3.1.- RESISTENCIA FLEXIONANTE ÚLTIMA 55
4.3.2.- RESISTENCIA CORTANTE ÚLTIMA 56
4.4.- ÍNDICE DE DEMANDA SÍSMICA I_{SO} 57

CAPÍTULO 5.- APLICACIÓN DEL MÉTODO 59
5.1.- PRELIMINARES 62
5.2.- RESISTENCIA DE LAS VIGAS 63
5.3.- RESISTENCIA DE LAS COLUMNAS 65
5.4.- CAPACIDAD DE MOMENTO DEL NODO 66
5.5.- CORTANTES EN EL ESTADO ÚLTIMO DE LA COLUMNA Y MODO DE FALLA 68
5.6.- ÍNDICES DE DUCTILIDAD 70

5.7.- ÍNDICE SÍSMICO BÁSICO ESTRUCTURAL....71
5.8.- ÍNDICE DE IRREGULARIDAD....72
5.9.- ÍNDICE DE TIEMPO....73
5.10.- ÍNDICE DE DEMANDA SÍSMICO....74
5.11.- EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA....75
5.12.- DISCUSIONES....76

CONCLUSIONES....78

BIBLIOGRAFÍA....80

ANEXO 1.- RESULTADOS....I

ANEXO 2.- ARCHIVO FOTOGRÁFICO....VIII

ANEXO 4.- HOJA DE CÁLCULO....XIII

ANEXO 4.- PLANOS....XII

O

CAPÍTULO 1.- **ANTECEDENTES**

1.1.- Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de una edificación, una característica que depende de su propio comportamiento ante un evento sísmico donde se evalúa el sismo y el daño que sufre la estructura.

El alcance que tiene una evaluación de vulnerabilidad está relacionado con el daño que se pretende evaluar y el nivel de amenaza que se tiene. Los daños que se pueden presentar están relacionados directamente con la acción sísmica y la capacidad sismorresistente de la estructura, teniéndose que la vulnerabilidad sísmica de un edificio depende necesariamente de la acción y daño sísmico.

Una evaluación de vulnerabilidad sísmica puede ayudar a mitigar riesgos antes de que ocurra un evento sísmico, o después para identificar aquellas estructuras que podría estar en peligro su estabilidad física y funcional. De igual manera pueden ayudarnos a identificar los métodos de rehabilitación de estructuras dañadas.

Nuestro país ha presenciado varios sismos que han expuesto la falta de metodologías para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras, numerosos inmuebles han sufrido daños en mayor o menor medida debido a que no cuentan con un diseño sismorresistente apropiado, por la autoconstrucción o porque tienen una vida útil superior a la proyectada.

Hay diversos métodos de evaluación de vulnerabilidad sísmica que se han desarrollado por diversos autores de diferentes tipos de edificios, estas metodologías dependen principalmente de los siguientes factores:

- Naturaleza y objetivo del estudio

- Información disponible
- Características de los elementos evaluados
- Metodología de evaluación empleada
- Resultados esperados
- Destinatario de la información

Las características más importantes a tomar en cuenta durante una evaluación de una estructura son la tipología del edificio, que describen las características geométricas y mecánicas de los elementos estructurales, y las prácticas constructivas, debido a que las técnicas empleadas pueden variar entre regiones y que pueden afectar directamente propiedades mecánicas.

1.2.- Clasificación de métodos de evaluación de vulnerabilidad

Los métodos de evaluación de vulnerabilidad de una estructura pueden ser clasificados en dos grandes categorías, empíricos y analíticos. La elección de un método está relacionada con el alcance del análisis y las características de las estructuras evaluadas así también, depende de los resultados que se esperan obtener, algunos métodos evalúan la mayor o menor predisposición de una estructura al daño y otros pueden estimar el nivel de daño que se presentara ante la acción sísmica.

1.2.1.- Métodos empíricos

Los métodos empíricos tienen un alto grado de subjetividad, se realizan a través una clasificación de edificaciones según su tipología y evaluando su respuesta mediante la observación del desempeño sísmico de estructuras similares, o mediante la valoración de los elementos significativos de una estructura para generar un índice de vulnerabilidad.

Este tipo de métodos se emplean generalmente cuando la información es limitada, cuando se admiten resultados menos precisos y/o se tratan de evaluaciones menos exigentes y más económicas. Algunos ejemplos son los siguientes:

Matrices de probabilidad de daño

Las matrices de probabilidad de daño son un método que nos proporcionan el grado de exposición a daños en un evento sísmico en cada tipo de estructura, está relacionado a la severidad mediante la intensidad macrosísmica o la aceleración pico del terreno y emplea la escala de intensidad modificada de Mercalli. El método propone la evaluación del índice de vulnerabilidad mediante varios parámetros, como lo son el sistema estructural, la calidad del sistema sismorresistente, la posición de la cimentación, las características topográficas, la configuración de planta y elevación, el tipo de cubierta, entre otros.

El método ya cuenta con 91 tipos de edificaciones, que representan una amplia variedad de configuraciones estructurales desde edificios hasta torres, puentes, presas tuéneles, etc.

Índices de vulnerabilidad

Estos métodos incluyen parámetros relativos que permiten evaluar la susceptibilidad de un edificio a sufrir daño, permite comparar edificaciones que comparten la misma tipología y mediante funciones de vulnerabilidad se puede estimar el nivel de daño esperado. Estos métodos proporcionan un análisis relativo de la vulnerabilidad sísmica de una tipología de edificios en una región por lo que se tiene un limitado alcance al evaluar entre diferentes tipos de edificaciones.

Está basado en la inspección de los elementos que componen una estructura, incluido los elementos no estructurales, e identificando posibles deficiencias sísmicas, se tiene como objetivo calificar las características de diseño sismorresistente y de calidad de

construcción mediante indicadores llamados índices de vulnerabilidad. Los resultados que se obtienen mediante este tipo de metodologías son subjetivos debido a que depende en gran medida a la evaluación por observación y cálculos estructurales simplificados.

Funciones de vulnerabilidad

Las funciones de vulnerabilidad son relaciones graficas o matemáticas que expresan continuamente la relación media entre el daño y la intensidad del sismo en cada tipo de edificación, dichas graficas pueden ser obtenidas mediante ajustes numéricos de una muestra de daño observado en edificios, o por simulaciones numéricas, dando lugar a dos tipos de vulnerabilidad, la observada y la calculada.

Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad son la representación gráfica de la función de distribución acumulada de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño limite especifico, en relación a su respuesta estructural de diferentes tipos de estructura, ante diferentes niveles de severidad sísmica.

Las curvas de fragilidad representan relaciones movimiento-daño para diferentes tipologías de edificaciones, las relaciones se generan a partir de información discreta asociada a parámetros que sirven para caracterizar el movimiento y el daño.

1.2.2.- Métodos analíticos

Los métodos analíticos utilizan como base modelos mecánicos de respuesta estructural e involucran las características mecánicas de la estructura, son evaluaciones más detalladas y con mayor nivel de exactitud, la evaluación mediante estos procedimientos nos proporciona resultados precisos de las características estructurales del edificio y su respuesta ante un sismo.

Estos métodos pueden ser empleados en zonas donde se dispone de ensayos de laboratorios suficientes, debido a que se basa en modelos numéricos que requiere una mayor precisión en el modelado de las características sismorresistente, por lo cual implica evaluaciones más completas y costosas. Entre estos métodos se encuentran los siguientes:

Curvas y matrices de daño obtenidas analíticamente

Estas curvas y matrices son obtenidas a partir de análisis dinámico no lineal, el método requiere de seleccionar el indicador de la acción sísmica con el cual se generan acelerogramas sintéticos, posteriormente se definen las funciones de distribución de probabilidad de daño para obtener curvas de fragilidad o matrices de probabilidad de daño.

Método basado en mecanismos de colapso

El método se basa en la elaboración de un modelo de la estructura considerando sus propiedades estructurales y geométricas. El procedimiento realiza la caracterización mecánica de los elementos estructurales, establece los mecanismos de colapso y posteriormente calcula la capacidad del comportamiento sísmico global, estos procedimientos pueden ser empleados en estructuras de mampostería (D'Ayala y Speranza, 2002) y de concreto reforzado (Consenza et al., 2005).

Método basado en espectro de capacidad

Este tipo de métodos compara el comportamiento estimado de la respuesta sísmica de la estructura con el daño estimado a partir de las ordenadas espectrales de respuesta. El procedimiento considera sistemas de un grado de libertad para representar la respuesta sísmica de la estructura por lo cual se deprecia la participación de los demás modos de vibración.

Métodos basados en desplazamientos

Son métodos que contemplan las características mecánicas y geométricas de la estructura y sus elementos sismorresistentes, se basan en las distorsiones de entrepiso, como es, indicar el daño en una estructura mediante parámetros de demanda sísmica, y pueden contemplar uno o varios grados de libertad.

1.3.- Normativa japonesa para la evaluación de edificios de concreto reforzado

Debido a los daños observados en múltiples edificios entre los sismos de 1948 a 1975, en dicho país se desarrollaron las Normas de Construcción Revisada y la Orden de Aplicación, que entraron en efecto en 1980 (Aoyama, H., 1981).

Durante el desarrollo de la nueva normativa se encontró que la mayoría de las edificaciones existentes que habían sido diseñadas con la antigua normativa no cumplían con los lineamientos del nuevo código de diseño. Por lo cual se desarrollaron varias técnicas para la evaluar la capacidad sísmica de edificios existentes y de ser necesario un refuerzo sísmico. De esta manera la normativa para la evaluación de edificaciones de concreto reforzado fue publicada en su primera versión en 1977.

CAPÍTULO 2.- **MARCO TEÓRICO**

La base teórica se desarrolla principalmente a partir de las Normas de Evaluación Sísmica de Japón publicadas en 2001. Se presenta la descripción teórica y conceptos necesarios para la evaluación de la resistencia sísmica del edificio de la Secundaria Melchor Ocampo.

La normativa plantea los procedimientos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio, desde los pasos preliminares, hasta la comparativa de resistencia y demanda sísmica, para catalogar a una estructura como segura ante acciones símicas específicas.

El método se enfoca únicamente en construcciones existentes donde el sistema estructural sea de marcos de concreto reforzado ortogonales, y en edificios de baja a media altura, planteándose como máximo una estructura de 6 niveles.

Debido a que se trata de una evaluación se consideran las propiedades de resistencia últimas y las acciones de demanda de sitio, a diferencia de un diseño que considera factores de carga y resistencia.

El objetivo del método es evaluar que el índice sísmico estructural IS sea mayor al índice de demanda IS0 para corroborar la vulnerabilidad del edificio. El índice sísmico estructural describe las características de la estructura tales como las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos sismorresistentes, además considera el daño que presente la estructura debido a su vida útil, y para determinarlo se plantean tres niveles de análisis. Mientras tanto, el índice de demanda nos refiere a la exposición sísmica máxima a la que estará sometida el inmueble debido a la ubicación geográfica y sus características de uso y tipo de suelo en el sitio.

Es importante identificar que método contempla tres niveles de análisis, cada uno más exacto que el anterior, y por lo cual requiere de más información de los elementos estructurales.

El primer nivel de análisis es el más simple y conservador, requiere poca información, como lo es la geometría de las columnas y la resistencia a la compresión simple del concreto, por lo cual resulta muy viable cuando lo que se busca es evaluar muchos edificios en un corto periodo de tiempo o cuando no se puede conocer propiedades más específicas de los elementos como la distribución del acero de refuerzo (Aoyama, H., 1981).

El segundo nivel de análisis es más detallado y representa de mejor manera la participación de las columnas en un evento sísmico, a diferencia del primer nivel de análisis se requiere el armado de las columnas. Los resultados son más confiables por lo que si una estructura es catalogada como inestable por el primer nivel de análisis no necesariamente es inestable para el segundo nivel de análisis, esto al considerarse más propiedades mecánicas (Aoyama, H., 1981).

El tercer nivel de análisis es el más exacto al considerar también la aportación de las trabes en los eventos sísmicos por lo que representa la participación de los marcos de concreto, a diferencia de los dos niveles anteriores que solo consideran la resistencia de las columnas de la estructura. Por lo tanto, se requiere adicionalmente la información de los armados de las trabes (Aoyama, H., 1981).

En los tres niveles de análisis descritos se requiere además una evaluación de las condiciones de daños presentes, además de la distribución en planta y altura del edificio, y condiciones de regularidad, adicionalmente se requiere una planta arquitectónica con la distribución de los elementos en planta para conocer las cargas que debe soportar el edifico.

2.1.- Evaluación sísmica

El objetivo principal es la evaluación del índice sísmico estructural I_S que representa las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos sismorresistentes del edificio, el índice es calculado a partir de la *Ec. 2- 1* en cada piso y en cada dirección horizontal.

$$I_S = E_0 \cdot S_D \cdot T \qquad \textit{Ec. 2- 1}$$

Donde:

$E_0 =$ Índice sísmico básico estructural.

$S_D =$ Índice de irregularidad.

$T =$ Índice de tiempo.

El índice sísmico básico estructural E_0 representa el rendimiento sísmico y es calculado a partir de las propiedades mecánicas y de resistencia de los elementos estructurales, por otra parte, los índices de irregularidad y de tiempo S_D y T se encargan de evaluar propiedades de irregularidad, envejecimiento y daños existentes, y estos se encargan de disminuir la capacidad resistente de la estructura.

El índice sísmico estructural especifica el comportamiento sísmico de un edificio considerando la resistencia y ductilidad, al tratarse con estructuras de concreto reforzado se pueden tener diferentes comportamientos debido a la variación que se presenta en resistencia y ductilidad en este tipo de sistemas estructurales.

Una estructura con una ductilidad mayor es capaz de soportar más deformaciones antes de llegar al colapso, a pesar de que una estructura con menor ductilidad puede tener mayor resistencia al tener poca fluencia no muestra un indicador de desplazamiento antes de su falla, ocasionando fallas frágiles.

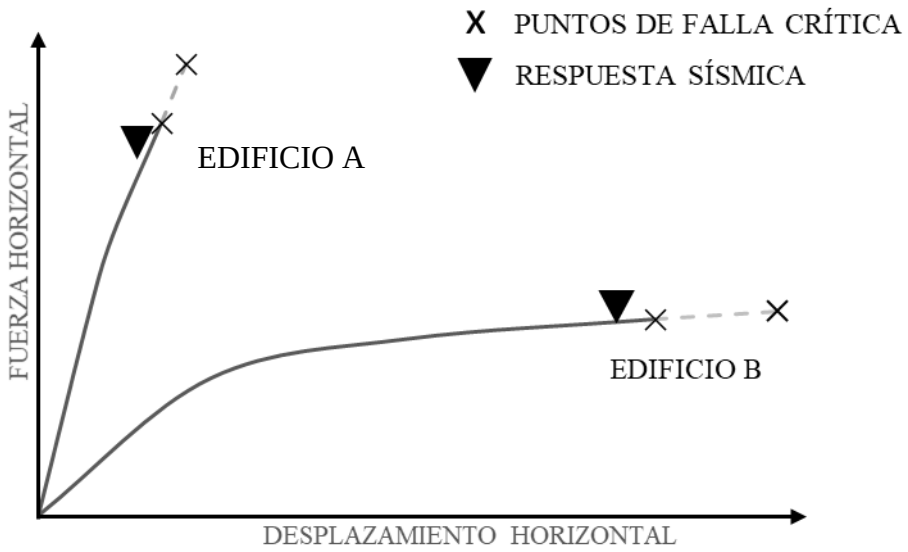


Figura 2- 1 Relación entre fuerza horizontal y desplazamiento horizontal de edificios de concreto reforzado.

En la *Figura 2- 1* se puede observar la comparativa dos edificios con diferentes comportamientos estructurales, el edificio A representa una estructura de concreto reforzado que tiene muros o elementos que le proporcionan una resistencia considerable pero baja ductilidad, a diferencia del edificio B que a pesar de contar con menos resistencia tiene una ductilidad mayor. Ambos edificios deben permanecer con un desplazamiento menor al indicado en la marca "X" ante acciones sísmicas para que el edificio permanezca seguro.

De esta manera, las estructuras con un sistema estructural parecido al edificio A deben de tener una resistencia elevada, por su parte, las construcciones parecidas al edificio B deben de tener una buena capacidad de deformación.

Es así como el índice sísmico básico estructural E_O considera las propiedades de resistencia y ductilidad, como se muestra en la *Ec. 2- 2.*

$$E_O = (Criterio\ de\ resistencia)\ x\ (Criterio\ de\ ductilidad\ ) \qquad Ec.\ 2\text{-}\ 2$$

Para determinar estos incides existen tres tipos de análisis, que va del más simple y práctico a uno más detallado, dichos niveles de análisis ya han sido mencionado anteriormente.

En la práctica, no siempre se pueden encontrar edificios que pertenezcan totalmente al caso del edificio A o B, debido a la combinación de sistemas estructurales por solicitaciones arquitectónicas.

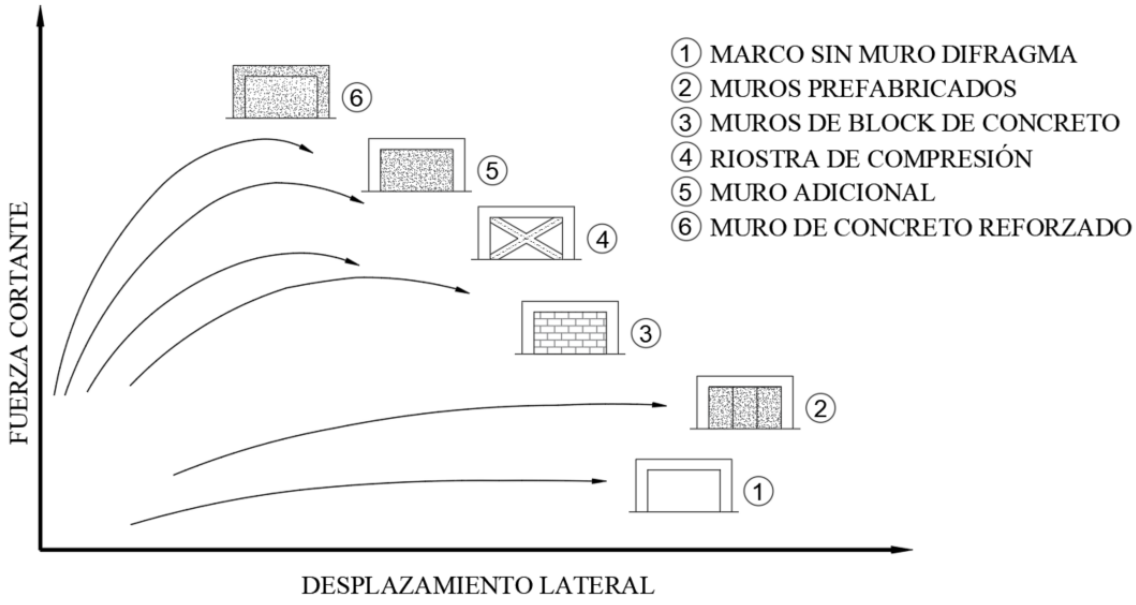


Figura 2- 2 Comportamiento de estructuras de acuerdo al sistema estructural.

En la *Figura 2- 2* **Comportamiento de estructuras de acuerdo al sistema estructural.** se puede observar el comportamiento de marcos rígidos con diferentes tipos de refuerzo, el número 1 representa el comportamiento de un marco sin refuerzo, dicho marco tiene una baja resistencia a fuerza cortante, en cambio, cuenta una buena capacidad de deformación, cuando se opta por complementar el marco con un diafragma se tiene un cambio de comportamiento sísmico que ayuda a obtener una mayor capacidad de

resistencia de fuerza cortante, sin embargo su capacidad de deformación se ve afectada como se observa en los números 2 a 6 de la figura anterior.

En sistemas estructurales mixtos, los muros llegan a fracturarse al aplicarse desplazamientos laterales, pero el edificio no se fractura por completo. Aunque la resistencia se ve afectada, en este proceso los marcos de concreto resisten la fuerza lateral con el incremento de ductilidad, permitiendo mayores deformaciones, este comportamiento se puede observar en la *Figura 2- 3*.

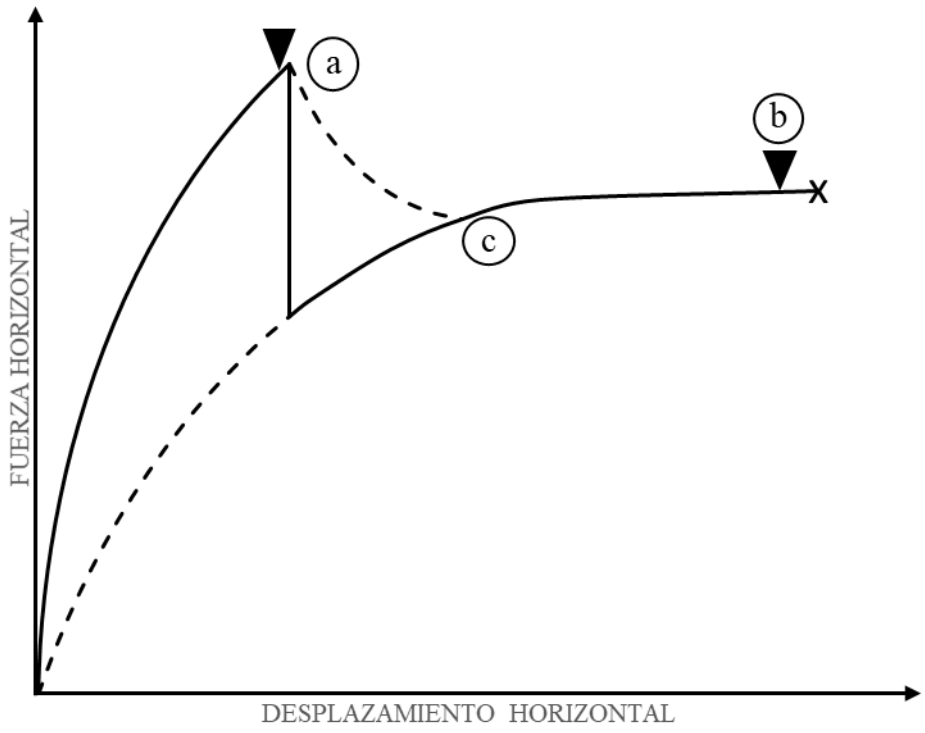


Figura 2- 3 Comportamiento de un edifico con marcos rígidos y muros.

De la *Figura 2- 3* se puede expresar el comportamiento del índice E_O que se conforma por dos términos, el primero se obtiene suponiendo que al principio el edificio es soportado únicamente por los muros, ignorando el aporte de los marcos rígidos, el siguiente, se obtiene al considerar solo el aporte de los marcos rígidos, de esta manera se puede llegar a la *Ec. 2-3*.

$$E_0 = \sqrt{E_1 + E_2} \qquad \textit{Ec. 2- 3}$$

Donde:

$E_0 =$ Índice sísmico básico estructural.

$E_1 =$ Resistencia de estructura debida a muros.

$E_2 =$ Resistencia de estructura debida a marcos rígidos.

La resistencia resultante de un edificio, donde se presentan tanto muros como marcos rígidos, no es la suma algebraica de amabas resistencias, si no que presentan comportamientos como en la *Figura 2- 1*, es por ello que se plantea una la *Ec. 2- 3* que en la práctica representa de mejor manera el comportamiento de este tipo de estructuras.

2.1.1.- Índice sísmico básico estructural E_0

El índice sísmico básico estructural E_0 consiste en evaluar el rendimiento sísmico de la construcción, debe ser calculado para cada piso y dirección, basándose en la resistencia última, modo de falla y ductilidad del edificio y la de sus elementos estructurales. El índice E_0 en el i-ésimo piso de una construcción de n-pisos se obtiene con el producto del índice de resistencia C y el índice de ductilidad F, cada índice diferente para cada nivel de análisis, además de aplicar el factor de corrección de piso-cortante, expresado como:

$$\frac{n+1}{n+i} \qquad \textit{Ec. 2- 4}$$

La *Ec. 2- 4* puede ser definida como el factor que normaliza el índice de resistencia de los pisos superiores, es decir, se obtiene el cortante sísmico considerando el nivel del piso y las fuerzas laterales sísmicas.

2.1.2.- Índice de resistencia *C*

El índice de resistencia C es la capacidad de carga lateral de un elemento o un entrepiso, es decir, el cortante sísmico debido a la carga sostenida por el entrepiso de análisis.

El índice C es obtenido dependiendo el nivel de análisis que se esté efectuando, para el caso del tercer nivel de análisis se considera lo siguiente.

- La resistencia a momento última y la resistencia a cortante última de las columnas, muros y vigas.
- Modo de falla de cada elemento, y el momento resistente del nodo viga-columna.
- Clasificación de elementos por modo de falla e índices de ductilidad.
- Resistencia a la falla por adherencia o resistencia cortante en nodos viga-columna.

2.1.3.- Índice de ductilidad *F*

La ductilidad es una propiedad presente en algunos materiales, es la capacidad de un material o elemento estructural para deformarse plásticamente sin llegar a la falla, ante la acción sostenida de una fuerza, cuando se carece de esta propiedad o se tiene poca ductilidad se tiene una falla frágil, al no presentar deformaciones importantes antes de la falla.

El índice de ductilidad ayuda a clasificar el tipo de falla que presenta un elemento en fallas dúctiles o frágiles.

El índice de ductilidad F considera modo de falla y la capacidad de deformación de un elemento y su respuesta sísmica.

2.1.4.- Índice de irregularidad S_D

La distribución de los elementos en planta y la diferencia de rigidez en entrepisos son condiciones que hacen a una estructura más vulnerable a sufrir daños en un sismo, es por esto que se debe considerar un factor que disminuya la resistencia, una construcción que cuenta con sus ejes alineados y una distribución más rectangular es más estable que otra que cuenta con arquitectura irregular.

En este aspecto la Norma de Evaluación Sísmica de Japón contempla un factor que califica la severidad de las irregularidades que tiene el edifico.

Los aspectos a considerar para el índice S_D son características geométricas como la regularidad en planta (relación de aspecto, juntas constructivas, entrantes o salientes y/o aberturas), regularidad en elevación (existencia de sótano, uniformidad de pisos, cimentación profunda), consideraciones de análisis estructural (excentricidad estática), distribución de rigideces en cada entrepiso.

2.1.5.- Índice de tiempo T

El índice de tiempo es un modificador del índice sísmico básico estructural E_0 y considera los aspectos de envejecimiento y daño presente en la estructura debidas al paso del tiempo o por efectos accidentales que ha sufrido el edifico a lo largo de su vida útil, como pueden ser deformaciones, agrietamientos en muros, entre otros.

2.1.6.- Índice de demanda sísmica ISO

El índice de demanda sísmica I_{SO} representa la demanda símica a la que está sometida una estructura, con este valor se puede clasificar la estructura como segura, si el índice de demanda es menor al índice sísmico estructural, significa que la estructura puede soportar las demandas de sitio.

Debido a que el índice representa las condiciones de sitio y representa las fuerzas sísmicas a las que estará sometida la estructura es importante definirlo de manera adecuada, las normas establecen unos parámetros de evaluación.

- El nivel análisis realizado debido a que al elegir un nivel mayor se obtiene un valor más real del comportamiento sísmico al integrar más propiedades de los elementos al análisis.
- La zonificación sísmica representa la actividad e intensidad sísmica de la zona, por lo cual la misma estructura en diferentes zonas puede resultar en un resultado diferente.
- Tipo de suelo, debido a los efectos de amplificación del suelo superficial, las condiciones geológicas y la interacción suelo estructura.
- Condiciones de uso e importancia de la estructura.

La Normas de Evaluación Sísmica de Japón propone los anteriores parámetros para determinar el índice de demanda sísmica, analíticamente en la normativa mexicana se tiene un proceso análogo, si se considera las propiedades que se toman en cuenta. En Manual de Diseño de Obras Civiles, se establecen los parámetros para determinar un coeficiente sísmico que representa las condiciones de zonificación, tipo de suelo e importancia de la estructura.

CAPÍTULO 3.- **PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN SÍSMICA**

3.1.- Normas para la evaluación sísmica

Las normativas japonesas contemplan tres niveles de análisis, cada uno requieres más información que el anterior, sin embargo, es más preciso el resultado final, es preciso identificar el nivel de análisis que se va a desarrollar, en esta investigación nos concentramos el método del tercer nivel de análisis, debido a esto solo se presentaran las ecuaciones y procedimientos para el tercer nivel de análisis.

.

3.2.- Preliminares

Una vez que se tenga la distribución arquitectónica de los elementos estructurales es necesario realizar el análisis de cargas que está presente sobre la losa y que es expresada como carga sobre unidad de área.

A continuación, se requiere el peso por nivel, y la carga de cada elemento por sus áreas tributarias.

De esta manera se obtienen las masas de una manera más directa, considerando solo las cargas presentes en la losa, asimismo se está despreciando el peso propio de los elementos estructurales como trabes y columnas, con el fin de simplificar el análisis y debido a que la mayor concentración de masas se encuentra en la zona de las losas, en la *Figura 3- 1* se ejemplifica la representación del edifico en donde solo nos interesan las masas en la zona de las losas y en las columnas sus propiedades de rigidez y resistencia.

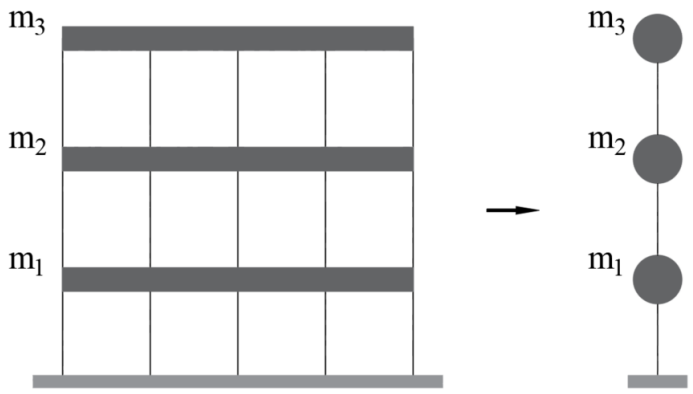


Figura 3- 1 Representación de las masas en modelo de edificio cortante.

3.3.- Índice sísmico básico estructural E_0

3.3.1.- Índice sísmico básico estructural E_0

El índice sísmico básico de la estructura E_0 se calculará tomando en cuenta la relación del índice de resistencia acumulativo C_T y el índice de ductilidad F derivado de una evaluación detallada del índice de resistencia C, el índice F y el factor de esfuerzo efectivo α.

Para esto se deben clasificar las columnas y muros de acuerdo a la *Tabla 3- 1*.

Tabla 3- 1 Clasificación de elementos verticales basado en modos de falla.

Miembros verticales	Definición
Muro cortante	Muros cuya falla cortante precede a la fluencia.
Muro flexionante	Muros cuya fluencia flexionante precede a la falla de cortante.
Columna cortante	Columnas cuya falla cortante precede a la fluencia, excepto las columnas extremadamente cortas.
Columna flexionante	Columna cuya fluencia flexionante precede a la falla de cortante.
Columna extremadamente corta	Columna cuya relación $h_o/D \leq 2$ y su falla de cortante precede a la fluencia.
Columna gobernada por flexión de trabes	Columnas gobernadas por vigas cuya fluencia flexionante precede a la falla de cortante.
Columna gobernada por cortante de trabes	Columnas gobernadas por vigas cuya falla cortante precede a la fluencia.
Muros elevados	Muros cuya falla de elevación (rotación) precede de la falla de cortante o la fluencia.

Donde:

$h_o =$ Altura libre de la columna.

$D =$ Dimensión de la columna paralela a dirección de análisis.

El valor de esfuerzo efectivo α se determina en la *Tabla 3- 2*, así mismo el índice de resistencia acumulativo C_T puede ser obtenido como la suma de los índices de resistencia C correspondientes a los índices de ductilidad representativos para cada entrepiso multiplicado por su respectivo factor de piso cortante (*Ec. 2- 4*).

El índice de esfuerzo efectivo se considera en caso de que la deformación de fluencia de que un elemento sea mayor que el índice de resistencia acumulativo C_T, y la contribución de resistencia se omitirá en caso de que el índice de ductilidad de un elemento sea menor que la deformación para el cálculo.

El valor de E_0 es tomado como el mayor varor entre *Ec. 3- 1* y *Ec. 3- 2* debido a que hay estructuras con diferente comportamiento en un sismo debido a su fluencia.

3.3.2.- Índice sísmico básico estructural con ductilidad dominante

Para calcular el índice E_0 por ductilidad dominante se hace uso de la *Ec. 3- 1*, los elementos verticales son clasificados por su ductilidad *F* en tres grupos en un orden del menor al mayor valor.

El índice F del primer grupo deberá ser mayor a 1.0 y el índice F del tercer grupo será menor que el índice de ductilidad correspondiente a la última deformación del nivel donde está el elemento, en esta clasificación se puede adoptar cualquier agrupación de miembros para que el índice E_0 se calcule como el máximo. El mínimo índice de ductilidad de los elementos verticales debe ser usado en cada grupo.

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i}\sqrt{{E_1}^2 \cdot {E_2}^2 \cdot {E_3}^2} \qquad \textit{Ec. 3- 1}$$

Donde:

$E_1 = C_1 \cdot F_1$

$E_2 = C_2 \cdot F_2$

$E_3 = C_3 \cdot F_3$

$C_1 =$ índice de resistencia *C* del primer grupo (con el menor índice *F*).

$C_2 =$ índice de resistencia *C* del segundo grupo.

$C_3 =$ índice de resistencia *C* del tercer grupo (con el mayor índice *F*).

$F_1 =$ índice de ductilidad *F* del primer grupo.

$F_2 =$ índice de ductilidad *F* del segundo grupo.

$F_3 =$ índice de ductilidad *F* del tercer grupo.

3.3.3.- Índice sísmico básico estructural con resistencia dominante

Para calcular el índice E_O por ductilidad dominante se hace uso de la *Ec. 3- 2*, se deben agrupar los elementos de acuerdo a su ductilidad, a diferencia del índice por ductilidad dominante los miembros con índices de ductilidad menor a 1.0 pueden ser considerados. El índice de ductilidad del primer grupo F_1 puede ser tomado como el punto acumulativo de resistencia y se considera la contribución de los índices de resistencia de solo los elementos verticales con mayor índice de ductilidad que los del primer grupo. El índice F_1 del primer grupo debe ser menor que el correspondiente a la última deformación del nivel donde está el elemento, y puede ser seleccionado de modo que el índice E_O de *Ec. 3- 2* puede ser evaluado como el máximo.

El factor de esfuerzo efectivo ocupado en el segundo y mayores grupos puede ser calculado considerando el efecto de la deformación por fluencia y alturas libres de los elementos verticales en la relación entre las fuerzas de piso cortante y las distorsiones angulares. Los valores de α dados en la *Tabla 3- 2* pueden ser usados en caso de requerirse una verificación especial. El mínimo factor de esfuerzo efectivo de los elementos verticales debe ser usado en cada grupo.

$$E_O = \frac{n+1}{n+i}\left(C_1 + \sum_j \alpha_j C_j\right) \cdot F_1 \qquad \textit{Ec. 3- 2}$$

Donde:

$\alpha_j =$ factor de esfuerzo efectivo en el j-ésimo grupo.

Tabla 3- 2 Índice de esfuerzo efectivo α.

Punto acumulativo, grupo $F_1 = 0.8$ (distorsión angular $R_1 = R_{500} = 1/500$)		
	F_1	$F_1 = 0.8$
	R_1	$R_1 = R_{500}$
Segundo grupo y superiores	Cortante ($R_{su} = R_{250}$)	α_S
	Cortante ($R_{250} < R_{su}$)	α_S
	Flexionante ($R_{my} = R_{250}$)	0.65
	Flexionante ($R_{250} < R_{my} < R_{150}$)	α_m
	Flexionante ($R_{my} = R_{150}$)	0.51
	Muros flexionante y cortantes	0.65

Punto acumulativo, grupo $F_1 = 0.8$ (distorsión angular $R_1 = R_{500} = 1/500$)				
	F_1	$F_1 = 0.8$	$1<F_1<1.27$	$1.27 \leq F_1$
	R_1	$R_1 = R_{500}$	$R_{250}<R_1<R_{150}$	$R_{150} \leq R_1$
Segundo grupo y superiores	Cortante ($R_{su} = R_{250}$)	1.0	0.0	0.0
	Cortante ($R_1 < R_{su}$)	α_S	α_S	0.0
	Flexionante ($R_{my} < R_1$)	1.0	1.0	1.0
	Flexionante ($R_1 < R_{my}$)	α_m	α_m	1.0
	Flexionante ($R_{my} = R_{150}$)	0.72	α_m	1.0

Donde:

α_S = factor de esfuerzo efectivo de una columna cortante

$$\alpha_S = \frac{Q_{(F1)}}{Q_{su}} = \alpha_m \cdot \frac{Q_m}{Q_{su}} \leq 1.0$$

α_m=factor de esfuerzo efectivo de una columna flexionante.

$$\alpha_m = \frac{Q_{(F1)}}{Q_{mu}} = 0.3 + 0.7\frac{R_1}{R_{my}}$$

R_{my}= distorsión angular a la fluencia flexionante.

R_{my}= distorsión angular de esfuerzo cortante.

$Q_{(F1)}$= fuerza cortante a la capacidad de deformación R_1 de una columna del segundo grupo y superiores.

Q_{su}= resistencia cortante de una columna del segundo grupo y superiores.

Q_{mu} = fuerza cortante a la fluencia flexionante de una columna del segundo grupo y superiores.

Adicionalmente, para el tercer nivel de análisis el índice sísmico básico estructural E_0 puede ser modificado como indica la *Ec. 3- 3* solo en caso de que se evitara un mecanismo de falla, logrando así la formación de un mecanismo de falla estructural general con deformación por flexión de las trabes, deformación en la base o elevación del muro.

$$E'_O = E_O \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{2n+1}{n+1} \qquad \textit{Ec. 3- 3}$$

Donde:

$n =$ número de piso de la estructura.

3.3.4.- Estado último de una estructura

El estado último de una estructura es la mayor deformación de un entrepiso antes del colapso estructural incluso después de la falla de algunas columnas por cortante o compresión, puede ser definido para cada piso tomando en cuenta las deformaciones de entrepiso o los correspondientes índices de ductilidad de las columnas cuando la estructura o piso alcanza cualquiera de los siguientes estados debido a la falla de los elementos que soportan la carga de gravedad bajo efectos de carga sísmica.

- Una condición donde la columna está cercana a perder su capacidad de carga debido a una falla cortante o de compresión.
- Una condición donde el índice de resistencia acumulativo C_T decae haciendo que la estructura sea inestable ante la fuerza lateral.

3.3.5.- Excepciones

En caso de que la relación de excentricidad l_e exceda 0.15 dado un desequilibrio en la disposición de los muros y columnas, al evaluar el índice de irregular S_D el índice sísmico básico de la estructura E_0 puede ser tomado como el menor valor de los siguientes:

- El índice E_0 calculado independiente para un marco o marcos con carga tributaria en el lado donde la respuesta de la distorsión angular aumenta debido al efecto de excentricidad.
- El índice E_0 calculado en *Ec. 3- 2* en el supuesto caso de que los elementos verticales que causen excentricidad estructural se clasificaran en el primer grupo.

3.4.- Índice de resistencia *C*

El índice *C* se calcula a partir de la capacidad de carga lateral última de los elementos, para el cálculo de la resistencia de elementos verticales (muros y columnas) se emplean las ecuaciones del segundo nivel de análisis. La normativa proporciona ecuaciones para evaluar la resistencia de los elementos en caso de que no se tengan consideraciones especiales.

3.4.1.- Identificar el modo de falla y calcular la capacidad de carga lateral última

Dependiendo el sistema estructural, la estructura debe ser considerada con los marcos y elementos apropiados, los nodos y capacidad de carga lateral deben ser evaluados con el método de distribución nodal de momentos. En caso de que se cuente con un marco con muro la capacidad de carga lateral última deben ser calculados con un análisis de trabajo virtual asumiendo un mecanismo de falla de la estructura y una distribución de carga lateral sobre toda la altura del edificio o marco.

3.4.2.- Índice de resistencia

El índice de resistencia *C* puede ser calculado a partir de la ecuación:

$$C = \frac{Q_u}{\sum W} \qquad \textit{Ec. 3- 4}$$

Donde:

$Q_u =$ capacidad de carga lateral última de los elementos verticales en el entrepiso analizado.

$\sum W =$ carga en el edifico soportada por el entrepiso analizado.

3.5.- Índice de ductilidad *F*

El índice de ductilidad debe ser calculado considerando el nivel de análisis, el modo de falla, la capacidad de deformación del elemento y la respuesta sísmica. Los elementos verticales deben de ser clasificados de acuerdo a la *Tabla 3- 1*.

3.5.1.- Muro cortante

El índice de ductilidad de un muro cortante puede ser considerado igual a 1.0.

3.5.2.- Muro flexionante

El índice de ductilidad de un muro flexionante debe ser calculado por la *Ec. 3- 5* basándose en la relación de la fuerza cortante y la fuerza cortante debida al momento.

Si $\frac{{}_W Q_{su}}{{}_W Q_{mu}} = 1.0 \Rightarrow F = 1.0$ *Ec. 3- 5*

Si $\frac{{}_W Q_{su}}{{}_W Q_{mu}} \geq 1.3 \Rightarrow F = 2.0$

Si $1.0 < \frac{{}_W Q_{su}}{{}_W Q_{mu}} < 1.3 \Rightarrow$

F se puede interpolar

3.5.3.- Muro

Se debe calcular el índice de ductilidad de un muro considerando la elevación o modo de falla por rotación en la base a partir de la *Ec. 3- 6* o *Ec. 3- 7*.

En caso de $RQ_u \geq 1.0$ (elevación de muro o muro cortante)

$${}_W F = min\{F_{sr}, F_{mr}\} \qquad \textit{Ec. 3- 6}$$

En caso de $RQ_u < 1.0$ (muro flexionante o muros cortante)

$${}_W F = F_{mr} \qquad \textit{Ec. 3- 7}$$

El índice F_{sr} puede ser calculado a partir de la *Ec. 3- 8* considerando la relación de resistencia cortante y resistencia por elevación.

Si $RQ_{su} \leq 1.0 \Rightarrow F_{sr} = 1.0$ *Ec. 3- 8*

Si $RQ_{su} \geq 1.6 \Rightarrow$

muros con dos columnas en bordes $F_{sr} = 3.0$

otros muros $F_{sr} = 2.0$

Si $1.0 < RQ_{su} < 1.6 \Rightarrow$

F_{sr} *se* puede interpolar

El índice F_{mr} puede ser calculado a partir de la Ec. 3- 9 considerando la relación de resistencia flexionante y resistencia por elevación.

Si $RQ_{mu} \leq 1.0 \Rightarrow F_{mr} = 2.0$ *Ec. 3- 9*

$F_{mr} = 1.5$ muros con dos columnas en bordes

Si $RQ_{mu} \geq 16/13 \Rightarrow F_{mr} = 3.0$

$F_{mr} = 2.0$ muros con dos columnas en bordes

Si $1.0 < RQ_{mu} < 16/13 \Rightarrow$

F_{mr} se puede interpolar

El índice de ductilidad F_{mr} es el índice de ductilidad de un muro cortante o de muro flexionante en base a la *Ec. 3- 5.*

Donde:

${}_{W}Q_{su} =$ Fuerza cortante última.

${}_{W}Q_{mu} =$ Fuerza cortante en el momento flexionante último.

$RQ_{mu} = \frac{{}_{W}Q_{mu}}{\gamma} \cdot {}_{W}Q_{ru}$. y $RQ_{su} = \frac{{}_{W}Q_{mu}}{\gamma} \cdot {}_{W}Q_{ru}$

3.5.4.- Columna cortante

El índice de ductilidad de una columna cortante puede ser calculado por la *Ec. 3- 10* basándose en la distorsión de entrepiso en la capacidad de deformación última en la falla cortante de la columna.

$$F = 1.0 + 0.27\left(\frac{R_{su} - R_{250}}{R_y - R_{250}}\right) \qquad \textit{Ec. 3- 10}$$

Donde:

$R_y =$ Deformación de fluencia en términos de distorsión de entrepiso, en principio puede ser considerado como $R_y = 1/150$.

$R_{250} =$ Comparativa de distorsión de entrepiso (correspondiente al índice de ductilidad de un muro cortante) $R_y = 1/250$.

$R_{su} =$ Distorsión de entrepiso en la capacidad de deformación última en la falla cortante de la columna.

3.5.5.- Columna flexionante

El índice de ductilidad de una columna flexionante es definido por la *Ec. 3- 11* o *Ec. 3- 12* considerando la distorsión de entrepiso en la capacidad última de deformación en la falla flexionante de la columna.

En caso de $R_{mu} < R_y$

$$F = 1.0 + 0.27\left(\frac{R_{mu} - R_{250}}{R_y - R_{250}}\right) \qquad \textit{Ec. 3- 11}$$

En caso de $R_{mu} \geq R_y$

$$F = \frac{\sqrt{2\,\frac{R_{mu}}{R_y} - 1}}{0.75 \cdot \left(1.0 + 0.05\frac{R_{mu}}{R_y}\right)} \qquad \textit{Ec. 3- 12}$$

Donde:

$R_y =$ Deformación de fluencia en términos de distorsión de entrepiso, en principio puede ser considerado como $R_y = 1/150$.

$R_{250} =$ Comparativa de distorsión de entrepiso (correspondiente al índice de ductilidad de un muro cortante) $R_y = 1/250$.

$R_{mu} =$ Distorsión de entrepiso en la capacidad de deformación última en la falla flexionante de la columna.

3.5.6.- Columna extremadamente corta

El índice de ductilidad de un elemento clasificado como columna extremadamente corta puede ser definido como 0.8.

3.5.7.- Columna gobernada por cortante o flexión en trabes

Índice de ductilidad de columnas gobernadas por esfuerzos en vigas

El índice de ductilidad de una columna clasificada como gobernada por vigas debe calcularse a partir de la *Ec. 3- 13* utilizando los índices de ductilidad de las vigas conectadas a la columna en el extremo superior e inferior.

$$F = \sum ({}_nq_i \cdot {}_nF_i) \qquad \textit{Ec. 3- 13}$$

Donde:

${}_nq_i = \frac{{}_nM_{ui}}{\sum {}_nM_{ui}}$

${}_nF_i =$ Índice de ductilidad del nudo en el extremo superior o inferior de la columna.

${}_nM_{ui} =$ Momento nodal en el extremo superior o inferior de la columna en el mecanismo de falla.

$\sum {}_nM_{ui} =$ Suma de los momentos nodales en el extremo superior o inferior.

Índice de ductilidad de nodos

El índice de ductilidad de un nodo en extremo superior o inferior de una columna ${}_nF_i$ debe ser calculado a partir de la *Ec. 3- 14* considerando la relación entre la resistencia de la columna y la trabe.

$$\text{Si } \frac{\sum {}_cM_{ui}}{\sum {}_bM_{ui}} \geq 1.4 \Rightarrow {}_nF_i = {}_nF_b \qquad \textit{Ec. 3- 14}$$

$$\text{Si } \frac{\sum {}_cM_{ui}}{\sum {}_bM_{ui}} \leq 1.0 \Rightarrow {}_nF_i = {}_nF_c$$

$$\text{Si } 1.0 < \frac{\sum {}_cM_{ui}}{\sum {}_bM_{ui}} < 1.4 \Rightarrow {}_nF_i \text{ se puede interpolar}$$

Donde:

$\sum {}_{c}M_{ui}$ = Suma de los momentos en el nodo de la resistencia última de las columnas que se conectan al nodo en el entrepiso superior e inferior.

$\sum {}_{b}M_{ui}$ = Suma de los momentos en el nodo de la resistencia última de las trabes que se conectan al nodo del lado derecho e izquierdo.

${}_{n}F_{b}$ = Índice de ductilidad de una columna por encima y debajo del nodo.

${}_{n}F_{c}$ = Índice de ductilidad de un nodo determinado a partir de las trabes.

Índice de un nodo determinado a partir de las trabes

El índice de ductilidad de un nodo se determina a partir de las trabes y se calcula a partir de la *Ec. 3- 15* que representa el promedio de los índices de ductilidad de las vigas del lado derecho e izquierdo del nodo.

$$ {}_{n}F_{b} = \sum ({}_{b}q_{i} * {}_{b}F_{i}) \qquad \textit{Ec. 3- 15} $$

Donde:

${}_{b}q_{i} = \frac{{}_{b}M_{ui}}{\sum {}_{b}M_{ui}}$

${}_{b}F_{i}$ = Índice de ductilidad de las trabes en el lado derecho e izquierdo del nodo.

${}_{b}M_{ui}$ = Momento nodal en la resistencia última de las trabes del lado derecho e izquierdo del nodo.

3.5.8.- Trabes

El índice de ductilidad de las trabes es definido a partir de la *Ec. 3- 16* y *Ec. 3- 17*.

Trabes

Si $\frac{{}_bQ_{su}}{{}_bQ_{mu}} \leq 0.9 \Rightarrow {}_bF = 1.5$ *Ec. 3- 16*

Si $\frac{{}_bQ_{su}}{{}_bQ_{mu}} \geq 1.2 \Rightarrow {}_bF = 3.5$

Si $0.9 < \frac{{}_bQ_{su}}{{}_bQ_{mu}} < 1.2 \Rightarrow {}_bF$ se puede interpolar

Donde:

${}_bQ_{su} =$ Resistencia cortante de la trabe.

${}_bQ_{mu} =$ Fuerza cortante en la falla flexionante de una trabe, considerando los efectos de fuerza cortante debido a la carga gravitacional.

Trabes de límite de muros de flexión o de elevación

Si $\frac{{}_bQ_{su}}{{}_bQ_{mu}} \leq 0.9 \Rightarrow {}_bF = 1.5$ *Ec. 3- 17*

Si $\frac{{}_bQ_{su}}{{}_bQ_{mu}} \geq 1.3 \Rightarrow {}_bF = 3.5$

Si $0.9 < \frac{{}_bQ_{su}}{{}_bQ_{mu}} < 1.3 \Rightarrow {}_bF$ se puede interpolar

Trabes con antepecho o dintel de concreto armado

El índice de ductilidad de una trabe con antepechos o dinteles de muro puede ser tomado igual a 1.5.

3.6.- Índice de irregularidad S_D

El índice de regularidad se determina dependiendo el nivel de análisis realizado, para el tercer nivel de análisis se determina a partir de la Ec. 3- 18.

$$S_{D3} = q_{3a} * q_{3b} * \cdots * q_{3c} \qquad \textit{Ec. 3- 18}$$

Donde:

$q_{3i} = [1 - (1 - G_i) * R_{2i}]$

$q_{3i} = [1.2 - (1 - G_i) * R_{2i}]$

i es el índice que se evalúa en la *Tabla 3- 3.*

Clasificación de los incisos

La clasificación de los diferentes incisos y sus respectivos valores de G_i y R_i están representados en la *Tabla 3- 3.*

Tabla 3- 3 Clasificación de índices G y R para índice de irregularidad.

			Gi (nivel de irregularidad)			R	
			1.0	0.9	0.8	R1i	R2i
Balance Horizontal	a	Regularidad	Regular a1	Regular media a2	Irregular a3	1.0	0.5
	b	Relación de aspecto de la planta	b ≤ 5	5 < b ≤ 8	8 < b	0.5	0.25
	c	Parte estrecha	0.8 ≤ c	0.5 ≤ c < 0.8	c < 0.8	0.5	0.25
	d	Junta de expansión (*1)	1/100 ≤ d	1/200 ≤ d < 1/100	d < 1/200	0.5	0.25
	e	Buen estilo de área	e ≤ 0.1	0.1 < e ≤ 0.3	0.3 < e	0.5	0.25
	f	Excentricidad del buen estilo de área	$f_1 \leq 0.4$ y $f_2 \leq 0.1$	$f_1 \leq 0.4$ y $0.1 < f_2 \leq 0.3$	$0.4 < f_1$ o $0.3 < f_2$	0.25	0
Balance Vertical	h	Planta de sótano	1.0 ≤ h	0.5 ≤ h < 1.0	h < 0.5	0.5	0.5
	i	Uniformidad altura de piso	0.8 ≤ I	0.7 ≤ I < 0.8	I < 0.8	0.5	0.25
	j	Planta débil	No hay planta débil	Planta débil	Excentricidad en planta débil	1.0	1.0
Excentricidad	l	Excentricidad	l ≤ 0.1	0.1 < l ≤ 0.15	0.15 < l		1.0
Rigidez	n	(Rigidez/Masa) Relación entre el piso inferior y superior	n ≤ 1.3	1.3 < n ≤ 1.7	1.7 < n		1.0

*1 Para construcciones conectadas con juntas de expansión, el método debe ser aplicado para cada construcción por separado.

Observaciones

Inciso a

Se puede evaluar a partir de la *Figura 3- 2.*

a1: El balance estructural es bueno, y el área de una proyección no es mayor al 10% del área de la planta.

a2: El balance estructural es peor que a1, o el área de una proyección no es mayor que el 30% del área de la planta de tipo L, T o U.

a3: El balance estructural es peor que a2, o el área de una proyección es mayor que el 30% del área de la planta de tipo L, T o U.

Si la relación de aspecto (h/b) de la proyección es menor a un medio, puede no ser considerado en este inciso. La proyección debe ser definida como “la parte menor”, mientras que la parte mayor como “la principal”.

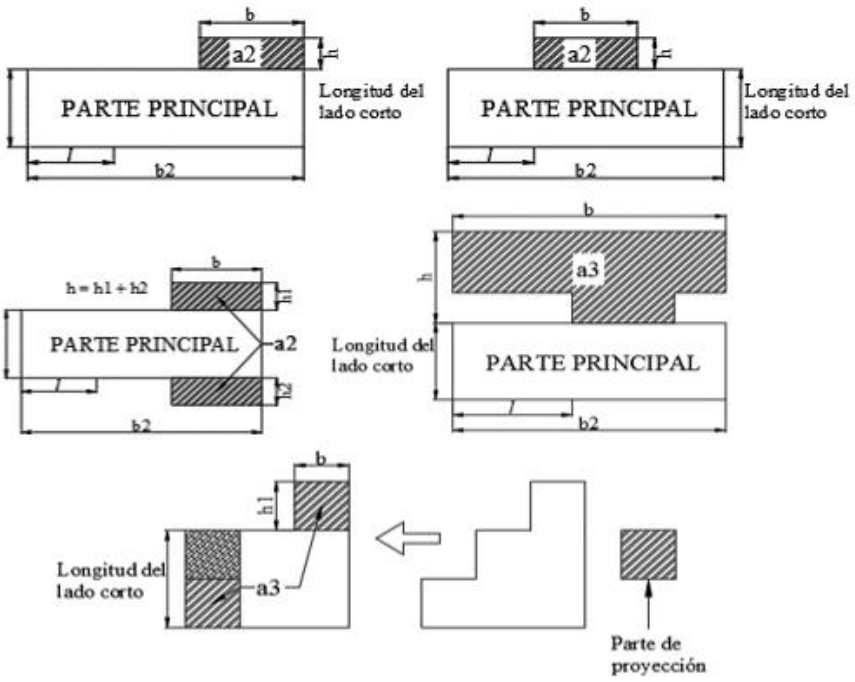


Figura 3- 2 Regularidad, inciso a.

Inciso b

b = longitud del lado largo entre longitud del lado corto.

En caso de que el plano no sea rectangular, la longitud del lado largo debe ser tomada ignorando la proyección cuando el área de la proyección es menor al 10% del área de la planta, de otra manera, esto puede ser tomado como el valor mayor de b1=2*l y b2 mostrado en la *Figura 3- 2*. En caso de que la planta tenga forma de "へ" y no tenga una parte en proyección, la longitud del lado más largo debe ser considerada como la longitud del lado largo. En caso de una forma de planta tipo "ganso", la longitud del lado corto debe definirse a partir del área rectangular equivalente con la misma longitud del lado largo.

Inciso c

c= D_1/D_0 debe de ser considerado que las plantas en la *Figura 3- 3* (1) y (2) tiene partes estrechas, mientras que la *Figura 3- 3* (3) y (4) no tienen partes estrechas. En caso de la *Figura 3- 3* (2), se evaluarán los factores de reducción tanto por el equilibrio estructural como por la parte estrecha y se deberá adoptar el peor factor en la evaluación.

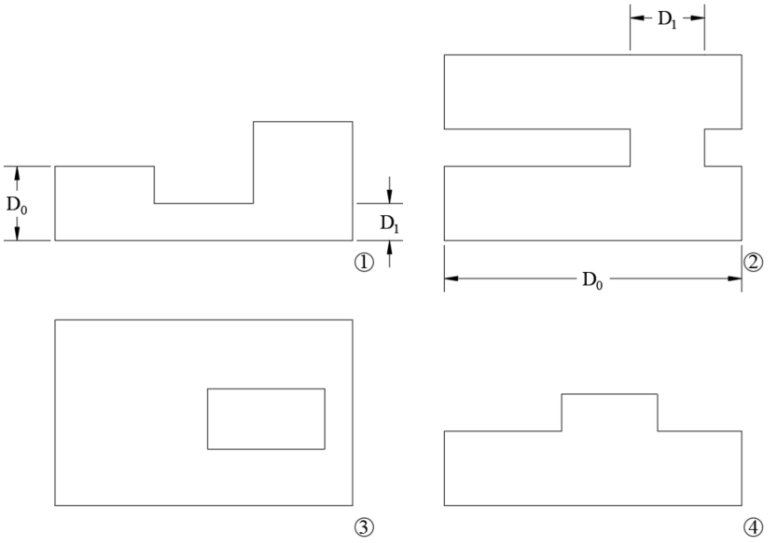


Figura 3- 3 Parte estrecha, inciso c.

Inciso d

d= el ancho libre de la junta de expansión sobre la altura desde la base hasta la junta de expansión.

Inciso e

e= (buen estilo de área entre el área total de la planta). El buen estilo de área es el espacio que se extiende por dos niveles o más como se muestra en la *Figura 3- 4*. Si está rodeado por muros de concreto reforzado no es considerado como buen estilo de área.

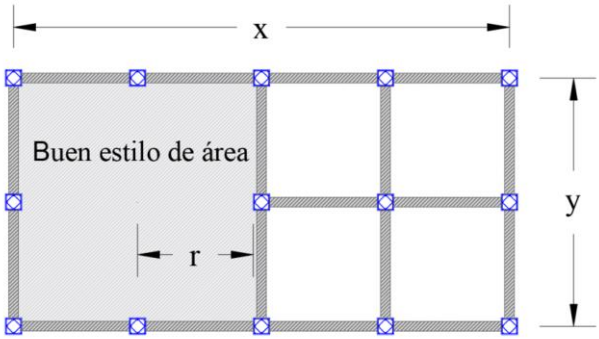


Figura 3- 4 Buen estilo de área.

Inciso f

f_1= (la distancia entre el centro del área de una planta y el centro del buen estilo de área entre la longitud del lado corto del edifico) = r/y (*Figura 3- 4).*

f_2= (la distancia entre el centro del área de una planta y el centro del buen estilo de área entre la longitud del lado largo del edifico) = r/x (*Figura 3- 4).*

Inciso h

h= (área del sótano entre área de la construcción).

Inciso j

En caso de que la construcción cuente con pilotes o con columnas que soporten un muro encima y estas columnas estén colocadas excéntricamente, están deben de ser consideradas como planta débil excéntrica. La ubicación excéntrica de las plantas débiles debe ser evaluadas de tal manera que la deformación de la planta débil sea mayor debido a la excentricidad. No puede considerarse como planta débil excéntrica y tomada como el grado de 0.9, en tal caso la deformación no sería mayor debido a la restricción de las paredes adyacentes.

Inciso l

El valor de l puede ser definido en la *Ec. 3- 19.*

$$l = \frac{E}{\sqrt{B^2 + L^2}} \qquad \textit{Ec. 3- 19}$$

Donde:

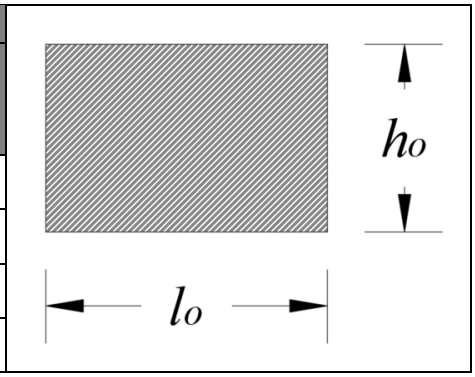
S: centro de gravedad.

G: centro de rigidez.

Donde la rigidez lateral de cada marco es calculada como la suma de las áreas de las columnas más las áreas de los muros por α, definido en la *Tabla 3- 4.*

Tabla 3- 4 Valor de α para el inciso l.

Relación de aspecto h_a/l_a	α	
	Muro sobre la línea del marco	Muro fuera de la línea del marco
$3.0 \leq h_a/l_a$	1.0	0.3
$2.0 \leq h_a/l_a < 3.0$	1.5	0.5
$1.0 \leq h_a/l_a < 2.0$	2.5	0.8
$H_a/l_a < 1.0$	3.5	1.2



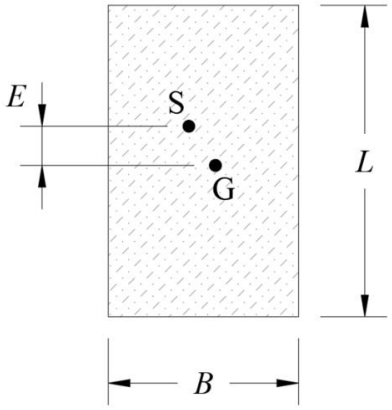


Figura 3- 5 Excentricidad.

Inciso n

n= (la relación entre rigidez y el peso del nivel superior) dividido entre (la relación entre la rigidez y el peso del nivel de estudio) por β. β= (N-1) / N, donde N es el número de niveles sostenidos por el nivel de análisis, la rigidez puede ser calculada como la suma del área de las columnas más la suma de las áreas de los muros por α entre el peso del nivel.

En caso de que sea el nivel de azotea, el nivel superior será sustituido por el nivel inferior para la ecuación, y puede considerarse β=2.0. En caso de pisos intermedios también el nivel de arriba se sustituirá por el nivel de abajo, y se calculará la relación de ambas maneras, tomándose el valor más grande.

3.7.- Índice de tiempo T

El índice de tiempo T debe de ser calculado por la *Ec. 3- 20*.

$$T = \frac{(T_1 + T_2 + T_3 + \cdots + T_N)}{N} \qquad \textit{Ec. 3- 20}$$

Donde:

$T_1 = (1 - p_1) \times (1 - p_2)$

$T_i =$ Índice de tiempo del nivel de análisis.

$N =$ Número de niveles evaluados.

$p_1 =$ Suma de los valores por grietas estructurales y deflexiones para el piso analizado en la *Tabla 3- 5*. Puede ser tomado igual a 0 en caso de no requerir una inspección.

$p_2 =$ Suma de los valores por deterioro y envejecimiento para el piso analizado en la *Tabla 3- 5*. Puede ser tomado igual a 0 en caso de no requerir una inspección.

Tabla 3- 5 Evaluación del índice de tiempo (evaluación por piso).

Grado		Grietas estructurales y deflexiones			Deterioro y envejecimiento		
		a	b	c	a	b	c
		1. Fracturas causadas por un asentamiento irregular. 2. Se observan evidentemente grietas por cortante o inclinadas en vigas, muros y/o columnas.	1. Deflexiones de una losa y/o viga que afectan el funcionamiento de elementos no estructurales. 2. Se observan a distancia cercana grietas por cortante o inclinadas. 3. Se observan a distancia grietas por cortante o inclinadas.	1. Grietas estructurales no correspondientes al grupo “a” o “b”. 2. Deflexiones de la losa y/o viga no correspondiente al grupo “a” o “b”.	1. Grietas por expansión del concreto debido a la corrosión del acero de refuerzo. 2. Corrosión en acero de refuerzo. 3.Grietas causadas por incendios. 4. Deterioro del concreto por causas químicas.	1. Filtración de la corrosión del acero de refuerzo debido a las lluvias o goteras. 2. Desgaste del recubrimiento hasta el acero de refuerzo o envejecimiento equivalente.	1.Marcas notables del concreto debido a lluvias, goteo o causas químicas. 2. Deterioro o ligero desprendimiento de los acabados.
Porción	Rango						
I Losas incluidas vigas secundarias	1) 1/3 o más del total del piso	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	2) 1/3 ~ 1/9	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	3) 1/9 o menos	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0
II Vigas	1) 1/3 o más del número total de elementos para cada dirección	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004
	2) 1/3 ~ 1/9	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	3) 1/9 o menos	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
III Muros y columnas	1) 1/3 o más del número total de elementos	0.015	0.045	0.011	0.15	0.045	0.011
	2) 1/3 ~ 1/9	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004
	3) 1/9 o menos	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	Subtotal						
	Total	P1			P2		

3.8.- Índice sísmico estructural I_S

El índice I_S nos sirve para evaluar la vulnerabilidad sísmica y se determina a partir de la Ec. 2- 1. Cuando se cumple la relación establecida en la *Ec. 3- 21* se dice que la estructura es segura.

$$I_S \geq I_{SO} \qquad \textit{Ec. 3- 21}$$

3.9.- Índice de demanda sísmica Iso

La normativa japonesa sugiere que el índice de demanda sísmica de la estructura I_{SO} debe ser calculado a partir de la *Ec. 3- 22*.

$$I_{SO} = E_s \cdot Z \cdot G \cdot U \qquad \textit{Ec. 3- 22}$$

Donde:

E_S = Índice básico de demanda sísmica de la estructura, valores predeterminados los cuales se eligen sin importar la dirección de análisis.

$E_S = 0.8$ Para el primer nivel de análisis.

$E_S = 0.6$ Para el segundo nivel de análisis.

$E_S = 0.6$ Para el tercer nivel de análisis.

Z = Índice de zona, representa el factor de modificación que considera la actividad e intensidad sísmica esperadas en la región.

G = Índice de suelo, representa el factor de modificación que considera los efectos de amplificación de la superficie del suelo, las condiciones geológicas y la interacción suelo-estructura en el sismo esperado.

U = Índice de uso, representa el factor de modificación de acuerdo con el uso del edificio.

Para obtener el índice *Z* se debe tomar en cuenta la regionalización de Japón donde se identifica las zonas sísmicas y los factores que se debe emplear en cada región, el coeficiente sísmico tiene un valor entre 0.7 a 1.0 como se muestra en la *Figura 3- 6*.

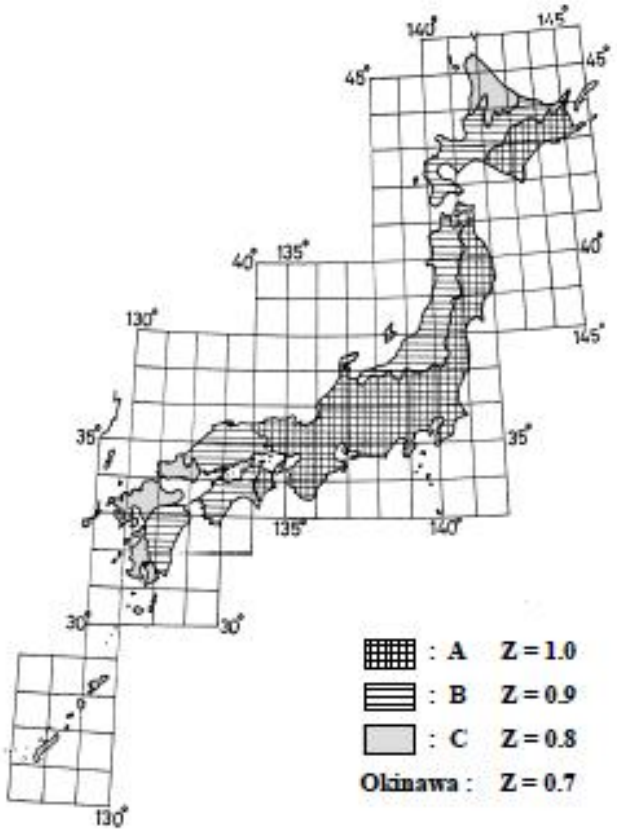


Figura 3- 6 Regionalización sísmica de Japón.

El índice de suelo *G* es un modificador del espectro de respuesta al factor de amplificación de la capa superficial del suelo, se determina basándose en la dependencia entre la rigidez a cortante y la relación de amortiguamiento del suelo.

El valor mínimo de *G* es de 1.5 para $T \leq 1.2T_1$ y 1.35 para $1.2T_1 < T$, en una condición de limitación de daños, y 1.2 para $T \leq 1.2T_1$ y 1.0 para $1.2T_1 < T$, en una condición de limitación de seguridad.

3.10.- Resistencias últimas de columnas

Es necesario conocer las resistencias últimas de los elementos para evaluar los índices de resistencia y ductilidad, la normativa japonesa propone ecuaciones para obtener de manera más directa la resistencia cortante y flexionante de los elementos sismorresistentes de la estructura.

3.10.1.- Resistencia flexionante última

La resistencia a la flexión última de una columna puede ser calculada por cualquier método que se base en la teoría rígido-plástico, sin embargo, la normativa propone el uso de *Ec. 3- 23*. A partir de la *Ec. 3- 23* se tiene una alternativa al uso de diagramas de interacción que proporciona buenos resultados para un análisis más conservador.

Para $N_{max} \geq N > 0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_C$

$$M_u = \{0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12 \cdot b \cdot D^2 \cdot F_c\}\left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_C}\right)$$

Para $0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_C \geq N > 0$

$$M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_C}\right)$$

Para

$0 \geq N > N_{max}$

$$M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_C}\right) \qquad \textit{Ec. 3- 23}$$

Donde:

$N_{max} =$ Resistencia a compresión axial (N).

$$N_{max} = b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y \qquad \textit{Ec. 3- 24}$$

$N_{min} =$ Resistencia a tensión axial (N).

$$N_{min} = -a_g \cdot \sigma_y \qquad \textit{Ec. 3- 25}$$

$N =$ Carga axial (N).

$a_t =$ Suma de las áreas de las barras de refuerzo a tensión (mm^2).

$a_g =$ Suma de las áreas de las barras de refuerzo (mm^2).

$b =$ Ancho de la columna (mm).

$D =$ Peralte de la columna (mm).

$\sigma_y =$ Esfuerzo de fluencia de las barras de refuerzo (N/mm^2).

$F_c =$ Resistencia a la compresión del concreto (N/mm^2).

3.10.2.- Resistencia cortante última

El cortante puede ser calculado a partir de la *Ec. 3- 26.*

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot {p_t}^{0.23}(18 + F_c)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot {}_s\sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \qquad \textit{Ec. 3- 26}$$

Donde:

$p_t =$ Porcentaje de refuerzo a tensión.

$p_w =$ Porcentaje de refuerzo a cortante, si $p_w \geq 0.012 \Rightarrow p_w = 0.012$.

${}_s\sigma_{wy} =$ Esfuerzo de fluencia de las barras de refuerzo a cortante (N/mm^2).

$\sigma_0 =$ Esfuerzo axial en la columna (N/mm^2).

$d =$ Peralte efectivo de la columna (mm).

$\frac{M}{Q} =$ Distancia de aplicación del cortante, puede usarse $\frac{h_0}{2}$.

$h_0 =$ Altura libre de la columna (mm).

$j =$ Distancia entre los centroides de las fuerzas de tensión y compresión, puede ser tomado como $0.8 \cdot D$ (mm).

El valor de $\frac{M}{Q*d}$ debe estar entre los limites 1 y 3, en dado caso de que el valor sea menos a 1 se tomara como 1 y si es mayor a 3 se tomara 3, de igual manera el máximo valor de σ_0 debe de ser 8 N/mm^2.

3.11.- Deformaciones últimas en columnas

3.11.1.- Distorsión de entrepiso (drifs) en la resistencia última a flexión de la columna R_{mu}

La distorsión de entrepiso en la última resistencia a flexión de la columna R_{mu} debe de ser calculado a partir de la *Ec. 3- 27* y *Ec. 3- 28*.

$$R_{mu} = \left(\frac{h_0}{H_0}\right) \cdot {}_cR_{mu} \geq R_{250} \qquad \textit{Ec. 3- 27}$$

Donde: $\frac{h_0}{H_0} \leq 1.0$

$$ {}_cR_{mu} = {}_cR_{my} \cdot {}_cR_{mp} \leq {}_cR_{30} \qquad \textit{Ec. 3- 28} $$

Donde:

$h_0 =$ Altura libre de la columna.

$H_0 =$ Altura libre de la columna desde la cara superior de la viga inferior hasta la cara inferior de la trabe superior.

${}_cR_{my} =$ Ángulo de distorsión de la columna en la fluencia (medido a partir de la altura libre de la columna).

${}_cR_{mu} =$ Ángulo de distorsión en la resistencia flexionante última (medido a partir de la altura libre de la columna), no debe ser mayor que ${}_cR_{max}$.

${}_cR_{mu} =$ Ángulo de distorsión plástico de la columna (medido a partir de la altura libre de la columna).

${}_cR_{30} =$ Ángulo de distorsión estándar de la columna (medido a partir de la altura libre de la columna), 1/30.

${}_cR_{250} =$ Ángulo de distorsión de entrepiso estándar, 1/250.

3.11.2.- Distorsión plástica de la columna ${}_cR_{mp}$

El ángulo de distorsión plástico de una columna ${}_cR_{mp}$ debe ser calculado a partir de la *Ec. 3- 29*.

$$ {}_cR_{mp} = 10 \cdot \left(\frac{{}_cQ_{su}}{{}_cQ_{mu}} - q \right) \cdot {}_cR_{my} \geq 0 \qquad \textit{Ec. 3- 29} $$

Donde:

$q = 1.0$ para $s \leq 100$ mm

$q = 1.1$ para $s > 100$ mm

${}_cQ_{su}$ = resistencia cortante última de una columna.

${}_cQ_{mu}$ = Fuerza cortante en la resistencia flexionante última de la columna, en caso de que la fuerza axial de la columna sea mayor que la fuerza axial balanceada se debe usar la capacidad mayor de momento bajo la fuerza axial con que trabaja.

s = Separación de los estribos.

3.11.3.- Límite superior de la distorsión de una columna flexionante ${}_cR_{max}$

El límite superior del ángulo de distorsión de una columna flexiónate puede ser determinado inicialmente con la *Ec. 3- 30*.

$$ {}_cR_{max} = \min\{ {}_cR_{max(n)},\ {}_cR_{max(s)},\ {}_cR_{max(t)},\ {}_cR_{max(b)},\ {}_cR_{max(h)}\} \qquad \textit{Ec. 3- 30} $$

${}_cR_{max(n)}$ es el límite superior del ángulo de distorsión de una columna flexionante determinada a partir de la carga axial con por la *Ec. 3- 31*.

$$ {}_cR_{max(n)} = {}_cR_{250} \quad \text{para} \quad \eta > \eta_H \qquad \textit{Ec. 3- 31} $$

$$ {}_cR_{max(n)} = {}_cR_{30} * \left(\frac{{}_cR_{250}}{{}_cR_{30}}\right)^{n'} \leq \left(\frac{{}_cR_{250}}{{}_cR_{30}}\right) \quad \text{para cualquier otro caso} $$

Donde:

$n' = (\eta - \eta_L)(\eta_H - \eta_L)$.

$$\eta = \frac{\eta_s}{b \cdot D \cdot \mathrm{F}_C}$$

$\eta_L = 0.25$ y $\eta_H = 0.5$ para $s \leq 100$ mm

$\eta_L = 0.20$ y $\eta_H = 0.4$ para $s > 100$ mm

${}_cR_{max(s)}$ es el límite superior del ángulo de distorsión de una columna flexionante determinado a partir de la fuerza cortante con la *Ec. 3- 32*.

$$ {}_cR_{max(s)} = {}_cR_{250} \quad \text{para} \quad \frac{{}_c\tau_u}{F_C} > 0.2 \qquad \textit{Ec. 3- 32} $$

$$ {}_cR_{max(s)} = {}_cR_{30} \quad \text{para cualquier otro caso} $$

${}_cR_{max(t)}$ es el límite superior del ángulo de distorsión de una columna flexionante determinado a partir de porcentaje de refuerzo a tensión con la *Ec. 3- 33*.

$$ {}_cR_{max(t)} = {}_cR_{250} \quad \text{para} \quad p_t > 0.1\% \qquad \textit{Ec. 3- 33} $$

$$ {}_cR_{max(t)} = {}_cR_{30} \quad \text{para cualquier otro caso} $$

${}_cR_{max(b)}$ es el límite superior del ángulo de distorsión de una columna flexionante determinado a partir de la altura libre con la *Ec. 3- 34*.

$$ {}_cR_{max(b)} = {}_cR_{50} \quad \text{para} \quad \frac{s}{d_b} > 8 \qquad \textit{Ec. 3- 34} $$

$$ {}_cR_{max(b)} = {}_cR_{30} \quad \text{para cualquier otro caso} $$

${}_cR_{max(b)}$ es el límite superior del ángulo de distorsión de una columna flexionante determinado a partir de la altura libre con la *Ec. 3- 35*.

$$ {}_cR_{max(h)} = {}_cR_{250} \quad \text{para} \quad \frac{h_0}{D} \leq 2 \qquad \textit{Ec. 3- 35} $$

$$ {}_cR_{max(h)} = {}_cR_{30} \quad \text{para cualquier otro caso} $$

Donde:

$b =$ Base de la columna.

$D =$ Peralte de la columna.

$h_0 =$ Altura libre de la columna.

$F_C =$ Resistencia a la compresión del concreto.

$N_s =$ Fuerza axial adicional de la columna debido a sismo.

${}_c\tau_u =$ Esfuerzo cortante en la en la resistencia última de la columna.

$$ = \min\left\{\frac{{}_cQ_{mu}}{b \cdot j}, \frac{{}_cQ_{su}}{b \cdot j}\right\} $$

${}_cQ_{mu} =$ Fuerza cortante en la resistencia última de la columna.

${}_cQ_{su} =$ Resistencia cortante última de la columna.

$j =$ Distancia entre los centroides de las fuerzas de tensión y compresión, puede ser tomado como $0.8 \cdot D$.

$p_t =$ Porcentaje de acero de refuerzo a tensión.

$s =$ Separación de los estribos.

$d_b =$ Diámetro de las barras de refuerzo a tensión.

${}_cR_{30} =$ Ángulo de distorsión estándar de la columna (medido a partir de la altura libre de la columna), 1/30.

${}_cR_{50} =$ Ángulo de distorsión estándar de la columna (medido a partir de la altura libre de la columna), 1/50.

$_cR_{250}$ = Ángulo de distorsión estándar de la columna (medido a partir de la altura libre de la columna), 1/250.

3.11.4.- Distorsión de entrepiso en la resistencia cortante última de una columna R_{su}

El ángulo de distorsión de entrepiso en la resistencia cortante última de una columna R_{su} debe ser calculado a partir de la *Ec. 3- 36*.

$$R_{su} = \frac{\frac{Q_{su}}{Q_{mu}} - 0.3}{0.7} \cdot R_{my} \geq R_{250} \quad \text{para} \quad {}_c\alpha \cdot {}_cQ_{mu} < {}_cQ_{su} \qquad \textit{Ec. 3- 36}$$

$$R_{su} = R_{250} \quad \text{para} \quad {}_c\alpha \cdot {}_cQ_{mu} \geq {}_cQ_{su}$$

Donde:

$_cQ_{mu}$ = Fuerza cortante en la resistencia última de la columna.

$_cQ_{su}$ = Resistencia cortante última de la columna.

$_c\alpha$ = Factor de esfuerzo efectivo de una columna, calculado con la *Ec. 3- 37*.

$$_c\alpha = 0.3 + 0.7\left(\frac{R_{250}}{R_{my}}\right) \qquad \textit{Ec. 3- 37}$$

Donde:

R_{my} = Ángulo de distorsión de la columna en la fluencia.

R_{250} = Ángulo de distorsión de entrepiso estándar de la columna, 1/250.

3.12.- Deformación en la fluencia de columna flexionante

3.12.1.- Columna

El ángulo de distorsión de entrepiso de una columna en la fluencia clasificada como flexionante puede ser determinada a partir de la *Ec. 3- 38* y *Ec. 3- 39*.

$$R_{my} = \left(\frac{h_0}{H_0}\right) \cdot \ {}_cR_{my} \geq R_{250} \qquad \textit{Ec. 3- 38}$$

Donde:

$$ {}_cR_{my} = \ {}_cR_{150} \quad \text{para} \quad \frac{h_0}{D} \geq 3.0 \qquad \textit{Ec. 3- 39}$$

$$ {}_cR_{my} = \ {}_cR_{250} \quad \text{para} \quad \frac{h_0}{D} \leq 2.0$$

$ {}_cR_{my}$ se puede interpolar si $2.0 < \frac{h_0}{D} < 3.0$ Donde:

$h_0 =$ Altura libre de la columna.

$H_0 =$ Altura libre de la columna desde la cara superior de la viga inferior hasta la cara inferior de la trabe superior.

$ {}_cR_{150} =$ Ángulo de distorsión estándar de la columna (medido a partir de la altura libre de la columna), 1/150.

$ {}_cR_{250} =$ Ángulo de distorsión estándar de la columna (medido a partir de la altura libre de la columna), 2/150.

$ {}_cR_{my} =$ Ángulo de distorsión de la columna en la fluencia (medido a partir de la altura libre de la columna), no puede ser mayor que $ {}_cR_{max}$.

3.13.- Resistencias últimas en trabes

Para el tercer nivel de análisis se debe conocer las resistencias últimas de los elementos horizontales, trabes, para evaluar los índices de resistencia y ductilidad, la normativa japonesa propone ecuaciones para obtener de manera más directa la resistencia cortante y flexionante de los elementos sismorresistentes de la estructura.

3.13.1.- Resistencia flexionante última

La resistencia flexionante última de una trabe puede ser calculada a partir de la *Ec. 3- 40*.

$$M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \qquad \textit{Ec. 3- 40}$$

Donde:

$a_t =$ Área de la sección trasversal de las barras de refuerzo a tensión (mm^2).

$\sigma_y =$ Esfuerzo de fluencia de las barras de refuerzo (N/mm^2).

$d =$ Peralte efectivo de la trabe (mm).

3.13.2.- Resistencia cortante última

La resistencia cortante última de una trabe puede ser determinado a partir de la *Ec. 3- 41*.

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot {p_t}^{0.23}(18 + F_c)}{\frac{M}{Q \cdot d_e} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b \cdot j_e \qquad \textit{Ec. 3- 41}$$

Donde:

$0.5 \leq \frac{M}{Q \cdot d_e} \leq 2$

$p_t =$ Porcentaje de refuerzo a tensión.

$F_c =$ Resistencia a la compresión del concreto (N/mm^2).

$p_w =$ Porcentaje de refuerzo a cortante.

$\sigma_{wy} =$ Esfuerzo de fluencia de las barras de refuerzo a cortante (N/mm^2).

$d_e =$ Peralte efectivo de la trabe (mm).

$j_e =$ Distancia entre los centroides de las fuerzas de tensión y compresión, puede ser tomado como $7/8\ d_e$ (mm).

3.14.- -Capacidad de momento del nodo

La capacidad de momento del nodo es la capacidad de transferencia de momento entre una columna y las trabes que convergen en el mismo nodo.

Atiende al equilibrio de fuerzas que se debe presentar en el sistema estructural, al obtener las resistencias de los elementos estructurales de manera indirecta es necesario realizar un equilibrio estático de los esfuerzos que interactúan en la conexión de las trabes y la columna.

CAPÍTULO 4.- **ADECUACIÓN DEL MÉTODO PARA ANÁLISIS EN MÉXICO**

Es necesario realizar una adecuación de las ecuaciones, para una más sencilla aplicación tanto por el sistema de unidades empleado como para las condiciones de sitio y algunos tipos de elementos que en territorio mexicano no son comunes, de esta manera se tendrá un método dirigido a revisiones que se puedan realizar en territorio mexicano.

4.1.- Preliminares

La primera diferencia que se puede encontrar para el procedimiento de cálculo es la carga distribuida, debido a que sus normativas consideran cargas vivas y muertas que se deben considerar en edificaciones japonesas.

Para el caso del territorio mexicano, se pueden emplear las cargas presentes en las actuales Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México (NTC 2017), recordando que muchas veces sirven como referencia para normativas municipales. Dependiendo del uso que tenga la estructuras pueden clasificarse, en la *Tabla 4- 1* se muestran algunos de los usos que se podrían presentar.

Tabla 4- 1 Carga viva accidental.

Destino de piso o cubierta	Carga viva accidental (Wa)[1]
Casa-Habitación o similar	100 kg/m^2
Oficinas, despachos o laboratorios	180 kg/m^2
Aulas	180 kg/m^2
Azotea con pendiente menor al 5%	70 kg/m^2

[1] En este documento kg hace referencia a 1 kilogramo fuerza.

Para el caso de las cargas muertas las normativas japonesas proponen una carga de 12 kN/m^2 que es equiválete a 1224 kg/m^2, pero la forma más precisa seria realizar un análisis de cargas para cada edificio y obtener valores más representativos.

Conociendo las cargas se puede determinar carga axial en las columnas empleando un análisis por áreas tributarias de cada elemento.

El procedimiento es su mayoría será el mismo debido a que muchas ecuaciones emplean coeficientes que están en función de relaciones de desplazamiento o de fuerzas, por lo cual el uso de un sistema de unidades u otro no afecta, sin embargo, para determinar las resistencias últimas de los elementos si es necesario modificar las ecuaciones para una aplicación más sencilla.

4.2.- Resistencia última en columnas

Para la resistencia a la flexión última de una columna se puede hacer uso de un diagrama de interacción, pero la ecuación *Ec. 3- 23* propuesta por el método proporciona una evaluación más rápida.

4.2.1.- Resistencia cortante

Al calcular la resistencia cortante última de una columna a partir de la Ec. 3- 26 no encontramos con que esta ecuación esta propuesta para el sistema de unidades que emplean en Japón, para el caso de México, con un sistema de unidades gravitacional, la ecuación se puede convertir como se muestra en la *Ec. 4- 1*.

$$V_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot {p_t}^{0.23}(183.55 + {f'}_c)}{\frac{M}{Q \cdot h} + 0.12} + 2.714\sqrt{p_w \cdot f_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot d \qquad \textit{Ec. 4- 1}$$

Donde:

$p_t =$ Porcentaje de refuerzo a tensión.

$p_w =$ Porcentaje de refuerzo a cortante, si $p_w \geq 0.012 \Rightarrow p_w = 0.012$.

$f_{wy} =$ Esfuerzo de fluencia de las barras de refuerzo a cortante (kgf/cm^2).

$\sigma_0 =$ Esfuerzo axial en la columna (kg/cm^2).

$h =$ Peralte de la columna (cm).

$\frac{M}{Q} =$ Distancia de aplicación del cortante, puede usarse $\frac{h_0}{2}$.

$h_0 =$ Altura libre de la columna (cm).

$d =$ Distancia entre los centroides de las fuerzas de tensión y compresión, puede ser tomado como $0.8 \cdot h$ (cm).

4.3.- Resistencia última en trabes

Para la resistencia a la flexión última de una columna se puede hacer uso de la Ec. 3- 40 propuesta por el método.

4.3.1.- Resistencia flexionante última

Se empleará la Ec. 4- 2 establecida por la NTC-2017 en el capítulo de concreto para una sección rectangular sin acero de compresión.

$$M_R = F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f"_c \cdot q \cdot (1 - 0.5q) \qquad \textit{Ec. 4- 2}$$

Donde:

$q = \frac{p \cdot f_y}{f"_c}$

$p = \frac{A_{st}}{b*d}$

$b =$ Ancho de la sección.

$d =$ Peralte efectivo de la sección.

$f" =$ Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión.

$A_{st} =$ Área del refuerzo a tensión.

4.3.2.- Resistencia cortante última

Para calcular la resistencia a cortante última de una trabe se puede hacer uso de la ecuación *Ec. 3- 41* teniendo en cuenta el cambio de unidades, de igual manera se puede convertir como se muestra en la *Ec. 4- 3.*

$$V_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot {p_t}^{0.23}\left(183.55 + {f'}_c\right)}{\frac{M}{Q \cdot h_e} + 0.12} + 2.714\sqrt{p_w \cdot f_{wy}} \right\} \cdot b \cdot j_e \qquad \textit{Ec. 4- 3}$$

Donde:

$0.5 \leq \frac{M}{Q \cdot h_e} \leq 2$

$p_t =$ Porcentaje de refuerzo a tensión.

${f'}_c =$ Resistencia a la compresión del concreto (kgf/cm^2).

$p_w =$ Porcentaje de refuerzo a cortante.

$\sigma_{wy} =$ Esfuerzo de fluencia de las barras de refuerzo a cortante (kgf/cm^2).

$h_t =$ Peralte efectivo de la trabe (cm).

$h_e =$ Distancia entre los centroides de las fuerzas de tensión y compresión, puede ser tomado como $7/8\ h_t$ (cm).

4.4.- Índice de demanda sísmica I_{SO}

El índice de demanda sísmica de una estructura en el procedimiento del método está definido a partir de la Ec. 3- 22. El índice depende de condiciones como son el tipo de análisis realizado, condiciones de zonificación sísmica, condiciones de suelo en el sitio y un modificador por importancia de la estructura definido por su uso.

Debido a que esta ecuación está pensada con los datos que se tiene en Japón no es posible aplicarla directamente la República Mexicana, sin embargo, en algunos países donde se ha efectuado evaluaciones con este método se ha empleado la constante de aceleración sísmica debida a que de igual manera representa la aceleración del sismo de mayor magnitud que se espera en el sitio en un periodo de retorno definido.

Para obtener los diversos factores es posible emplear normativas locales que proporciones la información necesaria para obtener la constante de aceleración sísmica, en caso de no contar con una normativa local se puede aplicar la metodología que propones el Manual de Diseño de Obras Civiles 2015 (MDOC 2015) en el capítulo de Diseño Sísmico, donde se tiene una zonificación de todo el terreno mexicano, como se muestra en la *Figura 4- 1*.

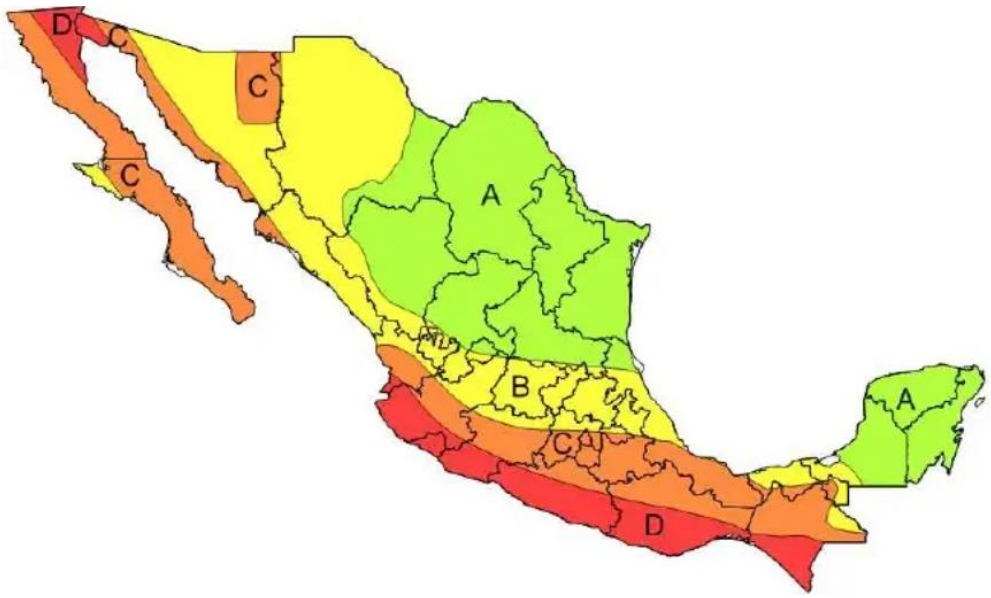


Figura 4- 1 Regionalización sísmica de la República Mexicana.

Para obtener el valor de manera más precisa se puede disponer de la herramienta Prodisis y de esta manera obtener el valor de la constante de aceleración sísmica considerando las propiedades de zonificación sísmica, importancia de estructura y condiciones del suelo en el sitio.

Al ser un software de fácil acceso y con resultados precisos es una gran herramienta para este paso del método en territorio mexicano, además de que se pueden obtener el espectro sísmico de la zona sin necesidad de tener estudios detallados del sitio, requiriendo el tipo de suelo que puede ser seleccionado con el criterio del evaluador.

En el caso de contar con un estudio detallado del sitio puede ocuparse el valor de la ordenada espectral para un resultado más representativo.

CAPÍTULO 5.- **APLICACIÓN DEL MÉTODO**

El edificio de análisis donde se realizó la evaluación de su estabilidad sísmica es un inmueble que sirvió de uso escolar en la secundaria general Melchor Ocampo ubicada en 2 Sur 2301, Atlixco, Puebla, México.

La disposición en planta general del edificio es de un módulo que cuenta con una longitud de 40.8 m, que a su vez se une a dos módulos de escaleras, independientes de la estructura principal, dicha estructura consta de 3 niveles y está formado principalmente por marcos de concreto reforzado.

La construcción del edifico data del año 1947 y fue demolido en 2012 por lo cual se trata de una revisión en retrospectiva.

Durante su vida útil sufrió agrietamientos durante eventos sísmicos exponiendo su baja sismoresistencia, por lo cual se ha elegido como modelo para evaluar la efectividad del método para detectar inmuebles vulnerables.

La planta arquitectónica más antigua a la que se tuvo acceso se muestra en la *Figura 5- 1*.

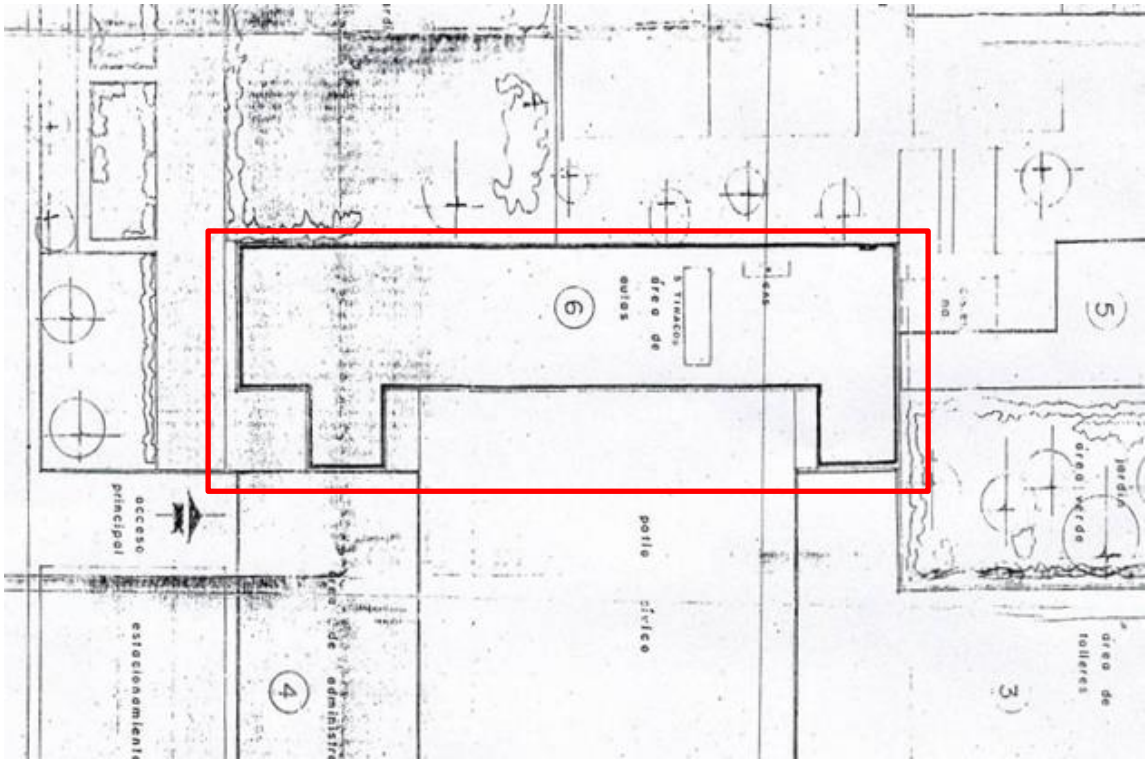


Figura 5- 1 Planta arquitectónica original de la Secundaria Melchor Ocampo.

Con la planta arquitectónica y la información fotográfica recabada se pudo recrear la plata arquitectónica para representar la geometría básica de la planta estructural mostrada en el Anexo 4.

Con ayuda de información fotográfica se sabe que las normas vigentes en el diseño y construcción del edificio que pudieron servir de base para su diseño era el reglamento de construcción y de los servicios urbanos en el Distrito Federal de julio de 1942. Con la información obtenida en dicho reglamento se pudo estimar los armados más probables que pudieron haber tenido los elementos estructurales del edificio, así como el concreto empleado y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

Las columnas y las trabes contaron con un concreto de una resistencia a la compresión simple de 210kg/cm^2, un acero de refuerzo longitudinal con un esfuerzo de fluencia de 3800kg/cm^2 y un acero de refuerzo trasversal con un esfuerzo de fluencia de

2520kg/cm^2 Estos materiales eran los más comunes en la época de construcción del edifico. La geometría básica de las columnas y trabes se muestra en la *Figura 5- 2*.

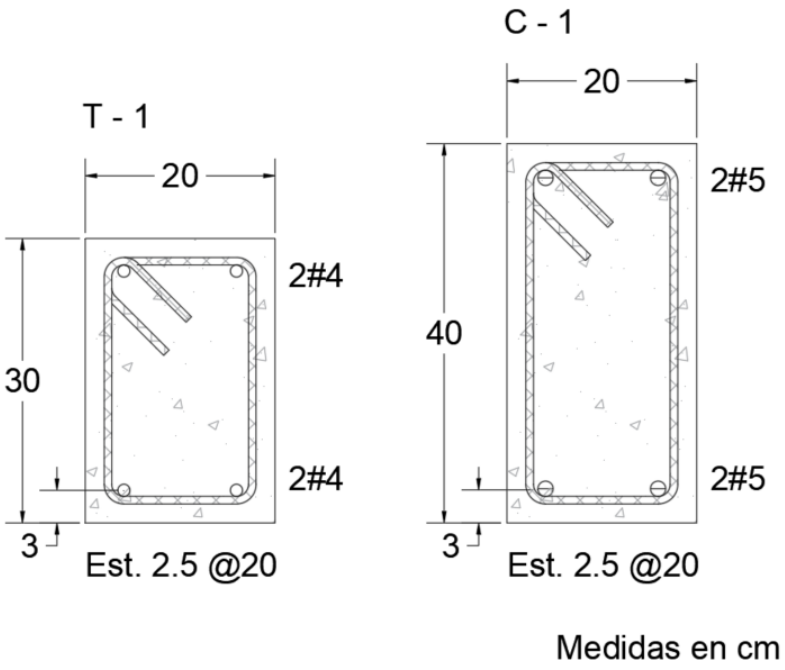
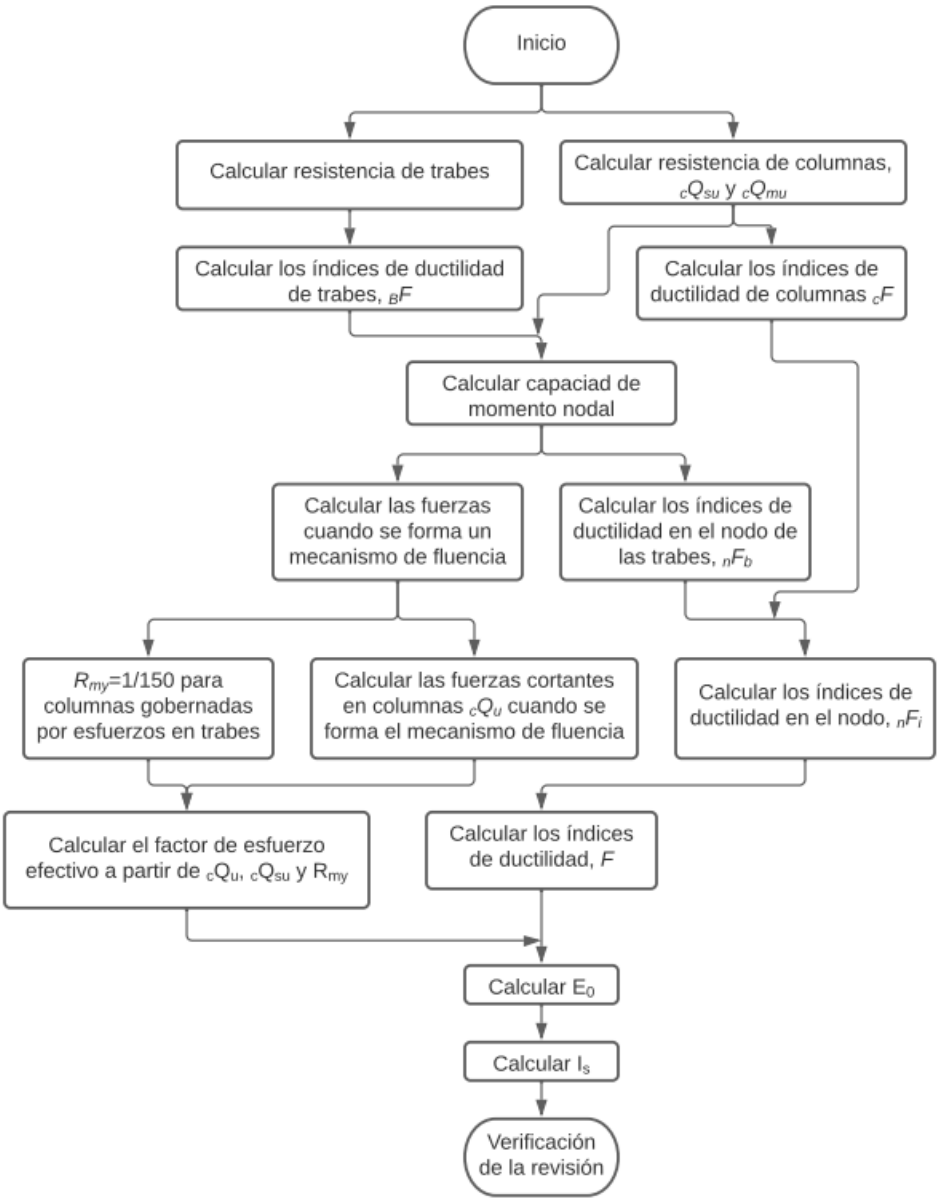


Figura 5- 2 Sección de columna (C-1), sección de trabe (T-1).

Los pasos para realizar el análisis se muestran el siguiente diagrama, el método analiza la resistencia de los ejes, por lo cual se debe realizar un análisis por cada eje perpendicular a la acción del sismo, sin embargo, como la planta en general y la distancia entre claros es homogénea podría realizarse un solo análisis considerando un eje central donde las columnas soportan más área tributaria.



A lo largo del capítulo se hará mención de los resultados finales, sin embargo, los resultados generales se pueden consultar el ANEXO 1.

5.1.- Preliminares

Para determinar las cargas que podría presentar el edificio se llevó a cabo un análisis de cargas mostrado en la Tabla 5- 1 y Tabla 5- 2 correspondientes al análisis de carga

considerando las sobre cargas por acabados e instalaciones para entrepiso y azotea, respectivamente.

Tabla 5- 1 Análisis de cargas muertas para losa (entrepiso).

Losa de vigueta y bovedilla peralte 20 cm						
Elemento	Longitud(m)	Ancho(m)	Alto(m)	Piezas	Densidad	w(kg/m^2)
Losa	1.0	1.0	0.2	1.00	260	260.0
Mortero	1.0	1.0	0.015	1.00	2000	30.0
Piso	1.0	1.0	0.02	1.00	2500	37.5
Norma	1.0	1.0	-	1.00	40	40.0
Instalaciones	1.0	1.0	-	1.00	40	40.0
Total						407.5

Tabla 5- 2 Análisis de cargas muertas para losa (azotea).

Losa de vigueta y bovedilla peralte 20 cm						
Elemento	Longitud(m)	Ancho(m)	Alto(m)	Piezas	Densidad	w(kg/m^2)
Losa	1.0	1.0	0.20	1.00	260	260.0
Relleno	1.0	1.0	0.09	1.00	1200	108.0
Norma	1.0	1.0	-	1.00	40	40.0
Instalaciones	1.0	1.0	-	1.00	40	40.0
Total						448.0

Se consideraron las cargas vivas accidentales requeridas para el uso de aulas azoteas presentes en las NTC-2017, correspondientes a 180kg/m^2 para entrepiso y 70kg/m^2, se tomaron las cargas de las normas vigentes con el fin de revisar si satisface adecuadamente las requisiciones actuales y hacer una comparativa con el avance de los reglamentos de construcción.

5.2.- Resistencia de las vigas

El primer paso a realizar es determinar la resistencia de los elementos estructurales, en un principio se determinará la resistencia de las trabes, para esto se debe contar con el armado y resistencia de los materiales.

El paso inicial es determinar la resistencia a flexión de las trabes por la capa inferior y superior, para esto se hará uso de la *Ec. 4- 2*.

Para conocer la máxima resistencia cortante que puede presentar una columna es preciso determinar dos límites de resistencia cortante, el primero es la resistencia cortante cuando se presenta el momento último, el cual se calcula con la suma de las resistencias flexionante entre la longitud libre del claro como se muestra en la *Ec. 5- 1*, segundo límite es la resistencia máxima que soporta la sección determinada a partir de la *Ec. 4- 3*.

$$V_{mu} = \frac{(M_{u1} + M_{u2})}{l_0} \qquad \textit{Ec. 5- 1}$$

Donde:

$l_0 =$ Longitud libre entre claros, de paño a paño de columnas.

Conociendo la resistencia de las trabes se puede determinar el modo de falla que presentará, evaluando los resultados con los parámetros establecidos en la *Tabla 3- 1*. Los modos de falla obtenidos en las trabes se muestran en la *Tabla 5- 3*.

Tabla 5- 3 Modos de falla de las trabes.

Nivel	Eje	Modo de falla
Azotea	2	Flexionante
Azotea	1	Flexionante
3	2	Flexionante
3	1	Flexionante
2	2	Flexionante
2	1	Flexionante
1	2	Flexionante
1	1	Flexionante
ct	2	Flexionante
ct	1	Flexionante

Los modos de falla de las trabes indican que se presentaría una falla por la flexión excesiva antes de fallar por efectos de cortante en todos los elementos del eje evaluado.

5.3.- Resistencia de las columnas

Posteriormente se determinó la resistencia de las columnas, evaluando para cada columna en cada nivel, para ello se tomó la carga axial de cada columna haciendo uso de áreas tributarias como se muestra en la *Figura 5- 3*.

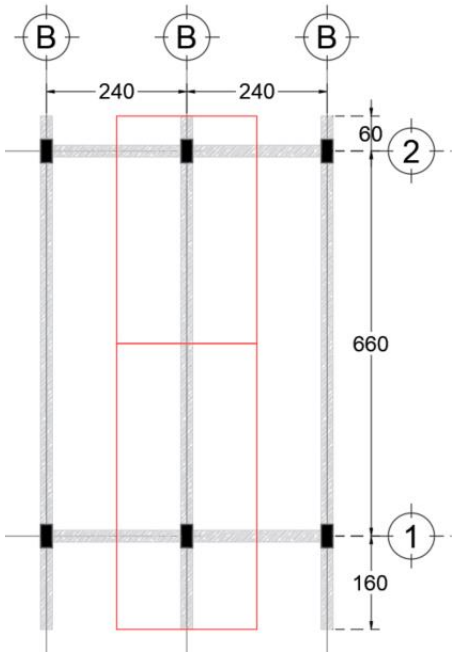


Figura 5- 3 Áreas tributarias (cm).

De igual manera que en las trabes, es necesario contar con la información del armado y resistencia de los materiales.

Se determina la resistencia a flexión de los elementos empleando la *Ec. 3- 23* .

Para determinar la resistencia cortante última se hace uso de dos límites de resistencia cortante, el primero es la resistencia cortante cuando se presenta el momento

último, el cual se calcula con el doble de las resistencias flexionante entre la altura libre de entrepiso como se muestra en la *Ec. 5- 2*.

$$V_{mu} = \frac{2 \cdot M_u}{h_0} \qquad \textit{Ec. 5- 2}$$

Donde:

$h_0 =$ Altura libre de entrepiso, altura entre trabes.

Conociendo la resistencia de las columnas se determinó el modo de falla que presentará, evaluando los resultados con los parámetros establecidos en la *Tabla 3- 1*. Los modos de falla obtenidos en las columnas se muestran en la *Tabla 5- 4*.

Tabla 5- 4 Modos de falla de las columnas.

Eje	Nivel	V_{su} (t)	Modo de falla
1	4	7.60	Flexionante
1	3	8.50	Flexionante
1	2	9.40	Flexionante
1	1	10.29	Flexionante
2	4	8.04	Cortante
2	3	8.93	Cortante
2	2	9.83	Cortante
2	1	10.73	Cortante

Se puede apreciar que las columnas presentan una falla flexionante lo cual puede indicar que ante una deformación que genere una flexión puede fallar, como lo son las fuerzas generadas en un evento sísmico.

5.4.- Capacidad de momento del nodo

Posteriormente se calculó la capacidad de momento del nodo para clasificar las columnas, al contemplar un momento nodal se toma la participación de las columnas a la

resistencia de la estructura, en la *Figura 5- 4* se muestra cómo se tiene las fuerzas nodales de las columnas y trabes para el eje 1.

Figura 5- 4 Momento resistente (t*m).

Conociendo las capacidades de momento que convergen al nodo se pudo determinar si el modo de falla se debe a la resistencia en las trabes evaluando la *Ec. 5- 3*.

$$\sum M_b < \sum M_c \qquad \textit{Ec. 5- 3}$$

Cuando se cumple esta relación establecida en la *Ec. 5- 3* se dice que el modo de falla del nodo se evalúa como una falla por trabe.

Después se debe de evaluar los esfuerzos cuando se forma articulaciones plásticas, si se tiene un modo de falla del nodo determinado por una falla de trabe se debe distribuir

la suma de los momentos de las trabes de igual manera en la columna superior e inferior que llega al nodo. Si se tiene una falla determinada por una falla en columna se debe determinar la suma de momentos de las columnas en partes equivalentes en la viga derecha e izquierda que convergen en el nodo, como se ejemplifica en la *Figura 5- 5*.

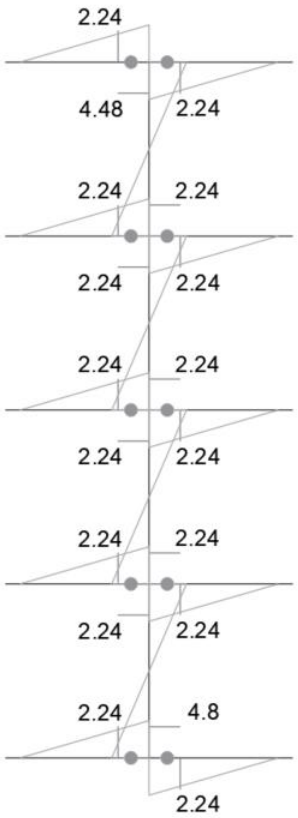


Figura 5- 5 Capacidad de momento cuando se forma el mecanismo de fluencia (t*m).

5.5.- Cortantes en el estado último de la columna y modo de falla

Después se determinó las fuerzas cortantes presentes en el último estado de la columna, se determina dividiendo los momentos en la columna entre su altura de entrepiso teniéndose como resultados los mostrados en la *Tabla 5- 5*.

Posteriormente se identificó el modo de falla de las columnas, para ello se evalúa los modos de falla de la columna y de las trabes que convergen hacia la columna. El modo de falla puede clasificarse en cuatro grupos y estos dependen de la clasificación mostrada en la *Figura 5- 6* donde se puede apreciar como debe ser la distribución de modos de falla por flexión y cortante para que se identifique el modo de falla de la columna.

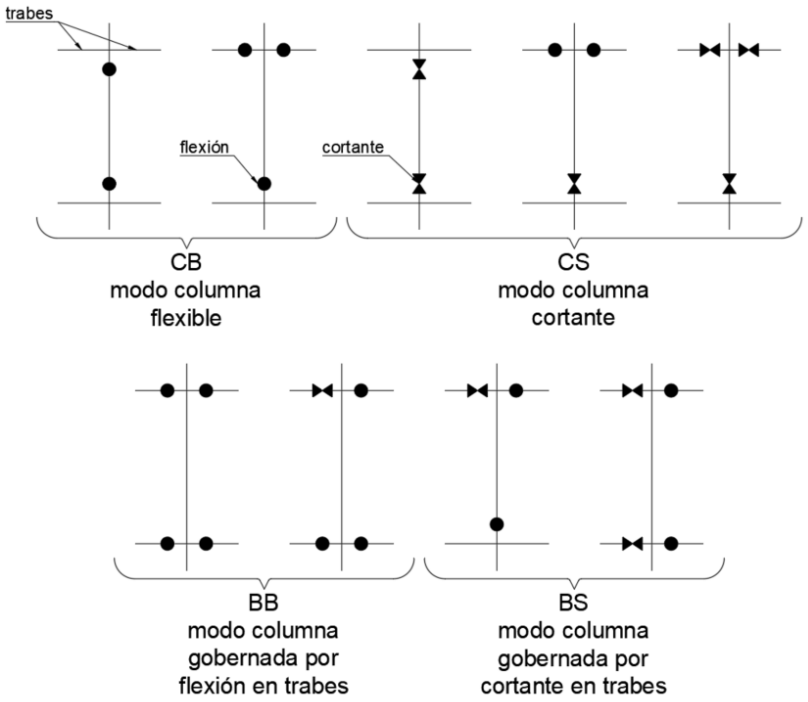


Figura 5- 6 Evaluación de modos de falla para el tercer nivel de análisis.

Tabla 5- 5 Cortantes en el último estado y modos de falla de columnas.

Nivel	Eje	$_cV_u$ (t)	Modo de falla de la columna
4	2	3.58	Gobernada por flexión en vigas
4	1	3.58	Gobernada por flexión en vigas
3	2	3.58	Gobernada por flexión en vigas
3	1	3.58	Gobernada por flexión en vigas
2	2	3.58	Gobernada por flexión en vigas
2	1	3.58	Gobernada por flexión en vigas
1	2	3.58	Gobernada por flexión en vigas
1	1	3.58	Gobernada por flexión en vigas

Se puede apreciar que por la interacción de las trabes y columnas se presentan unos modos de falla en donde predomina la flexión de las vigas lo cual nos indica que las columnas obedecen a la hipótesis de columna fuerte-trabe débil. Por lo cual se tiene un comportamiento adecuado en la interacción del nodo entre trabes y columnas.

5.6.- Índices de ductilidad

Posteriormente se calculó los índices de ductilidad que servirán de como indicadores de desplazamiento y debe de calcularse los índices de ductilidad de las columnas $_nF_c$, al igual que el de las trabes $_bF$, teniendo los índices de ductilidad de columnas y trabes se puede determinar el índice de ductilidad del nodo en el último esfuerzo de la trabe $_nF_b$.

A partir de $_nF_c$ y $_nF_b$ se determina el índice de ductilidad del nodo $_nF_i$ y depende del momento en ambos extremos de la columna cuando se forma el mecanismo de fluencia en el nodo, se considera $F_{ave} = F$, definido en la *Ec. 3- 15*. Los resultados de índice de ductilidad de las columnas se muestran en *Tabla 5- 6.*

Tabla 5- 6 Índices de ductilidad de columnas gobernada por resistencia de trabes.

Nivel	Eje	Modo de falla	$_nF_{ave}$
1	1	Gobernada por flexión en vigas	1.74
1	2	Gobernada por flexión en vigas	1.75
2	1	Gobernada por flexión en vigas	1.75
2	2	Gobernada por flexión en vigas	1.75
3	1	Gobernada por flexión en vigas	1.75
3	2	Gobernada por flexión en vigas	1.75
4	1	Gobernada por flexión en vigas	1.75
4	2	Gobernada por flexión en vigas	1.75

5.7.- Índice sísmico básico estructural

Para determinar el índice sísmico básico estructural se calculó primero el factor de esfuerzo efectivo, dicho factor es un indicador entre la relación fuerza-deformación de las columnas.

Tabla 5- 7 Índices C y F y factor de esfuerzo efectivo para cada columna.

Nivel	Eje	ΣW	$_cQ_u$	C	F	α			
		(t)	(t)			F_1=0.8	F_1=1.0	1.0<F_1>1.27	1.27≤F_1
1	1	11.21	5.31	0.17	1.0	0.0	0.83	0.0	0.0
1	2	11.21	8.04	0.18	1.0	0.0	1.00	0.0	0.0
2	1	22.41	6.69	0.25	1.0	0.0	0.83	0.0	0.0
2	2	22.41	8.93	0.27	1.0	0.0	1.00	0.0	0.0
3	1	33.62	7.84	0.42	1.0	0.0	0.83	0.0	0.0
3	2	33.62	9.83	0.44	1.0	0.0	1.00	0.0	0.0
4	1	44.82	8.76	0.92	1.0	0.0	0.83	0.0	0.0
4	2	44.82	10.73	0.96	1.0	0.0	1.00	0.0	0.0

Posteriormente se evaluó el índice básico estructural, por resistencia dominante aplicando la ecuación *Ec. 3- 2* como se muestra en la *Tabla 5- 8,* y por ductilidad domínate aplicando la *Ec. 3- 1* como se muestra en la *Tabla 5- 9.*

Tabla 5- 8 Índice básico estructural por resistencia dominante.

Nivel	$\frac{n+1}{n+i}$	$= \left(C_1 + d\sum \alpha_i C_i\right) * F_i$				E_{01}
		Primer grupo		Segundo grupo		
		F_1	C_1	α_2	C_2	
4	0.625	1.00	0.92	0.83	0.92	1.05
		1.00	0.96			0.6
3	0.714	1.00	0.42	0.83	0.42	0.55
		1.00	0.44			0.31
2	0.833	1.00	0.25	0.83	0.25	0.38
		1.00	0.27			0.22
1	1.000	1.00	0.17	0.83	0.17	0.31
		1.00	0.18			0.18

Tabla 5- 9 Índice básico estructural por ductilidad dominante.

Nivel	$\frac{n+1}{n+i}$	Grupo	$=\sqrt{(C_1+F_1)^2+(C_2+F_2)^2+(C_3+F_3)^2}$				E_{02}
			Primer grupo		Segundo grupo		
			C_1	F_1	C_2	F_2	
4	0.625	2	0.92	1.00	0.96	1.00	0.83
		3					
3	0.714	2	0.42	1.00	0.44	1.00	0.43
		3					
2	0.833	2	0.25	1.00	0.27	1.00	0.31
		3					
1	1.000	2	0.17	1.00	0.18	1.00	0.21
		3					

5.8.- Índice de irregularidad

Se evaluó el índice de irregularidad basándose en los parámetros establecidos en la *Tabla 3- 3*, los resultados de la evaluación se presentan en la *Tabla 5- 10*.

Tabla 5- 10 Evaluación del índice de irregularidad.

		G_i	S_{Di}
Balance en planta	Regularidad	0.8	0.9
	Relación de aspecto en planta	0.8	0.95
	Parte estrecha	0.8	0.95
	Punto de expansión	0.8	0.95
	Buen estilo de área	0.8	0.95
	Excentricidad de buen estilo de área	0.8	1
Balance en elevación	Nivel de sótano	0.8	1.1
	Uniformidad en alturas de pisos	0.8	0.95
	Planta débil	0.8	0.8
Excentricidad	Excentricidad	0.8	0.8
Rigidez	Relación de rigidez y masas entre niveles	0.8	0.8
		S_D=	0.39

Nos expresa que la estructura se tiene problemas en la estructuración en cuanto irregularidad en planta al tener una gran esbeltez en planta.

5.9.- Índice de tiempo

De igual manera se evaluó el índice de tiempo con la *Tabla 3- 5*.

Tabla 5- 11 Evaluación del índice de tiempo.

Grado		Grietas estructurales y deflexiones			Deterioro y envejecimiento		
		a	b	c	a	b	c
Porción	Rango						
I Losas incluidas vigas secundarias	1) 1/3 o más del total del piso	0.006	0.001	0	0.002	0.002	0.001
	2) 1/3 ~ 1/9						
	3) 1/9 o menos						
	4) 0						
II Vigas	1) 1/3 o más del número total de elementos para cada dirección	0.006	0.002	0.001	0.017	0.002	0.001
	2) 1/3 ~ 1/9						
	3) 1/9 o menos						
	4) 0						
III Muros y columnas	1) 1/3 o más del número total de elementos	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004
	2) 1/3 ~ 1/9						
	3) 1/9 o menos						
	4) 0						
	Suma	0.062	0.018	0.005	0.069	0.019	0.006
	Subtotal	0.085			0.094		
	Total						

Se puede apreciar cómo el inmueble presenta problemas de falta de mantenimiento y evidencias de daños durante eventos sísmicos, de igual manera se pude ver como los elementos estructurales presentan un desgaste debido al paso del tiempo.

5.10.- Índice de demanda sísmico

Se evaluó el índice de demanda sísmico, para ello fue necesario identificar el tipo de suelo mediante una inspección visual del terreno en la etapa de cimentación, en la figura siguiente se aprecia que el suelo con el que se cuenta tiene características similares a las establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles para ser clasificada como suelo tipo II, aunque se presume que el terreno está formado por material conocido como tepetate.

Figura 5- 7 Suelo presente en el sitio.

Para establecer el índice de demanda sísmica se empleó los coeficientes de demanda sísmica para las diferentes regiones del territorio mexicano, una opción es basarse en reglamentos locales que indiquen los coeficientes de demanda sísmica a emplear en ellos, debido a que el municipio donde se encuentra ubicado no cuenta con un reglamento debidamente actualizado se optó por usar del programa Prodisis v4.1.

Con la información del tipo de material en el sitio se puede generar el espectro de sitio con la ayuda de programa, ubicando el sitio de la obra e ingresando los valores típicos del suelo tipo ll que nos da el mismo manual de CFE se puede construir el espectro de sitio.

Se utilizó un factor de comportamiento sísmico Q=2, debido a que satisface las condiciones establecidas en las NTC-2017, donde la estructura cuenta con una resistencia a fuerzas laterales suministrada por marcos de concreto reforzado.

La sobrerresistencia índice R0 es determinada igual a 2, debido a que el factor de comportamiento sísmico Q fue definido anteriormente como Q=2.

Es importante señalar que se ocupó un factor por irregularidad igual a 1 con el fin de no afectar el espectro por irregularidad, ya que esa consideración se evaluó anteriormente en el índice de irregularidad.

Con la información descrita se puede crear el espectro de diseño sísmico donde se puede obtener el coeficiente de aceleración c=0.227, como se muestra en la *Figura 5- 8*.

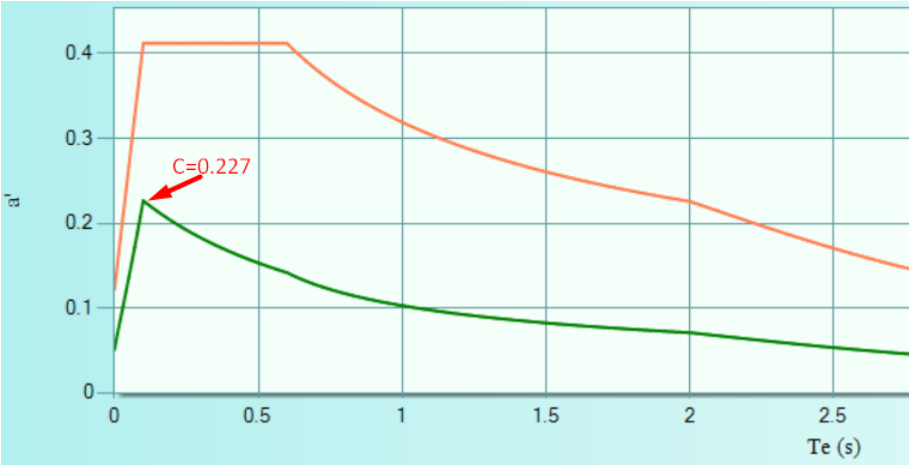


Figura 5- 8 Espectro de diseño del sitio, obtenido de Prodisis.

5.11.- Evaluación de vulnerabilidad sísmica

Una vez conocido los datos del índice básico estructural, índice de irregularidad y de tiempo y el índice de demanda sísmica se puede realizar la evaluación de la vulnerabilidad del edificio ante las acciones sísmicas del sitio.

Para que la estructura sea clasificada como “segura” debe de cumplirse que el índice estructural sea mayor o igual que índice de demanda.

Tabla 5- 12 Resultados de evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

EVALUACIÓN SISMICA TERCER NIVEL DE ANÁLISIS									
Nombre del Edificio: Secundaria Melchor Ocampo					**Año de Construcción:** 1947				
Dirección: 2 sur num. 2301, Atlixco, Atlixco, Puebla. CP: 74290					**Fecha de Evaluación:** Julio 2020				
Índice de Demanda Sísmica (Terreno de transición):					**Iso=**	**0.227**			
Nivel	**Eje**	**C**	**F**	**E0**	**SD**	**T**	**Is**	**CT*SD**	**Resultado**
4	1	0.918	1	0.83	0.39	0.83	0.270	No Aplica	Seguro
	2	0.957	1	0.60			0.195		Insuficiente
3	1	0.419	1	0.43	0.39	0.83	0.141	No Aplica	Insuficiente
	2	0.439	1	0.31			0.102		Insuficiente
2	1	0.253	1	0.31	0.39	0.83	0.099	No Aplica	Insuficiente
	2	0.266	1	0.22			0.072		Insuficiente
1	1	0.170	1	0.25	0.39	0.83	0.080	No Aplica	Insuficiente
	2	0.179	1	0.18			0.058		Insuficiente

En la *Tabla 5- 12* se aprecia que los el índice de demanda es mayor al índice estructural en todos los niveles, tanto por ductilidad dominante como por resistencia dominante, lo cual nos indica que el edifico cuenta muy una baja capacidad sismorresistente para ser catalogado como insuficiente.

5.12.- Discusiones

Como se observa en el ejemplo de aplicación se obtienen resultados confiables, que cumplen con el objetivo de ser un método de evaluación sencillo y de rápida aplicación.

Al basarse en índices de resistencia y ductilidad previamente evaluados por los desarrolladores del método por pruebas de laboratorio se tiene un sustento teórico que de ser aplicado correctamente se puede llegar a una evaluación completa y precisa, siendo así un adecuado procedimiento para obtener evaluaciones rápidas y centrar la atención en las estructuras más vulnerables.

A pesar de que el método es bueno depende en gran medida del criterio del evaluador para determinar algunas condiciones, lo cual hace del método una herramienta muy relacionada a la experiencia.

Es evidente que se requiere de normativas que nos ayuden a identificar los edificios, comúnmente se desarrollan dictámenes elaborados para certificar la seguridad estructural, sin embargo, hay investigaciones que demuestran que métodos de evaluación de la vulnerabilidad como el trabajado en este proyecto presentan resultados confiables que pueden facilitar las tareas de evaluación.

Si bien el método no considera detenidamente las características de la estructura si nos brinda un panorama del comportamiento de los elementos estructurales de una manera rápida y sencilla.

CONCLUSIONES

El método de evaluación de las normas japonesas presenta ecuaciones que consideran teorías de resistencia y deformación lo cual lo hace un método aplicable en territorio mexicano, sin embargo, si presenta algunas diferencias debidas a las técnicas de construcción empleadas que bien se pueden adecuar haciendo uso de las ecuaciones establecidas por normativas mexicanas, además de que el método permite el uso de ecuaciones alternas para calcular la resistencia de elementos.

A diferencia de métodos más desarrollados, el método presentado destaca por tener una aplicación más práctica y sencilla, sin la necesidad de programas especializados, lo que resulta en una evaluación más rápida y con resultados confiables que pueden tomarse como referencia en una evaluación previa.

Así mismo, se encontró que el coeficiente sísmico obtenido por el manual de diseño de obras civiles de CFE presenta un buen parámetro para ser usado como índice de demanda sísmico.

Se logro desarrollar una hoja de cálculo que facilita la aplicación del método, haciendo que el usuario no deba de realizar la mayoría de los cálculos, por consecuencia se tiene un ahorro de tiempo considerable para determinar si una estructura de concreto reforzado puede ser catalogada como segura.

El tiempo de ejecución de una evaluación con este método y teniendo una hoja de cálculo capaz de simplificar el trabajo, se puede estimar entre 30 minutos o más dependiendo la magnitud de la estructura, pero en general podría ser un ahorro de tiempo de un 70%. Cabe mencionar que el método, aunque sirve para una evaluación rápida y pueden catalogar a una estructura como segura, el método no puede determinar un estado de vulnerabilidad final de un edificio, aunque si puede ser un indicador bastante útil para conocer de rápidamente las condiciones de una estructura en un corto periodo de tiempo.

También es importante hacer hincapié que un programa de análisis estructural especializado considera más características del material y de las secciones, por lo cual no satisface análisis estructural y en general no se recomienda para el diseño de estructuras, solo para dictamen y revisión.

Durante la el proceso de investigación de las normativas se pudo apreciar la evolución que ha tenido la normativa mexicana tanto para el diseño de los elementos estructurales de concreto reforzado como los parámetros sísmicos que de diseño estructural.

El edificio con que se evaluó con el método desarrollado demuestra que tiene severos problemas de vulnerabilidad sísmica, y con base a los resultados se puede comprender su baja resistencia con las demandas sísmicas actuales.

El método en general es una gran herramienta capaz de evaluar con precisión varios parámetros de una estructura y compararla contra las demandas sísmicas a las que está sometida en un corto periodo de tiempo, debido a que se desprecian varias características de los elementos que podrían contribuir a un aumento de resistencia, este método resulta poco práctico para diseño de una estructura nueva, sin embargo puede ser de gran ayuda para situaciones donde se deban evaluar un gran número de estructuras y se deba descargar cuales necesiten una atención específica, como lo puede ser durante una contingencia por un sismo.

BIBLIOGRAFÍA

Aoyama, H. (1981). *A Method for the Evaluation of the Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Buildings in Japan.* Nueva Zelanda: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering.

Aoyama, H. (1981). Outline of earthquake provisions in the recently revised japanese building code. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol 14, No 2*.

Bazán Zurita, E., & Meli Piralla, R. (2002). *Diseño Sísmico de edificios* . Ciudad de México: Limusa.

Consenza E, E. a. (2005). Multilevel analysis of existing RC Buildings seismic capacity. *Journal of earthquake Engineering, Vol 9 No.1*, Imperial College Press.

D'Ayala, D., & Speranza , E. (2002). An Integrated Procedure for te Assessment of Seismic Vulnerability of Historic Buildings. London, U K: Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering.

Domínguez Martínez, R. (2013). *La ingeniería civil en México, 1900-1940 : ánalisis histórico de los factores de su desarrollo* . Ciudad de México: IISUE.

Gobierno de la Ciudad de México. (2017). *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto.* Ciudad de México: Gaceta oficial de la Ciudad de México.

Juárez G, H., Gómez B, A., Gama C, C., Gama G, A., Pelcastre P, E., & Roldán I, J. (2014). *Método de evaluación simplificada de la capacidad sísmica de estructuras típicas de la Ciudad de México, (método UAM-A).* Puerto Vallarta: XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.

Mena y Rocha, U. M. (2008). Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo. México, D.F, México: CFE.

Midorikawa, M., Okawa, I., Iiba, M., & Teshigawara, M. (2000). Performance-based seismic design code for buildings in japan. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Vol. 4, No. 1*.

Poder Ejecutivo, Departamento del Distrito Federal. (1942). *Reglamento de las construcciones y de los servicios urbanos en el Disrtrito Federal.* Distrito Federal: Diario Oficial.

Safina Melone, S. (2003). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales, Análisis de su contribución al riesgo sísmico.* Barcelona, España: Universidad Politecnica de Cataluña.

Silva Ortiz, L. (2019). *Crónicas de seis siglos de sismos en México: lecciones aprendidas y perspectivas.* Ciudad de México: AMIS.

Tago, S., Takahashi, A., Ilki, A., & Okada, T. (2004). Seismic capacity evaluation of existing reinforced concrete buildings in turkey (effect of retrofit). *13th World Conference on Earthquake Engineering*.

The Japan Building Disaster Prevention Association. (2001). *Standar for seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings.* Japón.

ANEXO 1.- RESULTADOS

Tabla A1- 1 Resultados de resistencia y modos de falla de trabes.

Nivel	Eje	Resistencia flexionante última (t*m)		Q_{mu} (t)	Resistencia cortante última (t)		Q_{su} (t)	Q_u (t)	Modo de falla
		M_{u1} (Tensión)	M_{u2} (Compresión)		Q_{su1} (Tensión)	Q_{su2} (Compresión)			
azotea	2	2.05	2.05	1.86	4.74	4.74	4.74	1.86	Flexionante
azotea	1	2.05	2.05	1.86	4.74	4.74	4.74	1.86	Flexionante
3	2	2.05	2.05	1.86	4.74	4.74	4.74	1.86	Flexionante
3	1	2.05	2.05	1.86	4.74	4.74	4.74	1.86	Flexionante
2	2	2.05	2.05	1.86	4.74	4.74	4.74	1.86	Flexionante
2	1	2.05	2.05	1.86	4.74	4.74	4.74	1.86	Flexionante
1	2	2.05	2.05	1.86	4.74	4.74	4.74	1.86	Flexionante
1	1	2.05	2.05	1.86	4.74	4.74	4.74	1.86	Flexionante
ct	2	2.05	2.05	1.86	4.74	4.74	4.74	1.86	Flexionante
ct	1	2.05	2.05	1.86	4.74	4.74	4.74	1.86	Flexionante

Tabla A1- 2 Resultados de resistencias y modos de falla de columnas.

Eje	Nivel	h_0/D	M_u (t*m)	Q_{mu} (t)	Q_{su} (t)	Modo de falla
1	4	6.5	3.45	5.31	7.60	Flexionante
1	3	6.5	4.35	6.69	8.50	Flexionante
1	2	6.5	5.10	7.84	9.40	Flexionante
1	1	6.5	5.69	8.76	10.29	Flexionante
2	4	4	3.45	8.63	8.04	Cortante
2	3	4	4.35	10.87	8.93	Cortante
2	2	4	5.10	12.74	9.83	Cortante
2	1	4	5.69	14.23	10.73	Cortante

Tabla A1- 3 Capacidad de momento nodal en trabes.

Nivel	Eje	Cara inferior en tensión (t*m)	Cara superior en tensión (t*m)
azotea	2	2.24	2.24
azotea	1	2.24	2.24
3	2	2.24	2.24
3	1	2.24	2.24
2	2	2.24	2.24
2	1	2.24	2.24
1	2	2.24	2.24
1	1	2.24	2.24
ct	2	2.24	2.24
ct	1	2.24	2.24

Tabla A1- 4 Capacidad de momento nodal en columnas.

Nivel	Eje	Cara superior en tensión (t*m)	Cara inferior en tensión (t*m)
4	1	6.08	9.56
4	2	8.44	12.46
3	1	5.35	12.04
3	2	9.38	13.85
2	1	6.27	14.11
2	2	10.32	15.24
1	1	7.01	15.77
1	2	11.26	16.63

Tabla A1- 5 Cortantes en el estado ultimo y modos de falla de columnas.

Nivel	Eje	$_cQ_u$ (t)	Modo de falla de la columna
4	2	3.58	Gobernada por flexión en vigas
4	1	3.58	Gobernada por flexión en vigas
3	2	3.58	Gobernada por flexión en vigas
3	1	3.58	Gobernada por flexión en vigas
2	2	3.58	Gobernada por flexión en vigas
2	1	3.58	Gobernada por flexión en vigas
1	2	3.58	Gobernada por flexión en vigas
1	1	3.58	Gobernada por flexión en vigas

Tabla A1- 6 Ductilidad en nodos.

Nivel	Eje	Modo de falla	$_nF'_c$	$_bF$ arriba		$_bF$ abajo		$_nF_b$ arriba	$_nF_b$ abajo	$_nF_i$ arriba	$_nF_i$ abajo	$_nF_{ave}$
				Izq.	Der.	Izq.	Der.					
1	1	Gobernada por flexión en vigas	1.0	1.75	1.75	1.75	1.75	1.0	1.0	1.72	1.75	1.74
1	2	Gobernada por flexión en vigas	1.0	1.75	1.75	1.75	1.75	1.0	1.0	1.72	1.75	1.75
2	1	Gobernada por flexión en vigas	1.0	1.75	1.75	1.75	1.75	1.0	1.0	1.75	1.75	1.75
2	2	Gobernada por flexión en vigas	1.0	1.75	1.75	1.75	1.75	1.0	1.0	1.75	1.75	1.75
3	1	Gobernada por flexión en vigas	1.0	1.75	1.75	1.75	1.75	1.0	1.0	1.75	1.75	1.75
3	2	Gobernada por flexión en vigas	1.0	1.75	1.75	1.75	1.75	1.0	1.0	1.75	1.75	1.75
4	1	Gobernada por flexión en vigas	1.0	1.75	1.75	1.75	1.75	1.0	1.0	1.75	1.75	1.75
4	2	Gobernada por flexión en vigas	1.0	1.75	1.75	1.75	1.75	1.0	1.0	1.75	1.75	1.75

Tabla A1- 7 Factor de esfuerzo efectivo.

Nivel	Eje	R_{my}	$_cQ_{mu}$	$_cQ_{su}$	$_cQ_u$	F	α			
			(t)	(t)	(t)		F_1=0.8	F_1=1.0	1.0<F_1>1.27	1.27≤F_1
1	1	2/375	5.31	7.60	5.31	1.0	0.0	0.83	0.0	0.0
1	2	1/250	8.63	8.04	8.04	1.0	0.0	1.00	0.0	0.0
2	1	2/375	6.69	8.50	6.69	1.0	0.0	0.83	0.0	0.0
2	2	1/250	10.87	8.93	8.93	1.0	0.0	1.00	0.0	0.0
3	1	2/375	7.84	9.40	7.84	1.0	0.0	0.83	0.0	0.0
3	2	1/250	12.74	9.83	9.83	1.0	0.0	1.00	0.0	0.0
4	1	2/375	8.76	10.29	8.76	1.0	0.0	0.83	0.0	0.0
4	2	1/250	14.23	10.73	10.73	1.0	0.0	1.00	0.0	0.0

Tabla A1- 8 Índices C y F y factor de esfuerzo efectivo para cada columna.

Nivel	Eje	ΣW	$_cQ_u$	C	F	α			
		(t)	(t)			F_1=0.8	F_1=1.0	1.0<F_1>1.27	1.27≤F_1
1	1	11.21	5.31	0.17	1.0	0.0	0.83	0.0	0.0
1	2	11.21	8.04	0.18	1.0	0.0	1.00	0.0	0.0
2	1	22.41	6.69	0.25	1.0	0.0	0.83	0.0	0.0
2	2	22.41	8.93	0.27	1.0	0.0	1.00	0.0	0.0
3	1	33.62	7.84	0.42	1.0	0.0	0.83	0.0	0.0
3	2	33.62	9.83	0.44	1.0	0.0	1.00	0.0	0.0
4	1	44.82	8.76	0.92	1.0	0.0	0.83	0.0	0.0
4	2	44.82	10.73	0.96	1.0	0.0	1.00	0.0	0.0

Tabla A1- 9 Evaluación del índice de irregularidad.

			Factor de ajuste Ri	G_i	S_{Di}
Balance en planta	Regularidad	Nota a	0.5	0.8	0.9
	Relación de aspecto en planta	Nota b	0.25	0.8	0.95
	Parte estrecha	Nota c	0.25	0.8	0.95
	Punto de expansión	Nota d	0.25	0.8	0.95
	Buen estilo de área	Nota e	0.25	0.8	0.95
	Excentricidad de buen estilo de área	Nota f	0	0.8	1
Balance en elevación	Nivel de sótano	Nota g	0.5	0.8	1.1
	Uniformidad en alturas de pisos	Nota h	0.25	0.8	0.95
	Planta débil	Nota i	1	0.8	0.8
Excentricidad	Excentricidad	Nota j	1	0.8	0.8
Rigidez	Relación de rigidez y masas entre niveles	Nota k	1	0.8	0.8
				S_D=	0.39

Tabla A1- 10 Evaluación del índice de tiempo.

Grado		Grietas estructurales y deflexiones						Deterioro y envejecimiento					
		a		b		c		a		b		c	
Porción	Rango												
I Losas incluidas vigas secundarias	1) 1/3 o más del total del piso	0.017	0.006	0.005	0.001	0.001	0	0.017	0.002	0.005	0.002	0.001	0.001
	2) 1/3 ~ 1/9	0.006		0.002		0		0.006		0.002		0	
	3) 1/9 o menos	0.002		0.001		0		0.002		0.001		0	
	4) 0	0		0		0		0		0		0	
II Vigas	1) 1/3 o más del número total de elementos para cada dirección	0.05	0.006	0.015	0.002	0.004	0.001	0.05	0.017	0.015	0.002	0.004	0.001
	2) 1/3 ~ 1/9	0.017		0.005		0.001		0.017		0.005		0.001	
	3) 1/9 o menos	0.006		0.002		0		0.006		0.002		0	
	4) 0	0		0		0		0		0		0	
III Muros y columnas	1) 1/3 o más del número total de elementos	0.015	0.05	0.045	0.015	0.011	0.004	0.15	0.05	0.045	0.015	0.011	0.004
	2) 1/3 ~ 1/9	0.05		0.015		0.004		0.05		0.015		0.004	
	3) 1/9 o menos	0.017		0.005		0.001		0.017		0.005		0.001	
	4) 0	0		0		0		0		0		0	
	Suma	0.062		0.018		0.005		0.069		0.019		0.006	
	Subtotal	0.085						0.094					
	Total	0.83											

Tabla A1- 11 Índice básico estructural por resistencia dominante.

Nivel	$\frac{n+1}{n+i}$	$= \left(C_1 + d\sum \alpha_i C_i\right) * F_i$				E_{01}
		Primer grupo		Segundo grupo		
		F_1	C_1	α_2	C_2	
4	0.625	1.00	0.92	0.83	0.92	1.05
		1.00	0.96			0.6
3	0.714	1.00	0.42	0.83	0.42	0.55
		1.00	0.44			0.31
2	0.833	1.00	0.25	0.83	0.25	0.38
		1.00	0.27			0.22
1	1.000	1.00	0.17	0.83	0.17	0.31
		1.00	0.18			0.18

Tabla A1- 12 Índice básico estructural por ductilidad dominante.

Nivel	$\frac{n+1}{n+i}$	Grupo	$= \sqrt{(C_1 + F_1)^2 + (C_2 + F_2)^2 + (C_3 + F_3)^2}$				E_{02}
			Primer grupo		Segundo grupo		
			C_1	F_1	C_2	F_2	
4	0.625	2	0.92	1.00	0.96	1.00	0.83
		3					
3	0.714	2	0.42	1.00	0.44	1.00	0.43
		3					
2	0.833	2	0.25	1.00	0.27	1.00	0.31
		3					
1	1.000	2	0.17	1.00	0.18	1.00	0.21
		3					

Tabla A1- 13 Resultados de evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

EVALUACIÓN SISMICA TERCER NIVEL DE ANÁLISIS									
Nombre del Edificio: Secundaria Melchor Ocampo					**Año de Construcción:** 1947				
Dirección: 2 sur num. 2301, Atlixco, Atlixco, Puebla. CP: 74290					**Fecha de Evaluación:** Julio 2020				
Índice de Demanda Sísmica (Terreno Firme):					**Iso=**	**0.227**			
Nivel	**Eje**	**C**	**F**	**E0**	**SD**	**T**	**Is**	**CT*SD**	**Resultado**
4	1	0.918	1	0.83	0.39	0.83	0.270	No Aplica	Seguro
	2	0.957	1	0.60			0.195		Insuficiente
3	1	0.419	1	0.43	0.39	0.83	0.141	No Aplica	Insuficiente
	2	0.439	1	0.31			0.102		Insuficiente
2	1	0.253	1	0.31	0.39	0.83	0.099	No Aplica	Insuficiente
	2	0.266	1	0.22			0.072		Insuficiente
1	1	0.170	1	0.25	0.39	0.83	0.080	No Aplica	Insuficiente
	2	0.179	1	0.18			0.058		Insuficiente

ANEXO 2.- ARCHIVO FOTOGRÁFICO

Plano arquitectónico del edificio y evidencia de las secciones y condiciones de la estructura.

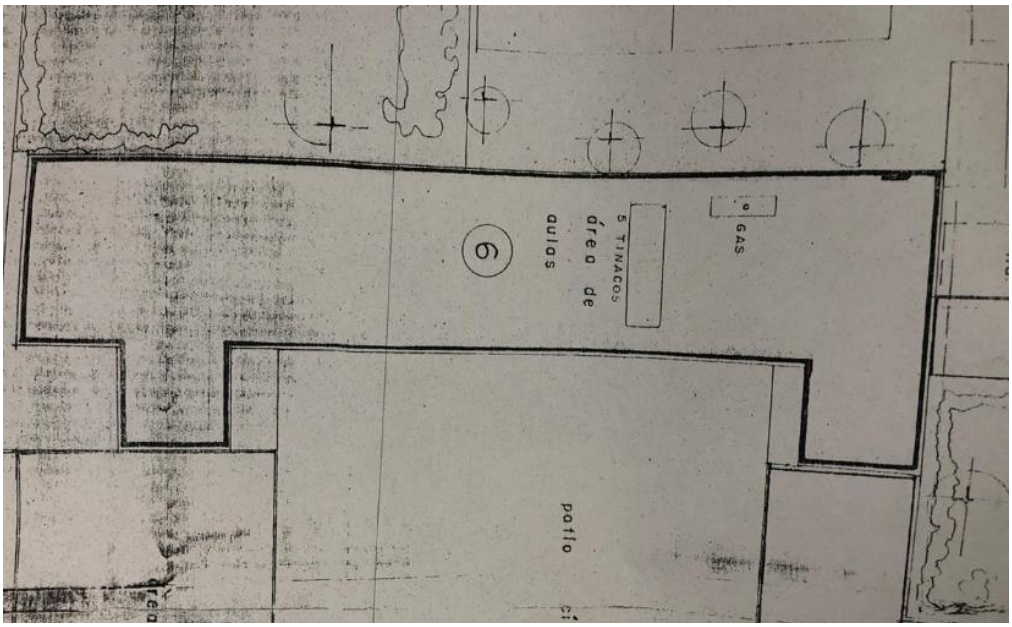


Figura A2- 1 Planta arquitectónica.

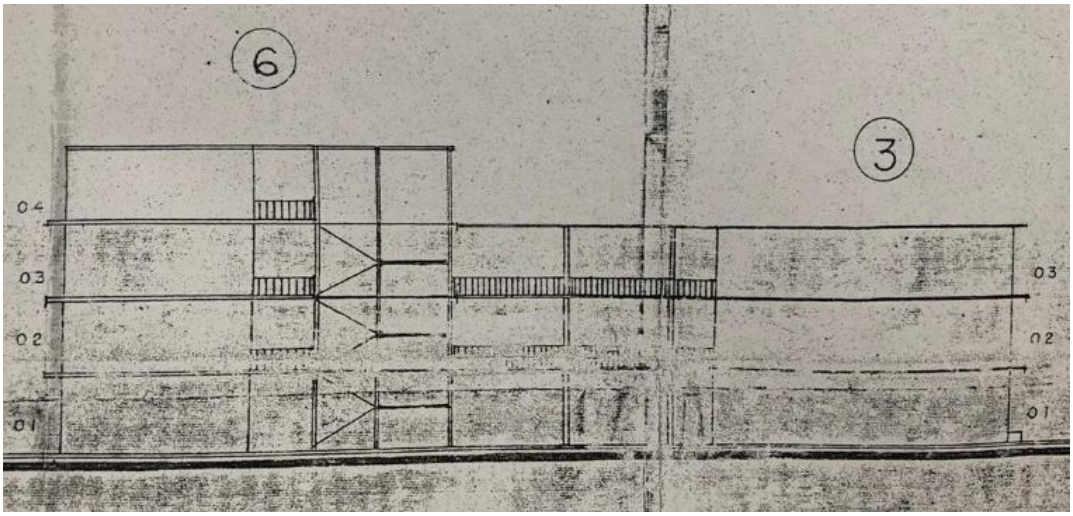


Figura A2- 2 Corte arquitectónico.

Figura A2- 3 Sección de columna.

Figura A2- 4 Fachada del edificio.

Figura A2- 5 Evidencia de fecha de construcción.

Figura A2- 6 Evidencia condiciones de la estructura.

Figura A2- 7 Evidencia condiciones de la estructura.

Figura A2- 8 Evidencia condiciones de la estructura.

Figura A2- 9 Evidencia condiciones de la estructura.

ANEXO 4.- HOJA DE CÁLCULO

Para el desarrollo del ejercicio de aplicación del método se desarrolló una hoja de cálculo en el programa MathCAD-14 con la finalidad de facilitar las operaciones y obtener una herramienta que facilite la aplicación del método de una manera precisa sin que el usuario tenga que desarrollar los cálculos mencionados en el desarrollo lo cual puede ayudar a un ingeniero evaluador a realizar una revisión "preliminar" de la estructura.

A continuación, se presenta la hoja de capturas de la hoja de cálculo:

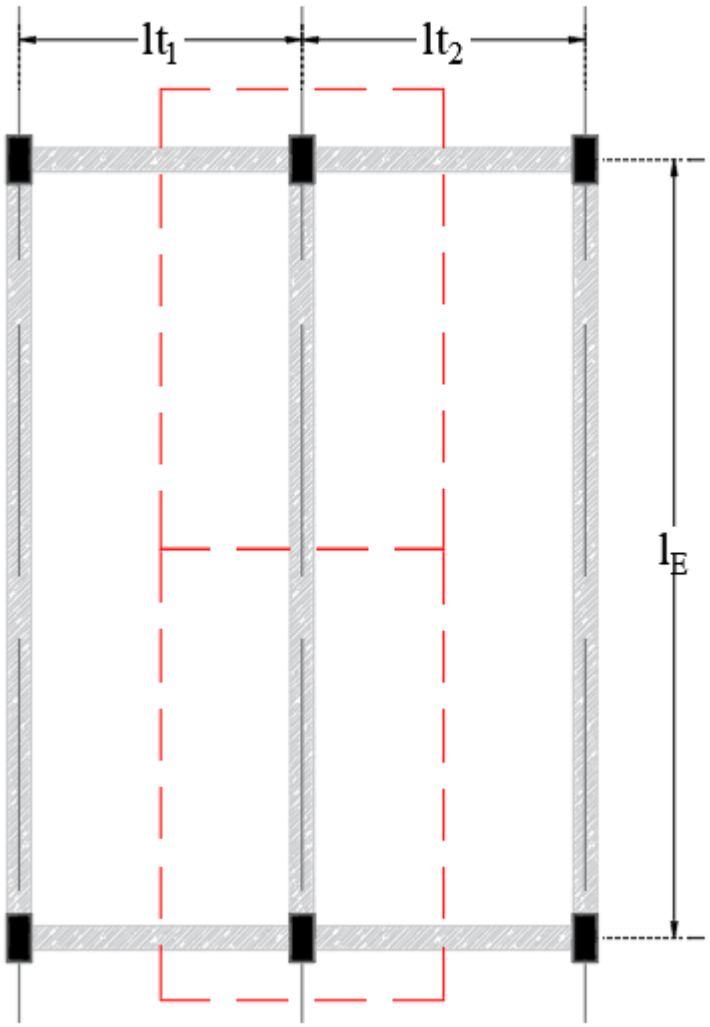
Características de la estructura

Niveles	$N_n := 4$
Ejes perpendiculares*	$N_e := 2$

*a la dirección de acción del sismo

Se analiza por marco sismoresistente, inicalmente se puede cosiderar solo los marcos intermedios ya que son los más esforzados al tener más área tributaria

Características de los ejes



E Número de espacios entre ejes

l_E Longitud entre ejes en dirección perpendicular al análisis (m)

l_{t_1} Longitud entre eje de análisis y el eje de la izquierda (m)

l_{t_2} Longitud entre eje de análisis y el eje de la derecho (m)

$E = 1$

$l_E := \begin{bmatrix} 9.2 \\ 8 \end{bmatrix}$

$l_{t_1} := 2.4m$

$l_{t_2} := 2.4m$

Características de los espacios de entrepiso

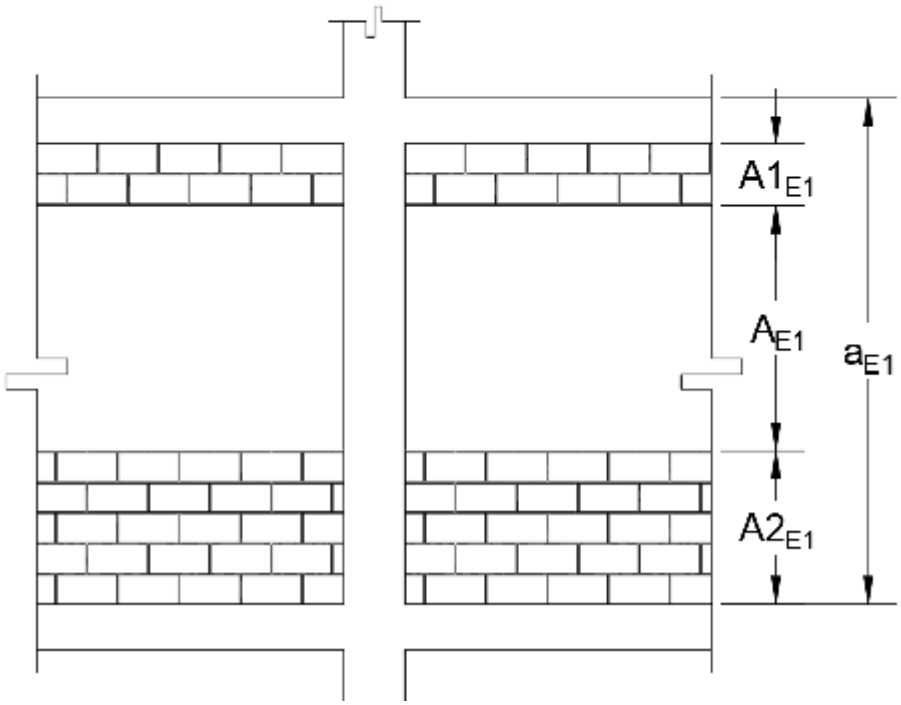
E1 Eje perpendicular a la dirección del sismo

a_{E1} Altura de entrepiso (m)

A_{E1} Altura libre de entrepiso (m)

$A1_{E1}$ indicado (m)

$A2_{E1}$ indicado (m)



Características de la estructura

Número de secciones de columnas $N_c := 2$

Número de secciones de vigas $N_v := 2$

Resistencia del acero de refuerzo $\sigma_y := 3800 \frac{kgf}{cm^2}$ En vigas y columnas

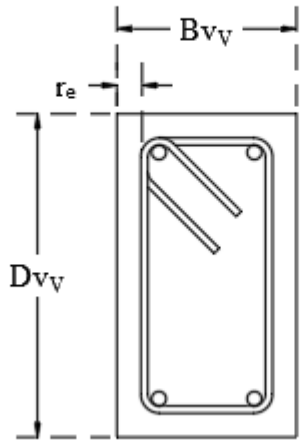
Resistencia del acero de refuerzo $\sigma_{ye} := 2520 \frac{kgf}{cm^2}$ En estribos

Resistencia del concreto $f_c := 210 \frac{kgf}{cm^2}$

Deformación a la compresión del concreto $c\varepsilon_B := 0.003$

Módulo de elasticidad $E_{acero} := 210000 \frac{kgf}{cm^2}$

Características de las secciones de vigas



Bv_V Base de viga (en cm.)

Dv_V Peralte de viga (en cm.)

Rt_V Refuerzo longitudial a tensión, número de varillas

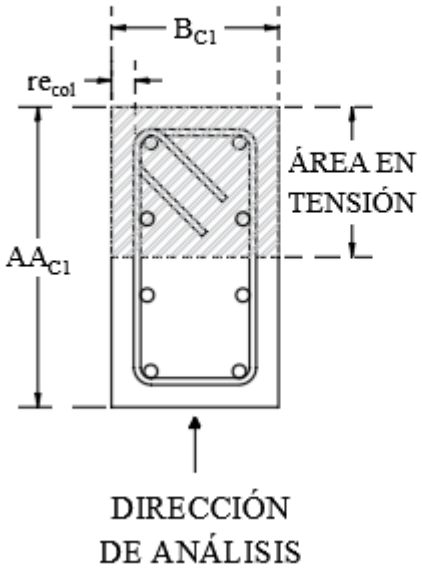
Nn_V Refuerzo longitudial a tensión, número de varilla

$Dest_V$ Estribos de la viga, número de varilla

Se_V Separación estre estribos, cm

Recubrumiento en las viga $r_e := 3cm$

Características de las secciones de columnas



B_{C1}	Base de columna (en cm.) del lado perpendicular al eje de análisis
AA_{C1}	Peralte de columna (en cm.) del lado paralelo al eje de análisis
$Rcol_{C1}$	Número de la varilla de refuerzo
$Racol_{C1}$	Cantidad total de varillas
$Racol_{t_{C1}}$	Cantidad total de varillas en la cara a tensión (paralelo al eje de análisis)
$Rest_{c_{C1}}$	Número de la varilla de estribos
$Se_{c_{C1}}$	Separación de los estribos (en cm.)

Recubrimiento en columnas

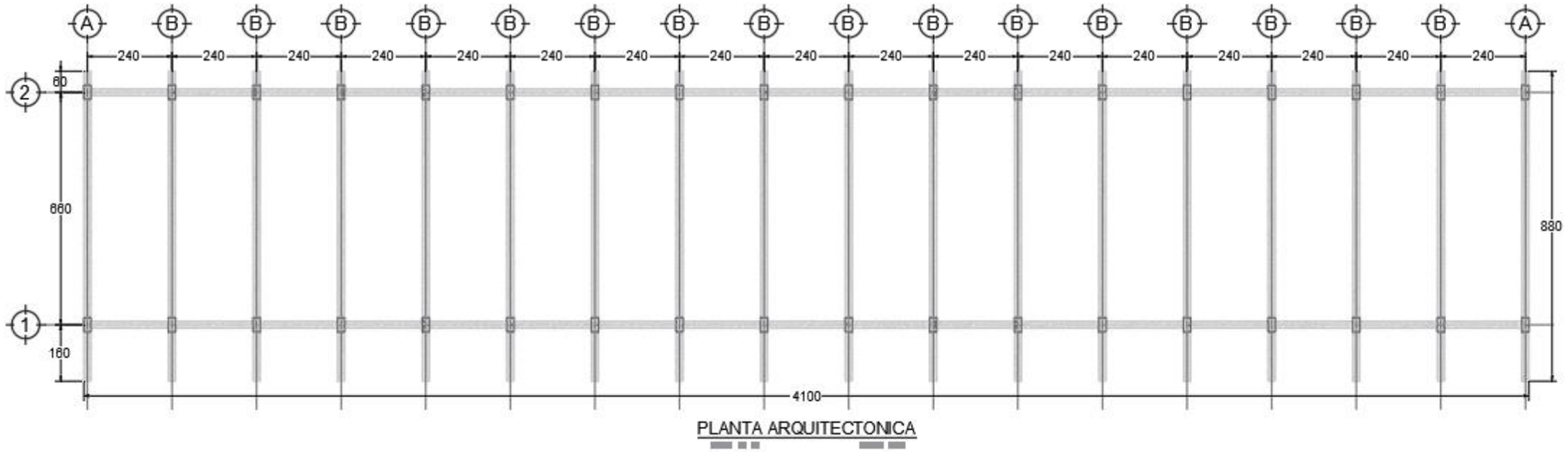
$re_{col} := 5cm$

Análisis de cargas

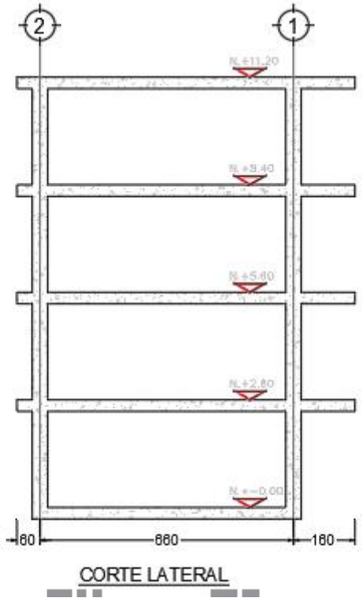
Bajada de cargas

$Carga := 1015 \frac{kgf}{m^2}$

ANEXO 4.- PLANOS



PLANTA ARQUITECTONICA



CORTE LATERAL

Figura A3- 1 Planta arquitectónica y corte lateral del edificio.