



UNIVERSIDAD
NACIONAL
AUTÓNOMA DE
NICARAGUA,
MANAGUA

UNAN - MANAGUA

RECINTO RUBEN DARIO
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍAS
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIÓN
CARRERA INGENIERÍA CIVIL
SINACAM

Tema: “Evaluación Y Rehabilitación Sísmica Del Edificio De Concreto Reforzado De Dos Niveles Instituto Central “Doctor Carlos Vega Bolaños”, Bajo La Norma Japonesa, Ubicado En La Ciudad De Masaya, En El Año 2020”.

Tesis monográfica para optar al Título de: INGENIERO CIVIL

Autores:

- | | |
|--|----------|
| ➤ Hazel Candelaria Huete Suazo | 16722117 |
| ➤ Hugo Alberto Gutiérrez Pérez | 96317190 |
| ➤ Yolanda de Los Ángeles Urbina Sequeira | 16719367 |

Tutor: Ing. Nelson Acevedo

Managua, 8 de Agosto del 2020.

AGRADECIMIENTOSg

En primera instancia quiero agradecer a Dios por permitirme culminar otra meta profesional, brindarme la salud, sabiduría y perseverancia necesaria, por esa razón a él toda la Honra y la Gloria.

Agradecer a mi familia, por haber tenido paciencia con mis ausencias, a mi esposo **Tyrone Emir Gómez Chicas**, por haberme apoyado siempre incondicionalmente, en todo este tiempo, a mis hijas por darme las fuerzas y ser mi inspiración para continuar adelante.

Agradecer a mis padres, a mi mamá **Lic. Gloria Suazo Brenes**, por haberme motivado a continuar en el sendero del aprendizaje e inculcarme los valores que me hacen mejorar cada día como persona. A mi papá, **Marvin Huete Chavarría** por poner siempre su confianza en mí, lo que me motiva a no declinar.

Agradezco a nuestro tutor, el **Ing. Nelson Acevedo**, por habernos transmitido sus conocimientos y llevarnos de la mano para culminar este documento.

Agradezco a todos los que de alguna u otra manera nos apoyaron, Autoridades de la Alcaldía de Masaya y personal del Instituto Dr. Carlos Vega Bolaños y a mis compañeros de tesis por haber hecho un buen equipo de trabajo.

Hazel Candelaria Huete Suazo

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por bendecirme, por guiarme a lo largo de mi existencia, ser el apoyo para vencer las metas y obstáculos que la vida a puesto.

Gracias a mis padres, **Dr. Hugo Gutiérrez Ocón** y **Lic. Milagros Pérez**, por ser los principales promotores de mis sueños, por confiar y creer en mí, por los consejos, valores y principios que me han inculcado; a mi familia, gracias a mi esposa **MSc. Silvia Borge Paredes** por ser un soporte incondicional y compañera de mil batallas, a mis hijos **Hugo, Mario Hugo y Javier** quienes lograran todo aquello que se propongan con la ayuda de Dios y actitud positiva.

Agradezco a mis docentes que supieron transmitir el conocimiento a lo largo de estos años, de manera especial, al **Ing. Nelson Acevedo Ruíz** tutor de nuestra tesis monográfica quien nos ha guiado con su paciencia, y su rectitud como docente, a mis compañeras de tesis y demás personas que de una u otra manera ayudaron a la realización de este documento.

Hugo Alberto Gutiérrez Pérez

AGRADECIMIENTOS

Agradezco en primer lugar a Dios, por ser el principal proveedor de fuerzas e inspiración para la culminación de esta tesis monográfica.

A mi familia en especial a mi hijo **Dominic Jiménez Urbina** por tener paciencia y esperarme cada día que no estuve con él por el hecho de viajar y tener que dejarlo para concluir esta nueva etapa en mi vida y a mi pareja **Edler Mena** por su apoyo incondicional, su motivación, su compañía y su comprensión en cada momento.

A mi abuela querida **Ninfa Medina**, por impulsarme en cada momento y motivarme a continuar, a mi madre **Eda Sequeira** que de una u otra manera siempre me dio su apoyo.

A mis amigos y compañeros de clase que siempre estuvieron apoyando, a los maestros que se dedicaron tanto para forjar lo que ahora somos.

A la **Alcaldía de Masaya** por su valiosa información para la realización de este trabajo, al personal del **Instituto Carlos Vega Bolaños** por su amabilidad en brindar información adecuada y útil para la realización de este trabajo.

A todos aquellos que directa o indirectamente aportaron un granito de arena para alcanzar esta meta.

Yolanda de los Ángeles Urbina Sequeira

RESUMEN

El siguiente trabajo se basa en evaluar el edificio de concreto reforzado de dos niveles, Instituto Central Carlos Vega Bolaños de la ciudad de Masaya, bajo La Norma para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Concreto Reforzado para Edificios Existentes, 2001 del Japón, creada por la Asociación Japonesa de Prevención de Desastres en Edificios, (JBDPA) utilizado para determinar los índices sísmicos de la estructura a través del primer método de revisión del cual se determina la capacidad sísmica de la estructura, basándose en el análisis del comportamiento sísmico de cada piso del edificio en ambas direcciones, longitudinal y transversal. La vulnerabilidad estructural se establece comparando dos índices I_s Índice Sísmico de la estructura e I_{SO} índice de Demanda sísmica. De este trabajo se concluye, que la fuerza del piso en el piso número dos es mayor que la necesaria, por lo tanto cumple, sin embargo, en el piso número uno observamos que la fuerza del piso es menor que la fuerza necesaria por lo que necesita reforzamiento, el cual haremos con el método de adición de muros de cortante.

ABSTRACT

The following work is based on evaluating the two-level reinforced concrete building, the Carlos Vega Bolaños Central Institute in the city of Masaya, under the 2001 "Standard for Seismic Evaluation and Guidelines for Seismic Retrofit of Existing R/C Buildings" created by the Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA) used to determine the seismic indices of the structure through the first level screening procedure, which determines the seismic capacity of the structure, based on the analysis of the seismic behavior of each story of the building in the main, longitudinal and transverse. Seismic safety of a building shall be judged by comprehensive assessment based on the seismic evaluations two Index's the Seismic Index of Structure I_s and Seismic demand Index. From this work it is concluded that the strength of the story in the number two story is greater than necessary, therefore it complies, however, in the number one story we observe that the force of the story is less than the necessary force, so it needs reinforcement, which we do with the method of shear walls.

INDICE GENERAL

Contenido

AGRADECIMIENTOS	1
AGRADECIMIENTOS	2
AGRADECIMIENTOS	3
RESUMEN.....	4
ABSTRACT	4
LISTA DE TABLAS.....	7
LISTA DE FIGURAS	7
LISTA DE ECUACIONES	8
LISTA DE FOTOS.....	8
CAPITULO I INTRODUCCIÓN.....	10
1.1 INTRODUCCIÓN.....	10
1.2 ANTECEDENTES	11
1.3 JUSTIFICACIÓN	12
1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	13
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....	13
1.4.2 OBJETIVO ESPECIFICO.....	13
1.4.3 LIMITACIONES.....	13
CAPITULO II: MARCO REFERENCIAL	14
2.1 MARCO TEORICO.....	14
2.1.1 La Norma para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Concreto Reforzado para Edificios Existentes, 2001.....	14
2.1.2 Las Técnicas De Reforzamiento	24
2.2 MARCO CONCEPTUAL	27
2.2.1 Definición y terminología que contempla la normativa Japonesa	27
2.3 MARCO LEGAL.....	32
2.4 HIPOTESIS.....	34
CAPITULO III. METODOLOGIA APLICADA	35
3.1 Tipo de estudio.	35
3.2 Área de Estudio	35
3.3 Macro y Micro localización del área de estudio.	36
3.4 Características Geológicas y Sísmicas de la Ciudad de Masaya	36

3.5 Amenaza geológica	38
3.6 Peligro sísmico	38
3.7 Topografía.....	40
3.8 Suelos.....	40
3.9 Universo y Muestra.....	40
3.10 Definición y operacionalización de variables (MOVI)	41
3.11 Métodos técnicas e instrumentos	42
3.12 Instrumentos	42
3.13 Plan de tabulación y análisis.....	43
CAPITULO IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	44
4.1 Trazado del Edificio	44
4.1.1 Descripción General Física del Edificio.....	45
4.2 Propiedades del material.....	46
4.3 Peso de los pisos	47
4.4 Índice sísmico de la estructura I_s	55
Cálculos Índice Sísmico de la Estructura I_s	72
4.5 Índice de Demanda Sísmica ISO	72
4.6 Evaluación y Reforzamiento	73
4.6.1 Evaluación	73
4.6.2 Reforzamiento:.....	82
CAPITULO V: ASPECTOS FINALES.....	86
5.1 CONCLUSIONES.....	86
5.2 RECOMENDACIONES	88
5.3 BIBLIOGRAFIA.....	89
5.4. GLOSARIO.....	90
5.5 ANEXOS /GRAFICO, IMÁGENES, TABLAS, ESQUEMAS, JUEGO DE PLANOS	94
.....	94

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Clasificación de los miembros verticales en el procedimiento de revisión del primer nivel. Fuente: JBDPA	16
Tabla 2 Índice de ductilidad de primer nivel de revisión	20
Tabla 3 El Índice de Tiempo	22
Tabla 4 Categorización de la Estructura Nicaragua. Fuente: RNC-07	34
Tabla 5 Categorización de la Estructura Nicaragua. Fuente: RNC-07	34
Tabla 6 Definición y operacionalización de variables (MOVI)	41
Tabla 7 Peso Piso 1. Fuente: Propia	50
Tabla 8 Peso Piso 2. Fuente: Propia	52
Tabla 9 Factor de modificación para la fuerza cortante en el piso. Fuente: Propia	53
Tabla 10 Definición de Miembros Verticales. Fuente: JBDPA	54
Tabla 11 Definición de Miembros verticales Piso 1 del ICCVB. Fuente: Propia	54
Tabla 12 Definición de Miembros verticales Piso 2 del ICCVB. Fuente: Propia	54
Tabla 13 Dirección Transversal (Índice de Fuerzas) Piso 1 y 2. Fuente: Propia	59
Tabla 14 Dirección Longitudinal (Índice de Fuerzas Piso 1 y 2) Fuente: Propia	60
Tabla 15 Dirección Transversal (Índice de Fuerzas) Piso 1 y 2. Fuente: Propia	68
Tabla 16 Dirección Longitudinal (Índice de Fuerzas) piso 1 y 2. Fuente: Propia	69
Tabla 17 Fuerza Necesaria o demandada Piso 1 y 2. Fuente: Propia	76
Tabla 18 Fuerzas de los Pisos 1 y 2. Fuente: Propia.....	77
Tabla 19 Fuerzas Necesarias o Demandadas Piso 1 y 2. Fuente: Propia.....	80
Tabla 20 Fuerzas de todas las Columnas, Pisos y Muros. Fuente: Propia	81
Tabla 21 Datos de Entrada del ICCVB. Fuente: Propia	99
Tabla 22 Dimensiones de los dos tipos de Columnas existentes en el ICCVB. Fuente: Propia..	99
Tabla 23 Peso de los Pisos 1 y 2.....	99
Tabla 24 Sumatoria del Peso de los Pisos 1 y 2. Fuente: Propia	100
Tabla 25 Factor de Modificación para la Fuerza cortante en el Piso. Fuente Propia.....	100
Tabla 26 Caracterización de los Miembros Verticales Pisos 1 y 2. Fuente: Propia	101
Tabla 27 Índice de Fuerza (c), Índice de Ductilidad, Índice Básico de la Estructura	101
Tabla 28 Índice Sísmico de la Estructura Is e Índice de Demanda Sísmica Iso	102
Tabla 29 Evaluación y Reforzamiento para Dirección Transversal. Fuente Propia	102
Tabla 30 Evaluación y Reforzamiento para la Dirección Longitudinal. Fuente: Propia.....	102

LISTA DE FIGURAS

Ilustración 1 Encamisado en concreto reforzado de una columna. Fuente. SIKA-construyendo confianza	24
Ilustración 2 Encamisado en concreto reforzado de una viga y de cimentación. Fuente: SIKA- Construyendo confianza.	25
Ilustración 3 Marcos Metálicos rellenos en X y en K. Conexión directa e indirecta. Fuente: SIKA Construyendo Confianza.....	25
Ilustración 4 Reforzamiento Sísmico con riostra dúctil de acero con conexión indirecta.....	26
Ilustración 5 Portada del Reglamento Nacional de la Construcción. Nicaragua. Fuente RNC-07	32

Ilustración 6 Micro Zona-Mapeo. Fuente: Reglamento Nacional de la Construcción- Nicaragua-2007.....	33
Ilustración 7 Ubicación Geográfica, ICCVB/ Fuente: (INETER, 2020/ Google Earth 2020, respectivamente.....	36
Ilustración 8 Zonificación Geomorfológica. Fuente: MAGFOR-Dirección General de Estrategias Territoriales. Proyecto de Regionalización Biofísica 2002.....	37
Ilustración 9 Sistema Volcánico Masaya. Fuente: Servicio Geológico CHECO, INETER. Estudio Geológico para reconocimiento de riesgo natural y vulnerabilidad geológica en el área de Masaya y Granada, 1998.....	38
Ilustración 10 Calderas y fallas geológicas del Sistema Volcánico Masaya. Fuente: Servicio Geológico CHECO, INETER. Estudio Geológico y Reconocimiento de la Amenaza Geológica-Área de Masaya y Granada.....	39
Ilustración 11 Zonificación Topográfica. Fuente: MAGFOR. Dirección de Estrategias Territoriales. Proyecto de Regionalización Biofísica, 2002.	40
Ilustración 12 Peso de las Columnas PC1 y Columnas PC2- PISO 1. Fuente: Propia.....	49
Ilustración 13 Columnas PCI Y PC2 -PISO 2. Fuente: Propia.....	53
Ilustración 14 Altura clara h y profundidad de la Columna D. Fuente JBDPA.....	54
Ilustración 15 Áreas Sección del Muro. Fuente: JBDPA.....	56
Ilustración 16 Área Sección del Muro. Fuente: JBDPA.....	65
Ilustración 17 Fuerza de las Columnas. Fuente: JBDPA.....	74
Ilustración 18 Fuerzas de las Columnas Dirección Longitudinal.	78

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 1 Índice Sísmico de la Estructura. Fuente JBDPA.....	15
Ecuación 2 Sub Índice sísmico de comportamiento estructural. Fuente: JBDPA.....	16
Ecuación 3 Sub Índice Sísmico de Comportamiento Estructural de cada elemento. Fuente: JBDPA.....	16
Ecuación 4 índice de Resistencia de los Muros. Fuente JBDPA.....	17
Ecuación 5 Índice de Resistencia de las columnas. Fuente JBDPA.....	17
Ecuación 6 índice de Resistencia de las columnas extremadamente cortas. Fuente: JBDPA....	18
Ecuación 7 Índice de Irregularidad. Fuente JBDPA.....	21
Ecuación 8 Juicio de Seguridad Sísmica. Fuente: JBDPA.....	23
Ecuación 9 Índice de Demanda Sísmica Iso. Fuente JBDPA.....	23

LISTA DE FOTOS

Fotografía 1 Prueba de Ensayo de Laboratorio.....	94
Fotografía 2 Instituto Central Dr. Carlos Vega Bolaños, Mayo,2020.....	95
Fotografía 3 Loby del Instituto Central Dr. Carlos Vega Bolaños, Mayo, 2020.....	95
Fotografía 4 Vista del Loby desde la 2da Planta del ICCVB, Mayo, 2020.....	96
Fotografía 5 Aula del Instituto Central Dr. Carlos Vega Bolaños, Mayo, 2020.....	96

Fotografía 6 Pasillo Ala Izquierda de la 2da Planta del ICCVB, Mayo, 2020.96
Fotografía 7 Patio Central del ICCVB, Mayo, 2020.....97
Fotografía 8 Pasillo, 2da Planta del ICCVB, Mayo, 2020.97
Fotografía 9 Otra Vista de la 2da Planta, Mayo, 2020.97
Fotografía 10 Parte del Equipo Monográfico y Tutor Ing. Nelson Acevedo en la 2da Planta del ICCVB. Mayo, 2020.....98
Fotografía 11 Equipo Monográfico y Tutor Ing. Nelson Acevedo en el patio del ICCVB, Mayo, 2020.....98

CAPITULO I INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

Nicaragua es un país con alto nivel de sismicidad debido a la colisión de las placas del Caribe y Coco, también por las fallas activas, así como la actividad volcánica en el país, principalmente en toda la región pacífica donde se encuentra su capital, Managua y gran parte de las principales ciudades como Masaya.

La presente investigación tiene como propósito evaluar el grado de vulnerabilidad física del Instituto Central “Doctor Carlos Vega Bolaños” ubicado en la ciudad de Masaya, el cual consta de un edificio de dos plantas de concreto reforzado, así como rehabilitar los puntos que fallarían al ocurrir un evento sísmico. Esta evaluación se efectuará bajo la Norma para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Concreto Reforzado para Edificios Existentes, 2001 del Japón, del Primer Nivel de Revisión.

De acuerdo a la norma el edificio estudiado es clasificado en el Grupo I como una estructura esencial/alto riesgo y ocupación especial, donde se encuentran los hospitales, escuelas, bibliotecas, etc. La construcción data de 1948 y actualmente alberga 3,780 alumnos y 100 colaboradores entre personal docente y administrativo.

Dicha Evaluación Sísmica y Rehabilitación de la estructura estudiada, esperamos sirva de instrumento referencial para las autoridades y demás personas interesadas en el tema Estructural Sismo Resistente, no solo para la evaluación sísmica de estructuras esenciales, sino para el resto de edificaciones clasificadas en el RNC-07, ya que la mayoría de las estructuras existentes en el país están construidas con sistemas y normas sísmicas antiguas o inexistentes.

1.2 ANTECEDENTES

Al momento de la elaboración del diseño de una estructura es de importancia para todo profesional de la Construcción, tomar en consideración la zona sísmica donde se llevara a cabo la obra civil.

Teniendo Nicaragua, un reglamento de la construcción (RNC-07) relativamente reciente, es común apreciar que las edificaciones no cumplan con las normas de diseño sismo resistente, lo cual eleva el nivel de vulnerabilidad sísmica por lo que las estructuras son más propensas a sufrir mayores daños.

Actualmente en nuestro país, no existe una norma que permita evaluar el comportamiento antisísmico de edificios existentes de concreto reforzado, siendo el Reglamento Nacional de la Construcción, el único que rige las construcciones, su última actualización fue en el año 2007 y no incluye una guía detallada para evaluar las estructuras existentes.

Japón, ha sido el pionero en la creación y desarrollo de nuevas metodologías de diseño y evaluación antisísmico de edificios desde el año de 1972, apoyando en proyectos de cooperación técnica de evaluación sísmica de edificios existentes en varios países, como Indonesia, México, Perú, Turquía y Rumania, donde utilizaron la edición japonesa de la Norma para la Evaluación Sísmica creada por la Asociación Japonesa de Prevención de Desastres en Edificios.

La traducción ha sido un impedimento que permita la aplicación de esta norma en países de habla hispana, incluso su traducción al inglés es de pequeña data Diciembre 2004. De esta manera, se está logrando así la posibilidad de establecimientos de programas para evaluar e incrementar la seguridad antisísmica de edificios existentes.

1.3 JUSTIFICACIÓN

EL Municipio de Masaya presenta un sin número de amenazas, entre las que se encuentran: inundaciones, incendios, erupción volcánica y terremotos.

La sismicidad por la actividad volcánica, repercute grandemente en los que son las edificaciones existentes. La tipología de construcción de las viviendas de Masaya, son en su mayoría de: adobe, taquezal, mampostería no reforzada, mampostería confinada, concreto reforzado y la tipología de láminas metálicas.

De acuerdo a un estudio realizado por INETER determina que el área de Masaya y sus alrededores están cubiertos en su mayoría por depósitos de ondas y flujos piroclastos procedentes de la actividad freática explosiva, del volcán Masaya, lo que indica vulnerabilidad de la Ciudad ante una erupción volcánica por la cercanía. Por ende, sus edificaciones son vulnerables ante estos fenómenos.

La última actividad sísmica ocurrida en la ciudad de Masaya en Julio del año 2000, registró un terremoto de magnitud $ML=5.4$ en la Escala de Richter, en la Comarca La Ermita, Laguna de Apoyo, a 32 kilómetros al Sureste de la ciudad de Managua. Este sismo causó la destrucción de muchas viviendas en la zona epicentral, la mayoría de mala construcción, típica de las zonas rurales de Nicaragua, además causó grietas en edificaciones, que actualmente son una amenaza.

La estructura que alberga al Instituto Carlos Vega Bolaños fue terminada en el año de 1948 por lo que no fue construida con el reglamento actual que está vigente desde el año 2007, RNC-07, por tal razón vemos necesario no solo la evaluación de la misma, sino de todas las estructuras construidas antes del año 1983, año que fue aprobado el reglamento de la construcción de donde nace el RNC-07 actual.

El presente estudio permitirá contar con un instrumento real sobre la vulnerabilidad en que se encuentran la estructura analizada así como sus posibles reforzamientos estructurales para disminuir el riesgo con sistemas constructivos adecuados para estas condiciones de sismicidad.

1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

- ❖ Determinar el Juicio de Seguridad Sísmica que posee la estructura del Instituto Central “Doctor Carlos Vega Bolaños” de la Ciudad de Masaya, bajo La Norma para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Concreto Reforzado para Edificios Existentes, 2001 del Japón.

1.4.2 OBJETIVO ESPECIFICO

- ❖ Categorizar in situ la estructura para la aplicación correcta del método de evaluación sísmica con el primer nivel de revisión de la JBDPA (Japan Building Disaster Prevention Association).
- ❖ Determinar el Índice Sísmico de la estructura I_s y el Índice de Demanda Sísmico I_{SO} .
- ❖ Determinar la técnica de reforzamiento del edificio con su respectivo análisis.

1.4.3 LIMITACIONES

- ❖ Esta evaluación solo se realizó con el primer nivel de revisión del método de evaluación sísmica de la JBDPA.
- ❖ El reglamento vigente en Nicaragua no considera un factor de zona Z.

CAPITULO II: MARCO REFERENCIAL

2.1 MARCO TEORICO

En las últimas décadas se han hecho avances importantes en las diversas técnicas para la evaluación y reforzamiento sísmico de una estructura entre los que se destacan instituciones como: El Federal Emergency Management Agency de EUA; Applied Technology Council (ATC) de EUA; Comité Europeo de Normalización (CEN) de Europa y el Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA) del Japón, que es la norma bajo la cual trabajaremos el presente documento.

2.1.1 La Norma para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Concreto Reforzado para Edificios Existentes, 2001.

Las disposiciones de esta norma nos indican que se aplicarán a la evaluación sísmica de los edificios existentes de concreto reforzado.

2.1.1.1 Inspección y Levantamiento de Planos del Edificio

La inspección del edificio se llevará a cabo para verificar las características estructurales del edificio que son necesarios para calcular el índice sísmico de la estructura IS. Los Métodos apropiados para la inspección deben seleccionarse de acuerdo con el nivel de detección, como la inspección del sitio, colección de dibujos de diseño y prueba de materiales.

Se realizará una inspección preliminar apropiada para verificar la aplicabilidad de esta norma para la evaluación sísmica.

La inspección de primer nivel se realizó en los siguientes elementos de investigación, que son principalmente necesario para el cálculo del índice sísmico de estructura en la detección de primer nivel procedimiento:

- (1) Resistencias de material y dimensiones de sección transversal para el cálculo de resistencias de miembros estructurales.
- (2) Grietas en el concreto y deformaciones de la estructura para la evaluación del índice de tiempo.

(3) Configuración del edificio para la evaluación del índice de irregularidad.

2.1.1.2 Determinar el Índice Sísmico de la Estructura

Se calculará mediante la ecuación (1) en cada momento y en cada dirección horizontal principal de un edificio. Es el producto de cuatro sub-índices que son calculados individualmente:

$$I_s = E_0 S_D T$$

Ecuación 1 Índice Sísmico de la Estructura. Fuente JBDPA

Donde:

E_0 : sub-índice sísmico básico de la estructura

S_D : sub-índice sísmico de Irregularidad

T : sub-índice sísmico de Tiempo

El Índice Sísmico Básico del comportamiento Estructural E_0

E_0 = índice sísmico básico de la estructura = $\phi C y F$. esta ecuación postula que la capacidad sísmica de un piso se puede evaluar desde el producto del índice fuerza y el índice de ductilidad, modificado por un índice piso.

El factor E_0 es proporcional al producto del coeficiente de resistencia (C) y del de ductilidad (F)

$$E_0 = C \times F$$

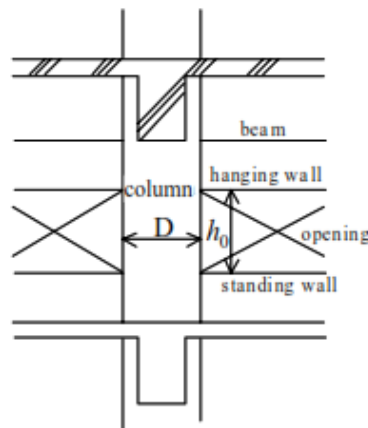
Procedimiento de Detección de Primer Nivel

Los miembros estructurales verticales se clasificarán en tres categorías como se enumeran en la Tabla 1 en el procedimiento de detección de primer nivel, donde el índice sísmico básico de la estructura E_0 será calculado en base a una evaluación aproximada del índice de resistencia C, el índice de ductilidad F y el factor de fuerza efectivo α .

Tabla 1 Clasificación de miembros verticales en el procedimiento de revisión de primer nivel

Miembro Vertical	Definición
Columna	Columnas teniendo Ho/D más largo que 2
Columna Extremadamente corta	Columnas teniendo Ho/D igual o menor a 2
Pared	Muros incluyendo aquellos sin columnas de limite

Tabla 1 Clasificación de los miembros verticales en el procedimiento de revisión del primer nivel. Fuente: JBDPA



El índice sísmico básico de la estructura E_0 se tomará como el valor más grande de las ecuaciones. (2) y (3). Aquí, el índice E_0 se tomará como el valor solo de la ecuación. (3) en caso de que el piso consista en columnas extremadamente cortas juzgadas como los elementos primos de segunda clase definidos.

El subíndice E_0 se obtiene de la combinación de dos índices en un máximo de tres grupos por piso de la edificación por medio de la Ecuación:

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} (C_w + \alpha_1 C_c) * F_w$$

Ecuación 2 Sub Índice sísmico de comportamiento estructural. Fuente: JBDPA

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} (C_{sc} + \alpha_2 C_w + \alpha_3 C_c) * F_{sc}$$

Ecuación 3 Sub Índice Sísmico de Comportamiento Estructural de cada elemento. Fuente: JBDPA

Donde:

n= Número de pisos de un edificio.

i =Número de pisos para la evaluación, donde el primer momento esta numerada como 1 y el piso principal como n .

C_W = Índice de resistencia de los muros, calculado por la ecuación (4).

C_C = Índice de resistencia de las columnas, calculado por la ecuación (5), excepto el columnas extremadamente cortas.

C_{SC} = Índice de resistencia de las columnas extremadamente cortas, calculado por la ecuación (6).

α_1 =Factor de resistencia efectivo de las columnas en la deformación final de las paredes, cortas, que pueden tomarse como 0.7. el valor debería ser de 1.0 en caso de $C_W=0$.

α_2 = Factor de resistencia efectivo de las paredes en la deformación final de la columnas extremadamente cortas, que pueden tomarse como 0.7.

α_3 =Factor de resistencia efectivo de las paredes en la deformación final de las columnas extremadamente cortas, que pueden tomarse como 0.5.

F_W =Índice de ductilidad de las paredes (Índice de ductilidad de columnas en caso C_W es casi igual a 0, que se puede tomar como 1.0.

F_{SC} = Índice de ductilidad de las columnas extremadamente cortas, que pueden tomarse como 0.8.

Índice de Fuerza C

El índice de Fuerza C en el procedimiento de detección de primer nivel se calculará aproximadamente utilizando las áreas de sección transversal de paredes y columnas de la siguiente manera:

$$C_w = \frac{(\tau_{w1} \times A_{w1}) + (\tau_{w2} \times A_{w2}) + (\tau_{w3} \times A_{w3})}{\Sigma W} \beta$$

Ecuación 4 Índice de Resistencia de los Muros. Fuente JBDPA

$$C_c = \frac{(\tau_c \times A_c)}{\Sigma W} \beta$$

Ecuación 5 Índice de Resistencia de las columnas. Fuente JBDPA

$$C_{sc} = \frac{(\tau_{sc} \times A_{sc})}{\Sigma W} \beta$$

Ecuación 6 Índice de Resistencia de las columnas extremadamente cortas. Fuente: JBDPA

$$\beta = \frac{F_c}{20} \quad \text{Cuando } F_c \leq 20 \quad \text{y}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{F_c}{20}} \quad \text{Cuando } F_c > 20$$

Donde:

β_c = es el coeficiente de modificación de resistencia basado en la resistencia a la compresión del hormigón, en caso de que el valor sea superior a 20 N / mm².

C_w = Índice fuerzas de los muros.

C_c = Índice fuerza de las columnas.

C_{sc} = Índice fuerza de las columnas extremadamente cortas.

T_{w1} = Estrés cortante promedio en el estado último de los muros con dos columnas linderas, que pueden tomarse como 3 N/mm².

T_{w2} = Estrés cortante promedio en estado último de los muros con una columna linderas, que puede tomarse como 2 N/mm².

T_{w3} = Estrés cortante promedio en el estado último de los muros sin columnas linderas que puede tomarse como 1N/mm².

T_c = Estrés cortante promedio en el estado último de las columnas, que puede tomar el valor como 1N/mm² en el caso h_0/D menos que o igual a 6 y 0.7 N/mm² en el caso de h_0/D más que 6.

T_{sc} = Estrés cortante promedio en el estado último de columnas extremadamente cortas, que puede tomar el valor como 1.5 N/mm².

A_{w1} = Área seccional total de muros con dos columnas linderas en el piso y a la dirección considerada (mm²).

A_{W2} = Área seccional total de muros con una columna lindera en el piso y a la dirección considerada (mm^2).

A_{W3} = Área seccional total de muros sin columna lindera en el piso y a la dirección considerada (mm^2).

A_C = Área seccional total de columnas en el piso considerado (mm^2), donde las áreas de columnas linderas de muros debe ser ignorado durante el cálculo.

A_{SC} = Área seccional total de columnas extremadamente cortas en el piso considerado (mm^2)

ΣA_f = Área total del piso soportado por el piso considerado (m^2)

ΣW = Peso total (carga muerta más carga viva para calculo sísmico) soportado por el piso considerado, que puede ser estimado aproximadamente suponiendo el peso del piso como 12 Kn/m^2 .

F_C = Fuerza de compresión del concreto (N/mm^2) que puede tomar la fuerza compresión especificada por el diseño en el caso sin la inspección, pero no debe exceder el valor de 20 N/mm^2 .

Índice de Ductilidad F

Principios básicos en el cálculo del índice de ductilidad F

El índice de ductilidad de un miembro vertical se evaluará teniendo en cuenta el nivel de revisión, modo de falla y capacidad de deformación del miembro, y respuesta a terremotos. Un valor estándar del índice de ductilidad se definirá como el índice de ductilidad del muro de corte, en cuya falla de corte precede a otros modos de falla. Los índices de ductilidad de los otros miembros se determinarán como un valor relativo a este valor estándar.

El índice de ductilidad del miembro se evaluará de acuerdo con el nivel de revisión y la clasificación por falla modo del miembro como se muestra en la Tabla 2 , en caso de que no sea especiales investigaciones

El índice de ductilidad de un miembro vertical en el procedimiento de detección de primer nivel debe ser seleccionado como se enumera en la Tabla 5 de acuerdo con la clasificación del miembro.

Tabla 2 Índice de ductilidad de primer nivel de revisión

Miembros verticales	Índice de ductilidad F
Columna (H)	1
Columna extremadamente corta ($h_0/\check{D} \leq 2$)	0.8
muro	1

Índice de Irregularidad S_D

El índice de irregularidad S_D es modificar el Índice Sísmico Básico de la Estructura E_0 cuantificando los efectos de la complejidad de la forma y la distribución del desequilibrio de rigidez, y similares en el desempeño sísmico de una estructura con juicio de ingeniería.

Métodos para calcular el índice de irregularidad para la detección de primer o segundo nivel de revisión los que deben seleccionarse respectivamente, considerando la simplificación y precisión de cálculo y el efecto del índice. Además, se recomienda que el índice de irregularidad debe calcularse mediante el método especificado, en caso de que la posibilidad del fracaso del piso necesita ser examinada cuidadosamente en los edificios de mediana y gran altura.

Elementos a considerar

Los elementos a considerar se enumeran a continuación:

Evaluaciones de primer nivel

(a) elementos relacionados con el plano de la planta (con la integridad estructural de la planta) regularidad, relación de aspecto, parte estrecha, junta de expansión, salón de estilo (tamaño y ubicación)

(b) elementos relacionados con el plan seccional (a la integridad estructural del plan seccional) existencia de sótano, uniformidad de altura de la historia, existencia de pilotes.

Procedimiento de cálculo

El índice de irregularidad se calculará como el producto geométrico del grado de incidencia q_i calculado como en las ecuaciones, que se derivan del índice de grado G_i y el rango factor de ajuste R_i para el primer nivel de detección. Los factores R_{1i} o R_{2i} deben usarse para el primer o la detección de segundo nivel respectivamente.

$$S_D = q_{1a} \times q_{1b} \times q_{1j}$$

Ecuación 7 Índice de Irregularidad. Fuente JBDPA

donde:

$$q_{ij} = [1 - (1 - G_i) \times R_{ij}] \dots i = a, b, c, d, e, f, i, j$$

$$q_{ij} = [1.2 - (1 - G_i) \times R_{ij}] \dots i = h$$

Índice de tiempo T

El índice de tiempo T evalúa los efectos de los defectos estructurales como grietas, desviaciones, envejecimiento, y similares, sobre el rendimiento sísmico de una estructura.

Procedimiento de primer nivel de revisión

El índice de tiempo T para la detección de primer nivel debe determinarse en función del primer nivel resultados de inspección enumerados en la siguiente tabla. El valor T mínimo en la columna [C] en la tabla debe tomarse como el índice de tiempo T para la detección de primer nivel.

Tabla 3 El Índice de Tiempo

(A) Artículo a comprobar	(B) Grado	(C) Valor T (marque el circulo en el grado relevante)	(D) Artículo a ser comprobado en el segundo nivel de inspección.
Desviación	Inclinación de un edificio o desniveles evidentes se observa	0.7	Grietas estructurales y desviación
	Relleno sanitario o antiguo campo de arroz	0.9	
	Se observa la desviación de la viga o columna visualmente	0.9	
	No hay correspondencia con lo anterior	1	
Grietas en paredes y columnas	La fuga de lluvia con óxido de la barra de refuerzo es observado	0.8	Grietas estructurales y desviación
	El agrietamiento inclinado en las columnas es obviamente observado	0.8	
	Innumerables grietas se observan en la pared exterior	0.9	
	La fuga de lluvia sin óxido de la barra de refuerzo es observado	0.9	
	No hay correspondencia con lo anterior	1	
Experiencia de Fuego	Trazo	0.7	Grietas estructurales y desviación, deterioro y envejecimiento
	Experiencia pero sin trazo	0.8	
	No experiencia	1	
Ocupación	El químico ha sido usado	0.8	Deterioro y envejecimiento
	Sin correspondencia a lo anterior	1	
Edad del edificio	30 años o más	0.8	Deterioro y envejecimiento
	20 años o más	0.9	
	19 años o más	1	
Condiciones de acabado	Desprendimiento significativo del acabado exterior debido al envejecimiento se observa	0.9	Deterioro y envejecimiento
	Desprendimiento significativo y deterioro de acabado interno es observado.	0.9	
	Sin problemas	1	

2.1.1.3 Juicio de Seguridad Sísmica

La seguridad sísmica de un edificio se juzgará mediante una evaluación exhaustiva basada en evaluaciones sísmicas realizadas por separado sobre la estructura y los elementos no estructurales.

(2) La seguridad sísmica de la estructura será juzgada por la ecuación.

ENTONCES

$$I_s \geq I_{s0}$$

Ecuación 8 Juicio de Seguridad Sísmica. Fuente: JBDPA

Donde:

I_s = Índice sísmico de estructura

I_{s0} = Índice de demanda sísmica de estructura

Si la ecuación (8) está satisfecho, el edificio puede ser evaluado como "Seguro - el edificio posee capacidad sísmica requerida contra los movimientos de terremoto esperados". De lo contrario, el edificio debe evaluarse como "Incierto" en seguridad sísmica.

2.1.1.4 Índice de Demanda Sísmica I_{s0}

El índice de demanda sísmica de la estructura I_{s0} debe calcularse mediante la ecuación. (9) independientemente de los pisos en el edificio en el primer nivel de revisión.

$$I_{s0} = E_s * Z * G * U$$

Ecuación 9 Índice de Demanda Sísmica Iso. Fuente JBDPA.

ENTONCES

E_s = Índice de estructura de demanda sísmica básica, cuyos valores estándar deberán ser seleccionado de la siguiente manera, independientemente de la dirección del edificio:

$E_s = 0.8$ para el primer nivel de revisión

Z = Índice de zona, es decir, el factor de modificación que representa la sísmica actividades y las intensidades sísmicas esperadas en la región del sitio.

G = Índice básico, es decir, el factor de modificación que explica los efectos de la amplificación de la superficie del suelo, condiciones geológicas e interacción suelo-estructura en los movimientos sísmicos esperados.

U = Índice de uso, es decir, el factor de modificación que explica el uso del edificio.

2.1.2 Las Técnicas De Reforzamiento

Con el fin de lograr el objetivo de rehabilitación o intervención deseado es necesario implementar una estrategia de rehabilitación, lo cual a su vez requiere la implementación de técnicas o medidas para corregir las deficiencias y lograr el objetivo propuesto.

Algunas de las técnicas incrementan la resistencia y/o ductilidad de la estructura y otras reducen la demanda sísmica.

Para la evaluación y reforzamiento de la dirección longitudinal usando el primer nivel de revisión:

Enchaquetado o Encamisado De Columnas:

Es un método de fortalecimiento mediante el revestimiento alrededor de las columnas existentes con concreto armado o mortero reforzado, cuyo espesor es de alrededor de 10 a 15 cm. Este método se utiliza para mejorar la ductilidad aumentando la resistencia al corte de la columna o para actualizar resistencia a la flexión y resistencia axial, así como la ductilidad. Es necesario seguir lo apropiado especificaciones de acuerdo con los objetivos de actualización.

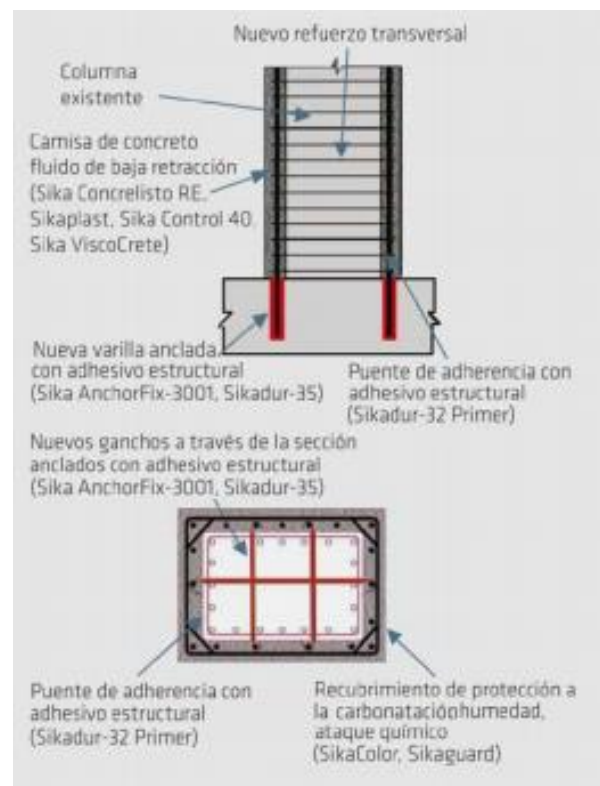


Ilustración 1 Encamisado en concreto reforzado de una columna. Fuente. SIKA-construyendo confianza

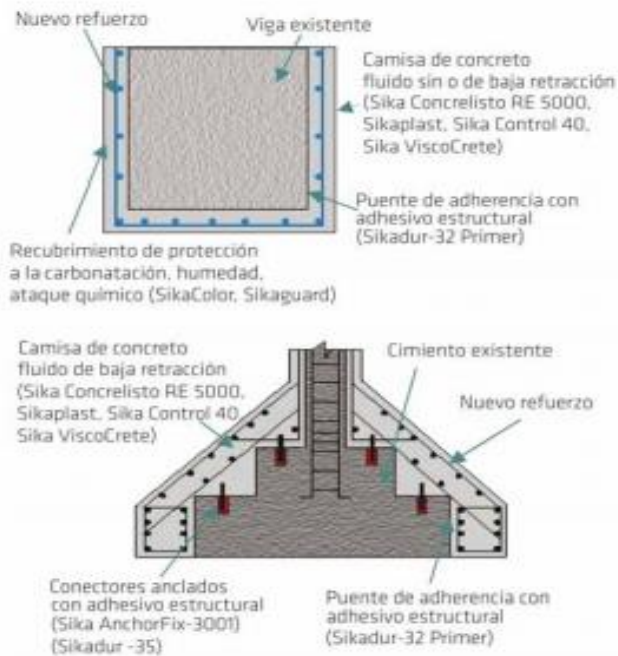


Ilustración 2 Encamisado en concreto reforzado de una viga y de cimentación. Fuente: SIKA-Construyendo confianza.

Adición/relleno con muros de cortante sobre/dentro de marcos existentes

La instalación de muros de corte es un método de adaptación que es adecuado para aumentar la resistencia de los edificios existentes rellenando nuevos muros de corte en marcos abiertos de edificios existentes con inadecuados rendimiento sísmico, llenando la abertura de las paredes de corte existentes o aumentando el grosor de muros de corte existentes. Mecanismo de transferencia de tensión necesario entre la pared de corte rellena y el marco límite existente se mantendrá mediante el uso de dispositivos de unión como anclajes pos instalados o conectores de corte (chavetas), o métodos de unión como el anclaje de barras de refuerzo de pared en el marco de límite o soldadura de aquellos con barras de refuerzo existentes.

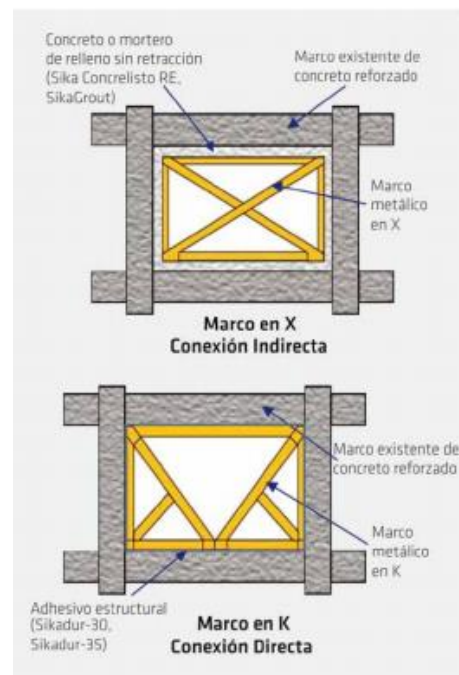
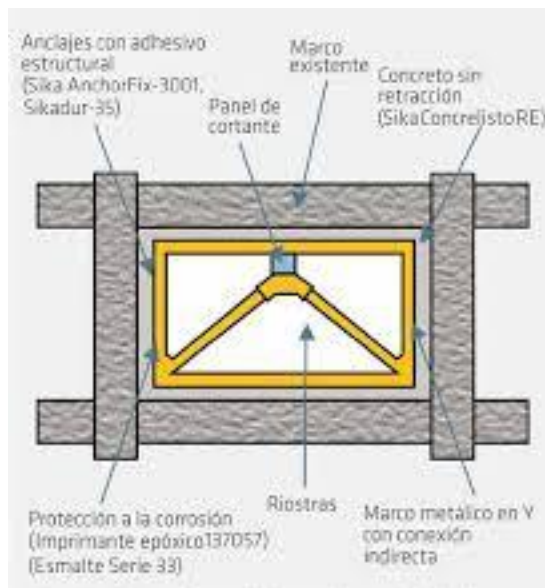


Ilustración 3 Marcos Metálicos rellenos en X y en K. Conexión directa e indirecta. Fuente: SIKA Construyendo Confianza.

En caso de instalar muros de corte, se debe reconocer que la resistencia al corte de los muros rellenos puede no esperar completamente cuando la resistencia a la flexión, incluido el marco delimitador o la resistencia al levantamiento de las paredes son más pequeñas que la resistencia al corte de las paredes. La seguridad de los cimientos y el suelo debe ser considerado en la etapa de planificación contra el aumento de la carga muerta mediante la instalación de paredes y cambio de fuerza axial durante el terremoto debido al cambio del mecanismo de falla causado por la modificación. Eso es posible mejorar el índice de equilibrio estructural (índice SD) en caso de que un edificio con primero piso suave (pilotis) y / o gran excentricidad ya que la rigidez se incrementa extremadamente al rellenar la cizalla paredes. Se requiere un gran cuidado en el diseño y la construcción de la modificación, ya que la resistencia y el mecanismo de falla de fundición de los muros de corte rellenos está muy influenciado por el método de fundición del concreto.

Adición/relleno con un sistema de arriostamiento dúctil de acero.



Con la técnica de adición o relleno con un sistema de arriostamiento dúctil se puede mejorar tanto la resistencia lateral como la capacidad de deformación o ductilidad. El sistema consiste de un panel de cortante el cual puede disipar una gran cantidad de energía sísmica debido a su deformación inelástica, elementos riostras que se esperan permanezcan en el rango elástico hasta grandes deformaciones laterales y un marco metálico (ilustración 12). La respuesta sísmica del marco rehabilitado puede ser mejorada en términos de resistencia, rigidez, ductilidad y energía histerética.

Ilustración 4 Reforzamiento Sísmico con riostra dúctil de acero con conexión indirecta.

2.2 MARCO CONCEPTUAL

La Edificación a utilizar en esta investigación, el Instituto Central Carlos Vega Bolaños, de ahora en adelante el ICCVB, está clasificada como Esencial de acuerdo al Reglamento Nacional de la Construcción 2007. (Reglamento Nacional de la Construcción).

Estructuras esenciales (Grupo A):

En base a la importancia y función específica que ejerce una edificación esencial en el momento de una crisis sísmica, éstas suelen clasificarse en las siguientes categorías:

- A. Centros de asistencia primaria en caso de emergencia como defensa civil, protección civil y primeros auxilios.
- B. Estaciones de bomberos, de policía y cuarteles.
- C. Edificaciones Gubernamentales o Municipales de importancia.
- D. Escuelas, colegios, universidades y otros institutos educacionales.
- E. Hospitales, centros de salud y clínicas.

De estas cinco categorías, el edificios a evaluar, se ubican en la categoría D (Instituto), siendo de gran importancia, puesto que requieren consideraciones especiales en relación con la mitigación del riesgo debido a sus características de ocupación y al papel que desempeñan durante situaciones de catástrofes o de crisis sísmicas, momento en el cual se debe preservar la vida, la salud y la seguridad de la población afectada.

2.2.1 Definición y terminología que contempla la normativa Japonesa

Índices para presencia sísmica de edificaciones.

Índice Sísmico de la Estructura I_s , es un índice que representa el comportamiento sísmico de la estructura.

Índice Sísmico de Elementos no Estructurales I_N , es un índice que representa el comportamiento sísmico de los elementos no estructurales, tales como muros exteriores.

Nivel Simplificado: es el grado de simplificación en cálculo de los índices I_S e I_N tres niveles de simplificación son previstos desde el primero, nivel simple, segundo nivel hasta el tercer nivel de simplificación.

(2) Sub Índices para el cálculo del índice sísmico de la estructura I_S

Índice básico de la estructura E_0 es un índice que representa el comportamiento sísmico básico de un edificio, evaluado como una función del índice de fuerza C, el índice de ductilidad F y el factor de modificación por cizalladura.

Factor de modificación por cizalladura: es un factor que normaliza el índice de fuerza C de los pisos superiores siendo equivalente al coeficiente de cortante basal en consideración del nivel del piso y la distribución de la fuerza sísmica.

Índice de fuerza acumulada Cr: el índice de fuerza acumulada para los miembros en un piso en relación al ángulo de deriva del piso (índice de ductilidad), lo que explica la compatibilidad de los miembros y su modificación por el factor de modificación cortante del piso.

Índice de fuerza C: la fuerza lateral o capacidad de carga lateral de un miembro o piso en términos de coeficiente cortante, llamado cortante normalizado por el peso del edificio sostenido por el piso.

Índice de ductilidad F: es un índice que representa la capacidad de deformación de un miembro estructural.

Índice de irregularidad S_D : es un índice que modifica el índice sísmico básico de la estructura E_0 en consideración del desbalance en la distribución de la rigidez y/o irregularidad en el plano estructural y de elevación del edificio.

Índice de tiempo T: es un índice que modifica el índice sísmico básico de la estructura E_0 en consideración a la edad del edificio.

Resistencia del material: la resistencia a la compresión del concreto y el límite elástico de las barras de refuerzo son usadas en el cálculo de la resistencia a la flexión y cortante ultimo de miembros estructurales. El diseño de resistencia específica puede ser usado para la resistencia a la compresión del concreto 294 N/mm^2 para el límite de elasticidad de barras redondas y sumar

49 N/mm² a la resistencia nominal del límite de elasticidad para barras deformadas, en el caso que el material no sea examinado en el sitio de la inspección.

Deformación última; Limitar la deformación dentro de la cual un miembro estructural puede llevar su fuerza lateral y su carga axial durante un terremoto de forma estable.

Factor de ductilidad: es la relación de la capacidad de deformación a la deformación elástica.

Grupo: es la acción de los miembros estructurales en colectivo con índices de ductilidad similares y organizándolos como uno, para lo cual la suma de sus índices de resistencia del grupo de miembros es definido como índice de resistencia de grupo.

Factor de resistencia efectivo α : relación de la resistencia lateral de un miembro a un nivel de certeza de la deformación del piso a la resistencia lateral calculada en la compatibilidad.

Columna: es un miembro vertical con punto de inflexión en su parte deformable, hay columnas con y sin arriostamiento y columnas cortas.

Columna con arriostre: es un miembro vertical compuesta de una columna y un muro lateral (arriostre) unidos monolíticamente, la cual es considerada como una columna.

Muro con una columna (muro de arriostre con una columna, muro con una columna en el extremo): es un miembro vertical compuesto de una columna y un muro de arriostre unido monolíticamente, excepto por un muro con 2 columnas en sus extremos.

Columna extremadamente corta: es una columna con h_0/D (Claro dividido por el ancho) menor que 2.

Columna con claro alto H_0 : La altura de la parte deformable en una columna sin vigas, en pie y en voladizo.

Columna extremadamente frágil: una columna extremadamente corta la cual falla por cortante precede la flexión.

Columna Flexible: es una columna que falla por flexión precede la falla por corte.

Columna cortante: es una columna que falla por corte precede la falla por flexión.

Columna gobernada por viga flexible (La viga flexible gobierna la columna) una columna en la que actúa un sismo, la cual es gobernada por vigas en las que la flexión precede la falla por corte.

Columna gobernada por viga de corte (La viga de corte gobierna la columna): es una columna en la que actúa un sismo, la cual es gobernada por vigas en las que la falla por corte precede la flexión.

Muro: es un miembro vertical como las columnas, categorizado como muros con columnas en sus extremos y muros sin columnas.

Muro con (dos) columnas en sus extremos: es un muro con columnas en sus dos extremos, incluyendo aquellos secuenciales en múltiples tramos.

Muro sin columnas (extremos): es un muro sin columnas, incluyendo aquellos localizados fuera de los marcos.

Muro Flexible: es un muro en el cual la flexión precede la falla por corte.

Muro de corte: es un muro en el cual la falla por corte precede la flexión.

Muro para edificación: es un muro cuya falla de momento precede a la flexión y falla por corte.

Marco con base suave: es un sistema de múltiples pisos con muros cortantes excepto por un piso o unos pocos, incluyendo el llamado marco pilote.

Columna de base suave (columna que soporta un muro superior): es una columna localizada en un marco con base suave directamente debajo del muro.

Segunda clase de elemento primario: si una columna o elemento de un muro pierde resistencia lateral, esto no es fatal, pero si pierde capacidad de carga por gravedad, esto llevara al colapso de la estructura, a pesar de tener en cuenta la redistribución de los elementos vecinos.

Estado último de la estructura: un estado en términos de deformación de entrepiso o índice de ductilidad en el colapso total o parcial de la estructura, es definido por la pérdida de capacidad de carga gravitacional, lo que lleva al colapso vertical o al decaimiento de la resistencia lateral dando lugar a una respuesta lateral inestable.

(3) Índices para determinar la seguridad sísmica de edificios

Índice de demanda sísmica de la estructura I_{so} : el nivel estándar del índice de sismicidad requerido para que un edificio sea seguro frente al riesgo de un terremoto en el sitio de la edificación es definida como el producto de E_s , Z , G y U .

Índice de demanda sísmica básica de la estructura E_s : es un sub índice que representa la demanda sísmica básica para un edificio.

Índice de zona Z : es un sub índice que se toma en cuenta para la actividad sísmica esperada y la intensidad sísmica.

Índice de apoyo G : es un subíndice que se toma en cuenta para los efectos del perfil del suelo, condiciones geológicas, y las interacciones suelo-estructura.

Índice de vida Útil U : es un subíndice que se toma en cuenta para el uso del edificio.

Índice de resistencia acumulada última C_{TU} : el índice de resistencia acumulada es evaluado como el estado ultimo de un edificio o piso.

(4) Sub Índices para evaluación del índice sísmico de elementos no estructurales I_N .

Índice de construcción B : es un índice que representa el riesgo de falla de elementos no estructurales que depende de la construcción del edificio, es calculado del índice de deformación f y el índice de registro de daño t .

Índice de conformación f : este índice representa la conformabilidad de los elementos no estructurales basada en la deformabilidad relativa de los elementos no estructurales a la que presentan los elementos estructurales.

Índice de deterioro t : es un índice que representa el deterioro de la deformación de los elementos no estructurales dependiendo de la edad y daños anteriores.

Índice de área W : es un índice que representa el área que ocupan los elementos no estructurales.

Índice de Colocación e : es un índice que representa la posibilidad de presencia humana debajo de los elementos no estructurales que fallan.

Índice de reducción de riesgo c: es un índice que representa la reducción de riesgo humano tal como la existencia de vallas ante la falla de elementos no estructurales.

Con estos conceptos alcanzamos mejorar nuestra comprensión del estudio que necesita hacerse en cualquier edificio que requiera reforzarse para ser rehabilitado, estudio que al llevarse a cabo nos ayudará como sociedad a aprovechar los recursos existentes y/o conservar aquellos que sean importantes para la comunidad, podemos mencionar entre ellos: Los Colegios, Universidades, Centros Comerciales, Edificios Gubernamentales entre otros.

2.3 MARCO LEGAL



Ilustración 5 Portada del Reglamento Nacional de la Construcción. Nicaragua. Fuente RNC-07

El primer código de diseño sísmico en Nicaragua se emitió en 1983, después del terremoto de 1972, pero no hay un código sísmico específico para los edificios, sin embargo, hay un Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07), creado en 2007, los estándares regulatorios establecen los requisitos aplicables al diseño y construcción de nuevos edificios, así como la reparación y el refuerzo de los existentes que lo necesitan, para:

- Prevenir la pérdida de vidas y reducir la posibilidad de daño físico a las personas.
- Resistir terremotos menores sin daño.
- Resistencia a terremotos moderados con leve daño estructural y daño moderado no estructural.

- Prevenir el colapso de los efectos del terremoto de alta intensidad, reduciendo los niveles de daño económicamente admisibles.
- Resistencia, efectos de los vientos y otras acciones accidentales sin daño.

El código sísmico de Nicaragua ha sido desarrollado por el esfuerzo del gobierno, instituciones públicas y privadas, debido a la lección aprendida sobre los terremotos del pasado. Este código es el resultado de una compilación de información recopilada de otros códigos de la región o recomendaciones hechas en otros países.

El mapeo real de la micro zona de Nicaragua establecido por el RNC-07 (Figura 6), demuestra que, en la región pacífica, la zona C tiene una gran actividad sísmica en el país, la ciudad de Masaya, y las ciudades importantes ubicadas en esta zona son vulnerables a ser afectadas por un fuerte movimiento de suelo en el futuro. Este estudio se hará una evaluación sísmica para la construcción de edificios y establecer un índice sísmico futuro para la próxima actualización del código nicaragüense.

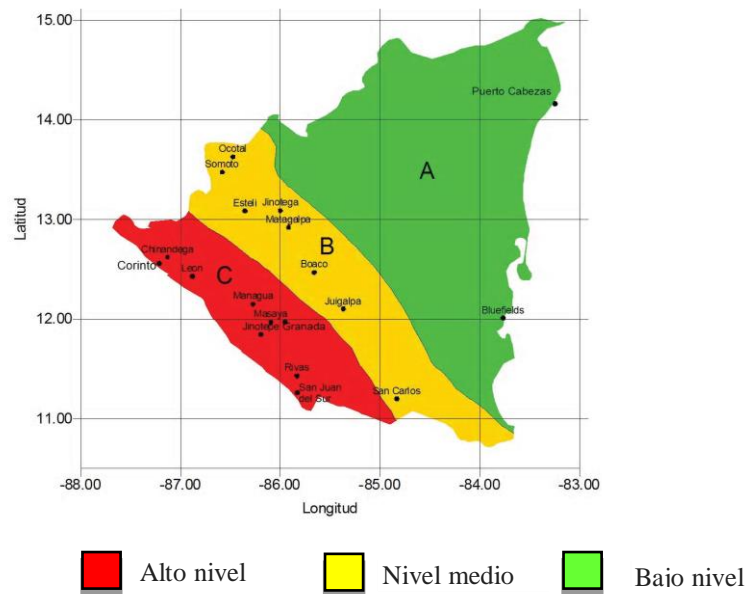


Ilustración 6 Micro Zona-Mapeo. Fuente: Reglamento Nacional de la Construcción- Nicaragua-2007.

Los centros educativos y demás sitios públicos que se construyen se consideran infraestructura importante en el país, categorizadas como estructuras esenciales (Tabla 4), esas estructuras brindan servicio a la población inmediatamente después de un desastre. Un hecho importante a

considerar es actualizar el código sísmico después de que ocurra un terremoto, a fin de mejorar la construcción de escuelas y demás edificaciones.

Tabla 4 Categorización de la Estructura Nicaragua. Fuente: RNC-07

Categorización de estructuras Nicaragua RNC-07			
Grupo A	Estructuras esenciales	Estructuras muy importantes para proporcionar servicio a la población inmediatamente después de un desastre. Es necesario permanecer operativo después de un terremoto intenso.	Hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, edificios gubernamentales, escuelas, centros de llamadas, terminales de transporte
Grupo B	Estructuras Importancia Normal	Aquella Estructura que el grado de seguridad requerido es intermedia.	Casas, edificios de oficinas, locales Edificios comerciales, industriales, hoteles, almacenes
Grupo C	Estructuras menos importantes	Las estructuras aisladas son aquellas cuya falla total o parcial no amenaza la vida de las personas.	Barandas y cercas altura menos de 2.5 m.

2.4 HIPOTESIS

HIPOTESIS GENERAL:

¿Como identificar la edificación que presenta mayor vulnerabilidad sísmica?

¿Cuál es la importancia de advertir el grado de vulnerabilidad que presentan las edificaciones a analizar?

¿Qué métodos utilizar para interpretar los resultados a obtener?

¿Las estructuras a estudiar poseen las cualidades mínimas para soportar un sismo de alta intensidad?

CAPITULO III. METODOLOGIA APLICADA

3.1 Tipo de estudio.

El Tipo de estudio que vamos a realizar es Mixto. Ya que en él abordaremos un estudio cuantitativo, porqué demostraremos, a través de datos numéricos la vulnerabilidad sísmica de la Estructura ICCVB. A su vez es un estudio cualitativo ya que sustentamos a través de la investigación bibliográfica.

3.2 Área de Estudio

La estructura a estudiar se encuentra en la Ciudad de Masaya, cabecera del Departamento del mismo nombre limitando al norte con el Municipio de Nindirí y Tisma, al sur con el Municipio de Catarina y Niquinohomo, al este con el Municipio de Granada y Tisma, al oeste con el Municipio de La Concepción y Nandasmo. (CONSORCIO GPI-DOXA- CICODE, 2005). Está ubicado en las coordenadas 11° 58' de latitud norte y 86° 05' de longitud oeste, a 29 km. al sureste de Managua.

Cuenta con una extensión territorial de 146.84 km², con una altitud de 234 msnm (CONSORCIO GPI-DOXA- CICODE, 2005). El municipio de Masaya tiene una densidad poblacional de 1,180 habitantes por kilómetros cuadrados, una de las densidades más altas del país. En el área rural la densidad poblacional es de 451 habitantes por kilómetros cuadrados, mientras que en el área urbana es de 7,062 habitantes por kilómetro cuadrado.

El Instituto Central Dr. Carlos Vega Bolaños (I.C.C.V.B) tiene su origen en el antiguo colegio de Masaya fundado en 1883 con el nombre de Liceo de Varones. En 1948 se inició la construcción del edificio actual, para ser exacto el 30 de septiembre de ese mismo año se colocó la primera piedra, su edificación duro 8 años La inauguración del edificio estaba programada para el 23 de septiembre de 1956. En la actualidad consta de 3, 780 alumnos en tres turnos.

3.3 Macro y Micro localización del área de estudio.

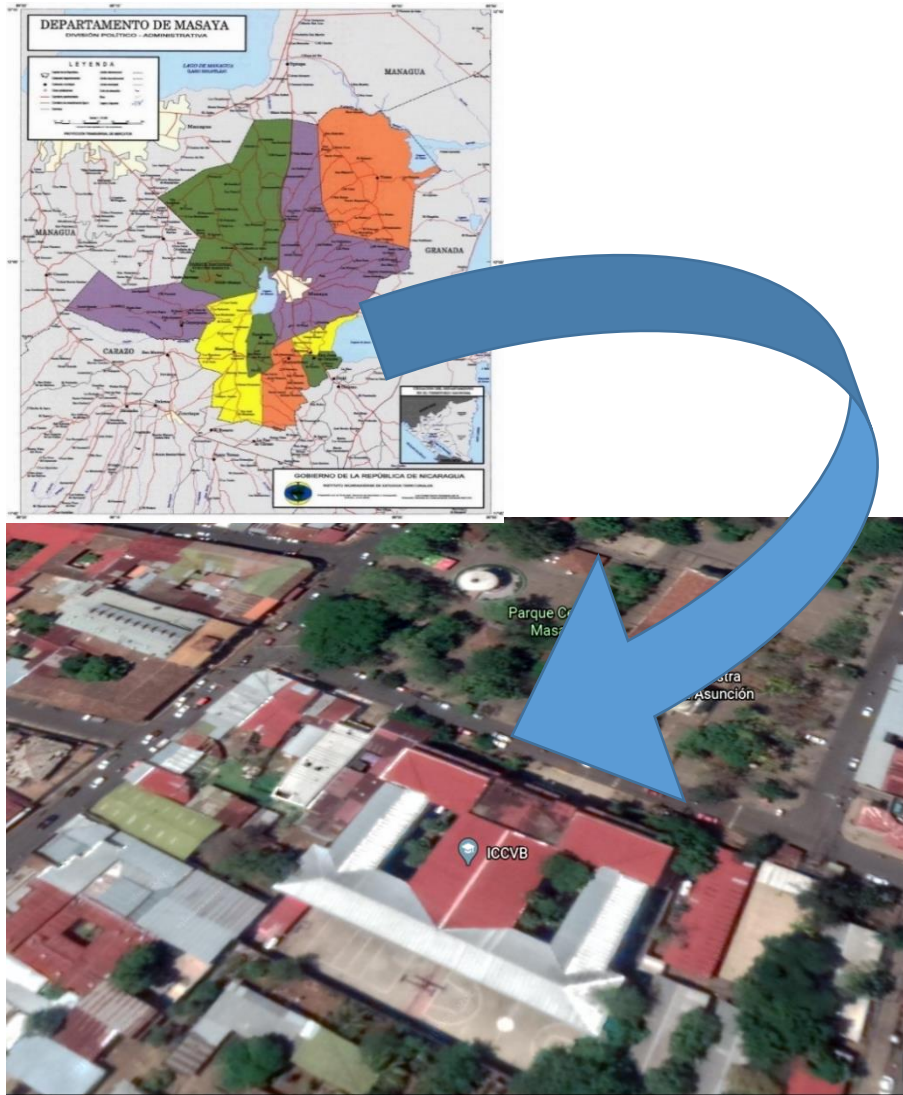


Ilustración 7 Ubicación Geográfica, ICCVB/ Fuente: (INETER, 2020/ Google Earth 2020, respectivamente.

3.4 Características Geológicas y Sísmicas de la Ciudad de Masaya

El Departamento de Masaya es atravesado de noroeste a sureste, casi por el centro, por la falla tectónica de la cordillera de Los Maribios, que lo divide en tres zonas geográficas.

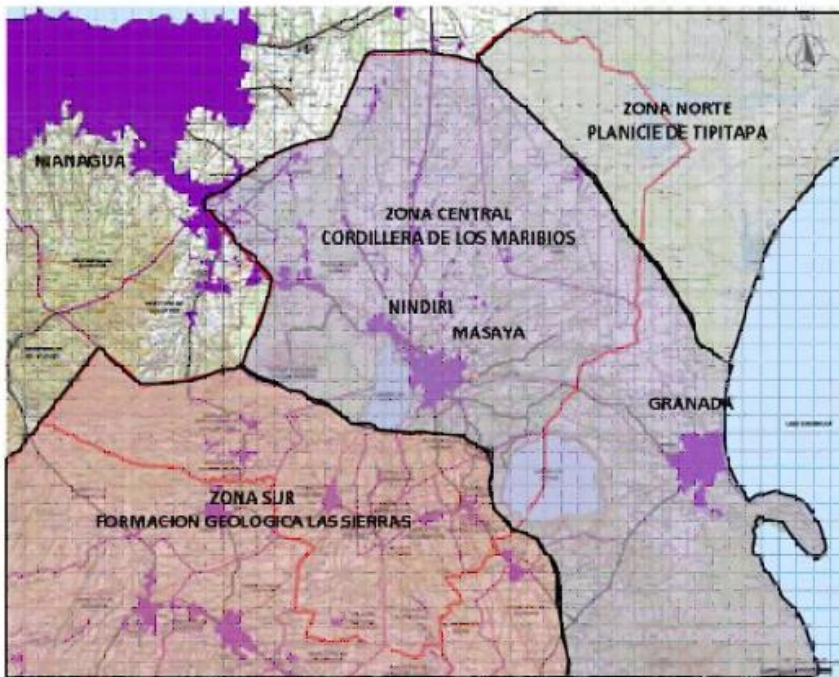


Ilustración 8 Zonificación Geomorfológica. Fuente: MAGFOR-Dirección General de Estrategias Territoriales. Proyecto de Regionalización Biofísica 2002.

La zona central, atravesada por la cordillera de Los Maribios donde esta localizada la ciudad de Masaya, contiene dos grandes cuerpos de agua, ambos de origen volcánico: la Laguna de Masaya y la Laguna de Apoyo, esta última compartida con el Departamento de Granada.

Esta zona formada por lava del volcán Masaya, está rodeada por los cerros Coyotepe, La Barranca y el Volcán Santiago. Las alturas de las partes más llanas varían desde los 300 msnm hasta los 100 msnm, hacia la planicie de Tipitapa se localiza el Municipio de Masaya.

La Ciudad de Masaya está en las margenes de la caldera Masaya, a solo 7 km del volcán Santiago, el único activo de los cuatro que se encuentran dentro de esta caldera. El sistema volcánico Masaya está conformado por los Volcanes Masaya, Nindirí, Santiago y San Pedro.

Los volcanes Masaya, Apoyo y Mombacho forman un complejo que tiene una evolución geológica dinámica todavía no estabilizada. Estos centros volcánicos han producido varios depósitos coluviales y suelos fósiles que forman siempre terrenos muy inestables.

Según INETER, desde 1529 el sistema volcánico Masaya ha tenido por lo menos 19 erupciones, varias de ellas explosivas y de 1965 a 1979 mantuvo un lago de lava. La erupción de 4,550 A.C.

fue una de las mas grandes en tierra de los últimos 10,000 años. Al estar la ciudad de Masaya su área dentro de la fractura volcánica es susceptible a la caída eventual de cenizas, así como la ocurrencia de sismos.

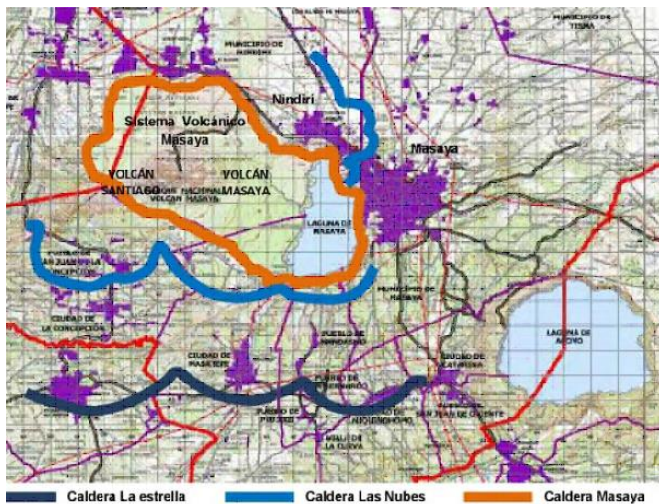


Ilustración 9 Sistema Volcánico Masaya. Fuente: Servicio Geológico CHECO, INETER. Estudio Geológico para reconocimiento de riesgo natural y vulnerabilidad geológica en el área de Masaya y Granada, 1998.

3.5 Amenaza geológica

De acuerdo al Estudio Geológico y Reconocimiento de la Amenaza Geológica realizado por INETER, la zona central del departamento de Masaya donde se emplaza la ciudad de Masaya, esta expuesta a peligro sísmico muy alto y a peligro volcánico bajo.

El peligro sísmico es causado por la actividad en los márgenes de las calderas del sistema volcánico Masaya, pero además existen otros peligros generados por otros procesos como erosión superficial, erosión subterránea, hundimientos, flujos de lodo, avalanchas con predisposición tectónica y sísmica.

3.6 Peligro sísmico

La superficie sobre la que se encuentra la Ciudad de Masaya está formada por un potente flujo de piroclastos relativamente homogéneo y de edad joven. Debajo de éste existe un sistema muy inestable de bloques tectónicos, el cual está todavía en etapa de desarrollo y presenta fallas. El riesgo sísmico es muy alto está causado por la actividad tectónica dinámica en los márgenes de las calderas del sistema volcánico Masaya, el municipio de Masaya, está muy expuesto al riesgo

sísmico, por encontrarse al borde de las calderas. (Ver Ilustración 4. Calderas y Fallas Geológicas del Sistema Volcánico Masaya).

El Departamento de Masaya está afectado por 16 fallas geológicas, cinco de las cuales se consideran activas. Las fallas que representan amenaza para el departamento son: la falla Cofradía, el sistema de fallas a lo largo del río Tipitapa y demás fallas locales. Dos fallas comprobadas cruzan la ciudad de Masaya y la falla de Cofradía, que se origina en el Volcán Masaya, atraviesa el municipio de Nindirí. Por la longitud de esta falla, INETER estima que puede generar terremotos de siete o más grados en la escala de Richter.

El sismo de mayor afectación en los últimos años, fue el de Julio de 2000, según varios informes de INETER se activaron y produjeron el sismo de magnitud 5.4 en la escala de Richter, el epicentro se ubicó en la comarca llamada Valle de la Aguna de Apoyo, a 32 Km de la ciudad de Managua. Dicho movimiento fue percibido por la mayor parte de la población del pacifico de Nicaragua, pincipalmente en Managua, Diriá Granada y Carazo.



Ilustración 10 Calderas y fallas geológicas del Sistema Volcánico Masaya. Fuente: Servicio Geológico CHECO, INETER. Estudio Geológico y Reconocimiento de la Amenaza Geológica- Área de Masaya y Granada

3.7 Topografía

En la ciudad de Masaya ubicada en la zona central del departamento de Masaya presenta rangos de pendiente de 4% al 15% en la parte de su territorio, esta zona tiene una topografía muy variablen y con fuertes elevaciones, se divide en dos partes, una pequeña con pendientes entre el 8% y el 15% y una grande y alargada con pendientes del 4% al 8%.

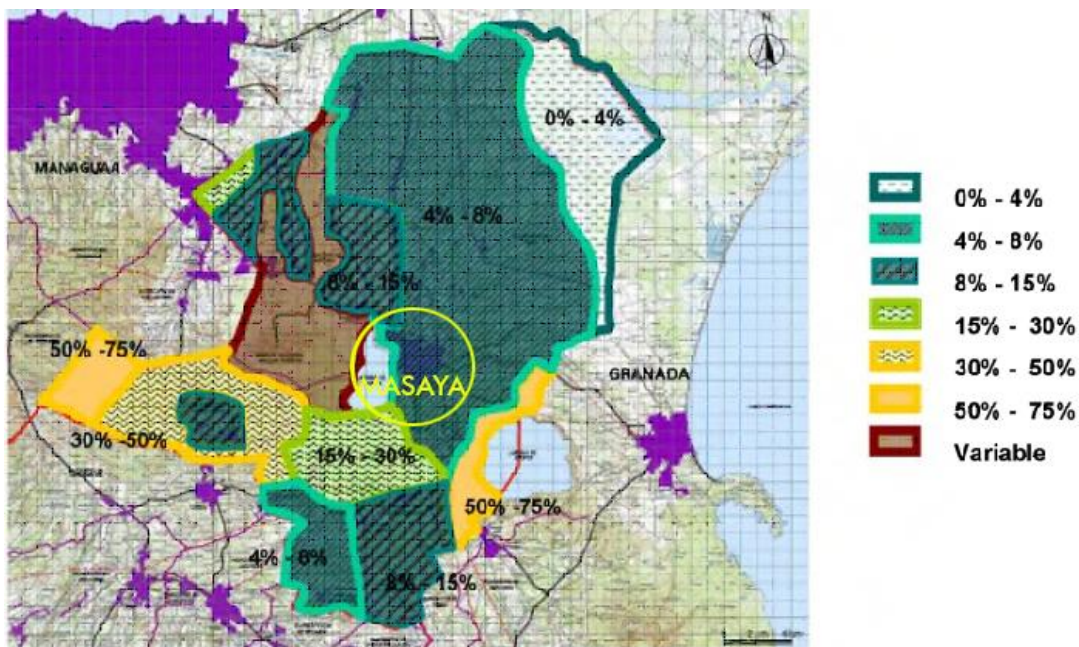


Ilustración 11 Zonificación Topográfica. Fuente: MAGFOR. Dirección de Estrategias Territoriales. Proyecto de Regionalización Biofísica, 2002.

3.8 Suelos

Los suelos de la ciudad de Masaya son principalmente de origen volcánico: lava, cenizas y lodo volcánico. Su tipo de suelo es entisoles estos suelos se encuentran en los alrededores del Volcán Masaya, son suelos minerales de formación reciente, de profundos a muy superficiales, relieve de plano a muy escarpado y de fertilidad alta a baja.

3.9 Universo y Muestra

Masaya es uno de los departamentos más poblados del país con 324,885 habitantes y una alta densidad poblacional de 548 habitantes por kilómetro cuadrado.

Actualmente el Instituto Central “Dr. Carlos Vega Bolaños”, alberga a 3,780 alumnos en dos turnos de lunes a sábado y a 100 colaboradores entre personal docente y administrativo.

3.10 Definición y operacionalización de variables (MOVI)

Tabla 6 Definición y operacionalización de variables (MOVI)

Objetivos Específicos	Indicador	Medición	Valoración / Técnica
Determinar el Juicio de Seguridad Sísmica que posee la estructura del Instituto Central “Doctor Carlos Vega Bolaños” de la Ciudad de Masaya, bajo La Norma para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Concreto Reforzado para Edificios Existentes, 2001 del Japón.	Esfuerzos internos	ton ton/m ton/m2	Norma RNC-07, Método Japonés
	Periodos naturales de vibración	Segundos	Norma RNC-07, Método Japonés
	Modos de vibración	Adimensional	Norma RNC-07, Método Japonés
Determinar el Índice Sísmico de la estructura I_s y el Índice de Demanda Sísmico I_{SO} .	Paso de análisis Método Japonés	Análisis cualitativo y cuantitativo	Norma RNC-07, Método Japonés
Determinar la técnica de reforzamiento del edificio con su respectivo análisis.	Variación de las secciones del edificio, materiales a utilizar.	Análisis cualitativo y cuantitativo	Norma RNC-07, Método Japonés.

3.11 Métodos técnicas e instrumentos

Para la determinación de la vulnerabilidad estructural, existen métodos de análisis cualitativos y cuantitativos de distinto grado de complejidad, en concordancia con el objetivo que se persigue al determinarla.

Los métodos cualitativos utilizan características generales de la estructura para calificarla. Generalmente están asociados a índices globales que han sido calibrados con la experiencia siniestral de estructuras existentes, que permiten identificar el riesgo en términos generales y en algunos casos el nivel de daño. Entre estos, se pueden mencionar los propuestos por Hirosawa, Gallegos y Ríos, Meli R, Astroza y Shiga.

Los métodos cuantitativos se basan en análisis que no por exhaustivos son necesariamente más precisos. Típicamente son extensiones propias de los procedimientos de análisis y diseño antisísmico recomendados por las normas modernas.

En este caso particular, se utilizarán ambos métodos en primera instancia, se desarrollará recopilando información diferente del edificio, como planos de dibujos, información general sobre la estructura, imágenes, etc. Estas herramientas proporcionan un buen resultado para la ejecución del estudio, así mismo el proceso se basa en una investigación práctica y descriptiva de acuerdo con los objetivos establecidos utilizando el Método de Priorización de primer nivel bajo la Norma Japonesa (JBDPA, 2001), mediante la recopilación de información para ejecutar el cálculo del índice sísmico de la estructura y analizar las condiciones del edificio.

El proceso de evaluación sísmica comienza con la selección de un objetivo de construcción en nuestro caso será el Instituto Central “Doctor Alejandro Vega Bolaños”, el cálculo de la detección de primer nivel y la determinación de la fuerza y el índice sísmico de la estructura en ambas direcciones. Esto es parte de la metodología cuantitativa, donde aplicamos diferentes ecuaciones y condiciones para la estructura.

3.12 Instrumentos

Para la inspección in situ y levantamiento de la planta arquitectónica, utilizamos una cinta métrica de 30 mtrs, para el procesamiento de datos utilizamos una Laptop marca DELL.

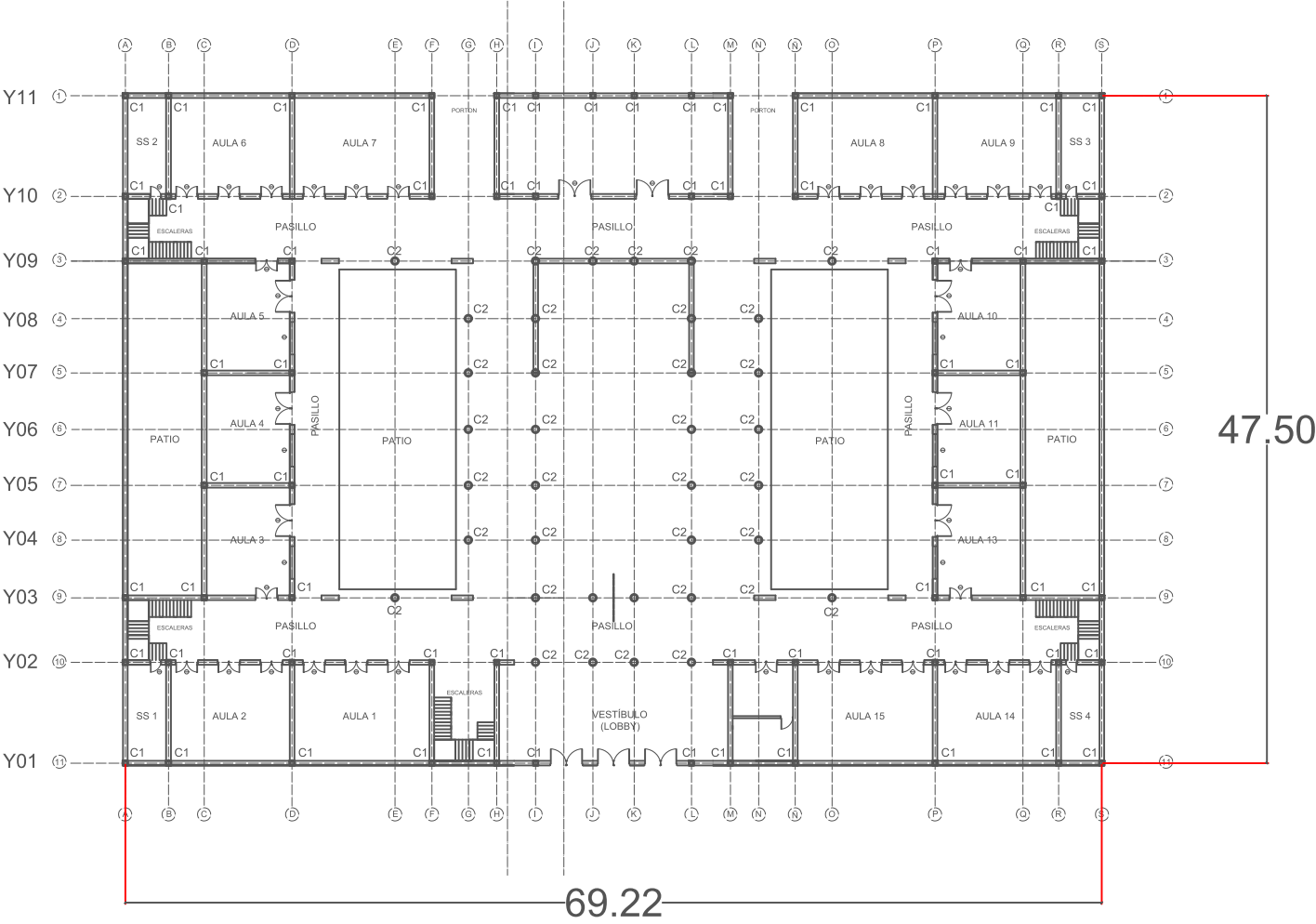
3.13 Plan de tabulación y análisis

Se utilizó el programa de diseño Autocad para dibujar de una manera ágil, rápida y sencilla, la planta arquitectónica y elevaciones de la estructura a estudiar y el programa Sketch Up 2020. Lo que nos permitirá presentar los dibujos de una manera estética y con información clara de lo que representan.

Además de utilizar otras herramientas adicionales útiles en el procesamiento de datos como los incluidos en el paquete de office.

CAPITULO IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Trazado del Edificio



PLANTA ICVB

Planos 1 Planta Instituto Central Dr. Carlos Vega Bolaños. Fuente: Propia

4.1.1 Descripción General Física del Edificio

Descripción	Resultado	Observación
Número de Pisos	2	
Número de ambiente dentro de la estructura	6	Patio, oficinas, aulas, loby, auditorio, pasillos.
Número de ocupantes Max	4500	Ocupación actual 3880 personas
Estado Actual del Edificio	Buen Estado	Recientemente en el año 2019, se realizó una rehabilitación de la estructura.
Categoría de Columnas	68 Columnas de concreto reforzado (C1) x piso de 0.30 x 0.30m altura 4.12 m. 36 Columnas de concreto reforzado (C2) x piso con un diámetro de 0.46m con una altura de 4.12 m. en el primer piso y de 3.12m en el segundo piso.	Se encontró que en ninguno de los dos pisos existen columnas cortas.
Vigas	0.5 m de peralte primer piso 0.40 m de peralte segundo piso	
Categoría de Muro	En ambos pisos existen muros de 3 tipos: Muros con columnas linderos=225.8 m en la transversal y 181.33m en la longitudinal ambos con 0.33m de espesor. Muros con una columna lindero o central=16.52m en la transversal y 50.36m en la longitudinal Muros sin columnas=3.78m en la transversal y 33.88m en la longitudinal	Todos los muros no poseen acero porque fueron construidos de mampostería de piedra cantera.
Área Efectiva	2,644 m ²	No incluye patios internos
Altura Max	4.12m por piso	

Tabla 6 Descripción General Física del Edificio. Fuente: Propia

4.2 Propiedades del material

Concreto

Resistencia a la compresión de diseño propuesta por el calculista (Resistencia de Concreto utilizado en la estructura).

$$1 \text{ psi} = 0.00689476 \text{ Mpa}$$

$$3000 \text{ psi} \times 0.00689476 = 20.6842 \text{ Mpa}$$

$$1 \text{ Mpa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$F_c = 20.6842 \text{ Mpa} = 20.6842 \text{ N/mm}^2 = 210.9259 \text{ Kg/cm}^2$$

Refuerzo

Barra corrugada para columnas y vigas

Varilla de 3/8" (No. 3) ASTM A615 GRADO 40

Punto cedente (Fluencia): $\bar{\sigma} = 276 \text{ N/mm}^2$

Varilla lisa de 1/4" (No. 2)

Punto cedente: $\bar{\sigma} = 276 \text{ N/mm}^2$

Barra corrugada para losa

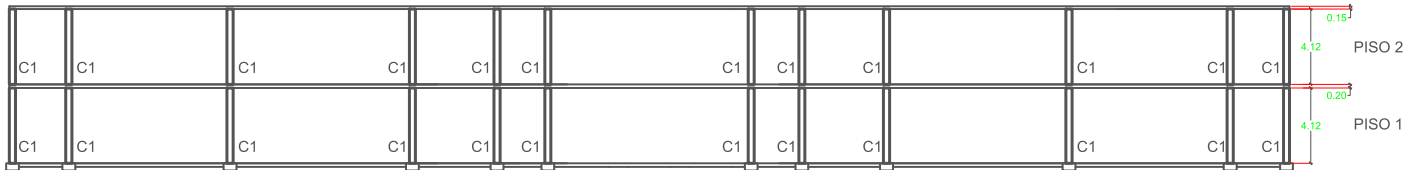
Varilla de 3/8" (No. 3) ASTM A615 GRADO 40

Punto cedente: $\bar{\sigma} = 276 \text{ N/mm}^2$

Barra corrugada para muros

No posee, por ser muros construidos con mampostería de piedra cantera.

4.3 Peso de los pisos



ELEVACIÓN Y01 ICVB

Planos 2 Elevación Y01 Instituto Central Dr. Carlos Vega Bolaños. Fuente: Propia

a) Piso 1

Peso de Muros Pw

Longitud = 499.42 m

Altura = 4.12 m

Espesor = 0.33 m

Volumen del muro = Longitud x Altura x Espesor

$V_m = 499.42 \text{ m} \times 4.12 \text{ m} \times 0.33 \text{ m}$

$V_m = 679.0114 \text{ m}^3$

Peso específico de la piedra cantera = 2.8 gr/cm^3 (RNC07).

$1 \text{ gr/cm}^3 = 1000 \text{ Kg/m}^3$

$2.8 \text{ gr/cm}^3 \times 1000 = 2800 \text{ Kg/m}^3$

$679.0114 \text{ m}^3 \times 2800 \text{ Kg/m}^3 = 1,901,231.92 \text{ Kg}$

Área del edificio (restándole área de patios internos) = $2,644 \text{ m}^2$

Peso del muro $P_w = 1,901,231.92 \text{ Kg} / 2644 \text{ m}^2 = 719.074 \text{ Kg/m}^2$

$1 \text{ Kg/m}^2 = 0,00980665 \text{ KN/m}^2$

$$(719.74 \text{ Kg/m}^2) (0,009 \ 806 \ 65 \text{ KN/m}^2) = \mathbf{7.0517 \text{ Kn/m}^2}$$

Peso de la viga Pv

Peso específico del concreto reforzado = 2400 kg/m^3 equivalente a 2.4 T/m^3

Peso de la viga = Peso específico del concreto x peralte de la viga

$$\text{Peso de la viga} = (2.4 \text{ T/m}^3) (0.5 \text{ m}) = 1.2 \text{ T/m}^2$$

$$1 \text{ T/m}^2 = 9.80665 \text{ kn/m}^2$$

$$1.2 \text{ T/m}^2 (9.80665 \text{ kn/m}^2) = \mathbf{11.7679 \text{ kn/m}^2}$$

Peso del ladrillo rojo Plr

Ladrillo de cemento 83 kg/m^2 según Tabla 3A RNC 07

$$1 \text{ Kg/m}^2 = 0,009 \ 806 \ 65 \text{ KN/m}^2$$

$$(83 \text{ kg/m}^2) (0,009 \ 806 \ 65) = \mathbf{0.8139 \text{ KN/m}^2}$$

Peso de la losa de piso PL

Peso específico del concreto reforzado = 2400 kg/m^3 equivalente a 2.4 T/m^3

Peso de la losa = Peso específico del concreto x espesor de la losa

$$\text{Peso de la losa} = (2.4 \text{ T/m}^3) (0.2 \text{ m}) = 0.48 \text{ T/m}^2$$

$$0 \text{ T/m}^2 = 9.80665 \text{ kn/m}^2$$

$$0.48 \text{ T/m}^2 (9.80665 \text{ kn/m}^2) = \mathbf{4.7071 \text{ kn/m}^2}$$

Carga viva Cv

Según RNC 07 Tabla 1 Carga viva mínima unitaria para escuelas:

250 kg/m^2 (para diseñar el piso)

$$1 \text{ Kg/m}^2 = 0,009 \ 806 \ 65 \text{ KN/m}^2$$

$$(250 \text{ kg/m}^2) (0,009 \text{ 806 65}) = \mathbf{2.4516 \text{ KN/m}^2}$$

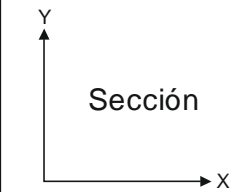
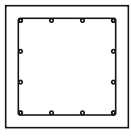
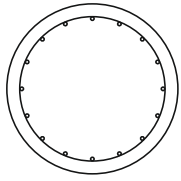
Piso		C1	C2
1 - 2			
	b x D	0.33 m x 0.33 m	0.46 m
	Altura	4.12 m	4.12 m

Ilustración 12 Peso de las Columnas PC1 y Columnas PC2- PISO 1. Fuente: Propia

Peso de las columnas PC1 y PC2

Cantidad de columnas C1 = 68 unidades

Cantidad de columnas C2 = 36 unidades

Volumen C1 = (b) (D) (h)

Volumen C1 = (0.33 m) (0.33 m) (4.12 m)

Volumen C1 = 0.4486 m³

Peso específico del concreto reforzado = 2400 kg/m³ equivalente a 2.4 T/m³

Peso C1 = (0.4486 m³) (2.4 T/m³)

Peso C1 = 1.0766 T x 68 unidades

Peso C1 = 73.2088 T

Área efectiva del edificio = 2644 m²

Peso C1 x m² = 73.2088 T / 2644 m²

Peso C1 x m² = 0.02769 T/m²

1 T/m² = 9.80665 kn/m²

0.02769 T/m² (9.80665 kn/m²) = **0.2715 kn/m²**

$$\text{Volumen C2} = (\pi) (r^2) (h)$$

$$\text{Volumen C2} = (3.1416) (0.23 \text{ m})^2 (4.12 \text{ m})$$

$$\text{Volumen C2} = 0.6847 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso específico del concreto reforzado} = 2400 \text{ kg/m}^3 \text{ equivalente a } 2.4 \text{ T/m}^3$$

$$\text{Peso C2} = (0.6847 \text{ m}^3) (2.4 \text{ T/m}^3)$$

$$\text{Peso C2} = 1.6432 \text{ T} \times 36 \text{ unidades}$$

$$\text{Peso C2} = 59.1585 \text{ T}$$

$$\text{Área efectiva del edificio} = 2644 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso C2} \times \text{m}^2 = 59.1585 \text{ T} / 2644 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso C2} \times \text{m}^2 = 0.02237 \text{ T/m}^2$$

$$1 \text{ T/m}^2 = 9.80665 \text{ kn/m}^2$$

$$0.02237 \text{ T/m}^2 (9.80665 \text{ kn/m}^2) = \mathbf{0.2194 \text{ kn/m}^2}$$

Sumatoria de cargas PP1

$$\text{Peso del piso 1} = P_w + P_v + P_{lr} + P_L + C_v + P_{C1} + P_{C2}$$

$$PP_1 = 7.0517 + 11.7679 \text{ kn/m}^2 + 0.8139 \text{ KN/m}^2 + 4.7071 \text{ kn/m}^2 + 2.4516 \text{ KN/m}^2 + 0.2715 \text{ kn/m}^2 + 0.2194 \text{ kn/m}^2$$

$$PP_1 = \mathbf{27.2831 \text{ kn/m}^2}$$

Peso Piso 1 en Kn/m ²						
Peso de los muros	Peso de vigas	Peso del Ladrillo de cemento	Peso de la losa de piso	Carga viva del piso	Peso de las columnas C1 y C2	Peso del piso
7.0517	11.7679	0.8139	4.7071	2.4516	0.4909	27.2831

Tabla 7 Peso Piso 1. Fuente: Propia

b) Piso 2

Peso de la losa del techo Plt

Peso específico del concreto reforzado = 2400 kg/m^3 equivalente a 2.4 T/m^3

Peso de la losa de techo = Peso específico del concreto x espesor de la losa

Peso de la losa de techo = $(2.4 \text{ T/m}^3) (0.10 \text{ m}) = 0.24 \text{ T/m}^2$

$1 \text{ T/m}^2 = 9.80665 \text{ kn/m}^2$

$0.24 \text{ T/m}^2 (9.80665 \text{ kn/m}^2) = \mathbf{2.3535 \text{ kn/m}^2}$

Carga Viva de losa de Techo Cvt

100 kg/m^2 según Tabla 1. Cargas vivas unitarias mínimas RNC07

$1 \text{ Kg/m}^2 = 0,009 \text{ 806 65 KN/m}^2$

$(100 \text{ kg/m}^2) (0,009 \text{ 806 65}) = \mathbf{0.9806 \text{ KN/m}^2}$

Peso de la viga Pv

Peso específico del concreto reforzado = 2400 kg/m^3 equivalente a 2.4 T/m^3

Peso de la viga = Peso específico del concreto x peralte de la viga

Peso de la viga = $(2.4 \text{ T/m}^3) (0.4 \text{ m}) = 0.96 \text{ T/m}^2$

$1 \text{ T/m}^2 = 9.80665 \text{ kn/m}^2$

$0.96 \text{ T/m}^2 (9.80665 \text{ kn/m}^2) = \mathbf{9.4143 \text{ kn/m}^2}$

Sumatoria de cargas PP2

Peso del piso 2 = Plt + Cvt + Pv

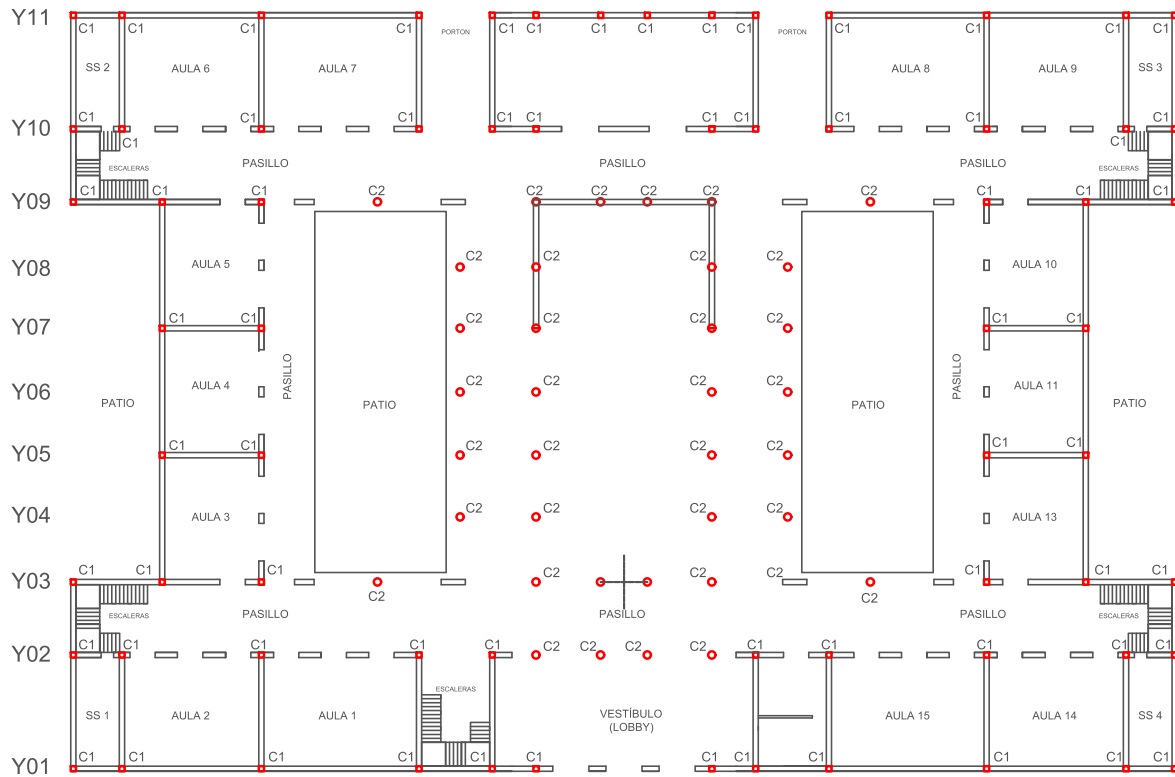
$PP_2 = 2.8243 \text{ kn/m}^2 + 0.9806 \text{ KN/m}^2 + 11.7679 \text{ kn/m}^2$

$PP_2 = 12.7484 \text{ kn/m}^2$

Peso Piso 2 en Kn/m ²						
Peso de los muros	Peso de vigas	Peso del Ladrillo de cemento	Peso de la losa de techo	Carga viva de la losa de techo	Peso de las columnas C1 y C2	Peso del piso
0	9.4143	0	2.3535	0.9806	0	12.7484

Tabla 8 Peso Piso 2. Fuente: Propia

4.4 Área sección de las columnas



PLANTA ICVB COLUMNAS



Planos 3 Planta ICCVB de las Columnas. Fuente: Propia

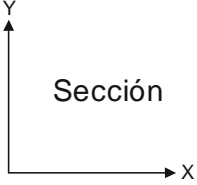
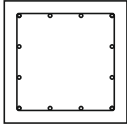
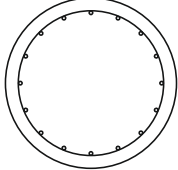
Piso		C1	C2
1 - 2			
	b x D	330 x 330 mm	460 mm
	Barra principal	Corrugada de 3/8"	Corrugada de 3/8"
	Estribo	Varilla lisa de 1/4"	Varilla lisa de 1/4"

Ilustración 13 Columnas PCI Y PC2 -PISO 2. Fuente: Propia

Columna C1

Área seccional = b x D

AtC1 = 330 mm x 330 mm

AtC2 = 108,900 mm²

Columna C2

Área seccional = $\pi (r)^2$

AtC2 = 3.1416 (230 mm)²

AtC2 = 166,190.64 mm²

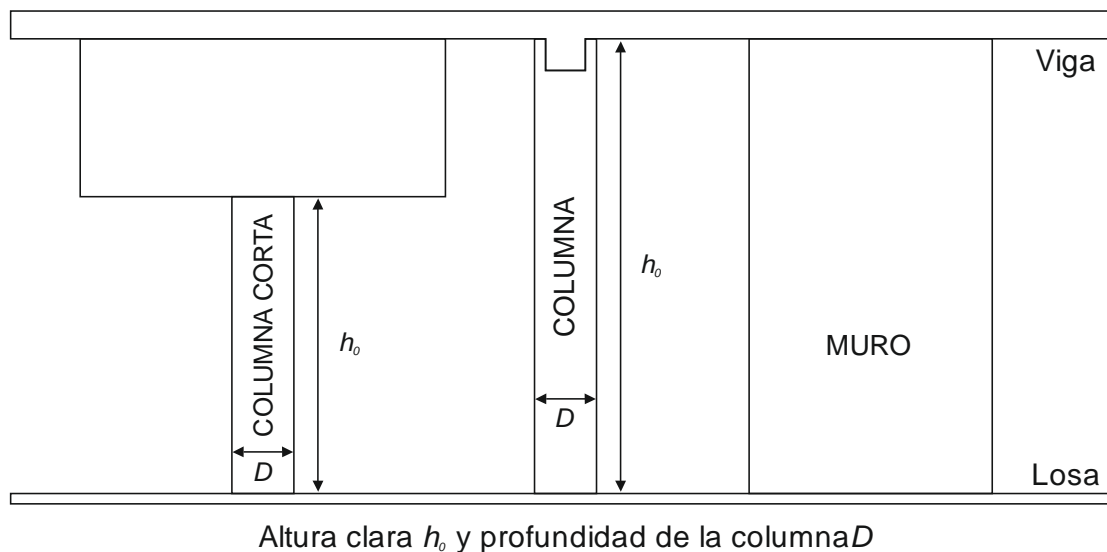
4.5 Factor Φ de modificación para la fuerza cortante en el piso

$\Phi = \frac{n+1}{n+i}$ Donde n = Número de piso; i = Piso que se estudia

Piso	Formula	Φ
2	$\frac{2+1}{2+2}$	0.75
1	$\frac{2+1}{2+1}$	1

Tabla 9 Factor de modificación para la fuerza cortante en el piso. Fuente: Propia

4.6 Clasificación de los miembros verticales

Ilustración 14 Altura clara h y profundidad de la Columna D . Fuente JBDPA

Miembros verticales	Definición
Columna	La columna con h_0 / D mayor a 2
Columna corta	La columna con h_0 / D menor o igual a 2
Muros	Los muros que no poseen columnas linderos

Tabla 10 Definición de Miembros Verticales. Fuente: JBDPA

En la estructura tenemos:

Un total de 68 columnas C1 y 36 columnas C2 en cada piso

Columnas Piso 1	h_0 (mm)	D (mm)	h_0 / D (mm^2)	Tipo de miembro
C1	4120	330	12.48	Columnas
C2	4120	460	8.95	Columnas

Tabla 11 Definición de Miembros verticales Piso 1 del ICCVB. Fuente: Propia

Columnas Piso 2	h_0 (mm)	D (mm)	h_0 / D (mm^2)	Tipo de miembro
C1	4120	330	12.48	Columnas
C2	3120	460	6.78	Columnas

Tabla 12 Definición de Miembros verticales Piso 2 del ICCVB. Fuente: Propia

4.4 Índice sísmico de la estructura I_s

$$I_s = E_0 S_D T$$

Ecuación 1 Índice Sísmico de la Estructura. Fuente JBDPA

Donde:

E_0 es el Índice sísmico básico de la estructura
 S_D es el Índice de irregularidad
 T es el Índice de tiempo

a) Primer piso

Índice sísmico básico de la estructura E_0

$$E_0 = \Phi (C_w + \alpha_1 C_c) \cdot F_w$$

Ecuación 2 Sub Índice sísmico de comportamiento estructural. Fuente: JBDPA

Dónde:

Φ es el factor de modificación para la fuerza cortante en el piso

C_w es Índice de fuerza de muros

α_1 es el Factor de fuerza efectiva de las columnas en la deformación última de los muros, puede tomar el valor de 0.7. El valor será 1 en el caso que C_w sea distinta a cero.

C_c es el índice de fuerza de columnas.

F_w es el índice de ductilidad de muros, el cual es 0.7 N/mm² (Carrillo, 2012)

$$E_0 = \Phi (C_{sc} + \alpha_2 C_w + \alpha_3 C_c) \cdot F_{sc}$$

Ecuación 3 Sub Índice Sísmico de Comportamiento Estructural de cada elemento. Fuente: JBDPA

Dónde:

Φ es el factor de modificación para la fuerza cortante en el piso

C_w es Índice de fuerza de muros

α_2 es el Factor de fuerza efectiva de los muros en la deformación última de las columnas cortas, puede tomar el valor de 0.7

α_3 es el Factor de fuerza efectiva de las columnas en la deformación última de las columnas cortas, puede tomar el valor de 0.5

C_c es el índice de fuerza de columnas.

C_{sc} es el índice de fuerza de columnas cortas

F_{sc} es el índice de ductilidad columnas cortas que puede tomar el valor de 0.8

Cuando $C_{sc} = C_w = 0$ será $E_{01} = \Phi C_c F_c$

Donde:

F_c es el índice de ductilidad columnas que puede tomar el valor de 1

Cuando $C_{sc} = 0$ y $C_w \neq 0$ será $E_{02} = \Phi (C_w + \alpha_1 C_c) \cdot F_w$

Cuando $C_{sc} \neq 0$ será $E_{03} = \Phi (C_{sc} + \alpha_2 C_w + \alpha_3 C_c) \cdot F_{sc}$

Área sección del muro

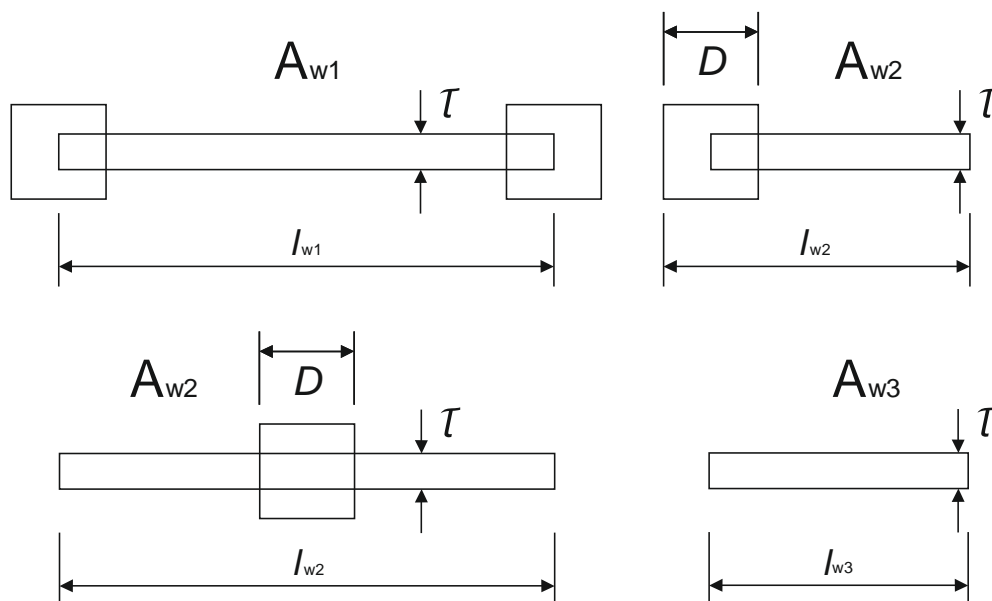


Ilustración 15 Áreas Sección del Muro. Fuente: JBDPA

$$A_{w1} = \tau \times l_{w1}$$

$A_{w2} = \tau \times l_{w2}$ La sección del muro se puede ignorar cuando $l_{w2} - D$ es menor a 45 cm.

$A_{w3} = \tau \times l_{w3}$ La sección del muro se puede ignorar cuando l_{w3} es menor a 45 cm.

En la **dirección transversal** de la estructura estudiada tenemos áreas de muros tipo: $A_{w1} = \tau \times l_{w1}$ con una longitud total de 225.8 m, con un espesor de 0.33 m, muros tipo $A_{w2} = \tau \times l_{w2}$ con una longitud total de 16.52 m con un espesor de 0.33 m y muros tipo $A_{w3} = \tau \times l_{w3}$ con una longitud total de 3.78 m con un espesor de 0.33 m por lo tanto:

$$A_{w1} = 330 \text{ mm} \times 225,800 \text{ mm} \quad \mathbf{A_{w1} = 74,514,000 \text{ mm}^2}$$

$$A_{w2} = 330 \text{ mm} \times 16,520 \text{ mm} \quad \mathbf{A_{w2} = 5,451,600 \text{ mm}^2}$$

$$A_{w3} = 330 \text{ mm} \times 3,780 \text{ mm} \quad \mathbf{A_{w3} = 1,247,400 \text{ mm}^2}$$

En la **dirección longitudinal** de la estructura estudiada tenemos áreas de muros tipo: $A_{w1} = \tau \times l_{w1}$ con una longitud total de 181.33 m, con un espesor de 0.33 m, muros tipo $A_{w2} = \tau \times l_{w2}$ con una longitud total de 50.36 m con un espesor de 0.33 m y muros tipo $A_{w3} = \tau \times l_{w3}$ con una longitud total de 33.88 m con un espesor de 0.33 m por lo tanto:

$$A_{w1} = 330 \text{ mm} \times 181,330 \text{ mm} \quad \mathbf{A_{w1} = 59,838,900 \text{ mm}^2}$$

$$A_{w2} = 330 \text{ mm} \times 50,360 \text{ mm} \quad \mathbf{A_{w2} = 16,618,800 \text{ mm}^2}$$

$$A_{w3} = 330 \text{ mm} \times 33,880 \text{ mm} \quad \mathbf{A_{w3} = 11,180,400 \text{ mm}^2}$$

Índice de Fuerza (C)

$$C_w = \frac{(\tau_{w1} \times A_{w1}) + (\tau_{w2} \times A_{w2}) + (\tau_{w3} \times A_{w3})}{\Sigma W} \beta$$

Ecuación 4 Índice de Resistencia de los Muros. Fuente JBDPA

$$C_c = \frac{(\tau_c \times A_c)}{\Sigma W} \beta$$

Ecuación 5 Índice de Resistencia de las columnas. Fuente JBDPA

$$C_{sc} = \frac{(\tau_{sc} \times A_{sc})}{\Sigma W} \beta$$

Ecuación 6 Índice de Resistencia de las columnas extremadamente cortas. Fuente: JBDPA

$$\beta = \frac{F_c}{20} \quad \text{Cuando } F_c \leq 20 \quad \text{y} \quad \beta = \sqrt{\frac{F_c}{20}} \quad \text{Cuando } F_c > 20$$

Dónde:

C_w es Índice de fuerza de muros

C_c es el índice de fuerza de columnas.

C_{sc} es el índice de fuerza de columnas cortas

τ_{w1} Estrés cortante promedio en el estado último de los muros con dos columnas linderas, que puede tomar el valor de 0.7 N/mm² según prueba de laboratorio elaborada a la piedra cantera.

τ_{w2} Estrés cortante promedio en el estado último de los muros con una columna lintera, que puede tomar el valor de 0.47 N/mm² según prueba de laboratorio elaborada a la piedra cantera.

τ_{w3} Estrés cortante promedio en el estado último de los muros sin columnas linderas, que puede tomar el valor de 0.233 N/mm² según prueba de laboratorio elaborada a la piedra cantera.

τ_c Estrés cortante promedio en el estado último de las columnas, que puede tomar el valor de 1 N/mm² en el caso de h_0 / D menos o igual a 6 y 0.7 N/mm² h_0 / D más que 6.

τ_{sc} Estrés cortante promedio en el estado último de las columnas cortas, que puede tomar el valor de 1.5 N/mm².

A_{w1} Área seccional total de muros con dos columnas linderas en el piso y a la dirección considerada (mm²).

A_{w2} Área seccional total de muros con una columna lintera en el piso y a la dirección considerada (mm²).

A_{w1} Área seccional total de muros sin columnas linderas en el piso y a la dirección considerada (mm^2).

ΣW Peso total (carga muerta + carga viva) soportado por el piso.

F_c Fuerza compresión del concreto, se puede tomar la fuerza (N / mm^2) de compresión especificada por el diseño en el caso sin la inspección.

Dirección transversal (Índice de Fuerza)

Piso	Área de piso (m^2)	Carga del piso (kn/m^2)	Peso del piso W_i (kn)	ΣW_i Kn
2	2644	12.7484	33,706.7696	33,706.7696
1	2644	27.2831	72,136.5164	105,843.2860

Tabla 13 Dirección Transversal (Índice de Fuerzas) Piso 1 y 2. Fuente: Propia

$$\Sigma W = 105,843.2860 \text{ kn} \times 1000 = \underline{\underline{105,843,286 \text{ N}}}$$

$$\tau_{w1} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \text{ (Estrés cortante de la piedra cantera)}$$

Nuestro F_c es igual a 20.6842 entonces:

$$\beta = \sqrt{\frac{F_c}{20}} \quad \beta = \sqrt{\frac{20.6842}{20}} \quad \beta = 1.017$$

$$C_w = \frac{(\tau_{w1} \times A_{w1}) + (\tau_{w2} \times A_{w2}) + (\tau_{w3} \times A_{w3})}{\Sigma W} \beta$$

$$C_w = \frac{(0.7 \text{ N/mm}^2 \times 74,514,000 \text{ mm}^2) + (0.7 \text{ N/mm}^2 \times 5,451,600 \text{ mm}^2) + (0.7 \text{ N/mm}^2 \times 1,247,400 \text{ mm}^2)}{105,843,286 \text{ N}} 1.017$$

$$\underline{\underline{C_w = 0.55 \text{ N}}}$$

$$\tau_c = 1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{si} \quad \frac{h_0}{D} \text{ Menor o igual a } 6$$

$$\tau_c = 0.7 \text{ N/mm}^2 \quad \text{si} \quad \frac{h_0}{D} \text{ Mayor a } 6$$

$$\frac{4120 \text{ mm}}{330 \text{ mm}} = 12.4848$$

Por lo tanto $\tau_c = 0.7 \text{ N/mm}^2$

$$A_{C1} = b \times D \quad A_{C1} = 330 \text{ mm} \times 330 \text{ mm} \quad A_{C1} = 108,900 \text{ mm}^2$$

$$A_{C2} = \pi (r)^2 \quad A_{C2} = 3.1416 (230\text{mm})^2 \quad A_{C2} = 166,190.64 \text{ mm}^2$$

$$C_C = \frac{(\tau_c \times A_c)}{\Sigma W} \beta$$

$$C_{C1} = \frac{(0.7 \text{ N/mm}^2 \times 108,900 \text{ mm}^2)}{105,843,286 \text{ N}} 1.017$$

C_{C1} = 0.00073 N

$$C_{C2} = \frac{(0.7 \text{ N/mm}^2 \times 166,190.64 \text{ mm}^2)}{105,843,286 \text{ N}} 1.017$$

C_{C2} = 0.0011 N

Dirección Longitudinal (Índice de Fuerza)

Piso	Área de piso (m ²)	Carga del piso (kn/m ²)	Peso del piso W _i (kn)	ΣW _i Kn
2	2644	12.7484	33,706.7696	33,706.7696
1	2644	27.2831	72,136.5164	105,843.2860

Tabla 14 Dirección Longitudinal (Índice de Fuerzas Piso 1 y 2) Fuente: Propia

$$\Sigma W = 105,843.2860 \text{ kn} \times 1000 = \underline{\underline{105,843,286 \text{ N}}}$$

$\tau_{w1} = 0.7 \text{ N/mm}^2$ (Estrés cortante de la piedra cantera)

Nuestro F_c es igual a 20.6842 entonces:

$$\beta = \sqrt{\frac{F_c}{20}} \quad \beta = \sqrt{\frac{20.6842}{20}} \quad \beta = 1.017$$

$$C_w = \frac{(\tau_{w1} \times A_{w1}) + (\tau_{w2} \times A_{w2}) + (\tau_{w3} \times A_{w3})}{\Sigma W} \beta$$

$$C_w = \frac{(0.7 \text{ N/mm}^2 \times 59,838,900 \text{ mm}^2) + (0.7 \text{ N/mm}^2 \times 16,618,800 \text{ mm}^2) + (0.7 \text{ N/mm}^2 \times 11,180,400 \text{ mm}^2)}{105,843,286 \text{ N}} 1.017$$

C_w = 0.5895 N

$$\tau_c = 1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{si} \quad \frac{h_0}{D} \text{ Menor o igual a } 6$$

$$\tau_c = 0.7 \text{ N/mm}^2 \quad \text{si} \quad \frac{h_0}{D} \text{ Mayor a } 6$$

$$\frac{4120 \text{ mm}}{330 \text{ mm}} = 12.4848$$

Por lo tanto **$\tau_c = 0.7 \text{ N/mm}^2$**

$$A_{c1} = b \times D \quad A_{c1} = 330 \text{ mm} \times 330 \text{ mm} \quad A_{c1} = 108,900 \text{ mm}^2$$

$$A_{c2} = \pi (r)^2 \quad A_{c2} = 3.1416 (230\text{mm})^2 \quad A_{c2} = 166,190.64 \text{ mm}^2$$

$$C_c = \frac{(\tau_c \times A_c)}{\Sigma W} \beta$$

$$C_{c1} = \frac{(0.7 \text{ N/mm}^2 \times 108,900 \text{ mm}^2)}{105,843,286 \text{ N}} 1.017$$

C_{c1} = 0.00073 N

$$C_{c2} = \frac{(0.7 \text{ N/mm}^2 \times 166,190.64 \text{ mm}^2)}{105,843,286 \text{ N}} 1.017$$

C_{c2} = 0.0011 N

Índice de ductilidad F

Miembro vertical	Índice de ductilidad
Columna ($h_0 / D > 2$)	$F_c = 1$
Columna corta ($h_0 / D \leq 2$)	$F_{sc} = 0.8$
Muro	$F_w = 1$

Tabla 2 Índice de ductilidad de primer nivel de revisión

Factor de fuerza

α_1 es el Factor de fuerza efectiva de las columnas en la deformación última de los muros, puede tomar el valor de 0.7. El valor será 1 en el caso que C_w sea distinta a cero.

Factor de fuerza	Valor
α_1	0.7 ó 1 cuando $C_w \neq 0$
α_2	0.7
α_3	0.5

Cálculos de Índice sísmico básico de la estructura E_0

Dirección transversal

Cuando $C_{sc} = C_w = 0$ será $E_{01} = \Phi C_c F_c$

Cuando $C_{sc} = 0$ y $C_w \neq 0$ será $E_{02} = \Phi (C_w + \alpha_1 C_c).F_w$

Cuando $C_{sc} \neq 0$ será $E_{03} = \Phi (C_{sc} + \alpha_2 C_w + \alpha_3 C_c).F_{sc}$

$$E_{01} = \Phi C_{C1} F_c \quad E_{01} = 1 (0.00073 \text{ N}) (1) \quad \mathbf{E_{01} = 0.00073 \text{ N}}$$

$$E_{01} = \Phi C_{C2} F_c \quad E_{01} = 1 (0.0011 \text{ N}) (1) \quad \mathbf{E_{01} = 0.0011 \text{ N}}$$

$$E_{02} = \Phi (C_w + \alpha_1 C_{C1}).F_w \quad E_{02} = 1 ((0.55 \text{ N} + (1) (0.00073 \text{ N})) (1)$$

$$\mathbf{E_{02} = 0.55073 \text{ N}}$$

$$E_{02} = \Phi (C_w + \alpha_1 C_{C2}).F_w \quad E_{02} = 1 ((0.55 \text{ N} + (1) (0.0011 \text{ N})) (1)$$

$$\mathbf{E_{02} = 0.5511 \text{ N}}$$

$$E_{\max} = E_0 \quad \mathbf{E_0 = 0.5511 \text{ N}}$$

Dirección longitudinal

Cuando $C_{sc} = C_w = 0$ será $E_{01} = \Phi C_c F_c$

Cuando $C_{sc} = 0$ y $C_w \neq 0$ será $E_{02} = \Phi (C_w + \alpha_1 C_c) F_w$

Cuando $C_{sc} \neq 0$ será $E_{03} = \Phi (C_{sc} + \alpha_2 C_w + \alpha_3 C_c) F_{sc}$

$E_{01} = \Phi C_{C1} F_c$ $E_{01} = 1 (0.00073 \text{ N}) (1)$ **$E_{01} = 0.00073 \text{ N}$**

$E_{01} = \Phi C_{C2} F_c$ $E_{01} = 1 (0.0011 \text{ N}) (1)$ **$E_{01} = 0.0011 \text{ N}$**

$E_{02} = \Phi (C_w + \alpha_1 C_{C1}) F_w$ $E_{02} = 1 ((0.5935 \text{ N} + (1) (0.00073 \text{ N})) (1)) (1)$

$E_{02} = 0.59 \text{ N}$

$E_{02} = \Phi (C_w + \alpha_1 C_{C2}) F_w$ $E_{02} = 1 ((0.5935 \text{ N} + (1) (0.0011 \text{ N})) (1)) (1)$

$E_{02} = 0.5946 \text{ N}$

$E_{max} = E_0$ **$E_0 = 0.5946 \text{ N}$**

Cálculos Índice Sísmico de la Estructura I_s

$$I_s = E_0 S_D T$$

Ecuación 1 Índice Sísmico de la Estructura. Fuente JBDPA

Donde:

E_0 es el Índice sísmico básico de la estructura

S_D es el Índice de irregularidad

T es el Índice de tiempo

$S_D =$ entre 0.4 a 1.2 escogemos una media de 1

$T =$ entre 0.5 y 1 escogemos 0.75 por la antigüedad de la estructura año 1947

$E_0 = 0.5946 \text{ N}$

$I_s = (0.5946 \text{ N}) (1.2)(0.75)$ **$I_s = 0.5351 \text{ N}$**

a) Segundo piso

Índice sísmico básico de la estructura E_0

$$E_0 = \Phi (C_w + \alpha_1 C_c) \cdot F_w$$

Dónde:

Φ es el factor de modificación para la fuerza cortante en el piso

C_w es Índice de fuerza de muros

α_1 es el Factor de fuerza efectiva de las columnas en la deformación última de los muros, puede tomar el valor de 0.7. El valor será 1 en el caso que C_w sea distinta a cero.

C_c es el índice de fuerza de columnas.

F_w es el índice de ductilidad de muros, el cual es 0.7 N/mm² según prueba de laboratorio elaboradas a la piedra cantera.

$$E_0 = \Phi (C_{sc} + \alpha_2 C_w + \alpha_3 C_c) \cdot F_{sc}$$

Ecuación 2 Sub Índice sísmico de comportamiento estructural. Fuente: JBDPA

Dónde:

Φ es el factor de modificación para la fuerza cortante en el piso

C_w es Índice de fuerza de muros

α_2 es el Factor de fuerza efectiva de los muros en la deformación última de las columnas cortas, puede tomar el valor de 0.7

α_3 es el Factor de fuerza efectiva de las columnas en la deformación última de las columnas cortas, puede tomar el valor de 0.5

C_c es el índice de fuerza de columnas.

C_{sc} es el índice de fuerza de columnas cortas

F_{sc} es el índice de ductilidad columnas cortas que puede tomar el valor de 0.8

Cuando $C_{sc} = C_w = 0$ será $E_{01} = \Phi C_c F_c$

Donde:

F_c es el índice de ductilidad columnas que puede tomar el valor de 1

Cuando $C_{sc} = 0$ y $C_w \neq 0$ será $E_{02} = \Phi (C_w + \alpha_1 C_c) F_w$

Cuando $C_{sc} \neq 0$ será $E_{03} = \Phi (C_{sc} + \alpha_2 C_w + \alpha_3 C_c) F_{sc}$

Área sección del muro

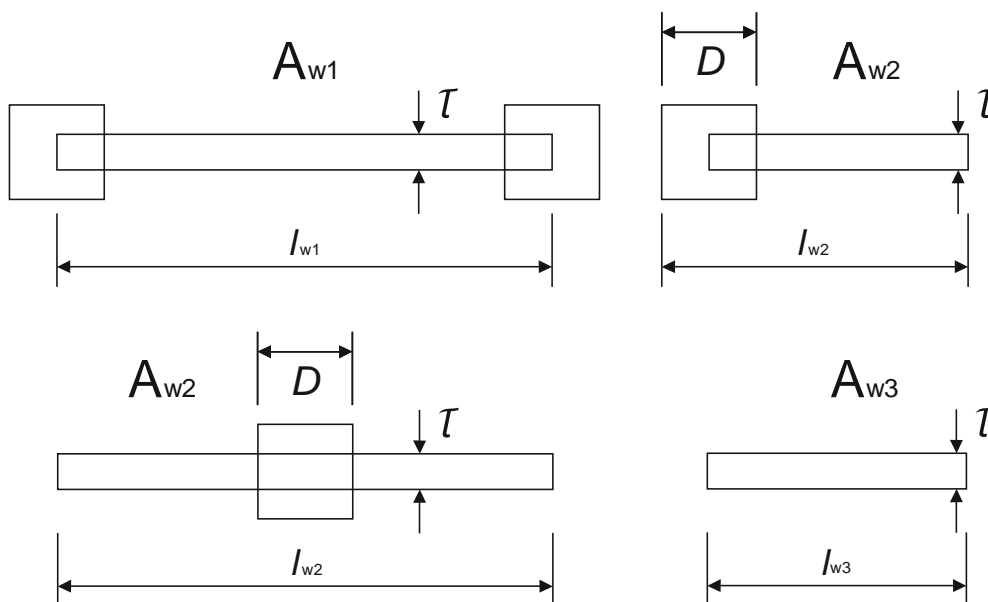


Ilustración 16 Área Sección del Muro. Fuente: JBDPA

$$A_{w1} = \tau \times l_{w1}$$

$A_{w2} = \tau \times l_{w2}$ La sección del muro se puede ignorar cuando $l_{w2} - D$ es menor a 45 cm.

$A_{w3} = \tau \times l_{w3}$ La sección del muro se puede ignorar cuando l_{w3} es menor a 45 cm.

En la **dirección transversal** de la estructura estudiada tenemos áreas de muros tipo: $A_{w1} = \tau \times l_{w1}$ con una longitud total de 225.8 m, con un espesor de 0.33 m, muros tipo $A_{w2} = \tau \times l_{w2}$ con una longitud total de 16.52 m con un espesor de 0.33 m y muros tipo $A_{w3} = \tau \times l_{w3}$ con una longitud total de 3.78 m con un espesor de 0.33 m por lo tanto:

$$A_{w1} = 330 \text{ mm} \times 225,800 \text{ mm} \quad \mathbf{A_{w1} = 74,514,000 \text{ mm}^2}$$

$$A_{w2} = 330 \text{ mm} \times 16,520 \text{ mm} \quad \mathbf{A_{w2} = 5,451,600 \text{ mm}^2}$$

$$A_{w3} = 330 \text{ mm} \times 3,780 \text{ mm} \quad \mathbf{A_{w3} = 1,247,400 \text{ mm}^2}$$

En la **dirección longitudinal** de la estructura estudiada tenemos áreas de muros tipo: $A_{w1} = \tau \times l_{w1}$ con una longitud total de 181.33 m, con un espesor de 0.33 m, muros tipo $A_{w2} = \tau \times l_{w2}$ con una longitud total de 50.36 m con un espesor de 0.33 m y muros tipo $A_{w3} = \tau \times l_{w3}$ con una longitud total de 33.88 m con un espesor de 0.33 m por lo tanto:

$$A_{w1} = 330 \text{ mm} \times 181,330 \text{ mm} \quad \mathbf{A_{w1} = 59,838,900 \text{ mm}^2}$$

$$A_{w2} = 330 \text{ mm} \times 50,360 \text{ mm} \quad \mathbf{A_{w2} = 16,618,800 \text{ mm}^2}$$

$$A_{w3} = 330 \text{ mm} \times 33,880 \text{ mm} \quad \mathbf{A_{w3} = 11,180,400 \text{ mm}^2}$$

Índice de Fuerza (C)

$$C_w = \frac{(\tau_{w1} \times A_{w1}) + (\tau_{w2} \times A_{w2}) + (\tau_{w3} \times A_{w3})}{\Sigma W} \beta$$

$$C_c = \frac{(\tau_c \times A_c)}{\Sigma W} \beta$$

$$C_{sc} = \frac{(\tau_{sc} \times A_{sc})}{\Sigma W} \beta$$

$$\beta = \frac{F_c}{20} \quad \text{Cuando } F_c \leq 20 \quad \text{y} \quad \beta = \sqrt{\frac{F_c}{20}} \quad \text{Cuando } F_c > 20$$

Dónde:

C_w es Índice de fuerza de muros

C_c es el índice de fuerza de columnas.

C_{sc} es el índice de fuerza de columnas cortas

τ_{w1} Estrés cortante promedio en el estado último de los muros con dos columnas linderas, que puede tomar el valor de 0.7 N/mm² según prueba de laboratorio elaborada a la piedra cantera.

τ_{w2} Estrés cortante promedio en el estado último de los muros con una columna lintera, que puede tomar el valor de 0.47 N/mm² según prueba de laboratorio elaborada a la piedra cantera.

τ_{w3} Estrés cortante promedio en el estado último de los muros sin columnas linderas, que puede tomar el valor de 0.233 N/mm² según prueba de laboratorio elaborada a la piedra cantera.

τ_c Estrés cortante promedio en el estado último de las columnas, que puede tomar el valor de 1 N/mm² en el caso de h_0 / D menos o igual a 6 y 0.7 N/mm² h_0 / D más que 6.

τ_{sc} Estrés cortante promedio en el estado último de las columnas cortas, que puede tomar el valor de 1.5 N/mm².

A_{w1} Área seccional total de muros con dos columnas linderas en el piso y a la dirección considerada (mm²).

A_{w2} Área seccional total de muros con una columna lintera en el piso y a la dirección considerada (mm²).

A_{w1} Área seccional total de muros sin columnas linderas en el piso y a la dirección considerada (mm²).

ΣW Peso total (carga muerta + carga viva) soportado por el piso.

F_c Fuerza compresión del concreto, se puede tomar la fuerza (N / mm²) de compresión especificada por el diseño en el caso sin la inspección.

Dirección transversal (Índice de Fuerza)

Piso	Área de piso (m ²)	Carga del piso (kn/m ²)	Peso del piso W_i (kn)	ΣW_i Kn
2	2644	12.7484	33,706.7696	33,706.7696
1	2644	27.2831	72,136.5164	105,843.2860

Tabla 15 Dirección Transversal (Índice de Fuerzas) Piso 1 y 2. Fuente: Propia

$$\Sigma W = 33,706.7696 \times 1000 = \underline{\underline{33,706,769.6 \text{ N}}}$$

$$\tau_{w1} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \text{ (Estrés cortante de la piedra cantera)}$$

Nuestro F_c es igual a 20.6842 entonces:

$$\beta = \sqrt{\frac{F_c}{20}} \quad \beta = \sqrt{\frac{20.6842}{20}} \quad \beta = 1.017$$

$$C_w = \frac{(\tau_{w1} \times A_{w1}) + (\tau_{w2} \times A_{w2}) + (\tau_{w3} \times A_{w3})}{\Sigma W} \beta$$

$$C_w = \frac{(0.7 \text{ N/mm}^2 \times 74,514,000 \text{ mm}^2) + (0.7 \text{ N/mm}^2 \times 5,451,600 \text{ mm}^2) + (0.7 \text{ N/mm}^2 \times 1,247,400 \text{ mm}^2)}{33,706,769.6 \text{ N}} 1.017$$

$$C_w = 1.7152 \text{ N}$$

$$\tau_c = 1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{si} \quad \frac{h_0}{D} \text{ Menor o igual a } 6$$

$$\tau_c = 0.7 \text{ N/mm}^2 \quad \text{si} \quad \frac{h_0}{D} \text{ Mayor a } 6$$

$$\frac{4120 \text{ mm}}{330 \text{ mm}} = 12.4848$$

Por lo tanto $\tau_c = 0.7 \text{ N/mm}^2$

$$A_{c1} = b \times D \quad A_{c1} = 330 \text{ mm} \times 330 \text{ mm} \quad A_{c1} = 108,900 \text{ mm}^2$$

$$A_{c2} = \pi (r)^2 \quad A_{c2} = 3.1416 (230 \text{ mm})^2 \quad A_{c2} = 166,190.64 \text{ mm}^2$$

$$C_c = \frac{(\tau_c \times A_c)}{\Sigma W} \beta$$

$$C_{C1} = \frac{(0.7 \text{ N/mm}^2 \times 108,900 \text{ mm}^2)}{33,706,769.6 \text{ N}} 1.017$$

$$C_{C1} = 0.0023 \text{ N}$$

$$C_{C2} = \frac{(0.7 \text{ N/mm}^2 \times 166,190.64 \text{ mm}^2)}{33,706,769.6 \text{ N}} 1.017$$

$$C_{C2} = 0.0035 \text{ N}$$

Dirección longitudinal (Índice de Fuerza)

Piso	Área de piso (m ²)	Carga del piso (kn/m ²)	Peso del piso W _i (kn)	ΣW _i Kn
2	2644	12.7484	33,706.7696	33,706.7696
1	2644	27.2831	72,136.5164	105,843.2860

Tabla 16 Dirección Longitudinal (Índice de Fuerzas) piso 1 y 2. Fuente: Propia

$$\Sigma W = 33,706.7696 \times 1000 = \underline{\underline{33,706,769.6 \text{ N}}}$$

$$\tau_{w1} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \text{ (Estrés cortante de la piedra cantera)}$$

Nuestro F_c es igual a 20.6842 entonces:

$$\beta = \sqrt{\frac{F_c}{20}} \quad \beta = \sqrt{\frac{20.6842}{20}} \quad \beta = 1.017$$

$$C_w = \frac{(\tau_{w1} \times A_{w1}) + (\tau_{w2} \times A_{w2}) + (\tau_{w3} \times A_{w3})}{\Sigma W} \beta$$

$$C_w = \frac{\left(0.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 41,887,230 \text{ mm}^2\right) + \left(0.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 11,663,160 \text{ mm}^2\right) + (0.7 \text{ N/mm}^2 \times 7,826,280 \text{ mm}^2)}{33,706,769.6 \text{ N}} 1.017$$

$$\underline{\underline{C_w = 1.8510 \text{ N}}}$$

$$\tau_c = 1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{si} \quad \frac{h_0}{D} \text{ Menor o igual a } 6$$

$$\tau_c = 0.7 \text{ N/mm}^2 \quad \text{si} \quad \frac{h_0}{D} \text{ Mayor a } 6$$

$$\frac{4120 \text{ mm}}{330 \text{ mm}} = 12.4848$$

Por lo tanto $\tau_c = 0.7 \text{ N/mm}^2$

$$A_{c1} = b \times D \quad A_{c1} = 330 \text{ mm} \times 330 \text{ mm} \quad A_{c1} = 108,900 \text{ mm}^2$$

$$A_{c2} = \pi (r)^2 \quad A_{c2} = 3.1416 (230\text{mm})^2 \quad A_{c2} = 166,190.64 \text{ mm}^2$$

$$C_c = \frac{(\tau_c \times A_c)}{\Sigma W} \beta$$

$$C_{c1} = \frac{(0.7 \text{ N/mm}^2 \times 108,900 \text{ mm}^2)}{33,706,769.6 \text{ N}} 1.017$$

C_{c1} = 0.0023 N

$$C_{c2} = \frac{(0.7 \text{ N/mm}^2 \times 166,190.64 \text{ mm}^2)}{33,706,769.6 \text{ N}} 1.017$$

C_{c2} = 0.0035 N

Índice de ductilidad F

Miembro vertical	Índice de ductilidad
Columna ($h_0 / D > 2$)	$F_c = 1$
Columna corta ($h_0 / D \leq 2$)	$F_{sc} = 0.8$
Muro	$F_w = 1$

Tabla 2 Índice de ductilidad de primer nivel de revisión

Factor de fuerza

α_1 es el Factor de fuerza efectiva de las columnas en la deformación última de los muros, puede tomar el valor de 0.7. El valor será 1 en el caso que C_w sea distinta a cero.

Factor de fuerza	Valor
α_1	0.7 ó 1 cuando $C_w \neq 0$
α_2	0.7
α_3	0.5

Cálculos de Índice sísmico básico de la estructura E_0

Dirección transversal

Quando $C_{sc} = C_w = 0$ será $E_{01} = \Phi C_c F_c$

Quando $C_{sc} = 0$ y $C_w \neq 0$ será $E_{02} = \Phi (C_w + \alpha_1 C_c) \cdot F_w$

Quando $C_{sc} \neq 0$ será $E_{03} = \Phi (C_{sc} + \alpha_2 C_w + \alpha_3 C_c) \cdot F_{sc}$

$E_{01} = \Phi C_{C1} F_c$ $E_{01} = 0.75 (0.0023 \text{ N}) (1)$ **$E_{01} = 0.0017 \text{ N}$**

$E_{01} = \Phi C_{C2} F_c$ $E_{01} = 0.75 (0.0035 \text{ N}) (1)$ **$E_{01} = 0.0026 \text{ N}$**

$E_{02} = \Phi (C_w + \alpha_1 C_{C1}) \cdot F_w$ $E_{02} = 0.75 ((1.7152 \text{ N} + (1) (0.0023 \text{ N})) (1))$

$E_{02} = 1.2881 \text{ N}$

$E_{02} = \Phi (C_w + \alpha_1 C_{C2}) \cdot F_w$ $E_{02} = 0.75 ((1.7152 \text{ N} + (1) (0.0035 \text{ N})) (1))$

$E_{02} = 1.2890 \text{ N}$

$E_{max} = E_0$ **$E_0 = 1.2890 \text{ N}$**

Dirección longitudinal

Quando $C_{sc} = C_w = 0$ será $E_{01} = \Phi C_c F_c$

Quando $C_{sc} = 0$ y $C_w \neq 0$ será $E_{02} = \Phi (C_w + \alpha_1 C_c) \cdot F_w$

Quando $C_{sc} \neq 0$ será $E_{03} = \Phi (C_{sc} + \alpha_2 C_w + \alpha_3 C_c) \cdot F_{sc}$

$E_{01} = \Phi C_{C1} F_c$ $E_{01} = 0.75 (0.0023 \text{ N}) (1)$ **$E_{01} = 0.0017 \text{ N}$**

$E_{01} = \Phi C_{C2} F_c$ $E_{01} = 0.75 (0.0035 \text{ N}) (1)$ **$E_{01} = 0.0026 \text{ N}$**

$E_{02} = \Phi (C_w + \alpha_1 C_{C1}) \cdot F_w$ $E_{02} = 0.75 ((1.8510 \text{ N} + (1) (0.0023 \text{ N})) (1))$

$E_{02} = 1.3899 \text{ N}$

$E_{02} = \Phi (C_w + \alpha_1 C_{C2}) \cdot F_w$ $E_{02} = 0.75 ((1.8510 \text{ N} + (1) (0.0035 \text{ N})) (1))$

$E_{02} = 1.3908 \text{ N}$

$$E_{\max} = E_0 \quad E_0 = 1.3908 \text{ N}$$

Cálculos Índice Sísmico de la Estructura I_s

$$I_s = E_0 S_D T$$

Donde:

E_0 es el Índice sísmico básico de la estructura

S_D es el Índice de irregularidad

T es el Índice de tiempo

S_D = entre 0.4 a 1.2 escogemos 1.2

T = entre 0.5 y 1 escogemos 0.75 por la antigüedad de la estructura año 1947 y reciente rehabilitación en 2019.

$$E_0 = 1.3908 \text{ N}$$

$$I_s = (1.3908 \text{ N}) (1.2)(0.75) \quad I_s = 1.2517 \text{ N}$$

4.5 Índice de Demanda Sísmica ISO

$I_{so} = E_s Z C_G C_I$ donde el $I_s \geq I_{so}$ Para cumplir con el juicio sísmico.

Ecuación 9 Índice de Demanda Sísmica Iso. Fuente JBDPA.

E_s = Es el índice básico de la demanda sísmica, para el primer nivel de revisión su valor será 0.8, para RNC-07 el valor es 0.3

C_G = Es el factor de geología, según reglamento su valor será 1

C_I = Es el factor de importancia, según reglamento su valor será entre 1 a 1.5 tomaremos 1.5 por la ocupación del edificio para Nicaragua.

Requisito mínimo de la fuerza: $C_{TU} \times S_D \geq 0.3 \times Z \times G \times U$

Donde:

Z = Factor de zona, Tomamos el del RNC07 de 2.7

G = Factor geológico

U = Factor de importancia

Para Japón:

$$I_{SO} = E_S Z C_G C_I \quad I_{SO} = 0.8 \times 1 \times 1 \times 1.25 \quad I_{SO} = 1$$

Para Nicaragua:

$$I_{SO} = E_S Z C_G C_I \quad I_{SO} = 0.3 \times 2.7 \times 1 \times 1.5 \quad I_{SO} = 1.22$$

Determinamos que:

Primer Piso 1 $I_s = 0.5351 \text{ N}$

El índice que expresa la capacidad total de fuerza al terremoto de un piso en cada dirección principal de acción (I_s) es menor a la aceleración de un movimiento sísmico (I_{SO}), por lo tanto no cumple para las normas establecidas en Japón ni en Nicaragua.

Segundo Piso 2 $I_s = 1.2517 \text{ N}$

El índice que expresa la capacidad total de fuerza al terremoto de un piso en cada dirección principal de acción (I_s) es mayor a la aceleración de un movimiento sísmico (I_{SO}), por lo tanto cumple para las normas establecidas en Japón y Nicaragua.

4.6 Evaluación y Reforzamiento

4.6.1 Evaluación

Dirección transversal

Fuerza de las columnas

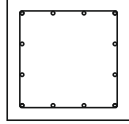
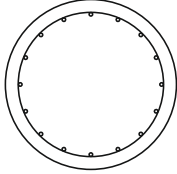
Piso		C1	C2
1 - 2	$A = b \times D$ $A = \pi (r)^2$		
	Medidas	330 x 330 mm	460 mm
	Area	108,900 mm ²	166,190.64 mm ²
	Altura	4120 m	4120 m
	Cantidad de col x piso	68	36

Ilustración 17 Fuerza de las Columnas. Fuente: JBDPA

$Q_{UC} = A \tau_C \beta$ (Fuerza de la columna)

$\tau_C = 1 \text{ N/mm}^2$ si $\frac{h_0}{D}$ Menor o igual a 6

$\tau_C = 0.7 \text{ N/mm}^2$ si $\frac{h_0}{D}$ Mayor a 6

$$\frac{4120 \text{ mm}}{330 \text{ mm}} = 12.4848$$

Por lo tanto $\tau_C = 0.7 \text{ N/mm}^2$

$$\beta = \sqrt{\frac{F_c}{20}} \quad \beta = \sqrt{\frac{20.6842}{20}} \quad \beta = 1.017$$

$$Q_{UC1} = (108,900 \text{ mm}^2) (0.7 \text{ N/mm}^2) (1.017)$$

$$Q_{UC1} = \mathbf{77,525.91 \text{ N}}$$

$$1 \text{ Newtons} = 0.001 \text{ Kilonewtons} \quad 77,525.91 \text{ N} \times 0.001 = \mathbf{77.5259 \text{ Kn}}$$

$$Q_{UC2} = (166,190.64 \text{ mm}^2) (0.7 \text{ N/mm}^2) (1.017)$$

$$Q_{UC2} = \mathbf{118,311.1166 \text{ N}}$$

$$1 \text{ Newtons} = 0.001 \text{ Kilonewtons} \quad 118,311.1166 \text{ N} \times 0.001 = \mathbf{118.3111 \text{ Kn}}$$

Fuerza de todas las columnas:

$$C1 = 68 \times 77.5259 \text{ Kn} \quad C1 = 5,271.7612 \text{ Kn}$$

$$C2 = 36 \times 118.3111 \text{ Kn} \quad C2 = 4,259.2 \text{ Kn}$$

$$Q_{TC} = C1 + C2 \quad Q_{TC} = 5,271.7612 \text{ Kn} + 4,259.2 \text{ Kn}$$

$$\mathbf{Q_{TC} = 9,530.9621 \text{ Kn}}$$

Fuerza de columnas linderos

$$C1 = 24 \times 77.5259 \text{ Kn} \quad C1 = 1,860.6216 \text{ Kn}$$

$$C2 = 4 \times 118.3111 \text{ Kn} \quad C2 = 473.2444 \text{ Kn}$$

$$Q_{TCL} = C1 + C2 \quad Q_{TCL} = 1860.6216 \text{ Kn} + 473.2444 \text{ Kn}$$

$$\mathbf{Q_{TCL} = 2,333.866 \text{ Kn}}$$

Fuerza de todas las columnas menos columnas lindero

$$Q_{TC-L} = Q_{TC} + Q_{TCL}$$

$$Q_{TC-L} = 9,530.9621 \text{ Kn} - 2,333.866 \text{ Kn}$$

$$\mathbf{Q_{TC-L} = 7,197.0961 \text{ Kn}}$$

Fuerza del muro

$$Q_W = A_w \tau_C \beta \quad (\text{Fuerza de los muros})$$

$$A_{w2} = 74,514,000 \text{ mm}^2 \quad A_{w2} = 5,451,600 \text{ mm}^2 \quad A_{w3} = 1,247,400 \text{ mm}^2$$

$$\text{Espesor de muros } (E_w) = 0.33 \text{ m} = 330 \text{ mm}$$

$$A_W = A_{w1} + A_{w2} + A_{w1} = 81,213,000 \text{ mm}^2$$

$$\beta = \sqrt{\frac{F_c}{20}} \quad \beta = \sqrt{\frac{20.6842}{20}} \quad \beta = 1.017$$

$\tau_C = 0.7 \text{ N/mm}^2$ (Resistencia a la tracción de la piedra cantera)

$$Q_W = A_w \tau_C \beta \quad Q_W = (81,213,000 \text{ mm}^2) (0.7 \text{ N/mm}^2) (1.017)$$

$$Q_W = 57,815,534.7 \text{ N}$$

$$1 \text{ Newtons} = 0.001 \text{ Kilonewtons} \quad 57,815,534.7 \text{ N} \times 0.001 = 57,815.5347 \text{ Kn}$$

Fuerza de los pisos

Ya que ambos pisos tienen la misma cantidad de columnas y muros decimos que:

$$Q_{\text{piso}} = Q_{\text{TC-L}} + Q_W$$

$$Q_{\text{piso}} = 7,197.0961 \text{ Kn} + 57,815.5347 \text{ Kn}$$

$$Q_{\text{piso}} = 65,012.6308 \text{ Kn}$$

Fuerza necesaria o fuerza demandada

Piso	Área de piso (m ²)	Carga del piso (kn/m ²)	Peso del piso W _i (kn)	ΣW _i Kn
2	2644	12.7484	33,706.7696	33,706.7696
1	2644	27.2831	72,136.5164	105,843.2860

Tabla 17 Fuerza Necesaria o demandada Piso 1 y 2. Fuente: Propia

a) Piso 1

$$Q_N = I_{so} \times W_{\text{piso}}$$

$$Q_N = 1.22 \times 105,843.2860 \text{ Kn} \quad Q_N = 129,128.8089 \text{ Kn}$$

b) Piso 2

$$Q_N = 1.22 \times 33,706.7696 \text{ Kn} \quad Q_N = 41,122.2589 \text{ Kn}$$

Si la fuerza del piso es mayor a la fuerza necesaria no necesitara reforzamiento.

$$Q_{\text{piso}} > Q_N$$

P	Fuerza de todas las columnas en Kn	Fuerza de las columnas linderos en Kn	Fuerza de todas las columnas (-) en Kn	Fuerza de los muros en Kn	Fuerza del piso en Kn	Fuerza necesaria Iso x Wi en Kn
2	9,530.9621	2,333.8663	7,197.0958	57,815.5347	65,012.6305	41,122.2589
1	9,530.9621	2,333.8663	7,197.0958	57,815.5347	65,012.6305	129,128.8089

Tabla 18 Fuerzas de los Pisos 1 y 2. Fuente: Propia.

Vemos que en el piso numero 2 la fuerza del piso es mayor que la necesaria, por lo tanto no necesita reforzamiento, sin embargo, en el piso numero 1 observamos que la fuerza del piso es menor que la fuerza necesaria por lo que necesitara reforzamiento.

La fuerza de reforzamiento se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{\text{ref}} = Q_N - Q_{\text{piso}}$$

$$Q_{\text{ref}} = 129,128.8089 \text{ Kn} - 65,012.6308 \text{ Kn}$$

$$Q_{\text{ref}} = 64,116.1784 \text{ Kn}$$

Dirección Longitudinal

Fuerza de las columnas

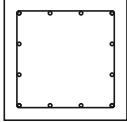
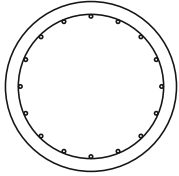
Piso		C1	C2
1 - 2	$A = b \times D$ $A = \pi (r)^2$		
	Medidas	330 x 330 mm	460 mm
	Area	108,900 mm ²	166,190.64 mm ²
	Altura	4120 m	4120 m
	Cantidad de col x piso	68	36

Ilustración 18 Fuerzas de las Columnas Dirección Longitudinal.

$$Q_{UC} = A \tau_C \beta \quad (\text{Fuerza de la columna})$$

$$\tau_C = 1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{si} \quad \frac{h_0}{D} \text{ Menor o igual a } 6$$

$$\tau_C = 0.7 \text{ N/mm}^2 \quad \text{si} \quad \frac{h_0}{D} \text{ Mayor a } 6$$

$$\frac{4120 \text{ mm}}{330 \text{ mm}} = 12.4848$$

Por lo tanto $\tau_C = 0.7 \text{ N/mm}^2$

$$\beta = \sqrt{\frac{F_c}{20}} \quad \beta = \sqrt{\frac{20.6842}{20}} \quad \beta = 1.017$$

$$Q_{UC1} = (108,900 \text{ mm}^2) (0.7 \text{ N/mm}^2) (1.017)$$

$$Q_{UC1} = 77,525.91 \text{ N}$$

$$1 \text{ Newtons} = 0.001 \text{ Kilonewtons} \quad 77,525.91 \text{ N} \times 0.001 = 77.5259 \text{ Kn}$$

$$Q_{UC2} = (166,190.64 \text{ mm}^2) (0.7 \text{ N/mm}^2) (1.017)$$

$$Q_{UC2} = 118,311.1166 \text{ N}$$

$$1 \text{ Newtons} = 0.001 \text{ Kilonewtons} \quad 118,311.1166 \text{ N} \times 0.001 = 118.3111 \text{ Kn}$$

Fuerza de todas las columnas:

$$C1 = 68 \times 77.5259 \text{ Kn} \quad C1 = 5,271.7612 \text{ Kn}$$

$$C2 = 36 \times 118.3111 \text{ Kn} \quad C2 = 4,259.2 \text{ Kn}$$

$$Q_{TC} = C1 + C2 \quad Q_{TC} = 5,271.7612 \text{ Kn} + 4,259.2 \text{ Kn}$$

$$\mathbf{Q_{TC} = 9,530.9621 \text{ Kn}}$$

Fuerza de columnas linderos

$$C1 = 24 \times 77.5259 \text{ Kn} \quad C1 = 1860.6216 \text{ Kn}$$

$$C2 = 4 \times 118.3111 \text{ Kn} \quad C2 = 473.2444 \text{ Kn}$$

$$Q_{TCL} = C1 + C2 \quad Q_{TCL} = 1,860.6216 \text{ Kn} + 473.2444 \text{ Kn}$$

$$\mathbf{Q_{TCL} = 2,333.866 \text{ Kn}}$$

Fuerza de todas las columnas menos columnas lindero

$$Q_{TC-L} = Q_{TC} + Q_{TCL}$$

$$Q_{TC-L} = 9,530.9621 \text{ Kn} - 2,333.866 \text{ Kn}$$

$$\mathbf{Q_{TC-L} = 7,197.0961 \text{ Kn}}$$

Fuerza del muro

$$Q_W = A_w \tau_C \beta \quad (\text{Fuerza de los muros})$$

$$\text{Espesor de muros } (E_w) = 0.33 \text{ m} = 330 \text{ mm}$$

$$A_{w1} = 59,838,900 \text{ mm}^2 \quad A_{w2} = 16,618,800 \text{ mm}^2 \quad A_{w3} = 11,180,400 \text{ mm}^2$$

$$A_w = A_{w1} + A_{w2} + A_{w3} \quad A_w = 87,638,100 \text{ mm}^2$$

$$\beta = \sqrt{\frac{F_c}{20}} \quad \beta = \sqrt{\frac{20.6842}{20}} \quad \beta = 1.017$$

$\tau_c = 0.7 \text{ N/mm}^2$ (Resistencia a la tracción de la piedra cantera)

$$Q_w = A_w \tau_c \beta \quad Q_w = (87,638,100 \text{ mm}^2) (0.7 \text{ N/mm}^2) (1.017)$$

$$Q_w = 62,389,563.39 \text{ N}$$

$$1 \text{ Newtons} = 0.001 \text{ Kilonewtons} \quad 62,389,563.39 \text{ N} \times 0.001 = 62,389.5634 \text{ Kn}$$

Fuerza de los pisos

Ya que ambos pisos tienen la misma cantidad de columnas y muros decimos que:

$$Q_{\text{piso}} = Q_{\text{TC-L}} + Q_w$$

$$Q_{\text{piso}} = 7,197.0961 \text{ Kn} + 62,389.5634 \text{ Kn}$$

$$Q_{\text{piso}} = 69,586.6595 \text{ Kn}$$

Fuerza necesaria o fuerza demandada

Piso	Área de piso (m ²)	Carga del piso (kn/m ²)	Peso del piso W _i (kn)	ΣW _i Kn
2	2644	12.7484	33,706.7696	33,706.7696
1	2644	27.2831	72,136.5164	105,843.2860

Tabla 19 Fuerzas Necesarias o Demandadas Piso 1 y 2. Fuente: Propia.

P	Fuerza de todas las columnas en Kn	Fuerza de las columnas linderos en Kn	Fuerza de todas las columnas (-) en Kn	Fuerza de los muros en Kn	Fuerza del piso en Kn	Fuerza necesaria Iso x Wi en Kn
2	9,530.9621	2,333.8663	7,197.0958	62,389.5634	69,586.6592	41,122.2589
1	9,530.9621	2,333.8663	7,197.0958	62,389.5634	69,586.6592	129,128.8089

Tabla 20 Fuerzas de todas las Columnas, Pisos y Muros. Fuente: Propia

a) Piso 1

$$Q_N = I_{so} \times W_{ipiso}$$

$$Q_N = 1.22 \times 105,843.2860 \text{ Kn} \quad \mathbf{Q_N = 129,128.8089 \text{ Kn}}$$

b) Piso 2

$$Q_N = 1.22 \times 38,581.7768 \text{ Kn} \quad \mathbf{Q_N = 41,122.2589 \text{ Kn}}$$

Si la fuerza del piso es mayor a la fuerza necesaria no necesitara reforzamiento.

$$Q_{piso} > Q_N$$

Vemos que en el piso numero 2 la fuerza del piso es mayor que la necesaria, por lo tanto no necesita reforzamiento, sin embargo, en el piso numero 1 observamos que la fuerza del piso es menor que la fuerza necesaria por lo que necesitara reforzamiento.

La fuerza de reforzamiento para el piso 1 en dirección longitudinal se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{ref} = Q_N - Q_{piso}$$

$$Q_{ref} = 129,128.8089 \text{ Kn} - 69,586.6595 \text{ Kn}$$

$$Q_{ref} = 59,542.1498 \text{ Kn}$$

4.6.2 Reforzamiento:

Esta es la fuerza que se necesita encontrar en el reforzamiento:

$$Q_{ref} = 64,116.1784 \text{ Kn} \text{ Dirección transversal}$$

$$Q_{ref} = 59,542.1498 \text{ Kn} \text{ Dirección longitudinal}$$

Se efectuara reforzamiento mediante la técnica adición/relleno con muros de cortante sobre/dentro del marco existente, con la particularidad que se deberá demoler algunos muros existentes para ser sustituidos con los nuevos muros de concreto reforzado, estos brindaran mayor resistencia al estrés cortante y menos carga al piso.

Dirección Transversal

$$\text{Longitud total de muros a reforzar } L_W = 152.36 \text{ m (152,360 mm)}$$

$$\text{Espesor de los muros } E_W = 0.15 \text{ m (150 mm)}$$

$$A_W = L_W \times E_W \quad A_W = (152,360 \text{ mm}) (150 \text{ mm})$$

$$A_W = 22,854,000 \text{ mm}^2$$

τ_W = Estrés cortante promedio en el estado último de los muros con dos columnas linderas, que puede tomar el valor de 3 N/mm² para muros de concreto reforzado, según pruebas de laboratorio elaboradas en Japón.

$$\beta = 1.017$$

$$\text{Fuerza del muro para reforzamiento } Q_U = A_W \tau_W \beta$$

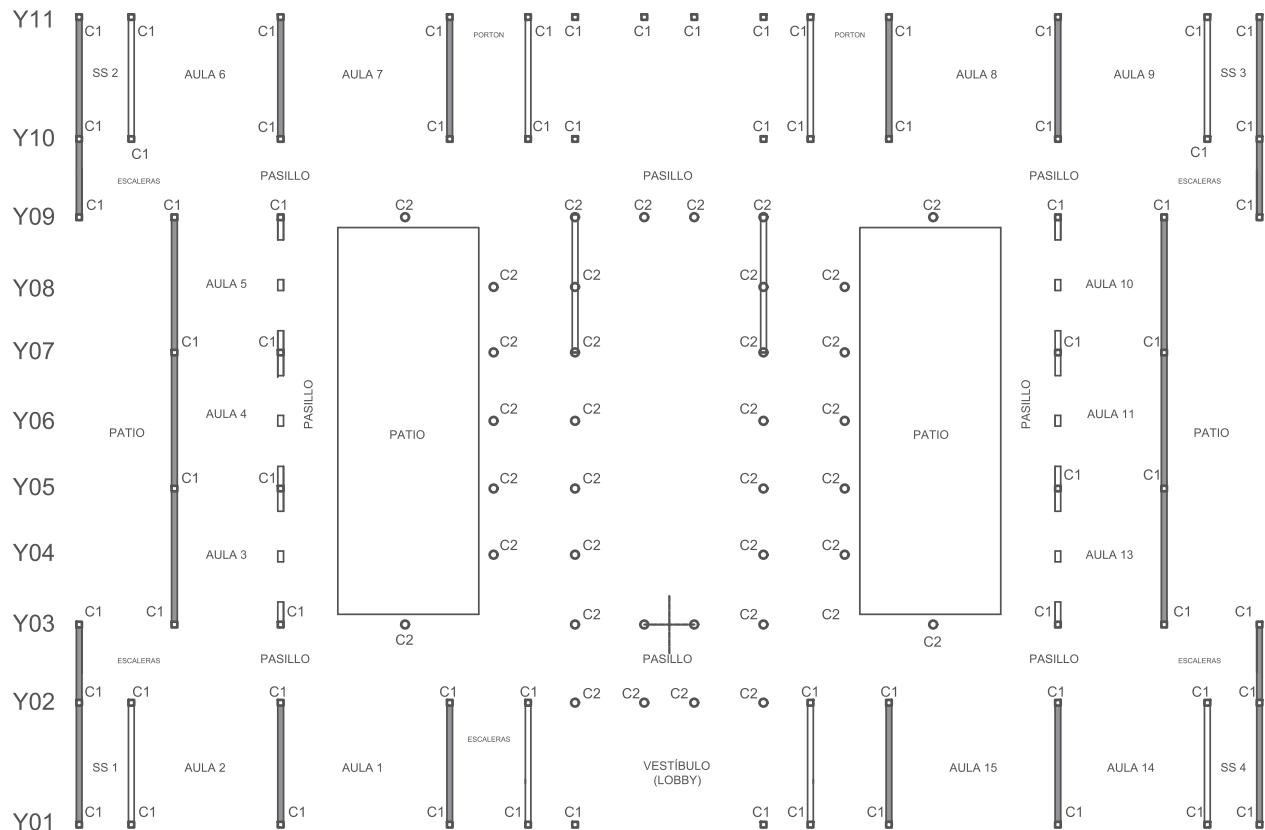
Q_U = Fuerza de reforzamiento de los muros de concreto reforzado

$$Q_U = (22,854,000 \text{ mm}^2) (3 \text{ N/mm}^2) (1.017) \quad Q_U = 69,727,554.00 \text{ N}$$

$$Q_U = 69,727,554.00 \text{ N} \times 0.001 = 69,727.554 \text{ Kn}$$

Para que la fuerza de reforzamiento de los nuevos muros de concreto reforzado tenga un comportamiento sísmico correcto tiene que ser mayor a la fuerza reforzamiento.

$$Q_{Wref} > Q_{ref} \quad 69,727.554 \text{ Kn} > 64,116.1784 \text{ Kn}$$



PLANTA ICVB MUROS PARA REFORZAMIENTO DIRECCIÓN TRANSVERSAL

Plano 4 Muros para Reforzamiento Dirección Transversal. Fuente: Propia

Dirección Longitudinal

Longitud total de muros a reforzar $L_W = 142.20 \text{ m}$ (142,200 mm)

Espesor de los muros $E_W = 0.15 \text{ m}$ (150 mm)

$$A_w = L_w \times E_w \quad A_w = (140,000 \text{ mm}) (150 \text{ mm})$$

$$A_w = 21,330,000 \text{ mm}^2$$

τ_w = Estrés cortante promedio en el estado último de los muros con dos columnas linderas, que puede tomar el valor de 3 N/mm² para muros de concreto reforzado, según pruebas de laboratorio elaboradas en Japón.

$$\beta = 1.017$$

$$\text{Fuerza del muro para reforzamiento } Q_U = A_w \tau_w \beta$$

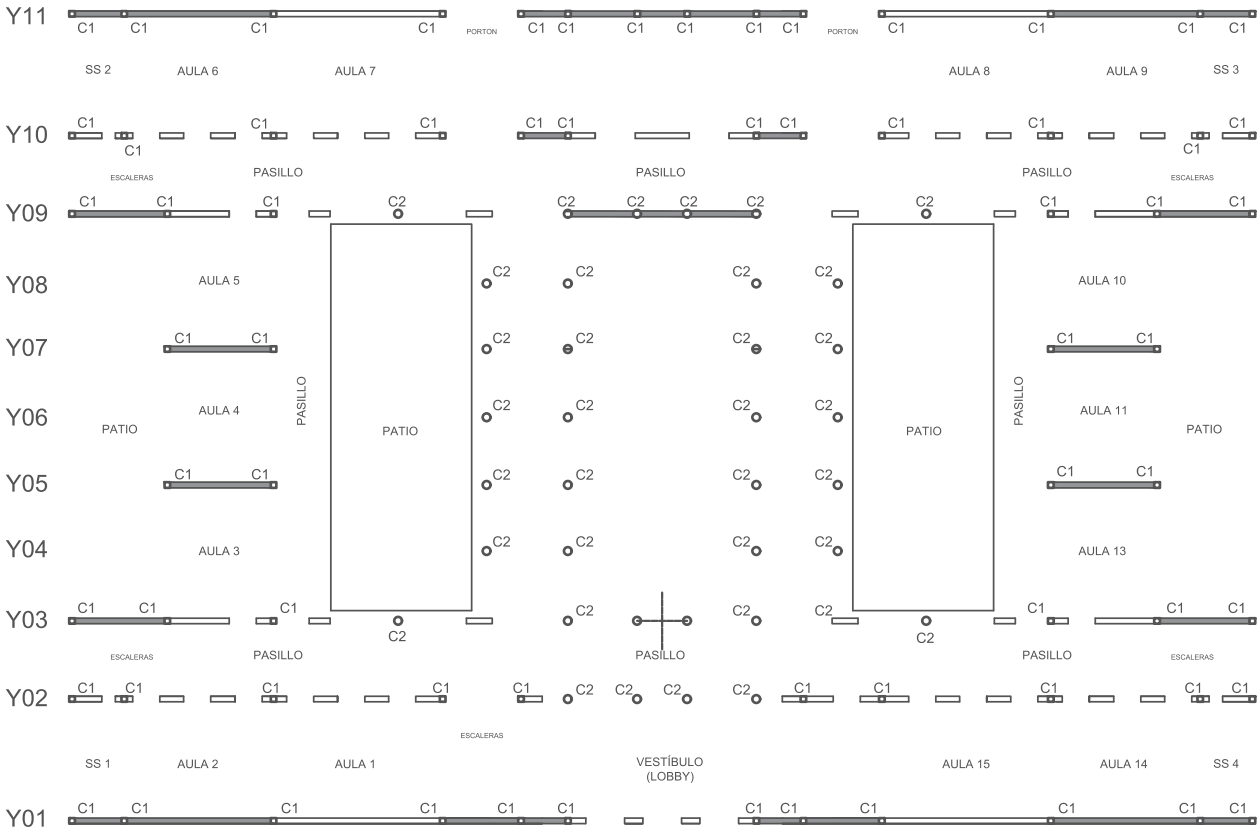
Q_U = Fuerza de reforzamiento de los muros de concreto reforzado

$$Q_U = (21,330,000 \text{ mm}^2) (3 \text{ N/mm}^2) (1.017) \quad Q_U = 65,077,830 \text{ N}$$

$$Q_U = 65,077,830 \text{ N} \times 0.001 = 65,077.83 \text{ Kn}$$

Para que la fuerza de reforzamiento de los nuevos muros de concreto reforzado tenga un comportamiento sísmico correcto tiene que ser mayor a la fuerza reforzamiento.

$$Q_{Wref} > Q_{ref} \quad 65,077.830 \text{ Kn} > 59,542.1498 \text{ Kn}$$



PLANTA ICVB
MUROS PARA REFORZAMIENTO DIRECCIÓN LONGITUDINAL

Planos 5 Muros para Reforzamiento Dirección Longitudinal. Fuente: Propia

CAPITULO V: ASPECTOS FINALES

5.1 CONCLUSIONES

En este trabajo determinamos el Juicio de Seguridad Sísmica del Instituto Central Carlos Vega Bolaños concluyendo que el piso No1 tiene $I_s = 0.5315 N$; $I_{SO} = 1.22N$ para Nicaragua. Posee comportamiento sísmico incierto y por tanto se considera inseguro. En el Piso No2 tiene un $I_s = 1.4186N$; $I_{SO} = 1.22N$ para Nicaragua. Por tanto se considera comportamiento sísmico seguro.

Por lo anterior se procedió a realizar la técnica de reforzamiento en el primer piso utilizando, adición/relleno con muros de cortante sobre/dentro de marcos existentes y **Para que la fuerza de reforzamiento de los nuevos muros de concreto reforzado tenga un comportamiento sísmico correcto tiene que ser mayor a la fuerza reforzamiento**. En el caso de la dirección longitudinal fue de:

$$Q_{Wref} > Q_{ref} \quad 65,077.830 \text{ Kn} > 59,542.1498 \text{ Kn}$$

Esto se logró con la demolición de muros de mampostería de piedra cantera, sustituyéndolos por la misma longitud de 142.20 m x 0.15m de muros de concreto reforzado.

Para la dirección transversal fue de:

$$Q_{Wref} > Q_{ref} \quad 69,727.554 \text{ Kn} > 64,116.1784 \text{ Kn}$$

Esto se logró con la demolición de muros de mampostería de piedra cantera, sustituyéndolos por la misma longitud de 152.36 m x 0.15m de muros de concreto reforzado.

Debido a la variedad de sistemas constructivos que se utilizan en el país, específicamente en las mampostería, se tuvo que adaptar algunos factores contemplados en la norma Japonesa para el análisis de los cálculos, siendo el principal cambio el hecho que los muros de carga se edificaron con mampostería de piedra cantera, muy utilizada en la zona del pacifico nicaragüense, la norma contempla que el estrés cortante promedio en el estado último de los muros es de 3 N/mm^2 según pruebas realizadas únicamente a muros de concreto reforzado, en nuestro caso dicho valor fue sustituido por prueba de laboratorio realizada a la piedra cantera la cual tiene un valor de 0.7 N/mm^2 .

El progreso de tecnología antisísmica tiende a disminuir el riesgo de pérdida de vidas por falla y derrumbe de edificios; sin embargo todavía existe el riesgo de ocurrencia de daños y falla parcial del edificio. Este método nos permite la evaluación y rehabilitación sísmica de una estructura de concreto reforzado antes de ocurrir el evento sísmico.

Incluso la aplicación correcta de las Normas de construcción sismo resistentes, no garantizan que una edificación no presente daños ante un sismo de gran magnitud.

5.2 RECOMENDACIONES

- La piedra cantera como elemento de mampostería, no debería de utilizarse en zonas altamente vulnerables a eventos sísmicos; por ser un elemento natural es muy difícil tener un control de calidad por su homogeneidad o estandarización. Así mismo su excesivo peso, dificultades de adherencia al concreto y mínima ductilidad al momento del sismo la vuelven insegura como elemento de mampostería.
- La técnica de reforzamiento más adecuada que debe utilizarse es de muro de mampostería reforzada por ser más económica, esta disminuye el peso a los pisos de la estructura y principalmente tiene mayor resistencia al estrés cortante.
- Para tener mayor fuerza de piso y así disminuir o eliminar la necesidad de hacer reforzamientos de cualquier tipo, es necesario aligerar los pisos superiores con cerramientos contruidos con materiales livianos como por ejemplo láminas de yeso.
- Es de gran importancia fomentar la realización de pruebas de laboratorio a cortante a los materiales más utilizados en la construcción de las edificaciones en nuestro país para facilitar las evaluaciones sísmicas que se realicen a futuro con este o cualquier otro método.
- Concientizar a los estudiantes y profesionales de la Ingeniería Civil acerca de la importancia de la evaluación de estructuras antes de un evento sísmico para salvaguardar vidas y recursos económicos.

5.3 BIBLIOGRAFIA

AMUDEMAS. (2009). *Caracterización del Departamento de Masaya*. Masaya: AMUDEMAS.

Carrillo, B. S. (2012). *Estudio Comparativo de Piedras Canteras en las Banderas y Diriamba*. MANAGUA: UNAN-MANAGUA.

CONSORCIO GPI-DOXA- CICODE. (2005). *Plan Maestro de Desarrollo Urbano*. Masaya: Alcaldía de Masaya.

earth, g. (09 de JULIO de 2020). *www.google.com*. Obtenido de *www.google.com*:
<https://www.google.com/intl/es/earth/>

INETER. (09 de JULIO de 2020). *WWW.INETER.GOB.NI*. Obtenido de <http://www.ineter.gob.ni>

Infraestructura, M. d. (2007). *Reglamento Nacional de la Construcción*. Managua: Ministerio de Transporte e Infraestructura.

INIDE. (2005). *VIII CENSO DE POBLACION Y IV DE VIVIENDA 2005*. MANAGUA: INIDE.

Japón., A. p. (2001). *Estándar para la Evaluación Sismica de Estructuras Existentes de Concreto Reforzado*. Tokio, Japón: Asociación para la Prevención de Desastre de Edificios del Japón.

Nicaragua, I. y. (22 de Agosto de 2018). *Blog Spot Construcción nicaragua*. Obtenido de <https://construccion-nicaragua.blogspot.com/2018/08/la-piedra-cantera-fuera-del-reglamento.html>

5.4. GLOSARIO

ICCVB: Instituto Central Carlos Vega Bolaños.

JBDPA: Japan Building Disaster Prevention Association- Asociación de prevención de desastres en edificios del Japón. Estándar. Guía para la evaluación/ rehabilitación sísmica de los edificios de concreto armado existentes, 1977, revisado en 1990 y en 2001.

PGA: Aceleración Máxima del Terreno.

Amenaza: Peligro potencial que representa la posible manifestación de un fenómeno de origen natural, socio-natural o antropogénico, que puede producir efectos adversos en las personas, la producción, la infraestructura, los bienes y servicios y/o el ambiente expuestos.

Amenaza sísmica: Es un factor del riesgo externo que se expresa como la probabilidad de que un evento sísmico (como un terremoto) se presente con una cierta intensidad, en un sitio específico y dentro de un periodo de tiempo definido.

Análisis o Escenario del riesgo: Es el resultado de relacionar la amenaza y la vulnerabilidad de los elementos expuestos, con el fin de determinar los posibles efectos y consecuencias sociales, económicas y ambientales asociadas a uno o varios fenómenos peligrosos en un territorio y con referencia a grupos o unidades sociales y económicas particulares. Este análisis, se presenta en forma escrita, cartográfica o diagramada, utilizando técnicas cuantitativas y cualitativas, y basado en métodos participativos, de las condiciones, las causas y las dimensiones del riesgo que afecta a territorios y grupos sociales determinados. Implica una consideración detallada de las amenazas y vulnerabilidades, de los procesos sociales causales del riesgo y de los actores sociales que contribuyen a las condiciones de riesgo existentes.

Construcción sismo resistente: Es el tipo de edificación que a través de su diseño y construcción se ajusta a parámetros establecidos por un reglamento o norma que busca desarrollar estructuras con razonable seguridad para la vida. Lo que significa que al degradarse la estructura existe la posibilidad de que se salve del colapso y por lo tanto las vidas que se encuentran en su interior.

Daño estructural: Es consecuencia de la falla de un sólo elemento o serie de elementos con ductilidad o resistencia insuficiente.

Daño no estructural: Se produce por la unión inadecuada entre muros de relleno o divisorios, instalaciones y la estructura, o por falta de rigidez de la misma, lo que se traduce en excesivas deformaciones que no pueden ser absorbidas por este tipo de componentes.

Ductilidad: Es la habilidad que posee una estructura para disipar energía vibratoria a partir del instante en que sus deformaciones exceden el límite elástico. La vibración de la estructura en el rango plástico durante sismos fuertes significa, por lo tanto, la ocurrencia de daños estructurales y no estructurales.

Edificación: Es una construcción cuyo uso principal es la habitación u ocupación por seres humanos.

Elementos o miembros estructurales: Componentes que aportan resistencia al sistema estructural de un edificio o edificación. Esto incluye cimientos, columnas, muros portantes, vigas y diafragmas (entendidos estos como los pisos y techos diseñados para transmitir fuerzas horizontales, como las de sismos, a través de las vigas y columnas hacia los cimientos).
Elementos o miembros no estructurales*: Se refiere a aquellos componentes de un edificio que están unidos a las partes estructurales (tabiques, ventanas, techos, puertas, cerramientos, cielos rasos, etc.), que cumplen funciones esenciales en el edificio (plomería, calefacción, aire acondicionado, conexiones eléctricas, etc.) o que simplemente están dentro de las edificaciones (equipos médicos, equipos mecánicos, muebles, etc.), pudiendo por lo tanto ser agrupados en tres categorías: componentes arquitectónicos, instalaciones y equipos. Aquí se incluyen elementos que aunque no contribuyen a poner en peligro la estabilidad del edificio, si representan un riesgo para la vida y seguridad de los ocupantes.

Elementos o miembros no estructurales: Se refiere a aquellos componentes de un edificio que están unidos a las partes estructurales (tabiques, ventanas, techos, puertas, cerramientos, cielos rasos, etc.), que cumplen funciones esenciales en el edificio (plomería, calefacción, aire acondicionado, conexiones eléctricas, etc.) o que simplemente están dentro de las edificaciones (equipos médicos, equipos mecánicos, muebles, etc.), pudiendo por lo tanto ser agrupados en tres categorías: componentes arquitectónicos, instalaciones y equipos. Aquí se incluyen elementos que aunque no contribuyen a poner en peligro la estabilidad del edificio, si representan un riesgo para la vida y seguridad de los ocupantes.

Estructura o sistema estructural: Es un ensamblaje de elementos, diseñado para soportar las cargas gravitacionales y resistir las fuerzas horizontales (sísmicas, o de viento).

Evaluación de la vulnerabilidad: Proceso mediante el cual se determina el grado de susceptibilidad y predisposición al daño o pérdida de un elemento o grupo de elementos expuestos ante una amenaza particular y, los factores y contextos que pueden impedir o dificultar de manera importante la recuperación, rehabilitación y reconstrucción con los recursos disponibles en la unidad social afectada.

Intensidad: Medida cuantitativa y cualitativa de la severidad de un fenómeno en un sitio específico.

Recuperación: Proceso de restablecimiento de condiciones adecuadas y sostenibles de vida mediante la rehabilitación, reparación, reconstrucción o reemplazo de la infraestructura, bienes y servicios destruidos, interrumpidos deteriorados en el área afectada, y la reactivación o impulso del desarrollo económico y social de la comunidad.

Riesgo estructural: Es el diseño de edificios para resistir sismos fuertes sin colapso, aun cuando se produzcan daños estructurales severos; sismos moderados sin daño estructural, pero con algún daño en elementos no estructurales; y sismos leves sin daño.

Sismo: Es una transformación brusca de la energía de deformación acumulada en la litosfera, en energía cinética. Ésta última, se manifiesta por medio de movimientos ondulatorios que se transmiten en el interior y en la superficie de la tierra. Según la profundidad del hipocentro, los sismos se pueden clasificar en: litosféricos (70km), astenosféricos (70-300km), y sismos profundos (>300km). Por otro lado, los terremotos corresponden a sismos de origen natural producidos, generalmente, por la interacción de placas tectónicas.

Sismo interplaca: Son producidos por la fricción en las zonas de contacto entre las placas (ej.: encuentro de las Placas Cocos y Caribe).

Sismo intraplaca: Son aquellos producidos lejos de los límites de placas conocidas

Sismo Operativo: Está relacionado con la continuidad de las operaciones de una edificación luego de un evento sísmico importante capaz de producir daños aceptables en la misma.

Sismo Accidental: Se relaciona con la pérdida de funciones de una edificación después de un evento sísmico importante capaz de producir daños severos en ella.

Vulnerabilidad: Es el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo como resultado de la probable ocurrencia de un evento desastroso. En general se acepta que la vulnerabilidad de un edificio puede ser estructural y no-estructural.

Vulnerabilidad estructural: Está relacionada fundamentalmente con la capacidad que tiene la estructura para soportar los desplazamientos y los esfuerzos que uno o varios movimientos sísmicos pueden causarle durante su vida útil.

Vulnerabilidad no-estructural: Tiene relación con la operación o funcionamiento del edificio, lo que depende del comportamiento de elementos tales como acabados, divisiones, instalaciones, equipos, etc.; de su desempeño en el caso de un sismo, depende que el edificio mantenga su operación y pueda seguir ofreciendo sus servicios.

5.5 ANEXOS /GRAFICO, IMÁGENES, TABLAS, ESQUEMAS, JUEGO DE PLANOS

HOYTOM EDUINTER		
DATOS DEL ENSAYO		
Núm ENSAYO		
Pedido		
Para		
Referencia		
Material		
Norma		
Inspector		
Nota 1		
Nota 2		
Nota 3		
DATOS DE LA PROBETA		
Probeta	centra	
Tipo	Rectangular	
Espezor T / (a)	190,00	mm
Ancho W / (b)	150,00	mm
espes tubos n	0,00	mm
Diametro D / (D)	0,00	mm
Long ini G / (Lo)	742,00	mm
Area secc A / (So)	27000,00	mm ²
RESULTADOS		
Fuerza max (Fm)	5485,4	daN
Resistencia Su / (Rm)	2,0	N/mm ²
Resist prueba YS / (Rp0,2%)	1,9	N/mm ²
n %	0,2	%
Resist prueba YS / (Rp0,01%)	0,0	N/mm ²
n' %	0,0	%
Resist prueba YS / (Rt) (0%)	0,0	N/mm ²
t %	0,0	%
Resist ductil UYS / (ReH)	0,7	N/mm ²
Resist ductil LYS / (ReL)	0,4	N/mm ²
Elongacion E1 / (A)	7,8	%
Elong total Elu / (Agf)	8,5	%
Reducc area (Z)	0,00	%
Módulo elast E (kN/mm ²)	0,02	kN/mm ²
ratio (Rm/Rp)	1,05	
grafico	C:\HOYWIN 32\RS\GRAF\120202-170517.GRF	
Fecha ensayo	02/02/2012 17:14:24	
z		

Prueba de ensayo de laboratorio.

Fotografía 1 Prueba de Ensayo de Laboratorio



Fotografía 2 Instituto Central Dr. Carlos Vega Bolaños, Mayo, 2020.



Fotografía 3 Loby del Instituto Central Dr. Carlos Vega Bolaños, Mayo, 2020.



Fotografía 4 Vista del Lobby desde la 2da Planta del ICCVB, Mayo, 2020.

Fotografía 5 Aula del Instituto Central Dr. Carlos Vega Bolaños, Mayo, 2020.



Fotografía 6 Pasillo Ala Izquierda de la 2da Planta del ICCVB, Mayo, 2020.



Fotografía 7 Patio Central del ICCVB, Mayo, 2020.



Fotografía 8 Pasillo, 2da Planta del ICCVB, Mayo, 2020.



Fotografía 9 Otra Vista de la 2da Planta, Mayo, 2020.



Fotografía 10 Parte del Equipo Monográfico y Tutor Ing. Nelson Acevedo en la 2da Planta del ICCVB. Mayo, 2020.



Fotografía 11 Equipo Monográfico y Tutor Ing. Nelson Acevedo en el patio del ICCVB, Mayo, 2020

TABLAS DE RESULTADOS

Datos de Entrada ICVB		
Carga de Piso 2	12.7500	kN/m ²
Carga de Piso 1	27.2831	kN/m ²
Fuerza Concreto	20.68	Mpa
σ_{wy} (N/mm ²) No. 3	276.00	kN/m ²
σ_{wy} (N/mm ²) No. 2	276.00	kN/m ²
Distancia Longitudinal	69.00	m
Distancia Transversal	47.50	m
Area efectiva	2,644.00	m ²
Area total interna	3,277.50	m ²
Numero de Pisos	2.00	
τ_w	0.70	N/mm ²
τ_{c1}	0.70	N/mm ²
τ_{c2}	0.70	N/mm ²
β	1.02	
Iso	1.22	

Tabla 21 Datos de Entrada del ICCVB. Fuente: Propia

Columna C1		
b	330.0	mm
D	330.0	mm
Area seccional	108,900.00	mm ²
Altura	412.0	m
Unidades x piso	68.0	Und.

Columna C2		
Diametro	460.0	mm
Area seccional	166,190.64	mm ²
Altura	412.0	m
Unidades x piso	36.0	Und.

Muros		
Espesor	330.00	mm
Longitud	499,420.00	mm
Area de los muros x piso	164,808,600.00	mm ²
Fuerza del Muro	117,327.24	kN

Tabla 22 Dimensiones de los dos tipos de Columnas existentes en el ICCVB. Fuente: Propia

kN/m ²	Piso 1	Piso 2
Peso de los muros	7.0517	
Peso de las vigas	11.7679	9.4143
Peso del ladrillo rojo	0.8139	
Peso de la losa de piso	4.7071	
Peso de las col c1+c2	0.4909	
Peso losa de techo		2.3535
Carga viva del piso	2.4516	
Carga viva losa de techo		0.9806
Peso del piso	27.2831	12.7484

Tabla 23 Peso de los Pisos 1 y 2

Peso de los Pisos				
Piso	Área del Piso (m²)	Carga del Piso (kN/m²)	Peso del Piso Wi (kN)	ΣWi (kn)
2	2,644.00	12.7484	33,706.7696	33,706.7696
1	2,644.00	27.2831	72,136.5164	105,843.2860
			PISO	ΣWi (n)
			2	33,706,769.600
			1	105,843,286.000

Tabla 24 Sumatoria del Peso de los Pisos 1 y 2. Fuente: Propia

El Factor ϕ de modificacion para la fuerza cortante en el piso.			
Piso	Factor de Modificacion.		
	n+1	n+i	ϕ
2	3	4	0.75
1	3	3	1.00

Tabla 25 Factor de Modificación para la Fuerza cortante en el Piso. Fuente Propia

CARACTERIZACIÓN DE LOS MIEMBROS VERTICALES/						
Piso		h0 (mm)	D (mm)	h0/D (mm ²)	Columna	Columna corta Muro
2	C1	4,120.00	330.00	12.48	Si	
	C2	3,120.00	460.00	6.78	SI	
	S/Col lindero	4,120.00	37,660.00			Si
1	C1	4,120.00	330.00	12.48	Si	
	C2	4,120.00	460.00	8.96	Si	
	S/Col lindero	4,120.00	37,660.00			Si

Tabla 26 Caracterización de los Miembros Verticales Pisos 1 y 2. Fuente: Propia

INDICE DE FUERZA (C) / INDICE DE DUCTILIDAD (F) / INDICE BASICO DE LA ESTRUCTURA (E0)						
Piso	n+1/n+i	Columnas	Cc	F	Cw	Eo
2	0.75	C1	0.0023	1.00	0.5935	1.3899
		C2	0.0035	1.00		1.3908
1	1.00	C1	0.00073	1.00	0.5895	0.5900
		C2	0.0011	1.00		0.5946

Tabla 27 Índice de Fuerza (c), Índice de Ductilidad, Índice Básico de la Estructura

INDICE SISMICO DE LA ESTRUCTURA I_s / INDICE DE DEMANDA SISMICA I_{so}				
Piso	I_s	I_{so}	ISO RNC07	$I_s \geq I_{so}$
2	1.2517	1.000	1.22	Cumple
1	0.5321	1.000	1.22	No Cumple

Tabla 28 Índice Sísmico de la Estructura I_s e Índice de Demanda Sísmica I_{so}

EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO PARA LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL								
Piso	Fuerza de todas las columnas Kn	Fuerza de todas las columnas linderos Kn	Fuerza de todas las columnas (-) Kn	Fuerza de los muros Kn	Fuerza del piso Kn	Fuerza necesaria $I_{so} \times W_i$ en Kn	-	Fuerza de reforzamiento en Kn
2	9,530.9621	2,333.8663	7,197.0958	57,815.5347	65,012.6305	41,122.2589	-	23,890.37
1	9,530.9621	2,333.8663	7,197.0958	57,815.5347	65,012.6305	129,128.8089	-	64,116.1784

Tabla 29 Evaluación y Reforzamiento para Dirección Transversal. Fuente Propia

EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO PARA LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL								
Piso	Fuerza de todas las columnas Kn	Fuerza de todas las columnas linderos Kn	Fuerza de todas las columnas (-) Kn	Fuerza de los muros Kn	Fuerza del piso Kn	Fuerza necesaria $I_{so} \times W_i$ en Kn	-	Fuerza de reforzamiento en Kn
2	9,530.9621	2,333.8663	7,197.0958	62,389.5634	69,586.6592	41,122.2589	-	28,464.40
1	9,530.9621	2,333.8663	7,197.0958	62,389.5634	69,586.6592	129,128.8089	-	59,542.1498

Tabla 30 Evaluación y Reforzamiento para la Dirección Longitudinal. Fuente: Propia.