



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA: DISEÑO PARA EL REFORZAMIENTO SÍSMICO
CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE UN EDIFICIO DE
HORMIGÓN ARMADO DE 16 PISOS.**

AUTOR: CLAUDIO CALDERÓN, ÁLVARO PAÚL

DIRECTOR: AGUIAR FALCONÍ, ROBERTO ROGRIGO

SANGOLQUÍ

2017



ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, “**DISEÑO PARA EL REFORZAMIENTO SÍSMICO CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO DE 16 PISOS.**” realizado por el señor **CLAUDIO CALDERÓN ÁLVARO PAÚL**, ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar al señor **CLAUDIO CALDERÓN ÁLVARO PAÚL** para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 1 de Septiembre del 2017

Ing. Aguiar Falconí, Roberto Rodrigo Ph.D

DIRECTOR



ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **CLAUDIO CALDERÓN ÁLVARO PAÚL**, con cédula de identidad N° 171668743-7, declaro que este trabajo de titulación “**DISEÑO PARA EL REFORZAMIENTO SÍSMICO CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO DE 16 PISOS.**” ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, 1 de Septiembre del 2017

CLAUDIO CALDERÓN ÁLVARO PAÚL

C.I. 171668743-7



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **CLAUDIO CALDERÓN ÁLVARO PAÚL**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución la presente trabajo de titulación **“DISEÑO PARA EL REFORZAMIENTO SÍSMICO CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO DE 16 PISOS.”** cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 1 de Septiembre del 2017



CLAUDIO CALDERÓN ÁLVARO PAÚL

C.I. 171668743-7

DEDICATORIA

Este proyecto se lo dedico a mis padres Fanny Lucía Calderón Baldeón y Pedro Rigoberto Claudio Carcelén, quienes con su sacrificio me han sabido guiar y apoyar en los tiempos más difíciles llevándome por el buen camino.

A mi querida y amada hermana Paola Alexandra Rivera Calderón, que con su amor y apoyo incondicional me ha ayudado a superar muchos obstáculos.

A mi adorado hermano Pol Ferrand Quintana Calderón, que siempre ha sido mi fuente de motivación y a quien espero siempre darle el mejor de los ejemplos.

A mis abuelitas Guillermina Baldeón y Mariana Carcelén, que con todos sus sabios consejos y su amor incondicional, me motivaron a continuar y alcanzar mis objetivos.

A mis familiares y amigos/as, los cuales han estado en todo momento compartiendo una etapa de mi vida muy importante.

AGRADECIMIENTO

A mi madre Fanny Calderón por el sacrificio realizado para que llegue a cumplir la primera de muchas metas trazadas, a mi padre Pedro Claudio por siempre motivarme a ser una persona mejor y por sus sabios consejos, a mi hermana Paola Rivera por ser un pilar fundamental para continuar superando toda clase de obstáculos, a mi hermano Pol Quintana por la alegría y su apoyo incondicional, a mi abuelita Rita Baldeón que con su impartición de valores y principios me ayudo a crecer como ser humano, a mi abuelita Mariana Carcelén que con todo su cariño y afecto entregados, me dieron el impulso necesario para culminar con mis estudios.

A mis familiares por su humor y apoyo brindado.

A mis amigos que observaron de cerca todo el proceso, quienes supieron escuchar, compartir y sobre todo apoyar en todo momento, tanto en las buenas como en las malas, siempre regalando a mi vida algo de ellos.

A mis docentes de la universidad quienes con paciencia y constancia, compartieron muchos conocimientos y consejos prácticos.

A mi director de proyecto Ing. Roberto Aguiar PhD., por ser el promotor y colaborador en la realización del proyecto, que sin su ayuda y conocimientos no hubiese sido posible realizar este proyecto.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIÓN	i
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	ii
AUTORIZACIÓN	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
ÍNDICE DE CONTENIDO	vi
ÍNDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS	x
ÍNDICE DE ECUACIONES	xiii
RESUMEN	xvii
ABSTRACT	xviii
1 CAPÍTULO 1: GENERALIDADES	1
1.1 Antecedentes e introducción	1
1.1.1 Antecedentes	1
1.1.2 Introducción	2
1.2 Ubicación	6
1.3 Justificación	7
1.4 Objetivos	8
1.4.1 Objetivo general	8
1.4.2 Objetivos específicos	8
2 CAPÍTULO 2: MATRIZ DE MASAS	9
2.1 Modelo de cálculo	9
2.2 Cálculo de masas	12
2.3 Matriz de masas	19
3 CAPÍTULO 3: MÉTODO ESPECTRAL	22

3.1	Matriz de rigidez	22
3.1.1	Matriz de rigidez de miembro de sección constante	25
3.1.2	Matriz de rigidez de la estructura	27
3.1.3	Matriz de rigidez lateral	29
3.1.4	Matriz de compatibilidad A.....	31
3.1.5	Matriz de rigidez en coordenadas de piso	33
3.2	Periodos y modos de vibración	37
3.2.1	Valores propios	39
3.2.2	Propiedades dinámicas	39
3.2.3	Modos de vibración.....	40
3.3	Sismos de análisis.....	41
3.4	Resultados	43
3.4.1	Análisis longitudinal	45
3.4.2	Análisis transversal	48
4	CAPÍTULO 4: ANÁLISIS NO LINEAL.....	52
4.1	Modelo de un grado de libertad.....	52
4.1.1	Modelo de un grado de libertad para Edificio Buzios.....	53
4.2	Constitutiva elasto plasto	54
4.2.1	Esfuerzo - Deformación	54
4.2.2	Comportamiento elastoplástico	55
4.2.3	Diagrama Momento - Curvatura	56
4.3	Acelerogramas de Manabí.....	57
4.4	Respuestas en el tiempo	61
5	CAPÍTULO 5: ESTRUCTURA REFORZADA CON DISIPADORES DE ENERGÍA	64
5.1	Disipadores Shear Link	64
5.2	Modelo de la diagonal equivalente.....	66

5.3	Respuestas espectrales.....	70
5.3.1	Análisis longitudinal	73
5.3.2	Análisis transversal	76
5.4	Respuestas en el tiempo	79
6	CAPÍTULO 6: PLACAS GUSSET.....	82
6.1	Curva histerética de disipador Shear Link Bozzo (SLB 40_5)	82
6.2	Diseño de Placas Gusset.....	83
6.3	Diseño de Diagonales de Acero	87
6.4	Resultados	89
7	CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	92
7.1	Conclusiones	92
7.2	Recomendaciones.....	93
8	CAPÍTULO 8: BIBLIOGRAFÍA.....	95

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Ingreso de datos.	12
Tabla 2	Geometría de columnas.....	13
Tabla 3	Número de columnas.	13
Tabla 4	Geometría de vigas.....	14
Tabla 5	Ingreso de geometría de muros.	15
Tabla 6	Resumen de geometría de muros.	16
Tabla 7	Geometría de bloques.....	17
Tabla 8	(Tabla C3-1 “Cargas muertas mínimas de diseño”).....	18
Tabla 9	Presentación de resultados de carga muerta.....	19

Tabla 10 Carga viva.	19
Tabla 11 Presentación de resultados de carga combinada.	19
Tabla 12 Frecuencias y periodos de vibración.	44
Tabla 13 Derivas del análisis longitudinal sin reforzar para E-W.	45
Tabla 14 Fuerzas cortantes del análisis longitudinal sin reforzar para E-W.	46
Tabla 15 Derivas del análisis longitudinal sin reforzar para N-S.	47
Tabla 16 Fuerzas cortantes del análisis longitudinal sin reforzar para N-S.	48
Tabla 17 Derivas del análisis transversal sin reforzar para E-W.	48
Tabla 18 Fuerzas cortantes del análisis transversal sin reforzar para E-W.	49
Tabla 19 Derivas del análisis transversal sin reforzar para N-S.	50
Tabla 20 Fuerzas cortantes del análisis transversal sin reforzar para N-S.	51
Tabla 21 Modelo de un grado de libertad para cada sentido de análisis.	54
Tabla 22 Masas del análisis sísmico.	54
Tabla 23 Aceleraciones del terremoto.	58
Tabla 24 Valores de PGA en Manta.	59
Tabla 25 Desplazamientos para un sistema de un gdl.	63
Tabla 26 Diámetros de contravientos en sentido longitudinal.	70
Tabla 27 Diámetros de contravientos en sentido transversal.	70
Tabla 28 Propiedades dinámicas de la estructura reforzada.	71
Tabla 29 Desplazamientos para un sistema de un gdl.	81
Tabla 30 Dimensiones de Placas Gusset.	90
Tabla 31 Capacidad de Placas Gusset.	90
Tabla 32 Capacidad de Diagonal de acero.	90
Tabla 33 Rediseño de Placas Gusset.	91
Tabla 34 Capacidad de resistencia de elementos.	91

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Disipador de energía tipo Shear Link.	2
Figura 2 Daños registrados.....	3
Figura 4 Área de influencia.....	6
Figura 5 Planta de Edificio Buzios y definición de los sentidos de análisis.	9
Figura 6 Pórticos transversales sin reforzamiento a) Pórtico 1; b) Pórtico 3.....	10
Figura 7 Pórticos transversales sin reforzamiento a) Pórtico 5'; b) Pórtico 5.	10
Figura 8 Pórticos transversales sin reforzamiento a) Pórtico 7; b) Pórtico 9.....	10
Figura 9 Pórticos longitudinales sin reforzamiento a) Pórtico A; b) Pórtico C.	11
Figura 10 Pórticos longitudinales sin reforzamiento a) Pórtico C'; b) Pórtico D.....	11
Figura 11 Pórticos longitudinales sin reforzamiento a) Pórtico D'; b) Pórtico E.	11
Figura 12 Pórtico G longitudinal sin reforzamiento.	12
Figura 13 Detalle de losa alivianada a) Vista en planta; b) Detalle del bloque.	17
Figura 14 Pórtico con propiedades de los elementos.	23
Figura 15 Numeración de nudos.	23
Figura 16 Numeración de elementos.....	23
Figura 17 Grados de libertad a) Coord. Secundarias; b) Coord. Principales.	24
Figura 18 Sistemas de un elemento a) Cuerpo rígido; b) Coordenadas locales; c) Coordenadas globales.	26
Figura 19 Pórtico a) Estructura; b) Coordenadas Q-q.....	28
Figura 20 Sistema de coordenadas a) Q – q; b) Q* - q*.	30
Figura 21 Sistema de coordenadas P-p a) Elemento flexible; b) Elemento axialmente rígido; y c) Elemento transversalmente rígido.	31
Figura 22 Sistema de coordenadas a) Sistema P-p; b) Sistema Q –q.....	31
Figura 23 Sistema de coordenadas de la estructura a) Sistema P-p; b) Sistema Q –q.	34
Figura 24 Vibración libre a) PI b) Sistema cargado c) Sistema amortiguado.....	37

Figura 25 Espectros obtenidos del terremoto de 2016 en Manta y se compara con los espectros: a) Del NEC-11; b) Del NEC-15.....	42
Figura 26 Desempeño de las estructuras de acuerdo al tipo de suelo; a) Estructura en suelo tipo “C”; b) Estructura en suelo tipo “D.	43
Figura 27 Derivas del análisis longitudinal sin reforzar para E-W.....	46
Figura 28 Derivas del análisis longitudinal sin reforzar para N-S.	47
Figura 29 Derivas del análisis transversal sin reforzar para E-W.....	49
Figura 30 Derivas del análisis transversal sin reforzar para N-S.	51
Figura 31 Modelo de múltiples grados de libertad y de un grado de libertad.....	53
Figura 32 Diagrama real Momento – Curvatura.	56
Figura 33 Diagrama idealizado Momento – Curvatura.....	57
Figura 34 Acelerógrafos.....	58
Figura 35 Registro de aceleraciones en Manta.	59
Figura 36 Registro de velocidades en Manta.	59
Figura 37 Registro de desplazamientos en Manta.....	60
Figura 38 Resultantes horizontales de la estación de Manta.....	60
Figura 39 Respuesta del análisis no lineal de la estructura sin reforzar en sentido longitudinal de la componente E-W.	61
Figura 40 Respuesta del análisis no lineal de la estructura sin reforzar en sentido longitudinal de la componente N-S.	62
Figura 41 Respuesta del análisis no lineal de la estructura sin reforzar en sentido transversal de la componente E-W.	62
Figura 42 Respuesta del análisis no lineal de la estructura sin reforzar en sentido transversal de la componente N-S.	63
Figura 43 Disipador SLB40_5 a) Vista en planta; b) Vista en Corte.....	65
Figura 44 Resortes en serie.	66
Figura 45 Resortes en paralelo.....	67
Figura 46 Pórtico reforzado a) Estructura; b) Modelo matemático.	67
Figura 47 Rigidez equivalente del conjunto.....	68

Figura 48 Pórticos transversales reforzados a) Pórtico 1; b) Pórtico 3.....	70
Figura 49 Pórtico 7 transversal reforzado.....	71
Figura 50 Pórticos longitudinales reforzados a) Pórtico A; b) Pórtico G.	71
Figura 51 Comparación de desplazamientos longitudinales para el espectro de EW.....	73
Figura 52 Comparación de derivas en sentido longitudinal para el espectro de EW.....	73
Figura 53 Fuerzas del sentido longitudinal para el espectro EW.....	74
Figura 54 Comparación de desplazamientos longitudinales para el espectro de NS.....	74
Figura 55 Comparación de derivas en sentido longitudinal para el espectro de NS.....	75
Figura 56 Fuerzas del sentido longitudinal para el espectro NS.....	75
Figura 57 Comparación de desplazamientos transversales para el espectro de EW.....	76
Figura 58 Comparación de derivas en sentido transversal para el espectro de EW.....	76
Figura 59 Fuerzas del sentido transversal para el espectro EW.....	77
Figura 60 Comparación de desplazamientos transversales para el espectro de NS...	77
Figura 61 Comparación de derivas en sentido transversal para el espectro de NS...	78
Figura 62 Fuerzas del sentido transversal para el espectro NS.....	78
Figura 63 Respuesta del análisis no lineal de la estructura reforzada en sentido longitudinal de la componente E-W.....	79
Figura 64 Respuesta del análisis no lineal de la estructura reforzada en sentido longitudinal de la componente N-S.	79
Figura 65 Respuesta del análisis no lineal de la estructura reforzada en sentido transversal de la componente E-W.....	80
Figura 66 Respuesta del análisis no lineal de la estructura reforzada en sentido transversal de la componente N-S.	80
Figura 67 Instalación de disipadores SLB 40_5.	82
Figura 68 Curva constitutiva de SLB 40_5.....	82

Figura 69 Elementos del pórtico reforzado.....	83
Figura 70 a) Contraviento en V invertida; b) Placa Gusset Inferior; c) Placa Gusset Inferior.....	83

ÍNDICE DE ECUACIONES

(2.1).....	13
(2.2).....	13
(2.3).....	14
(2.4).....	16
(2.5).....	17
(2.6).....	19
(2.7).....	20
(2.8).....	20
(2.9).....	21
(2.10).....	21
(2.11).....	21
(2.12).....	21
(2.13).....	21
(3.1).....	26
(3.2).....	30
(3.3).....	30
(3.4).....	30
(3.5).....	32
(3.6).....	32
(3.7).....	32
(3.8).....	32
(3.9).....	32

(3.10).....	33
(3.11).....	33
(3.12).....	35
(3.13).....	36
(3.14).....	36
(3.15).....	37
(3.16).....	38
(3.17).....	38
(3.18).....	38
(3.19).....	39
(3.20).....	39
(3.21).....	39
(3.22).....	39
(3.23).....	40
(3.24).....	40
(3.25).....	41
(4.1).....	52
(4.2).....	52
(4.3).....	52
(4.4).....	52
(5.1).....	66
(5.2).....	66
(5.3).....	67
(5.4).....	67
(5.5).....	68
(5.6).....	68

(5.7).....	69
(5.8).....	69
(5.9).....	69
(5.10).....	69
(5.11).....	69
(6.1).....	84
(6.2).....	84
(6.3).....	84
(6.4).....	84
(6.5).....	84
(6.6).....	85
(6.7).....	85
(6.8).....	85
(6.9).....	85
(6.10).....	85
(6.11).....	85
(6.12).....	86
(6.13).....	86
(6.14).....	86
(6.15).....	86
(6.16).....	86
(6.17).....	86
(6.18).....	87
(6.19).....	87
(6.20).....	88
(6.21).....	88

(6.22)	88
(6.23)	88
(6.24)	88
(6.25)	89
(6.26)	89

RESUMEN

El presente proyecto de titulación tiene como finalidad generar el análisis sísmico de un edificio de 16 pisos, para ello se propone recabar toda la información de los planos arquitectónicos, establecer ejes de columnas, dimensiones de elementos estructurales. Luego se calcula el peso de la estructura y se encuentra el área de cada piso. Posteriormente, se determina la rigidez de cada pórtico y se condensa la matriz de rigidez dependiendo del número de pisos de la edificación. Con todos los parámetros mencionados se procede con el modelamiento de la estructura en el programa CEINCI-LAB, al simular el sismo del 16 de Abril en Tarquí, el cual determina el momento de inercia, calcula la matriz de masas espacial, matriz de rigidez espacial y ambas matrices facilitan el cálculo de periodos, vectores propios y frecuencias de vibración, extrae los factores de participación modal, se obtiene las aceleraciones de cada piso, períodos y con estos datos se calcula desplazamientos y derivas. Con este modelamiento se evidencia la necesidad del reforzamiento, pensando siempre en la seguridad de sus ocupantes, por esto se analiza todos los posibles vanos a reforzar, los cuales dependen de la distribución arquitectónica para saber la factibilidad de colocar diagonales de acero junto con disipadores de energía, posteriormente se modela reiteradamente la estructura reforzada y se procede al cálculo de la nueva matriz de rigidez, periodos de la estructura, factores de participación modal, modos de vibración, desplazamientos y derivas de piso para verificar si el reforzamiento de la estructura es el correcto.

PALABRAS CLAVE

- **REFORZAMIENTO SÍSMICO**
- **SHEAR LINK**
- **PLACAS GUSSET**
- **SISMO 16 DE ABRIL**

ABSTRACT

The objective of this project is to generate a seismic analysis. To achieve this goal, the data from the architectural plan were collected and the axes of columns, the same as, the dimensions of structural elements were established. Then the weight of the structure is calculated, and the area of each floor is found. Subsequently, the rigidity of each gantry is determined and the rigidity matrix is condensed depending on the number of floors in the building. Once all the parameters mentioned above are collected and calculated, the next step is to modeling the structure by using the program CEINCI-LAB. The simulation of the earthquake of April 16th in Tarquí, finds the moment of inertia, calculates the matrix of spatial masses and matrix of spatial rigidity. Both matrices facilitate the calculation of periods, vectors and vibration frequencies. It also extracts the modal participation factors, and the accelerations of each floor. With all these data the displacements and drifts are calculated. This model demonstrates the need for reinforcement, always thinking about the safety of its occupant. Therefore, it analyzes all the possible vain to reinforce, which depend on the architectural distribution. This allows to know the feasibility of placing diagonals steels together with energy dissipators. Afterwards, the reinforced structure is repeatedly modeled and the new rigidity matrix, structure periods and modal participation factors are calculated.

KEY WORDS:

- **SEISMIC REINFORCEMENT**
- **SHEAR LINK**
- **GUSSET PLATES**
- **EARTHQUAKE OF APRIL 16TH**

1 CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1 Antecedentes e introducción

1.1.1 Antecedentes

El objetivo del diseño sismo-resistente ante un sismo determinado es ubicar a la estructura dentro de los límites de seguridad y economía. Dicho objetivo se logra por medio del estudio de conceptos básicos de energía. La función de los disipadores de energía es transmitir una fuerza externa, para así prevenir un colapso por aceleraciones y/o desplazamientos que no se tomaron en cuenta en el diseño de la estructura, esto se da gracias a las propiedades físicas y químicas que poseen ciertos materiales con los cuales fue construida la estructura (Carranza, 2015).

El título de “padre de los elementos amortiguadores suplementarios” se le otorga a Housner, G., quien dio a conocer las bases del diseño sísmico de las estructuras desde un punto de vista de energía. El uso de elementos para generar amortiguamiento extra en una estructura surgió en Japón a finales de los 60’s a cargo de Muto R., éste y otros estudios reinventaron la ingeniería con disipadores metálicos, ya que los mismos disipan energía durante la fluencia histerética de los elementos. La prueba piloto de disipadores metálicos se realizó en 1981 en Nueva Zelanda. Posteriormente, se realizó trabajos en Canadá en los años 80’s, la Universidad de Montreal fue la pionera en utilizar los disipadores. En los 90’s, en la Universidad de Buffalo, Constantinou y Symans desarrollaron los disipadores de tipo fluido, éstos fueron usados por primera vez en un edificio de Sacramento en 1995 (Claros, 2009).

El amortiguamiento suplementario tuvo su apogeo en la construcción, por ende obtuvo aceptación de varios ingenieros y se usa en varias edificaciones en el mundo. Hoy en día, existe un variedad de amortiguadores suplementarios como son: amortiguadores metálicos, de fricción, visco elásticos, viscosos, etc. Sus principales consumidores son los países situados en un lugar de alta peligrosidad sísmica. El principal defecto que poseen estos elementos es que no tienen un manual al cual

regirse, al momento de construir, tampoco tiene normas para controlar los estándares de calidad que deberían superar.

Los amortiguadores Shear Link (SLB) fueron desarrollados por Cahís y Bozzo en 1998, funciona con rigidizadores y tiene la forma de un perfil I. El dimensionamiento de los SLB depende de las solicitaciones a las que se somete el elemento. Su mecanismo de disipación se produce por fuerzas cortantes, lo cual produce una respuesta histerética estable, mientras que los rigidizadores previenen inestabilidades locales (Sánchez, 2014).



Figura 1 Disipador de energía tipo Shear Link.

Fuente: (Aguiar, Bozzo, Coyago, & Andino, 2016).

1.1.2 Introducción

A causa del sismo del 16 de Abril del 2016, varias estructuras de Manabí y Esmeraldas sufrieron colapsos o daños considerables. Para el análisis de reforzamiento de un edificio se debe tomar en cuenta que no debe tener grandes daños estructurales, es decir, se pueden presentar grietas en mampostería y pequeñas fisuras en vigas y columnas en sistema estructural.



Figura 2 Daños registrados.
Fuente: (Aguir & Del Castillo, 2016).

Para el reforzamiento se prevé arrostramiento con diagonales de acero por su facilidad de construcción y por los beneficios que brinda una vez que se refuerza la estructura.

En este proceso se realizan diferentes ejecuciones de la estructura en los programas de CEINCI-LAB, para definir el comportamiento estructural en dichas diagonales; es decir, verificar derivas, desplazamientos, fuerzas internas actuantes, contribución de amortiguamiento en la estructura y aporte de rigidez. De los resultados que se obtengan se definirá el funcionamiento de los disipadores de energía, mismos que se colocarán en la parte superior de las diagonales de acero.

Con este reforzamiento se espera que la estructura con disipadores de energía se comporte de forma adecuada en futuros eventos sísmicos.

En el Sur del continente Americano, se encuentran dos placas tectónicas que son, la Placa de Nazca o Placa Oceánica y la Placa de Sudamérica o Placa Continental, se encuentran en constante roce, este choque de placas produce subducción, es decir, el movimiento de una placa que se introduce bajo la otra placa, esto genera actividad sísmica y/o volcánica.

La fosa que se genera por subducción, se conoce como Cinturón Circunpacífico o Cinturón de Fuego del Pacífico, ya que rodea al Océano Pacífico en forma de cinturón, lo que dejó conocer que en esta zona existen considerables movimientos telúricos. Además, en este lugar se pueden originar un sinnúmero de erupciones, he ahí sus dos denominaciones.

Por el movimiento de las placas tectónicas de Nazca y Oceánica se origina el *Dorsal de Carnegie* que es una Cordillera submarina que se encuentra entre las costas de Ecuador e islas Galápagos.

El Ecuador se encuentra en el cinturón circunpacífico, es aquí donde empieza la subducción de la placa de Nazca, la misma que provoca gran actividad sísmica en todo su recorrido. Por esta razón “la costa ecuatoriana, tiene un hipocentro superficial y en la región oriental los eventos sísmicos que se asocian con la subducción pueden tener profundidades focales mayores a 200 Km” (Aguiar, 2008).

La Cordillera de los Andes que atraviesa el Ecuador en el sentido Norte Sur donde existen nevados activos y pasivos; a más de los movimientos telúricos que ocasiona la subducción, pueden existir eventos sísmicos por las fallas geológicas locales (Aguiar, 2008).

Los sismos superficiales son los que generan mayor daño, y como las placas son más delgadas en sus extremos donde rozan, la Costa Ecuatoriana es la zona de mayor peligrosidad sísmica, seguida por la Sierra y finalmente el Oriente Ecuatoriano (Aguiar, 2016).

El 16 de abril de 2016, un sismo de 7,8 Mw con epicentro en Pedernales, sacudió las costas ecuatorianas, este sismo se produjo por el empuje de las placas de Nazca y Continental. El origen se debe a que la placa de Nazca subduce hacia el este por debajo de la placa Sudamericana, a una velocidad de 61 mm / año, este minúsculo movimiento genera acumulación de energía, al liberar la energía se pueden desencadenar sismos y/o erupciones. Ecuador tiene gran historial de fuertes sismo,

siete terremotos de magnitud 7 o superior ocurrieron el año 1900 (Secretaría de gestión de riesgos, 2016).

Dicho sismo, cuyo hipocentro se ubicó a 20 km de profundidad, se produjo por el fenómeno de subducción. Este proceso fue el mismo que ocasionó el sismo del 14 de mayo de 1942 (7.8), que es el sexto más grande a escala mundial y el sismo del 31 de enero de 1906 (Mw 8.8), que es el más grande registrado en Ecuador.

La aceleración máxima del suelo, se registró en Pedernales y sobrepasa el valor de la gravedad para la componente este-oeste. En Manta y Portoviejo, estos valores exceden el 30% de la aceleración de la gravedad (Secretaría de gestión de riesgos, 2016).

En la actualidad se identificó un nivel de intensidad de 8 en la Escala Macro sísmica Europea (EMS) en daños a edificaciones de las ciudades costeras como Bahía de Caráquez, Canoa, Jama, Portoviejo, Muisne, Atacames, Quinde y Manta. Este valor es indicador de que el sismo tuvo el potencial de generar daños considerables en elementos estructurales y el colapso de edificaciones vulnerables. (Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, 2016). Las edificaciones de varios sectores de la Costa sufrieron fuertes daños, por varios factores, entre ellos: el escaso estudio de suelos, la construcción sin permisos del municipio, la mala ejecución de actividades de obra, el diseño estructural deficiente y otros problemas de diferente índole.

Mediante la información se llega a la conclusión que las construcciones del país son altamente vulnerables ante un sismo severo, como se observó el pasado 16 de abril de 2016, que en adición a los factores que se mencionaron previamente se suman: poco mantenimiento de las estructuras, mal cálculo de elementos estructurales, escasos estudios de suelos, etc. El sismo de 7.8 en la escala de Richter y IX en Mercalli, dejó daños materiales y pérdidas de vidas humanas, es decir que la exigencia del código NEC-15 no es suficiente para la realidad de nuestro país y se necesita mayor preparación ante la ocurrencia de un nuevo sismo de igual o mayor magnitud.

En diferentes partes del mundo el uso de sistemas de disipación de energía y de aislación sísmica crece día a día, como es el caso de Chile, incrementó los parámetros de diseño y por ende catapultó el uso de dispositivos que absorben o disipan la energía telúrica; en Colombia, el código obliga el uso de elementos sismo-resistentes. A nivel mundial, los países con un alto índice de movimientos telúricos actualmente realizan sus diseños sismo resistentes y en muchos casos consideran los diseños sismo indiferentes (Aguar, 2013).

Este sistema no es extraño en Ecuador. Por ejemplo en Portoviejo se utiliza para reforzar la estructura del Hotel Ceibo Dorado. Los disipadores de energía sísmica se aplican en las zonas donde hay mayor soporte de carga, y en el caso de una estructura irregular se colocan en las esquinas.

1.2 Ubicación

Zonas de alta vulnerabilidad sísmica.

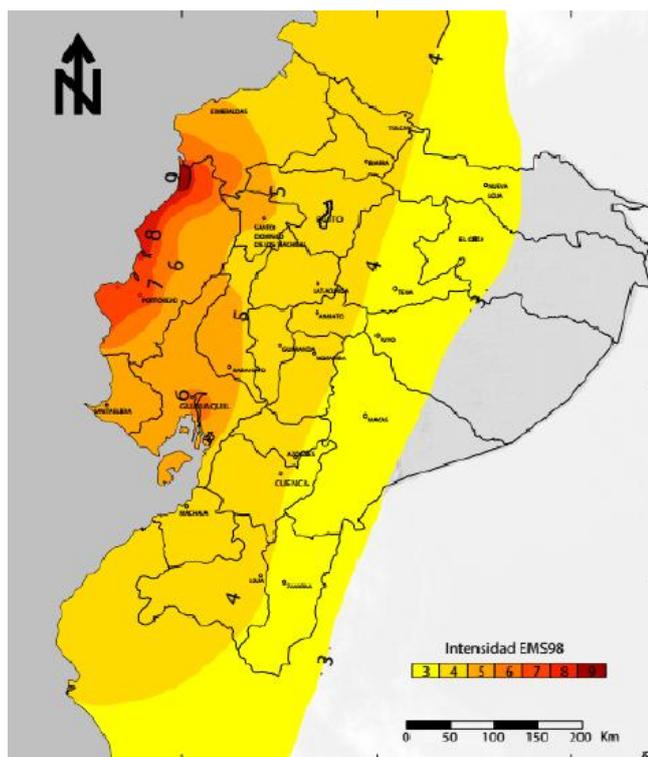


Figura 3 Área de influencia.

Fuente: Instituto Geofísico (2016).

En este proyecto en particular, la búsqueda, recopilación y procesamiento de información, al igual que el desarrollo del modelo analítico se realizaron en las instalaciones de la Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE, campus Sangolquí.

La presente investigación es parte del Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción de la Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE se trata del Análisis Sísmico de un edificio de dieciséis pisos en la ciudad de Manta con implementación de disipadores de energía.

1.3 Justificación

Para efecto de generar el análisis correspondiente se propone recabar toda la información de los planos arquitectónicos de la estructura a reforzar, se establecen ejes de columnas, dimensiones de elementos estructurales, etc. Luego se calcula el peso de la estructura, se encuentra el área de cada piso. Posteriormente, se determina la rigidez de cada pórtico y se condensa la matriz de rigidez en dependencia del número de pisos de la edificación. Se comprueba la existencia de excentricidad, por medio del cálculo del centro de masas y centro de gravedad de cada piso de la construcción, se encuentra el momento de inercia de las masas estructurales, se calcula la matriz de masas espacial, se obtiene la matriz de rigidez espacial de la estructura, que junto a la matriz de masas espacial, nos facilitará el cálculo de periodos, vectores propios y frecuencias de vibración, se extraen los factores de participación modal. Al simular el sismo del 16 de Abril en Tarquí, se obtienen las aceleraciones de cada piso, períodos y con estos datos se calculan desplazamientos y derivas. Finalmente, se encuentra el cortante basal y el coeficiente sísmico.

Por los daños en las edificaciones, se requiere un análisis no lineal, que representa gran importancia puesto que demuestra la existencia de daño en la estructura, y no como indica el informe de inspección visual que es el que se realiza de manera rápida y superficial a la estructura. El presente proyecto sirve para reforzar estructuras y poder dejar una metodología para los técnicos sobre cómo se refuerzan estructuras con disipadores de energía, de esta manera se espera que la rehabilitación de varias estructuras se realice para evitar futuros daños y/o colapsos.

Durante el sismo del 16 de abril de 2016 se evidenció que muchas estructuras se cimentaron en suelos de baja calidad, por ende, existió una amplificación de ondas sísmicas, lo que provocó el colapso de muchas construcciones y daños severos en otras edificaciones (Aguar, 2008).

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Realizar el diseño para el reforzamiento de un edificio de hormigón armado de 16 pisos que se afecta por el sismo del 16 de Abril con disipadores de energía; para mejorar su comportamiento estructural.

1.4.2 Objetivos específicos

- Calcular derivas de piso, desplazamientos y fuerzas actuantes en el edificio.
- Elaborar un modelo matemático de reforzamiento con disipadores de energía.
- Determinar el grado de daño estructural con el uso de disipadores de energía.

2 CAPÍTULO 2: MATRIZ DE MASAS

2.1 Modelo de cálculo

En la Figura 4, se presenta la planta tipo, y se definen los ejes de cada uno de los pórticos y lo más importante se indica el sentido longitudinal y transversal con que se detalla el análisis sísmico en esta tesis. Se tiene un total de 14 pórticos, 7 pórticos por cada sentido. (Transversal y longitudinal).

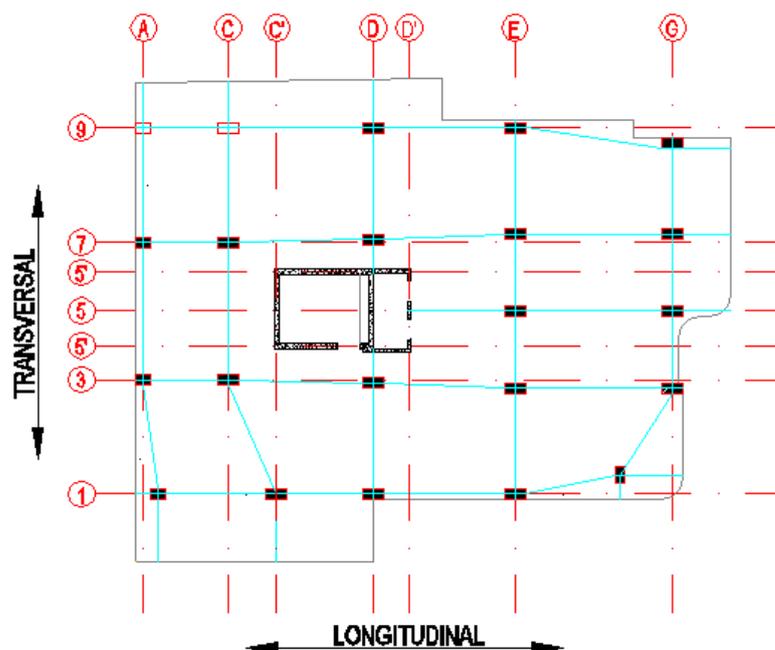


Figura 4 Planta de Edificio Buzios y definición de los sentidos de análisis.

A continuación se presenta el modelo para el análisis de cada uno de los pórticos; primero se indican los que se hallan en sentido transversal y luego los que se encuentran en sentido longitudinal.

Los muros de corte, se modelan con dos diagonales, cada una de ellas tiene una base que es igual a la cuarta parte de la longitud de la diagonal y una altura de la sección transversal que es el espesor del muro. Adicionalmente se indica que los muros de la grada son de 25 cm de espesor y del ascensor de 20 cm.

En Chile, luego del terremoto de Maule de 2010, las especificaciones del código emergente recomendaban que el espesor mínimo de los muros sea de 30 cm.

PORTICOS EN SENTIDO TRANSVERSAL

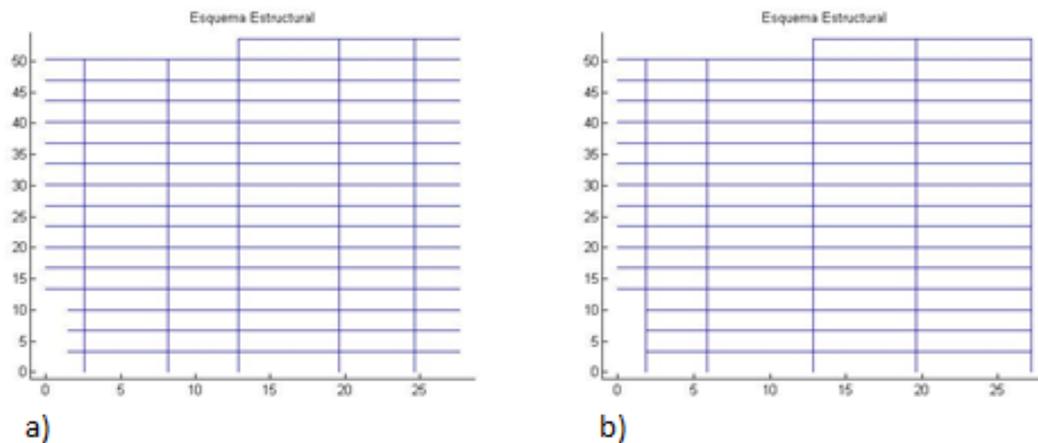


Figura 5 Pórticos transversales sin reforzamiento a) Pórtico 1; b) Pórtico 3.

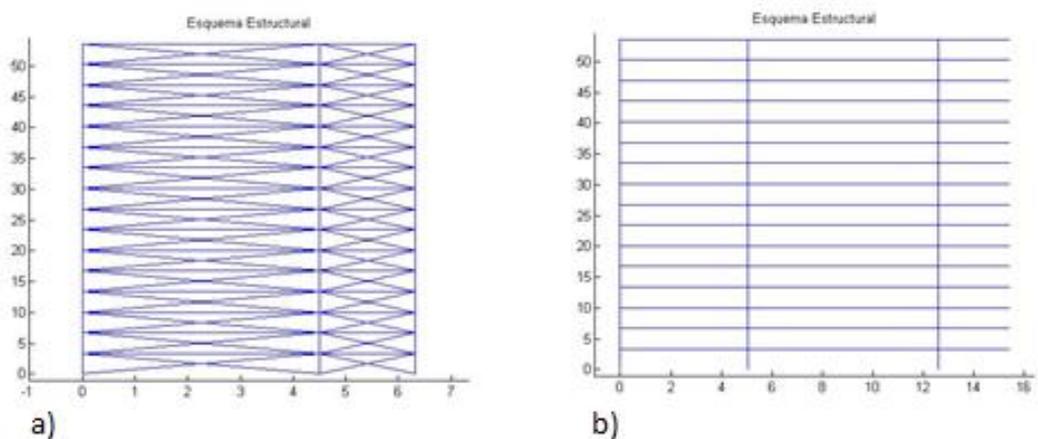


Figura 6 Pórticos transversales sin reforzamiento a) Pórtico 5'; b) Pórtico 5.

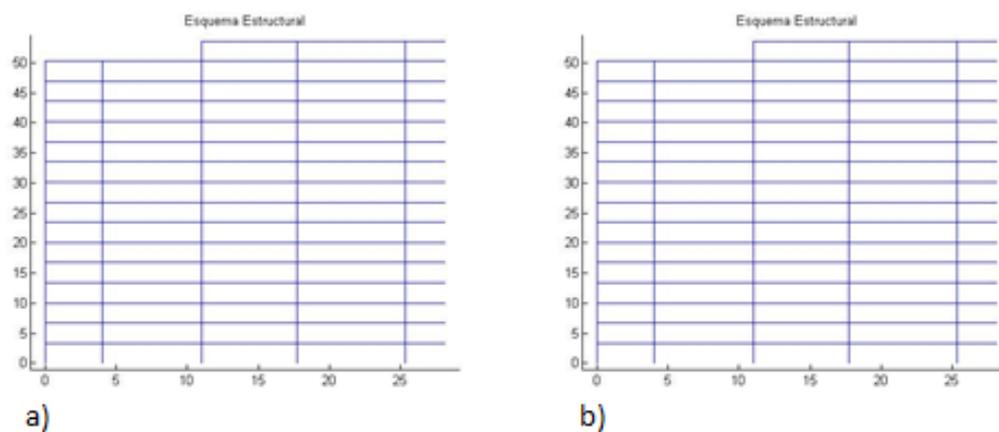


Figura 7 Pórticos transversales sin reforzamiento a) Pórtico 7; b) Pórtico 9.

PORTICOS EN SENTIDO LONGITUDINAL

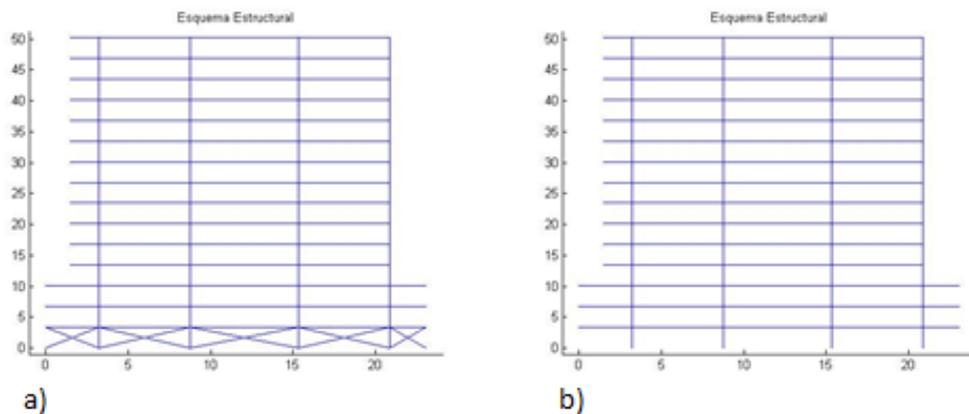


Figura 8 Pórticos longitudinales sin reforzamiento a) Pórtico A; b) Pórtico C.

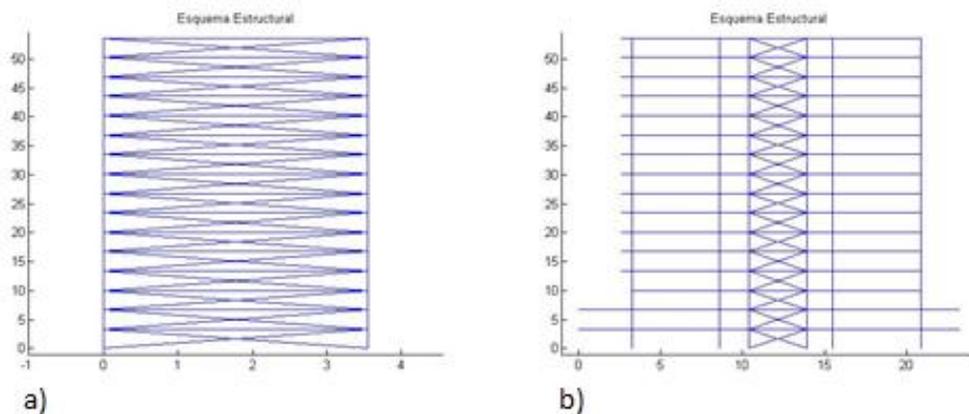


Figura 9 Pórticos longitudinales sin reforzamiento a) Pórtico C'; b) Pórtico D.

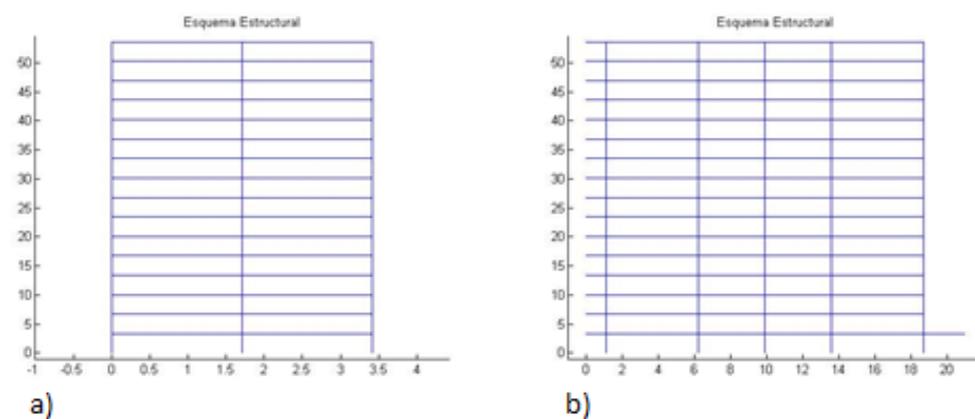


Figura 10 Pórticos longitudinales sin reforzamiento a) Pórtico D'; b) Pórtico E.

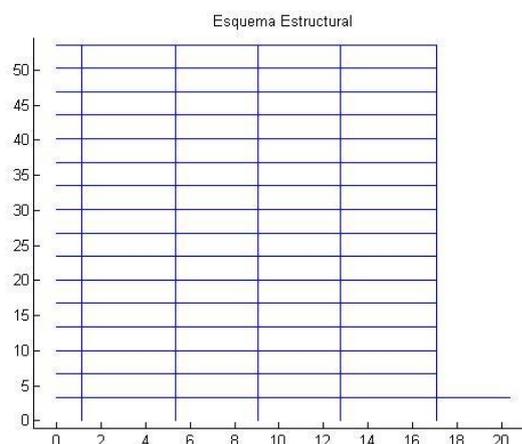


Figura 11 Pórtico G longitudinal sin reforzamiento.

2.2 Cálculo de masas

Se procede a calcular el peso exacto que existe en la estructura, para lo cual se necesitan las dimensiones exactas de vigas, columnas, paredes, vanos, altura de piso y losas, también se debe conocer qué tipo de losa se usó, que acabados se utilizaron en el edificio para estimar un peso por metro cuadrado de los mismos, y para repartir la carga en todo el piso se debe conocer el área de cada uno de ellos.

Se debe considerar que existen cruces de vigas, columnas, muros y losas para así determinar una correcta longitud de viga, de esta manera se obtendrá el peso estructural real (sin trasposición).

Se creó un programa en Excel para hacer el cálculo de masas de manera eficiente y rápida, donde se deben colocar los datos que se muestran en la Tabla 1:

Tabla 1
Ingreso de datos.

DATOS		
Densidad hormigón	2400	Kg/m ³
Altura de losa	0,30	m
Área de la losa P1	542,8271	m ²
Altura de piso	3,35	m
Nervio	0,10	m
Carpeta	0,05	m
Bloque	0,4	m

Nota: El área de la losa cambia de acuerdo a la losa que se indique.

Para realizar este cálculo se requiere de la siguiente ecuación:

$$P = \frac{\gamma_{hor} * V}{\text{Área de losa}} \quad (2.1)$$

Para hallar el valor exacto de la masa actuante por piso en la estructura, se debe añadir la geometría de las columnas, vigas, muros, losa, la longitud de ejes y número de elementos existentes de cada componente estructural.

Tabla 2
Geometría de columnas.

	b	h	u.
C1	0,5	1	m
C2	0,5	0,7	m
C3	0,8	0,4	m

Nota: El número de columnas depende del piso.

En este caso el número de columnas para el piso P1 de la estructura se especifica de la siguiente manera:

Tabla 3
Número de columnas.

	1 - 15	Penthouse
# de C1	17	13
# de C2	4	0
# de C3	1	1

$$V = b * h * (h_{piso} - h_{losa}) * \#col \quad (2.2)$$

Para columnas C1:

$$V_{C1} = 0,5 * 1 * (3,35 - 0,30) * 17$$

$$V_{C1} = 25,925 \text{ m}^3$$

Para columnas C2:

$$V_{C2} = 0,5 * 0,7 * (3,35 - 0,30) * 4$$

$$V_{C2} = 4,27 \text{ m}^3$$

Para columnas C3:

$$V_{C3} = 0,8 * 0,4 * (3,35 - 0,30) * 1$$

$$V_{C3} = 0,976 \text{ m}^3$$

Total peso de columnas:

$$V = V_{C1} + V_{C2} + V_{C3}$$

$$V = 31,171 \text{ m}^3$$

$$\gamma_{hor} = 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Área} = 542,83 \text{ m}^2$$

$$P_{col} = \frac{2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * 31,171 \text{ m}^3}{542,83 \text{ m}^2}$$

$$P_{col} = 137,82 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Tabla 4
Geometría de vigas.

	b	H	u.	long.
V1	0,4	0,7	m	109,17
V2	0,4	0,6	m	85,30

Nota: La longitud de vigas depende del piso especificado.

$$V = b * (h_{viga} - h_{losa}) * long \text{ V} \quad (2.3)$$

Para vigas V1:

$$V_{V1} = 0,4 * (0,7 - 0,3) * 109,17$$

$$V_{V1} = 17,47 \text{ m}^3$$

Para vigas V2:

$$V_{V2} = 0,4 * (0,6 - 0,3) * 85,30$$

$$V_{V2} = 10,24 \text{ m}^3$$

Total peso de vigas:

$$V = V_{V1} + V_{V2}$$

$$V = 27,7 \text{ m}^3$$

$$\gamma_{hor} = 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Área} = 542,83 \text{ m}^2$$

$$P_{vig} = \frac{2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * 27,7 \text{ m}^3}{542,83 \text{ m}^2}$$

$$P_{vig} = 122,49 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Tabla 5
Ingreso de geometría de muros.

	Muros		
	B	H	u.
M1	3,8	0,25	m
M2	0,25	4,25	m
M3	0,25	2,75	m
M4	3,8	0,25	m
M5	0,25	0,4	m
M6	0,2	2,1	m
M7	0,2	1,6	m
M8	0,6	0,2	m
M9	0,85	0,2	m
M10	0,6	0,2	m

$$V = b * h * (h_{piso} - h_{losa}) \quad (2.4)$$

Tabla 6
Resumen de geometría de muros.

Muros			
	B	H	u.
M1	15,00	0,25	M
M2	5,70	0,20	M

Para muros M1:

$$V_{M1} = 15 * 0,25 * (3,35 - 0,3)$$

$$V_{M1} = 11,44 \text{ m}^3$$

Para muros M2:

$$V_{M2} = 5,7 * 0,2 * (3,35 - 0,3)$$

$$V_{M2} = 3,477 \text{ m}^3$$

Total peso de muros:

$$V = V_{M1} + V_{M2}$$

$$V = 14,91 \text{ m}^3$$

$$\gamma_{hor} = 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Área} = 542,83 \text{ m}^2$$

$$P_{muro} = \frac{2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * 14,91 \text{ m}^3}{542,83 \text{ m}^2}$$

$$P_{muro} = 65,94 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

El área en análisis es de un metro cuadrado de losa:

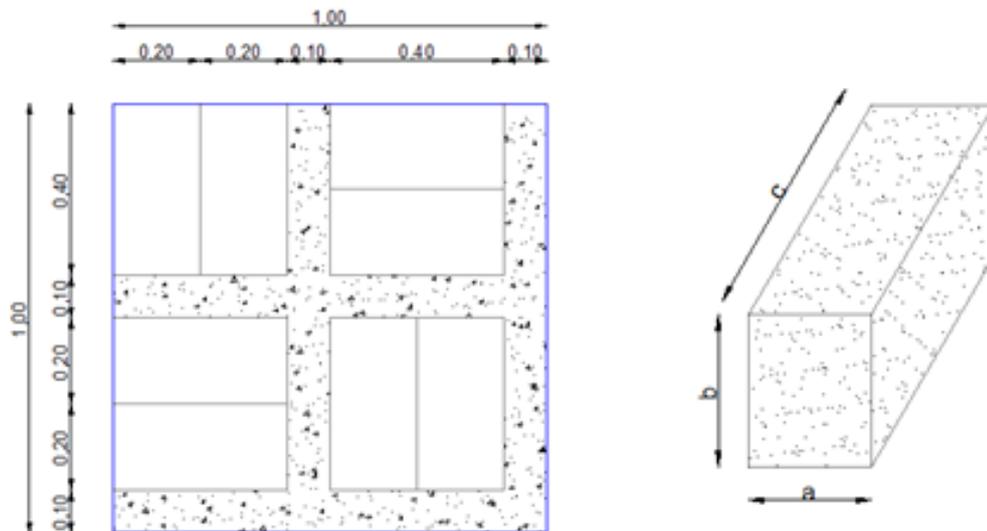


Figura 12 Detalle de losa alivianada a) Vista en planta; b) Detalle del bloque.

Tabla 7
Geometría de bloques.

	Bloque		
	A	b	C
B1	0,20	0,25	0,40

$$V = h_{losa} * 1 * 1 - a * b * c * \#bloques \quad (2.5)$$

Para losa en un metro cuadrado:

$$V_{losa} = 0,30 * 1 * 1 - 0,20 * 0,25 * 0,40 * 8$$

$$V_{losa} = 0,14 \text{ m}^3$$

$$\gamma_{hor} = 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Área} = 1,00 \text{ m}^2$$

$$P_{losa} = \frac{2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * 0,14 \text{ m}^3}{1,00 \text{ m}^2}$$

$$P_{losa} = 336 \frac{Kg}{m^2}$$

Peso de acabados:

$$P_{acabados} = 100 \frac{Kg}{m^2}$$

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

Peso de paredes:

ASCE / SEI 7 – 10 se encuentra el capítulo C3 correspondiente a “Cargas muertas, cargas de suelo y presión hidrostática” (ASCE/SEI 7-10, 2010).

Tabla 8
(Tabla C3-1 “Cargas muertas mínimas de diseño”).

Peso por m ² de pared (kg/m ²)	Ancho del bloque (mm)				
Espaciamiento del relleno	102	152	203	254	305
Sin relleno	139	168	215	259	302
1219 mm	-	158	239	292	345
1016 mm	-	172	254	311	369
813 mm	-	182	263	326	383
610 mm	-	196	282	350	412
406 mm	-	225	316	393	469
Relleno completo	-	306	417	527	637

Fuente: (ASCE/SEI 7-10, 2010).

Según el ASCE 7 – 10 “El peso de estas paredes de mampostería incluye el mortero de unión pero no el enlucido. Para considerar el peso del enlucido, se recomienda añadir a estos valores 24 Kg/m² por cada cara de la pared que se prevea enlucir”.

Para bloque de 20cm sin relleno y con dos lados enlucidos se tiene:

$$P_{paredes} = (215 + 2 * 24) \frac{Kg}{m^2}$$

$$P_{paredes} = 263 \approx 265 \frac{Kg}{m^2}$$

Los resultados son los siguientes:

Tabla 9
Presentación de resultados de carga muerta.

Carga muerta		
Peso de losa total	336	Kg/m ²
Peso de vigas / área	122,49	Kg/m ²
Peso de columnas de 1 piso / área	137,82	Kg/m ²
Peso de muros / área	65,94	Kg/m ²
Peso de paredes enlucido dos lados	265	Kg/m ²
Peso de acabados	100	Kg/m ²
TOTAL	1027,25	Kg/m ²

Tabla 10
Carga viva.

Carga Viva		
Vivienda	200	Kg/m ²
Hoteles	200	Kg/m ²
Oficinas	240	Kg/m ²

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

Tabla 11
Presentación de resultados de carga combinada.

Combinación					
D	+	0,25*L	=		
1027,25	+	50,00	=	1077,25	Kg/m ²
				1,08	T/m ²

2.3 Matriz de masas

Para el cálculo de la matriz de masas en análisis sísmico, se debe calcular la energía cinética y por medio de la misma se encuentra la matriz de masas.

La energía cinética de una estructura E_c es igual a la energía cinética de traslación más la energía cinética de rotación:

$$E_c = \frac{1}{2}mv^2 + \frac{1}{2}J\theta^2 \quad (2.6)$$

Donde m es la masa; v es la velocidad lineal de traslación; J es el momento de inercia de la masa; θ es la velocidad angular.

La energía cinética se puede escribir en forma matricial de la siguiente manera:

$$T = \frac{1}{2} \dot{q}^t M \dot{q} \quad (2.7)$$

Donde \dot{q} es el vector de velocidades; M es la matriz de masas.

Posteriormente se presenta una regla práctica para hallar la matriz de masas para el análisis espacial con tres grados de libertad (gdl) por planta que son: dos desplazamientos horizontales y un giro de torsión con relación a un eje perpendicular a la losa.

- Encontrar la energía cinética de la estructura y sacar factor común $\frac{1}{2}$.
- Los elementos de la diagonal principal son los coeficientes de \dot{q}_i^2 .
- Los elementos que están fuera de la diagonal, son simétricos.

Al aplicar la regla de cálculo se obtiene entonces la matriz de masas:

$$m = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & \\ & m_2 & & & & \\ & & \ddots & & & \\ & & & m_i & & \\ & & & & \ddots & \\ & & & & & m_n \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

Donde m_i es la masa total del piso i ; m_n es la masa total del último piso.

Esta matriz de masas tiene la particularidad que es simétrica respecto a la diagonal principal y todos los elementos de dicha diagonal son positivos.

El momento de inercia de un elemento de longitud L y con masa uniformemente distribuida es:

$$J = \frac{mL^2}{12} \quad (2.9)$$

En general, para un edificio de n pisos, la matriz de masas está conformada de la siguiente manera:

$$M = \begin{bmatrix} m & & & \\ & m & & \\ & & \ddots & \\ & & & J \end{bmatrix} \quad (2.10)$$

Siendo m la masa total del sistema; y J el momento de inercia de la masa.

$$m = \begin{bmatrix} m_1 & & & \\ & m_2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & m_n \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

$$J = \begin{bmatrix} J_1 & & & \\ & J_2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & J_n \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

Siendo m_1 la masa del piso 1; m_2 la masa del piso 2, etc.; J_1 es el momento de inercia de m_1 ; J_2 es el momento de inercia de m_2 , etc. Para un piso i se tiene que:

$$J = \frac{m_i}{12} (a_i^2 + b_i^2) \quad (2.13)$$

Donde a_i, b_i son las dimensiones de la losa en el piso i .

3 CAPÍTULO 3: MÉTODO ESPECTRAL

3.1 Matriz de rigidez

Para la obtención de la matriz de rigidez espacial de una estructura (KE), se requiere del ensamblaje directo de las matrices de rigidez en coordenadas globales de uno de los elementos de la misma (Aguiar, 2016).

Todo esto parte de la matriz de rigidez de un elemento lineal de sección constante:

$$G = 0,4E \quad \beta = 1,2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad A = bh$$

$$\phi = \frac{3 * E * I * \beta}{G * A * L^2}$$

$$K_f = \frac{4EI(1 + \phi)}{L(1 + 4\phi)} = K_{pf}$$

$$a = \frac{2EI(1 - 2\phi)}{L(1 + 4\phi)}$$

$$r = \frac{EA}{L}$$

$$K_1 = \begin{bmatrix} K_f & a & 0 \\ a & K_{pf} & 0 \\ 0 & 0 & r \end{bmatrix}$$

Dónde:

E	es el módulo de elasticidad del hormigón
I	es la inercia a flexión de la sección transversal
A	es el área de la sección transversal
G	es el módulo de corte del hormigón
β	es el factor de forma por corte de la sección
K_1	es la matriz de rigidez de miembro
L	es la longitud del elemento

Los pórticos de las estructuras se deben considerar como pórticos planos, se definen las vigas como axialmente rígidas puesto que no cambia de longitud luego de aplicar cargas. Se representa a los miembros axialmente rígidos: A_{∞} .

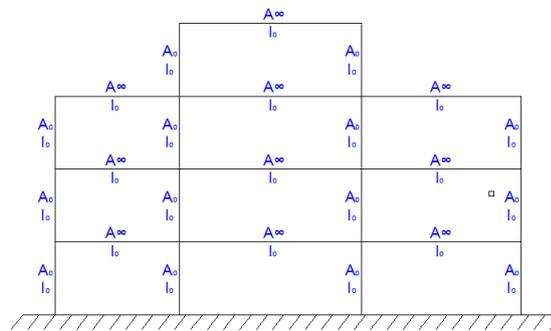


Figura 13 Pórtico con propiedades de los elementos.

Se recomienda numerar de izquierda a derecha y de abajo hacia arriba, se enumeran primero los nudos restringidos y luego los nudos restantes.

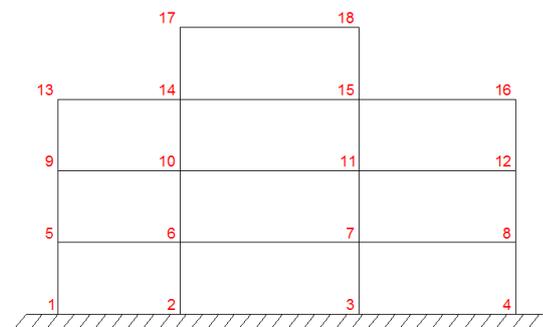


Figura 14 Numeración de nudos.

Para la numeración es recomendable comenzar por los elementos de hormigón seguido por los de acero y se concluye con disipadores o aisladores, y de cada material se numera primero columnas, luego vigas y por último diagonales.

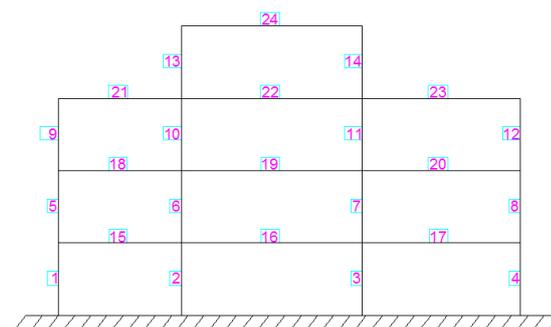


Figura 15 Numeración de elementos.

Por ser las vigas axialmente rígidas, se tiene un gdl horizontal por piso y en cada nudo se tienen dos gdl, un desplazamiento vertical y una rotación.

El gdl horizontal se considera como coordenada principal, los demás gdl como coordenadas secundarias. La acción sísmica actúa en sentido horizontal, por tanto el desplazamiento lateral tendrá valores más altos que los desplazamientos verticales y giros. Este hecho hace que se considere como coordenada principal y las restantes son coordenadas secundarias (Aguiar, 2012). Este modelo se denomina piso rígido y sirve para el análisis ante la componente horizontal de movimiento del suelo.

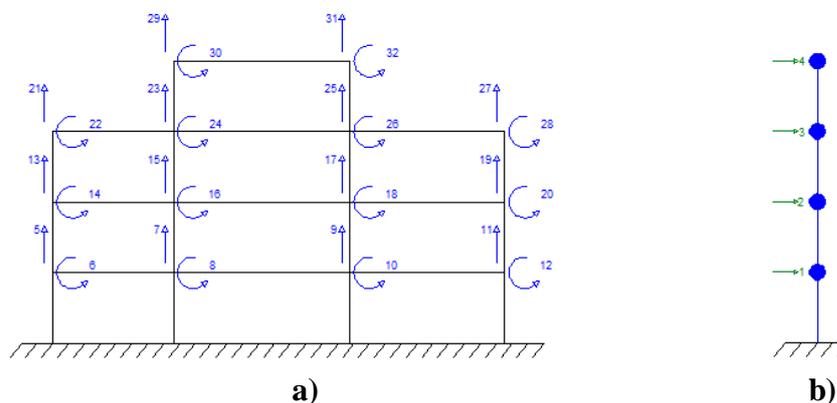


Figura 16 Grados de libertad a) Coord. Secundarias; b) Coord. Principales.

Las coordenadas generales (CG), van de acuerdo a la numeración de nudos y en base a sus gdl: desplazamientos en X, Y, y la rotación.

$$CG = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 1 & 5 & 6 \\ 1 & 7 & 8 \\ 1 & 9 & 10 \\ 1 & 11 & 12 \\ 2 & 13 & 14 \\ 2 & 15 & 16 \\ 2 & 17 & 18 \\ 2 & 19 & 20 \\ 3 & 21 & 22 \\ 3 & 23 & 24 \\ 3 & 25 & 26 \\ 3 & 27 & 28 \\ 4 & 29 & 30 \\ 4 & 31 & 32 \end{bmatrix}$$

La primera fila del vector \mathbf{CG} corresponde a los gdl del nudo 1; la segunda al nudo 2; la tercera al nudo 3; etc.

El vector de colocación (VC) está compuesto por los gdl del nudo inicial (NI) y del nudo final (NJ).

$$\mathbf{VC} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 1 & 5 & 6 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 7 & 8 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 9 & 10 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 11 & 12 \\ 1 & 5 & 6 & 2 & 13 & 14 \\ 1 & 7 & 8 & 2 & 15 & 16 \\ 1 & 9 & 10 & 2 & 17 & 18 \\ 1 & 11 & 12 & 2 & 19 & 20 \\ 2 & 13 & 14 & 3 & 21 & 22 \\ 2 & 15 & 16 & 3 & 23 & 24 \\ 2 & 17 & 18 & 3 & 25 & 26 \\ 2 & 19 & 20 & 3 & 27 & 28 \\ 3 & 23 & 24 & 4 & 29 & 30 \\ 3 & 25 & 26 & 4 & 31 & 32 \\ 1 & 5 & 6 & 1 & 7 & 8 \\ 1 & 7 & 8 & 1 & 9 & 10 \\ 1 & 9 & 10 & 1 & 11 & 12 \\ 2 & 13 & 14 & 2 & 15 & 16 \\ 2 & 15 & 16 & 2 & 17 & 18 \\ 2 & 17 & 18 & 2 & 19 & 20 \\ 3 & 21 & 22 & 3 & 23 & 24 \\ 3 & 23 & 24 & 3 & 25 & 26 \\ 3 & 25 & 26 & 3 & 27 & 28 \\ 4 & 29 & 30 & 4 & 31 & 32 \end{bmatrix}$$

La primera fila del vector de colocación corresponde al primer elemento numerado, la segunda fila al segundo elemento, etc. Las filas del vector de colocación están compuestas por: [NI(x) NI(y) NI(z) NJ(x) NJ(y) NJ(z)].

3.1.1 Matriz de rigidez de miembro de sección constante

En la Figura 17 a) representa el caso en que no se consideran los desplazamientos como cuerpo rígido; b) las coordenadas locales (axial y transversal) del elemento; y c) las coordenadas globales (horizontal y vertical) del elemento (Aguiar, 2014).

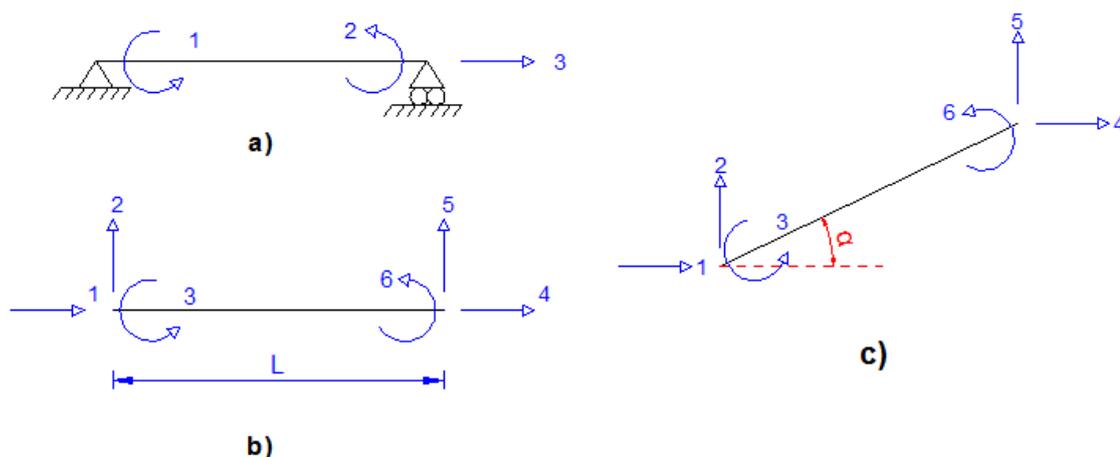


Figura 17 Sistemas de un elemento a) Cuerpo rígido; b) Coordenadas locales; c) Coordenadas globales.

Al no considerar el efecto de corte, $\phi=0$, se obtiene la matriz de rigidez de miembro de sección constante.

$$K_1 = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} & 0 \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{EA}{L} \end{bmatrix}$$

Esta matriz corresponde al sistema 1, es decir que representa a la matriz de rigidez de un cuerpo rígido.

Para pasar al sistema 2 necesitamos una matriz de paso llamada T_{1-2} , que se obtiene al deformar la unidad en cada uno de los gdl de la Figura 17 b) y medir en la Figura 17 a).

$$T_{1-2} = \begin{bmatrix} 0 & \frac{1}{L} & 1 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 1 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$K_i = T' * K_{i+1} * T \quad (3.1)$$

La ecuación (3.1) es muy utilizada en el Análisis Matricial de Estructuras y en Dinámica de Estructuras ya que conocida la matriz de rigidez k en un sistema determinado de coordenadas se puede hallar por medio de la matriz T la nueva matriz de rigidez en otro sistema de coordenadas (Aguiar, 2014).

Por lo tanto la matriz K_2 quedaría de la siguiente manera:

$$K_2 = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

La matriz de paso T_{2-3} se encuentra deformando la unidad en cada uno de los gdl de la Figura 17 c) y evaluando en la Figura 17 b), es decir:

$$T_{2-3} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & \sin \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Para la obtención de las deformaciones horizontales y verticales de todos los elementos, es decir, coordenadas globales se debe aplicar la ecuación (3.1), con la matriz de paso T_{2-3} .

3.1.2 Matriz de rigidez de la estructura

La matriz de rigidez total (K), se obtiene por ensamblaje directo de las matrices de miembro (K_3) en coordenadas globales. Para esto se requiere previamente definir los nudos iniciales y finales de cada elemento, es decir, la orientación de los elementos y obtener el VC.

Para el ensamblaje directo de la K, que se lo conoce también como método directo de cálculo, se ubica el VC sobre y a la derecha de la K₃. Los valores del VC diferente de cero aportan a la K y se ubica el elemento en la posición que especifica el VC, si en dicha posición se encuentra otro elemento se suma (Aguiar, 2016, pág. 53).

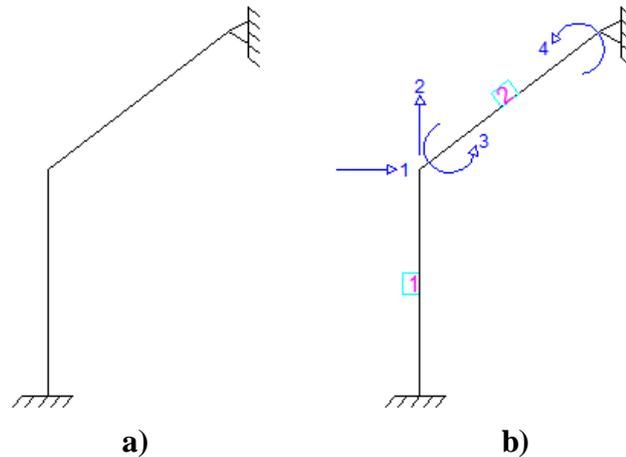


Figura 18 Pórtico a) Estructura; b) Coordenadas Q-q.

Para ejemplificar se toma el pórtico de la Figura 18, entonces se tiene:

$$\begin{array}{c}
 [0 \quad 0 \quad 0 \quad 1 \quad 2 \quad 3] \\
 \\
 K_3^{(1)} = \begin{bmatrix}
 K_{11}^{(1)} & K_{12}^{(1)} & K_{13}^{(1)} & K_{14}^{(1)} & K_{15}^{(1)} & K_{16}^{(1)} \\
 K_{21}^{(1)} & K_{22}^{(1)} & K_{23}^{(1)} & K_{24}^{(1)} & K_{25}^{(1)} & K_{26}^{(1)} \\
 K_{31}^{(1)} & K_{32}^{(1)} & K_{33}^{(1)} & K_{34}^{(1)} & K_{35}^{(1)} & K_{36}^{(1)} \\
 K_{41}^{(1)} & K_{42}^{(1)} & K_{43}^{(1)} & K_{44}^{(1)} & K_{45}^{(1)} & K_{46}^{(1)} \\
 K_{51}^{(1)} & K_{52}^{(1)} & K_{53}^{(1)} & K_{54}^{(1)} & K_{55}^{(1)} & K_{56}^{(1)} \\
 K_{61}^{(1)} & K_{62}^{(1)} & K_{63}^{(1)} & K_{64}^{(1)} & K_{65}^{(1)} & K_{66}^{(1)}
 \end{bmatrix} \begin{array}{l}
 [0 \\
 0 \\
 0 \\
 1 \\
 2 \\
 3]
 \end{array} \\
 \\
 [1 \quad 2 \quad 3 \quad 0 \quad 0 \quad 4] \\
 \\
 K_3^{(2)} = \begin{bmatrix}
 K_{11}^{(2)} & K_{12}^{(2)} & K_{13}^{(2)} & K_{14}^{(2)} & K_{15}^{(2)} & K_{16}^{(2)} \\
 K_{21}^{(2)} & K_{22}^{(2)} & K_{23}^{(2)} & K_{24}^{(2)} & K_{25}^{(2)} & K_{26}^{(2)} \\
 K_{31}^{(2)} & K_{32}^{(2)} & K_{33}^{(2)} & K_{34}^{(2)} & K_{35}^{(2)} & K_{36}^{(2)} \\
 K_{41}^{(2)} & K_{42}^{(2)} & K_{43}^{(2)} & K_{44}^{(2)} & K_{45}^{(2)} & K_{46}^{(2)} \\
 K_{51}^{(2)} & K_{52}^{(2)} & K_{53}^{(2)} & K_{54}^{(2)} & K_{55}^{(2)} & K_{56}^{(2)} \\
 K_{61}^{(2)} & K_{62}^{(2)} & K_{63}^{(2)} & K_{64}^{(2)} & K_{65}^{(2)} & K_{66}^{(2)}
 \end{bmatrix} \begin{array}{l}
 [1 \\
 2 \\
 3 \\
 0 \\
 0 \\
 4]
 \end{array}
 \end{array}$$

$$K = \begin{bmatrix} K_{44}^{(1)} + K_{11}^{(2)} & K_{45}^{(1)} + K_{12}^{(2)} & K_{46}^{(1)} + K_{13}^{(2)} & K_{16}^{(2)} \\ K_{54}^{(1)} + K_{21}^{(2)} & K_{55}^{(1)} + K_{22}^{(2)} & K_{56}^{(1)} + K_{23}^{(2)} & K_{26}^{(2)} \\ K_{64}^{(1)} + K_{31}^{(2)} & K_{65}^{(1)} + K_{32}^{(2)} & K_{66}^{(1)} + K_{33}^{(2)} & K_{36}^{(2)} \\ K_{61}^{(2)} & K_{62}^{(2)} & K_{63}^{(2)} & K_{66}^{(2)} \end{bmatrix}$$

3.1.3 Matriz de rigidez lateral

La matriz de rigidez lateral se define como la matriz de rigidez condensada (K_L) en función de las coordenadas laterales de piso. Se conoce dos modelos matemáticos para encontrar la respuesta a la acción sísmica horizontal. El primer modelo considera vigas axialmente rígidas y columnas flexibles. El segundo modelo considera todos los elementos de la estructura como axialmente rígidos.

Los elementos de la matriz de rigidez lateral, son las fuerzas horizontales que deben aplicarse a nivel de piso, con el objeto de obtener un determinado desplazamiento lateral unitario y los demás desplazamientos laterales nulos.

Para el cálculo de la matriz de rigidez lateral se conocen algunos métodos, en este caso se explicará la **condensación mediante eliminación de Gauss**, si bien es cierto, mediante la solución de un conjunto de ecuaciones lineales, se optimiza la obtención de la matriz de rigidez condensada. Se puede mejorar el proceso de cálculo de la matriz de rigidez lateral, al triangular la matriz de rigidez total y reemplazar los valores de las incógnitas (Aguilar, 2016).

Para poder aplicar la eliminación de Gauss, la coordenada lateral se debe numerar al final. Esta numeración busca eliminar los elementos correspondientes a los gdl que se numeran primero y se obtienen las matrices \mathbf{T} y \mathbf{K}_+ .

$$\begin{pmatrix} 0 \\ Q_b \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} q_a \\ q_b \end{pmatrix}$$

El orden de las sub matrices depende netamente del número de gdl, en este caso los desplazamientos horizontales se numeran últimos y son tantos como números de pisos (NP) posee la estructura, por lo tanto K_{bb} será de orden NP*NP y K_{aa} será de orden 2NP*2NP.

Al expresar la matriz en ecuaciones se obtiene:

$$0 = K_{aa}q_a + K_{ab}q_b \tag{3.2}$$

$$Q_b = K_{ba}q_a + K_{bb}q_b \tag{3.3}$$

Se multiplica a la ecuación (3.2) por K_{aa}^{-1} :

$$0 = K_{aa}^{-1} * K_{aa}q_a + K_{aa}^{-1} * K_{ab}q_b$$

Pero se define a $T = K_{aa}^{-1} * K_{ab}$, entonces:

$$0 = Iq_a + Tq_b \tag{3.4}$$

Al reemplazar la ecuación (3.2) por la (3.4) y aplicar operaciones básicas para triangular la matriz se tiene:

$$\begin{pmatrix} 0 \\ Q_b \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} I & -T \\ 0 & K_L \end{bmatrix} \begin{pmatrix} q_a \\ q_b \end{pmatrix}$$

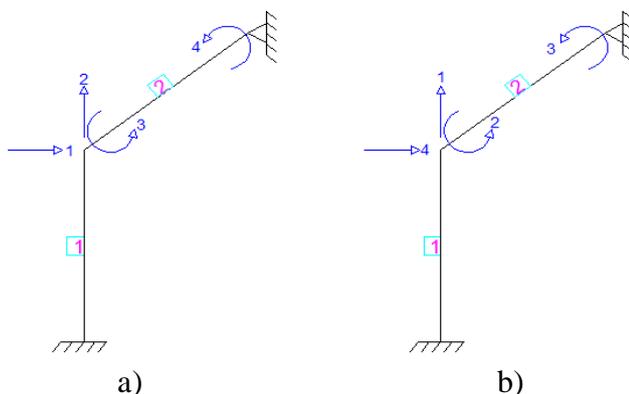


Figura 19 Sistema de coordenadas a) Q – q; b) Q* - q*.

Al numerar al final los desplazamientos horizontales se genera un cambio en el sistema de coordenadas (Q - q), y se crea un nuevo sistema de coordenadas (Q* - q*), para esto se elabora una matriz de paso T que se define en el Q* - q* y se mide en Q - q, con el fin de obtener la K en el nuevo sistema Q* - q*.

3.1.4 Matriz de compatibilidad A

A es la matriz de compatibilidad que transforma los desplazamientos en deformaciones, es de orden $m \times n$. Donde m el número de filas que es igual al número de gdl del sistema p y n el número de columnas que es igual número de gdl del sistema q , cada elemento A_{ij} representa el coeficiente de influencia de las deformaciones para los desplazamientos (Aguiar, 2014, pág. 322).

El cálculo de la matriz A sirve para encontrar la matriz de rigidez K , para la numeración del sistema $P-p$ se conocen varios modelos que dependen de las propiedades de los elementos y estos son:

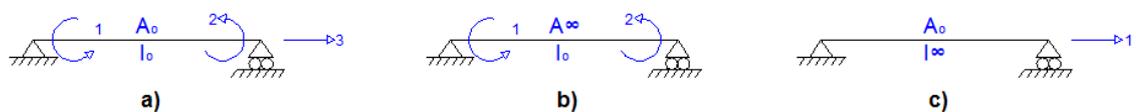


Figura 20 Sistema de coordenadas P-p a) Elemento flexible; b) Elemento axialmente rígido; y c) Elemento transversalmente rígido.

El modelo más óptimo para trabajar el sistema P-p, es el primer caso, con todos los elementos flexibles, en éste caso se tienen tres coordenadas por elemento.

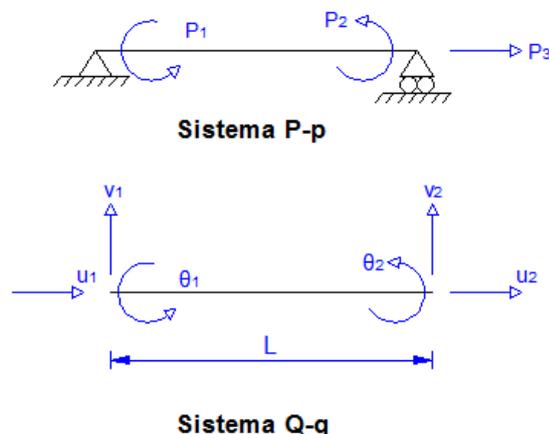


Figura 21 Sistema de coordenadas a) Sistema P-p; b) Sistema Q -q.

Se quiere establecer una relación entre los desplazamientos q y las deformaciones p , dicha relación entre los sistemas se obtiene por medio de la matriz A .

$$p = Aq \quad (3.5)$$

Las deformaciones de un elemento totalmente flexible se calculan:

$$p_1 = \theta_1 - \frac{v_2 - v_1}{L} \quad (3.6)$$

$$p_2 = \theta_2 - \frac{v_2 - v_1}{L} \quad (3.7)$$

$$p_3 = u_2 - u_1 \quad (3.8)$$

A^t es la matriz transpuesta de A que relaciona las cargas internas (P) con el vector de cargas generalizadas (Q). Se puede demostrar al igualar la energía de deformación externa (E_{M1}) con la energía de deformación interna (E_{M2}):

$$E_{M1} = E_{M2}$$

$$E_{M1} = \frac{1}{2} q^t Q$$

$$E_{M2} = \frac{1}{2} p^t P$$

$$\frac{1}{2} q^t Q = \frac{1}{2} p^t P$$

Al reemplazar la ecuación (3.5):

$$q^t Q = (Aq)^t P$$

$$q^t Q = q^t A^t P$$

$$Q = A^t P \quad (3.9)$$

Al transformar las deformaciones \mathbf{p} de cada elemento en cargas internas \mathbf{P} , se realiza por medio de la matriz de rigidez del elemento K_3 . La ecuación matricial que se utiliza es:

$$\mathbf{P} = K_3 \mathbf{p} \quad (3.10)$$

Al reemplazar la ecuación (3.10) en la (3.9), se tiene:

$$\mathbf{Q} = A^t K_3 \mathbf{p}$$

Si reemplazamos la ecuación (3.5) en la última ecuación:

$$\mathbf{Q} = A^t K_3 A \mathbf{q}$$

Por otra parte se conoce:

$$\mathbf{Q} = K \mathbf{q}$$

Entonces se deduce que:

$$\mathbf{K} = A^t K_3 A \quad (3.11)$$

Donde \mathbf{K} es la matriz de rigidez de la estructura; \mathbf{A} es la matriz de compatibilidad de deformaciones; \mathbf{K}_3 es la matriz de rigidez de miembro en coordenadas globales (Aguilar, 2014, pág. 372).

3.1.5 Matriz de rigidez en coordenadas de piso

La matriz de rigidez en coordenadas de piso o matriz espacial (K_E), se puede obtener por diferentes metodologías, el modelo más utilizado en el análisis sísmico espacial va de la mano con la hipótesis de considerar a la losa como un cuerpo rígido.

Los requisitos para el cálculo de la K_E son las K_L de todos los pórticos, al interpretar la hipótesis, se deduce que cada pórtico plano es un elemento de la estructura espacial integrado por las coordenadas laterales de cada pisos.

Al considerar losa rígida cada piso tendrá únicamente tres gdl, este artificio matemático plantea que todos los pórticos planos están unidos por la losa rígida, es decir son elementos de la estructura espacial.

Por motivos de obtención de resultados y para su facilidad de interpretación, se recomienda numerar primero todas las componentes horizontales de X en orden ascendente; luego todas las componentes horizontales de Y de igual manera en forma ascendente y finalmente los momentos de torsión de cada piso, los tres gdl por planta se denominan sistema **Q – q** (Aguiar, 2014, pág. 607).

Estos gdl se recomienda colocarlos en el Centro de Masas (CM), para facilitar el cálculo de la matriz de masas (Aguiar, 2008, pág. 66).

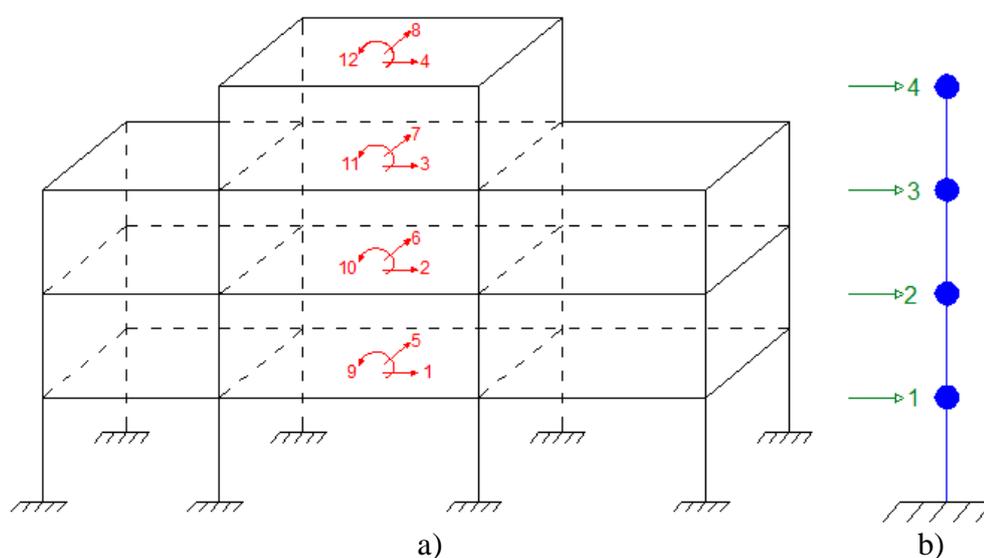


Figura 22 Sistema de coordenadas de la estructura a) Sistema P-p; b) Sistema Q –q.

La relación entre las coordenadas de piso q (Figura 22 b) y las coordenadas de pórtico p (Figura 22 a) está determinada por la matriz de compatibilidad de deformaciones A .

La matriz de compatibilidad (A) está compuesta de $\cos\alpha$, $\sin\alpha$ y r_j ; donde α el ángulo entre la orientación positiva del pórtico y el eje X; y r_j es la distancia desde el CM al pórtico en el piso j , se toma positiva si la rotación del pórtico con respecto al

CM es en sentido anti horario con respecto a la orientación positiva del pórtico (Aguar, 2014, págs. 609-610).

La matriz A es de orden $(NP * 3NP)$:

$$A = \begin{bmatrix} \text{Cos } \alpha & & \text{Sen } \alpha & & r_1 & & \\ & \ddots & & & & \ddots & \\ & & \text{Cos } \alpha & & \text{Sen } \alpha & & \\ & & & & & & r_n \end{bmatrix}$$

Al analizar el artificio matemático propuesto y al aplicarlo a la ecuación (3.11) se tiene:

$$K_E = \sum_{i=1}^{NP} A^t K_L A \quad (3.12)$$

Para el cálculo de la K_E , todas las K_L deben ser del mismo orden, después que se efectuó el triple producto matricial de la ecuación (3.11), se deben sumar los resultados. En caso de que falten filas y columnas, estas se aumentaran al inicio de la matriz con valor 0.

$$K_{n+1*n+1} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & & & \\ 0 & & K_{n*n} & \\ 0 & & & \end{bmatrix}$$

Por otra parte se interpreta:

$$A = [\text{Cos } \alpha \quad \text{Sin } \alpha \quad r]$$

Al aplicar la ecuación (3.11) se tiene:

$$K_E = \begin{bmatrix} \sum \text{Cos}^2_\alpha K_L & \sum \text{Sen}_\alpha \text{Cos}_\alpha K_L & \sum \text{Cos}_\alpha K_L r \\ \sum \text{Sen}_\alpha \text{Cos}_\alpha K_L & \sum \text{Sen}^2_\alpha K_L & \sum \text{Sen}_\alpha K_L r \\ \sum \text{Cos}_\alpha K_L r & \sum \text{Sen}_\alpha K_L r & \sum K_L r^2 \end{bmatrix}$$

Por otra parte se conoce que:

$$K_E = \begin{bmatrix} K_{XX} & K_{XY} & K_{X\theta} \\ K_{YX} & K_{YY} & K_{Y\theta} \\ K_{\theta X} & K_{\theta Y} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix}$$

Entonces se concluye que:

$$\begin{aligned} K_{XX} &= \sum \cos^2 \alpha K_L & K_{XY} &= K_{YX} = \sum \operatorname{Sen} \alpha \cos \alpha K_L \\ K_{YY} &= \sum \operatorname{Sen}^2 \alpha K_L & K_{Y\theta} &= K_{\theta Y} = \sum \operatorname{Sen} \alpha K_L r \\ K_{X\theta} &= K_{\theta X} = \sum \cos \alpha K_L r & K_{\theta\theta} &= \sum K_L r^2 \end{aligned} \quad (3.13)$$

Cabe recalcar que este resultado se da si la estructura tiene los CM colineales en todos los pisos, en caso de no ser colineales, entonces $K_{\theta\theta}$ se calcula de la siguiente manera:

$$K_{\theta\theta} = \sum_{i=1}^{NP} r'_i K_{L_i} r_i \quad (3.14)$$

K_{XX} , K_{YY} son las matrices de rigidez lateral por traslación; $K_{\theta\theta}$ matriz de rigidez torsional; $K_{X\theta}$, $K_{Y\theta}$ matrices de rigidez de acoplamiento lateral con torsión; K_{XY} es la matriz trasnacional de acoplamiento en las direcciones X, Y (Aguiar, 2008, pág. 71). Todas las sub matrices son de orden NP*NP.

Para que una estructura tenga buen comportamiento K_{XY} , $K_{X\theta}$ y $K_{Y\theta}$ deben ser nulas, para evitar problemas de torsión $K_{\theta\theta}$ debe ser lo más grande posible. Para lograr esto K_L de los pórticos exteriores debe ser alto, porque estos son los que más aportan a la rigidez torsional de la estructura por su mayor valor de r.

3.2 Periodos y modos de vibración

Para el análisis sísmico de las estructuras se considera que el edificio tiene un comportamiento armónico simple que puede ser de dos tipos: vibración libre y vibración forzada. Cuando existe vibración libre el sistema se encuentra en equilibrio, es decir la posición inicial (PI); cuando existe una fuerza externa que altere el equilibrio de dicho sistema llega una nueva posición de equilibrio estático (PEE).

En la Figura 23 a) se observa al sistema sin cargas externas y en total equilibrio, en la Figura 23 b) la incorporación de una masa al sistema provoca el incremento de la deformación del resorte que es proporcional a la fuerza generada por el mismo, el sistema se deforma una cantidad δ y la Posición Inicial (PI), pasa a la Posición de Equilibrio Estático (PEE); Figura 23 c) se aumenta un sistema de amortiguación y se analiza su PEE.

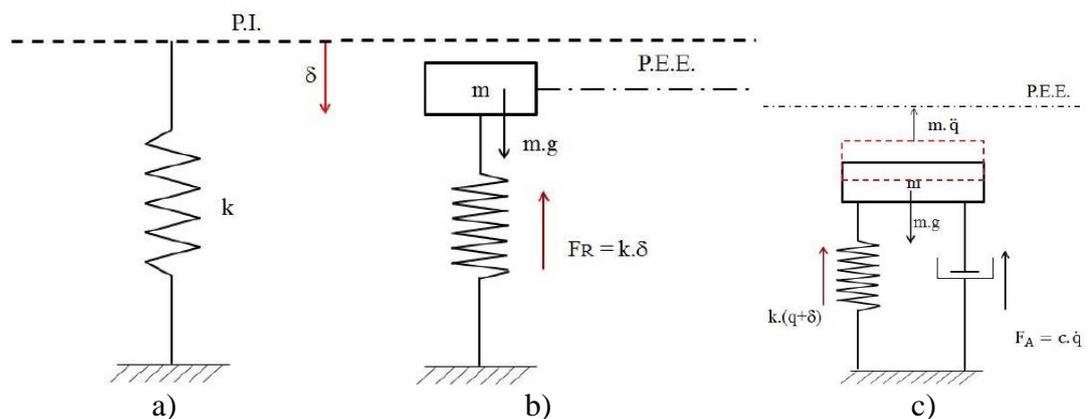


Figura 23 Vibración libre a) PI b) Sistema cargado c) Sistema amortiguado.

Fuente: (Aguilar, Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB, 2012).

Al realizar equilibrio de fuerzas en la Figura 23 se obtiene:

$$Mg = K\delta \quad (3.15)$$

$$K * (q + \delta) + C\dot{q} + M\ddot{q} - Mg = 0$$

$$M\ddot{q} + C\dot{q} + Kq = 0 \quad (3.16)$$

Donde \ddot{q}, \dot{q}, q son los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración respectivamente.

Para las estructuras se modela como vibración libre sin amortiguamiento se parte de la ecuación (3.16), es decir $C=0$, entonces:

$$M\ddot{q} + Kq = 0 \quad (3.17)$$

La solución se propone:

$$q(t) = \phi f(t)$$

$$\dot{q}(t) = \phi \dot{f}(t)$$

$$\ddot{q}(t) = \phi \ddot{f}(t)$$

Donde ϕ es el vector que contiene a los vectores propios.

Al reemplazar $q(t), \dot{q}(t), \ddot{q}(t)$ en la ecuación (3.21) se observa:

$$M\phi \ddot{f}(t) + K\phi f(t) = 0$$

Al dividir para $f(t)$:

$$\left(K + M \frac{\ddot{f}(t)}{f(t)} \right) \phi = 0$$

Se denomina:

$$\frac{\ddot{f}(t)}{f(t)} = -\lambda \quad \rightarrow \quad \ddot{f}(t) + f(t)\lambda = 0 \quad (3.18)$$

Se tiene entonces:

$$(K + M\lambda)\phi = 0 \quad (3.19)$$

3.2.1 Valores propios

La ecuación (3.19) representa el problema de valores y vectores propios, donde λ es el valor propio y ϕ es el vector propio. Para que la ecuación (3.19) satisfaga la igualdad el determinante de la matriz será nulo, por lo tanto se tiene:

$$\det|K + M\lambda| = 0 \quad (3.20)$$

Al resolver la ecuación (3.20), se obtiene un polinomio característico, el cual nos da n soluciones para λ , donde n es el orden la matriz K y M.

Cuando el polinomio característico esté resuelto, las raíces deben ordenarse en forma ascendente, es decir:

$$\lambda_1 \leq \lambda_2 \leq \lambda_3 \dots \leq \lambda_n$$

3.2.2 Propiedades dinámicas

Por otra parte se conoce que la frecuencia natural (W_n) y el período de vibración (T), valen:

$$W_{ni} = \sqrt{\lambda_i} \quad (3.21)$$

$$T = \frac{2\pi}{W_{ni}} \quad (3.22)$$

Con cada frecuencia se obtiene el periodo de vibración de la estructura.

3.2.3 Modos de vibración

Cada valor propio se relaciona a un modo de vibración. Los modos de vibración indican la conducta estructural durante la acción de una fuerza externa, el modo a tomar en cuenta es el primero porque es el de mayor magnitud, por ende crítico.

Se calcularon los valores propios, se reemplazan en la ecuación (3.19), queda de incógnitas únicamente los modos de vibración:

$$(K + M\lambda_1)\phi^{(1)} = 0$$

Siendo $\phi^{(1)}$ de la forma:

$$\phi^{(1)} = \begin{bmatrix} a \\ b \\ \vdots \\ n \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & & K_{2n} \\ & & \ddots & \\ K_{n1} & K_{n2} & & K_{nn} \end{bmatrix} - (\lambda_1) \begin{bmatrix} m_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{22} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \ddots & \\ 0 & 0 & & m_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \\ \vdots \\ n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix}$$

Aparentemente se tiene un sistema de n ecuaciones con n incógnitas, pero siempre existe una ecuación menos puesto que el sistema es linealmente dependiente, esto implica que existe infinito número de vectores propios que satisfagan el sistema de ecuaciones, para lo cual se normaliza los vectores propios:

$$\phi^{(1)t} M \phi^{(1)} = \mathfrak{R} \quad (3.23)$$

Donde \mathfrak{R} es una constante de normalización que puede tener cualquier valor. Algunos consideran el valor del promedio de las masas, otros lo normalizan de tal forma de \mathfrak{R} sea la unidad (Aguiar, 2012, pág. 207).

$$\phi^{(i)} = \alpha^{(i)} X^{(i)} \quad (3.24)$$

Donde X es el vector propio sin normalizar, ϕ es el vector propio normalizado y α es el factor de normalización, al reemplazar la ecuación (3.24) en (3.23) y despejar α se tiene:

$$\alpha^{(i)} = \sqrt{\frac{\mathfrak{R}}{X^{(i)t} M X^{(i)}}} \quad (3.25)$$

Existen igual número modos de vibración que pisos y que se puede observar que por cada modo de vibración existen $n-1$ puntos de inflexión, es decir que para el modo de vibración 2 existe 1 punto de inflexión en la estructura.

3.3 Sismos de análisis

El movimiento telúrico se produjo por la subducción de la placa de Nazca bajo la placa americana, esto desencadenó un terremoto de magnitud 7.8 en Ecuador, el cual se sintió con mayor fuerza en las provincias de Esmeraldas y Manabí, provocó mucho daño a nivel nacional.

La respuesta sísmica de una estructura se liga a las condiciones iniciales, esto quiere decir que si se da igual excitación sísmica a dos sistemas iguales con diferentes condiciones iniciales (por ejemplo desplazamientos previos); tendrá mayor daño el de condiciones iniciales superiores. Este análisis se lo realiza con el fin de indicar que varias estructuras se afectan, posteriormente al producirse una réplicas su daño es notorio a pesar que sean movimientos telúricos de menor magnitud (Bozzo & Barbat, 1999).

El terremoto del 16 de Abril de 2016 provocó el daño y colapso de varias estructuras, debido a su larga duración se determinó que los materiales fallaron por fatiga.

Se presentan los espectros obtenidos para la ciudad de Manta del terremoto de 2016, se compara con los que recomienda el NEC-11 y NEC-15.

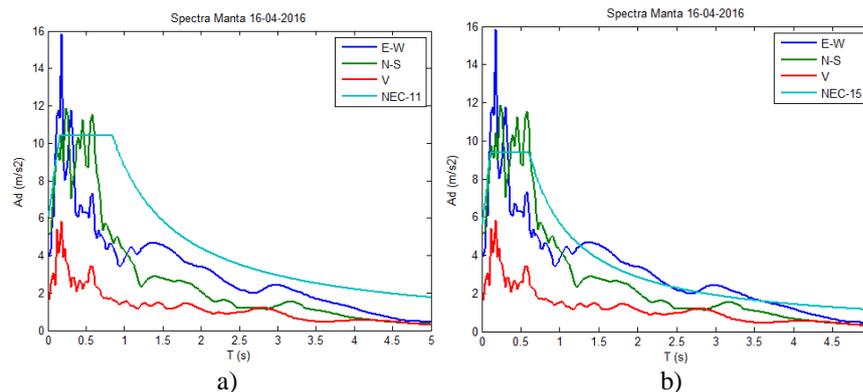


Figura 24 Espectros obtenidos del terremoto de 2016 en Manta y se compara con los espectros: a) Del NEC-11; b) Del NEC-15.

Fuente: (Aguiar & Del Castillo, 2016).

Las aceleraciones oscilatorias que posee el terremoto le dan gran poder destructivo puesto que los materiales se desgastan y pueden fallar por fatiga, a más de estas fuertes variaciones se puede observar que el espectro posee dos picos, esta observación se ha dado también en sismos de Chile por lo que Ruiz y Saragoni (2005), sugieren espectros con dos mesetas, y no una que es lo que usualmente utiliza la norma.

Algunas aceleraciones espectrales superaron el espectro de diseño, y otras aceleraciones espectrales fueron ligeramente menores. Se entiende que ante el espectro de diseño la estructura va a presentar un daño considerable en vigas y un daño menor en columnas y muros de corte (Aguiar & Del Castillo, 2016, pág. 11).

Las ondas sísmicas se pueden amplificar en dependencia del tipo de suelo en el cual se cimienta la estructura, en el caso del terremoto del 16 de Abril de 2016 los registros reflejan que Tarquí fue la ciudad con mayor destrucción, la misma que se encuentra en un suelo tipo E, sector donde se tiene entre 15 y 30 metros de material sedimentario (Moreira, 2016).

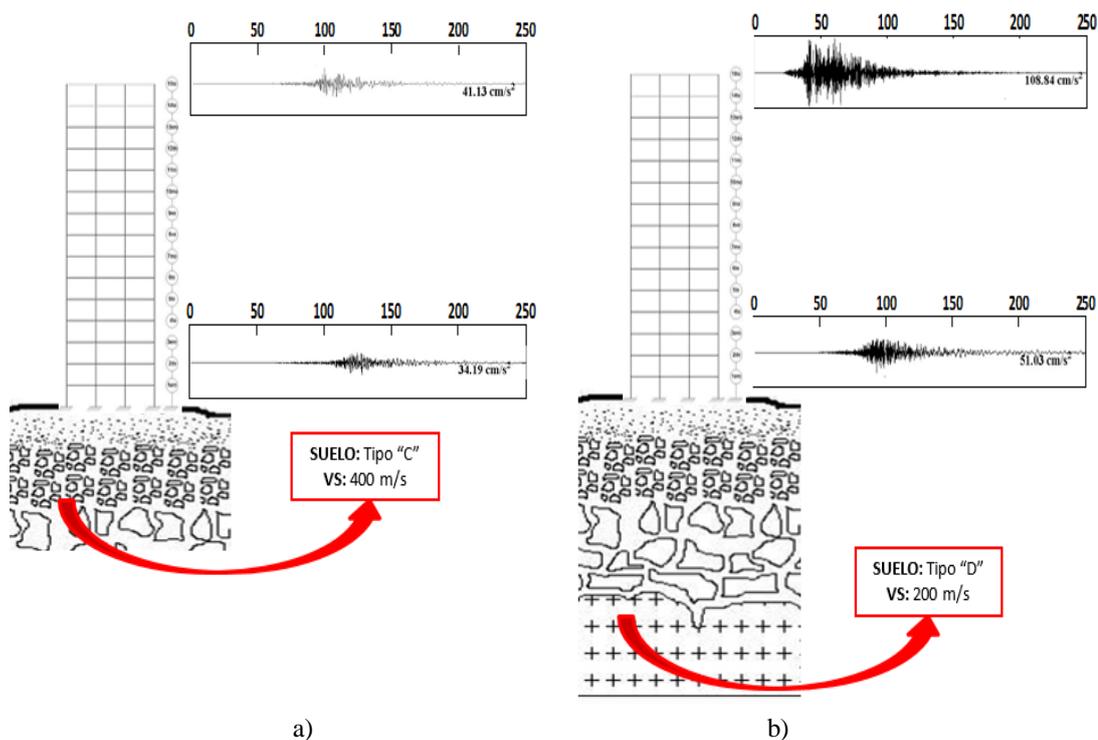


Figura 25 Desempeño de las estructuras de acuerdo al tipo de suelo;
a) Estructura en suelo tipo “C”; b) Estructura en suelo tipo “D”.
 Fuente: (Aguiar & Del Castillo, 2016).

El comportamiento de la estructura en suelo tipo “C” se puede considerar como el de los suelos de Manta, Figura 25 a) sin amplificación en ondas sísmicas; en contraposición la Figura 25 b) comportamiento del suelo en la parroquia de Tarquí.

En el caso de que el periodo de vibración del suelo sea similar al de la estructura, se produce amplificación de las ondas sísmicas y provocan gran daño estructural. Por este motivo es necesario que las ciudades tengan estudios de microzonificación sísmica, como es el caso de Quito (ERN, 2012).

3.4 Resultados

En el análisis de los resultados de la estructura propuesta de 16 pisos de hormigón armado se toma como referencia al edificio Buzios, puesto que cumple con las características descritas previamente.

Como resultado se tienen las propiedades dinámicas de la estructura en las dos componentes principales del sismo, es decir N-S y E-W:

Tabla 12
Frecuencias y periodos de vibración.

	Wn	T (s)
1	3,257	1,929
2	3,617	1,737
3	3,864	1,626
4	10,146	0,619
5	12,077	0,520
6	12,828	0,490
7	18,683	0,336
8	23,959	0,262
9	27,016	0,233
10	27,638	0,227
11	36,162	0,174
12	38,132	0,165
13	40,164	0,156
14	44,090	0,143
15	51,150	0,123
16	56,157	0,112
17	58,990	0,107
18	64,238	0,098
19	70,696	0,089
20	75,356	0,083
21	78,167	0,080
22	82,453	0,076
23	86,906	0,072
24	92,818	0,068
25	99,678	0,063
26	104,643	0,060
27	110,859	0,057
28	117,916	0,053
29	121,463	0,052
30	129,077	0,049
31	133,896	0,047
32	136,520	0,046
33	140,576	0,045
34	147,461	0,043
35	152,044	0,041
36	157,215	0,040
37	163,954	0,038
38	173,887	0,036
39	181,713	0,035



Continúa

Tabla 12 Continuación
Frecuencias y periodos de vibración.

	Wn	T (s)
40	183,646	0,034
41	203,461	0,031
42	205,916	0,031
43	216,179	0,029
44	216,91	0,029
45	221,065	0,028
46	237,433	0,027
47	246,953	0,025
48	253,044	0,025

3.4.1 Análisis longitudinal

Para el análisis longitudinal se observa en la Figura 4 b) los sentidos de análisis de la estructura, se tiene 7 pórticos paralelos al eje de análisis y 7 perpendiculares, los cuales se programaron en CEINCI-LAB y se obtuvo las KL de cada pórtico, después se calculó el aporte de los pórticos con la matriz de compatibilidad A.

- Para E-W

Tabla 13
Derivas del análisis longitudinal sin reforzar para E-W.

# Piso	q (m)	Deriva (%)
1	0,009	0,273
2	0,027	0,523
3	0,048	0,643
4	0,072	0,713
5	0,106	1,008
6	0,132	0,768
7	0,154	0,667
8	0,171	0,496
9	0,191	0,614
10	0,211	0,585
11	0,229	0,545
12	0,246	0,511
13	0,261	0,446
14	0,271	0,309
15	0,284	0,368
16	0,296	0,377

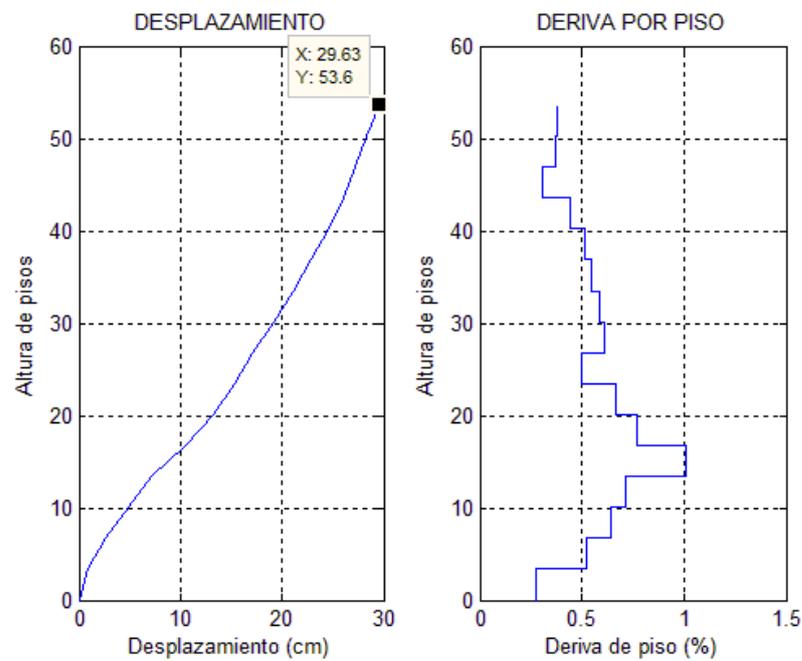


Figura 26 Derivas del análisis longitudinal sin reforzar para E-W.

Se presenta a continuación las fuerzas cortantes para cada piso:

Tabla 14

Fuerzas cortantes del análisis longitudinal sin reforzar para E-W.

# Pisos	Ftx (T)	Fty (T)	Ftz (T.m)
1	3929	2299	24273
2	3768	2165	22973
3	3561	2059	22012
4	3318	1889	20584
5	3114	1750	18972
6	2931	1612	17162
7	2746	1447	15477
8	2507	1281	13994
9	2256	1129	12555
10	2011	973	10930
11	1766	834	9296
12	1500	712	7618
13	1201	568	6194
14	900	438	4632
15	611	302	2947
16	307	165	1260

- Para N-S

Tabla 15
Derivas del análisis longitudinal sin reforzar para N-S.

# Pisos	q (m)	Deriva (%)
1	0,007	0,207
2	0,02	0,394
3	0,036	0,481
4	0,053	0,51
5	0,074	0,605
6	0,09	0,496
7	0,104	0,419
8	0,115	0,31
9	0,127	0,372
10	0,139	0,342
11	0,149	0,31
12	0,16	0,32
13	0,17	0,318
14	0,178	0,235
15	0,188	0,288
16	0,198	0,296

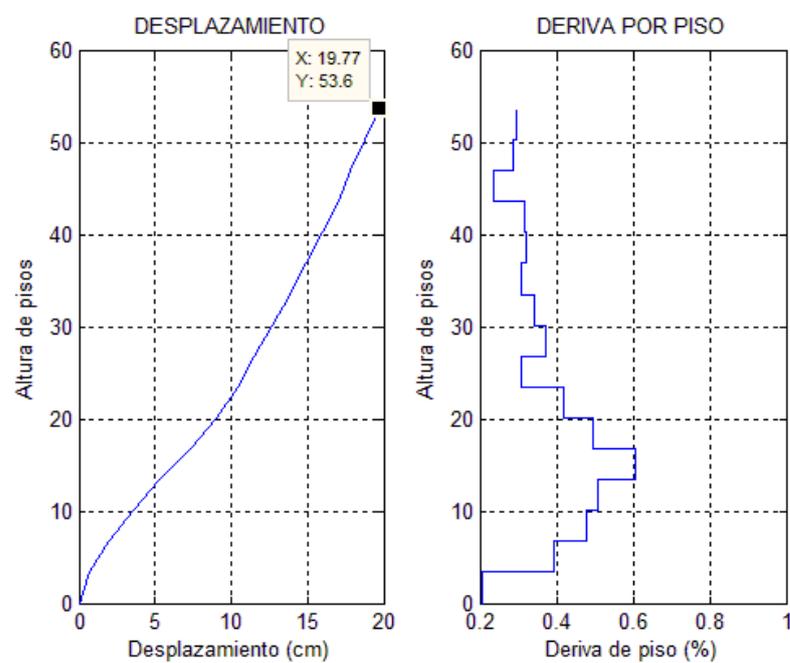


Figura 27 Derivas del análisis longitudinal sin reforzar para N-S.

Las fuerzas cortantes de la estructura en N-S son:

Tabla 16
Fuerzas cortantes del análisis longitudinal sin reforzar para N-S.

# Pisos	F _{tx} (T)	F _{ty} (T)	F _{tz} (T.m)
1	3259	2406	25649
2	3112	2286	24486
3	2938	2175	23553
4	2726	1989	22039
5	2528	1804	20183
6	2333	1615	18081
7	2156	1410	16048
8	1960	1218	14176
9	1760	1050	12391
10	1556	900	10718
11	1347	786	9185
12	1135	686	7661
13	914	556	6364
14	704	435	4895
15	497	294	3270
16	258	153	1372

3.4.2 *Análisis transversal*

Para el análisis transversal se tienen 7 pórticos paralelos al eje y 7 perpendiculares, los mismos que se ejecutaron en CEINCI-LAB y se obtuvo las KL de cada pórtico.

- Para E-W

Tabla 17
Derivas del análisis transversal sin reforzar para E-W.

# Pisos	q (m)	Deriva (%)
1	0,016	0,481
2	0,043	0,799
3	0,073	0,903
4	0,098	0,733
5	0,100	0,083
6	0,121	0,622



Continúa

Tabla 17 Continuación
Derivas del análisis transversal sin reforzar para E-W.

# Pisos	q (m)	Deriva (%)
7	0,149	0,836
8	0,177	0,841
9	0,204	0,795
10	0,228	0,720
11	0,250	0,663
12	0,266	0,477
13	0,268	0,058
14	0,276	0,243
15	0,278	0,055
16	0,306	0,819

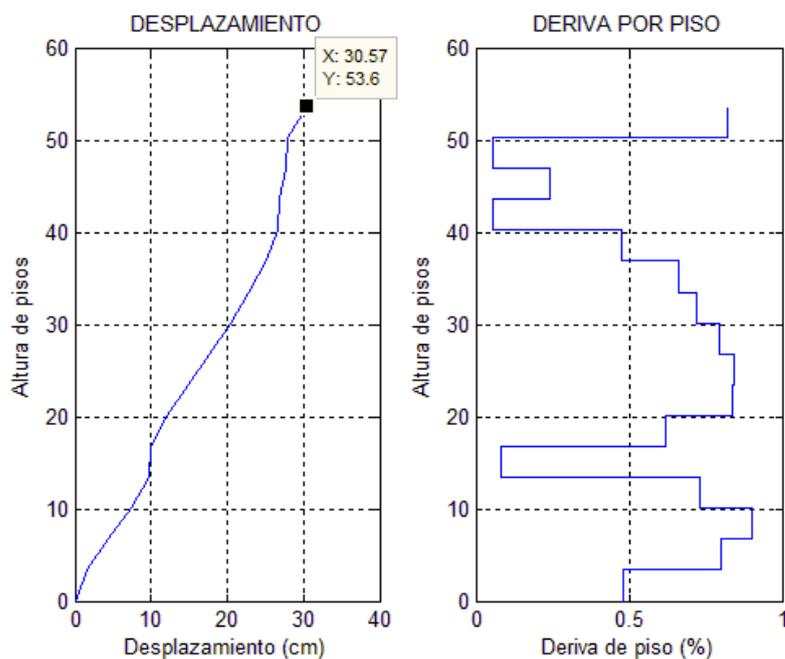


Figura 28 Derivas del análisis transversal sin reforzar para E-W.

Se presenta a continuación las fuerzas cortantes para cada piso

Tabla 18
Fuerzas cortantes del análisis transversal sin reforzar para E-W.

# Pisos	Ftx (T)	Fty (T)	Ftz (T.m)
1	3634	2008	22415
2	3464	1935	21144
3	3262	1849	19841
4	3069	1736	18769



Continúa

Tabla 18 Continuación
Fuerzas cortantes del análisis transversal sin reforzar para E-W.

# Pisos	Ftx (T)	Fty (T)	Ftz (T.m)
5	2877	1604	17653
6	2681	1466	16137
7	2479	1325	14775
8	2261	1177	13494
9	2034	1037	12020
10	1792	900	10470
11	1536	788	9092
12	1286	682	7470
13	1032	567	5840
14	776	440	4390
15	507	308	2806
16	234	152	1021

- Para N-S

Tabla 19
Derivas del análisis transversal sin reforzar para N-S.

# Pisos	q (m)	Deriva (%)
1	0,013	0,394
2	0,035	0,644
3	0,058	0,707
4	0,077	0,548
5	0,079	0,057
6	0,092	0,393
7	0,109	0,514
8	0,126	0,502
9	0,141	0,464
10	0,155	0,416
11	0,171	0,456
12	0,183	0,369
13	0,185	0,046
14	0,191	0,191
15	0,192	0,043
16	0,211	0,563

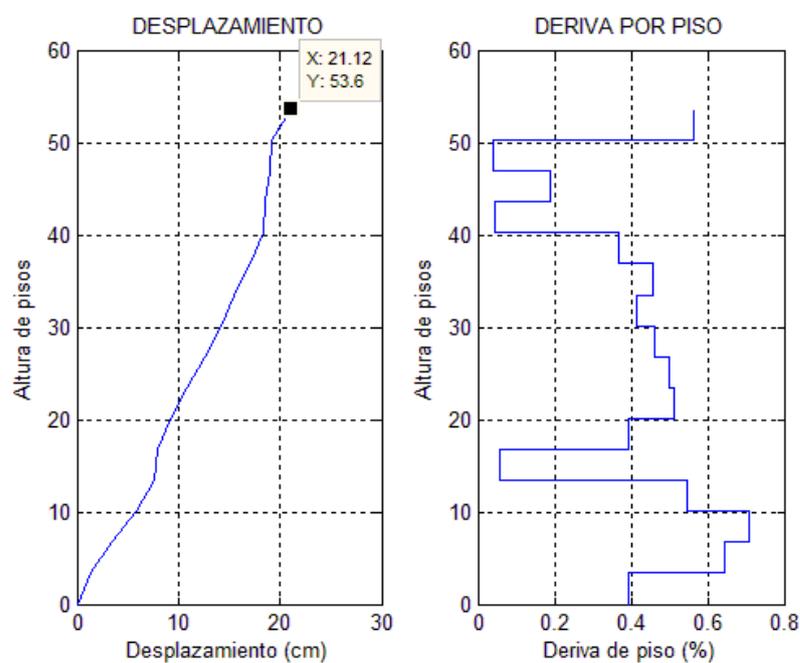


Figura 29 Derivas del análisis transversal sin reforzar para N-S.

Las fuerzas cortantes de la estructura en N-S son:

Tabla 20

Fuerzas cortantes del análisis transversal sin reforzar para N-S.

# Pisos	Ftx (T)	Fty (T)	Ftz (T.m)
1	3460	2342	20037
2	3316	2267	18973
3	3128	2176	17839
4	2897	2047	16786
5	2636	1881	15597
6	2372	1695	14124
7	2112	1501	12697
8	1863	1302	11350
9	1631	1122	9949
10	1423	958	8615
11	1232	839	7495
12	1053	748	6249
13	855	653	5007
14	653	532	3876
15	430	382	2532
16	203	186	926

4 CAPÍTULO 4: ANÁLISIS NO LINEAL

4.1 Modelo de un grado de libertad

El modelo de un grado de libertad no es más que un sistema equivalente de una estructura de varios grados de libertad. En este sistema se puede obtener la respuesta en el tiempo de la estructura ante la licitación de una acción sísmica.

En este capítulo se presentará un modelo no lineal a partir del modelo matemático del ASCE 7-10, que sirve para encontrar un nuevo modelo de un grado de libertad para un sistema de múltiples grados de libertad.

El porcentaje de participación de la masa en el modo 1 es:

$$\alpha_m = \frac{[\sum_{i=1}^N m_i \phi_1]^2}{[\sum_{i=1}^N m_i][\sum_{i=1}^N m_i \phi_1^2]} \quad (4.1)$$

Rigidez equivalente de 1gdl:

$$K_E = \alpha_m M t \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \quad (4.2)$$

Masa equivalente:

$$M_E = \alpha_m M t \quad (4.3)$$

Altura equivalente:

$$H_E = \frac{\phi_i^T M H}{\phi_i^T M J} \quad (4.4)$$

Donde: m_i es la masa total del piso i ; ϕ_1 es el primer modo de vibración; α_m es el factor de participación modal de la masa en el primer modo; T es el período fundamental de vibración; M_t es la masa total de la estructura, igual a la suma de las masas m_i ; K_e, M_e , es la rigidez y masa equivalente del sistema de un grado de libertad; H es un vector con las alturas desde el suelo a cada uno de los pisos; J es el vector de incidencia, que relaciona el movimiento de suelo con los grados de libertad.

4.1.1 Modelo de un grado de libertad para Edificio Buzios

El edificio Buzios tiene 3 subsuelos, la planta baja, 11 pisos altos y el último piso es un dúplex, por lo que en realidad se tiene 12 pisos. Con la explicación anterior, Buzios tiene 16 pisos; la altura de piso es constante y es de 3.35 m.

En la Figura 30 se representan los pisos mediante masas puntuales, que van desde m_1 que es la masa total del subsuelo S_3 , hasta la masa m_{16} que corresponde a la masa total del piso alto del departamento dúplex. A la derecha de esta gráfica se indica el sistema equivalente de un grado de libertad que se ha obtenido con las ecuaciones indicadas en el apartado anterior.

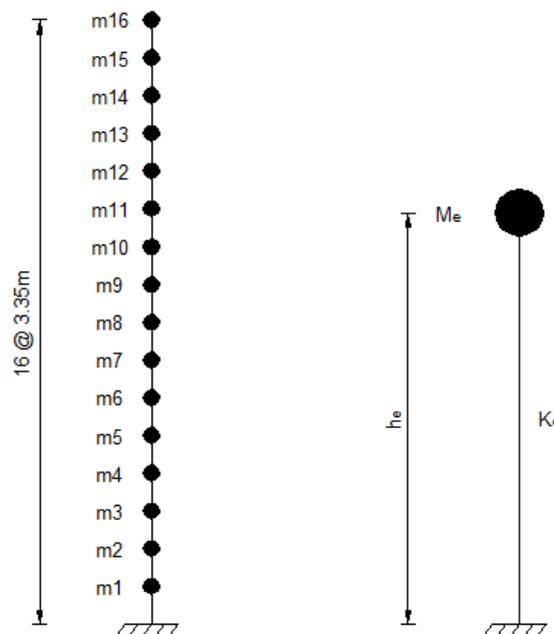


Figura 30 Modelo de múltiples grados de libertad y de un grado de libertad.

En la Figura 30 se presentan los dos modelos equivalentes de un grado de libertad, que se hallan para la dirección longitudinal y para la dirección transversal. Para cada una de estas direcciones se consideró un modelo de un grado de libertad por piso, de tal manera que la matriz de rigidez en cada sentido es igual a la sumatoria de las matrices de rigidez lateral de los pórticos en el sentido de análisis sísmico. La matriz de masas es la misma para los dos sentidos de análisis y está compuesta por la masa total de cada uno de los pisos.

Con las matrices de rigidez y de masa se encuentra el primer modo de vibración ϕ_1 para cada sentido y con esta información se encuentra la masa equivalente M_e , la rigidez equivalente K_e y la altura equivalente h_e , que definen el sistema de un grado de libertad indicado a la derecha de la Figura 30.

Tabla 21

Modelo de un grado de libertad para cada sentido de análisis.

Sentido de Análisis	M_E (T/s ²)	K_E (T/m)	H_E (m)	T (s)
Longitudinal	736,67	7812,2	35,92	1,929
Transversal	695,03	7371,2	36,31	1,929

Tabla 22

Masas del análisis sísmico.

Masas por piso	Ts ² /m
Piso 1	76,62
Piso 2	60,11
Piso 3	60,53
Piso 4	59,94
Piso 5 – 15	59,67
Piso 16	44,86

4.2 Constitutiva elasto plasto

4.2.1 Esfuerzo - Deformación

Una de las características de mayor importancia en la ingeniería civil son las propiedades mecánicas de un material, el mismo que se define como la respuesta a las cargas externas. Las deformaciones que sufre el material dependen de las propiedades, carga y la geometría del elemento.

En 1678, Robert Hooke publicó los primeros hallazgos de la relación lineal entre la fuerza aplicada y su deformación, dicha relación se obtiene al dividir la fuerza para el área de la sección transversal, la fuerza por unidad de área se define como el esfuerzo ejercido sobre el elemento (σ), el coeficiente entre el alargamiento y la longitud se define como la deformación del elemento (ε) (Mamlouk & Zaniewski, 2009).

$$\sigma = \frac{F}{A} \qquad \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

En el esfuerzo-deformación del acero se tiene una relación lineal hasta cierto punto (límite de proporcionalidad); en el caso del hormigón la relación es bastante próxima a la lineal.

Este diagrama de esfuerzo-deformación fue clave para el estudio presentado por Young, quien observó las constantes de proporcionalidad entre esfuerzo y deformación. Para un material elástico, isotrópico y lineal, la relación de esfuerzo y deformación se denominó módulo de Young (E):

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Cuando el material se somete a tensión axial, se alarga y produce una reducción de la sección transversal del elemento; en la compresión axial sucede lo contrario (Mamlouk & Zaniewski, 2009). Esta relación entre la deformación lateral (ε_l) y la deformación axial (ε_a), se denomina relación de Poisson:

$$\nu = \frac{-\varepsilon_l}{\varepsilon_a}$$

4.2.2 Comportamiento elastoplástico

Para algunos materiales, a medida que se aumenta el esfuerzo aplicado al elemento, la deformación se incrementará de manera proporcional (comportamiento elástico lineal) hasta alcanzar un punto (límite de elasticidad), después de este punto la deformación se incrementará al aplicar poco esfuerzo adicional (comportamiento

plástico). Cuando se retira la carga, un porcentaje de la deformación se absorbe, mientras que el restante será permanente (Mamlouk & Zaniewski, 2009, pág. 9).

Los materiales que no poseen una deformación plástica antes de fallar, como el hormigón, se denominan *frágiles*, mientras que los materiales que presentan una deformación plástica, como el acero, se denominan *dúctiles* (Mamlouk & Zaniewski, 2009, pág. 11). Para la construcción se recomienda el uso de materiales dúctiles, porque cuando este falla, la estructura no necesariamente colapsa, lo que le da al constructor un margen de seguridad.

4.2.3 Diagrama Momento - Curvatura

En la construcción se busca un material que tenga la ductilidad del acero y la resistencia a la compresión del hormigón, por lo que se decidió trabajar con hormigón armado, el material que usa estas dos materias primas con el fin de combinar sus propiedades mecánicas.

Ante la acción de los sismos, hay elementos estructurales que tendrán mayores solicitaciones que otros, por la acción de un momento flector con una gran magnitud el elemento tiende a entrar a un comportamiento inelástico, con deformaciones considerables, como se puede apreciar en la Figura 31 (Romo, 2008):

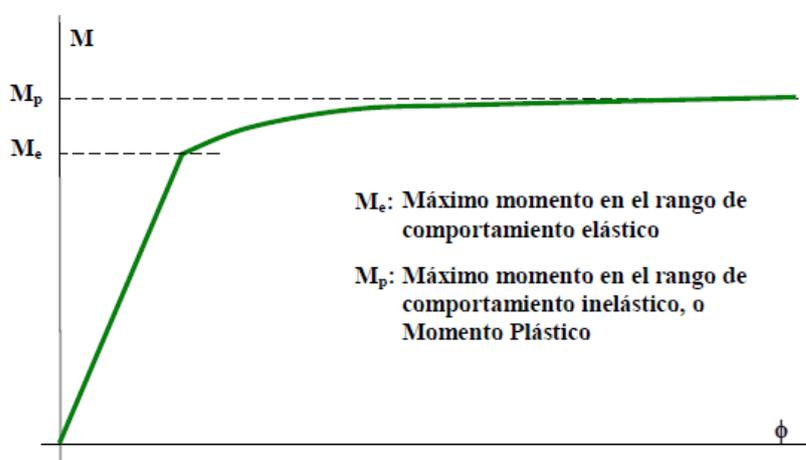


Figura 31 Diagrama real Momento – Curvatura.

Fuente: (Romo, 2008).

Al ser hormigón armado primero trabaja el hormigón y en el punto de quiebre entra en fluencia el acero. Se representa un modelo bilineal para facilitar su modelamiento:

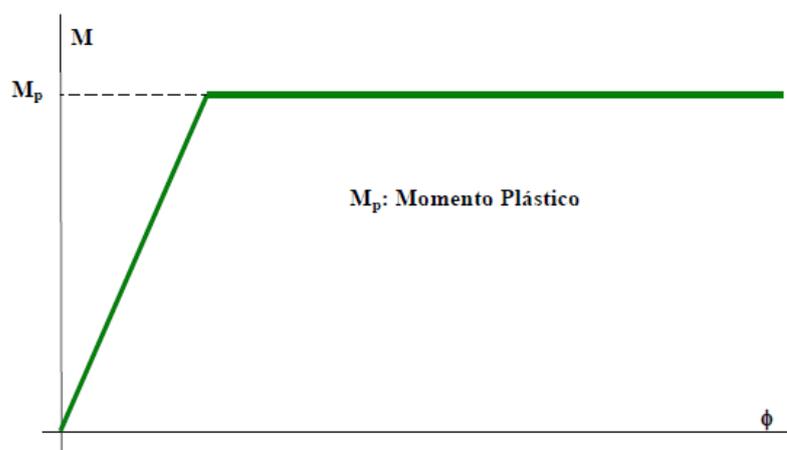


Figura 32 Diagrama idealizado Momento – Curvatura.
Fuente: (Romo, 2008).

4.3 Acelerogramas de Manabí

Los acelerogramas son las representaciones gráficas de la aceleración que experimenta el suelo en un movimiento telúrico. Estas aceleraciones se miden a través de instrumentos llamados acelerógrafos, miden la aceleración en tres direcciones (N-S; E-W; V), puesto que la variación es impredecible se recomienda tomar datos en lapsos de tiempo cortos. Los acelerogramas son de forma irregular, poseen pequeñas amplitudes las cuales crecen hasta alcanzar los valores máximos y luego se estabiliza el movimiento.

El punto de medición de las aceleraciones, y por tanto, el tipo de terreno existente entre el epicentro y el punto de observación son factores muy importantes en la configuración que posee el acelerograma (Aguilar, Zevallos, Palacios , García, & Menéndez, 2016).

Los acelerogramas presentan algunos datos muy importantes como son: aceleración máxima, duración, frecuencias, etc.

Como se puede apreciar en la Figura 33 la Red Nacional de Acelerógrafos (RENAC), distribuyó acelerógrafos en todo el territorio, para este caso se toma en cuenta los datos del Acelerógrafo de Manta (AMNT).



Figura 33 Acelerógrafos.
Fuente: (Malhotra, 2016).

En la Tabla 23 se muestran las aceleraciones máximas del suelo (PGA, por sus siglas en inglés, Peak Ground Acceleration) de los acelerogramas del terremoto del 16 A:

Tabla 23
Aceleraciones del terremoto.

Sitio	PGA
Pedernales	1,413
Chone	0,367
Manta	0,524
Portoviejo	0,420
Guayaquil	0,023

Los acelerogramas registrados en Manta, del terremoto de 2016 se obtuvieron en un suelo tipo C. El sismo duró 50 segundos y su mayor aceleración espectral se registró en la componente norte-sur con un valor de 514.26 gals (0.524 g); los restantes valores de PGA se indican en la Tabla 24 (RENAC, 2016).

Tabla 24
Valores de PGA en Manta.

Componente	(gals)	g
E - W	396,324	0,404
N - S	514,260	0,524
V	177,561	0,181

Se obtendrá el registro de velocidades y desplazamientos al integrar el gráfico de aceleraciones:

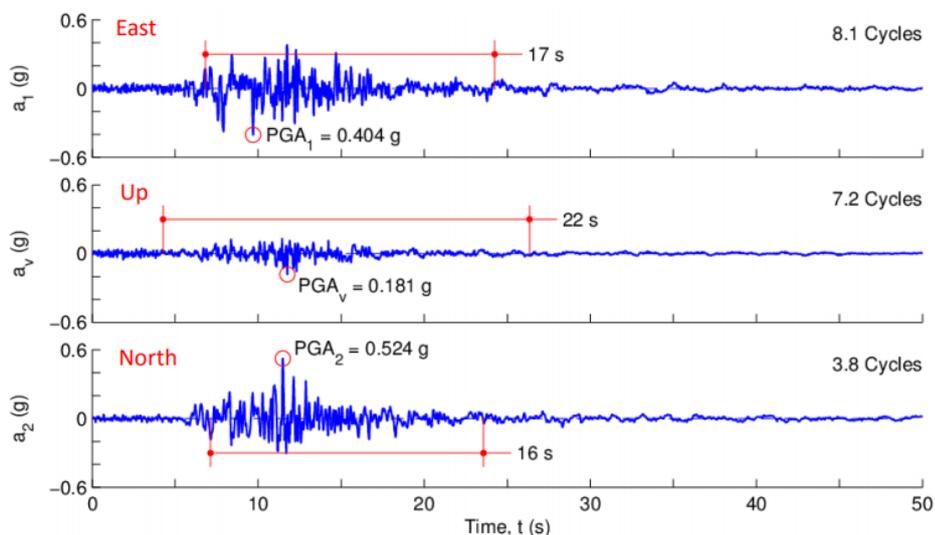


Figura 34 Registro de aceleraciones en Manta.

Fuente: (Malhotra, 2016).

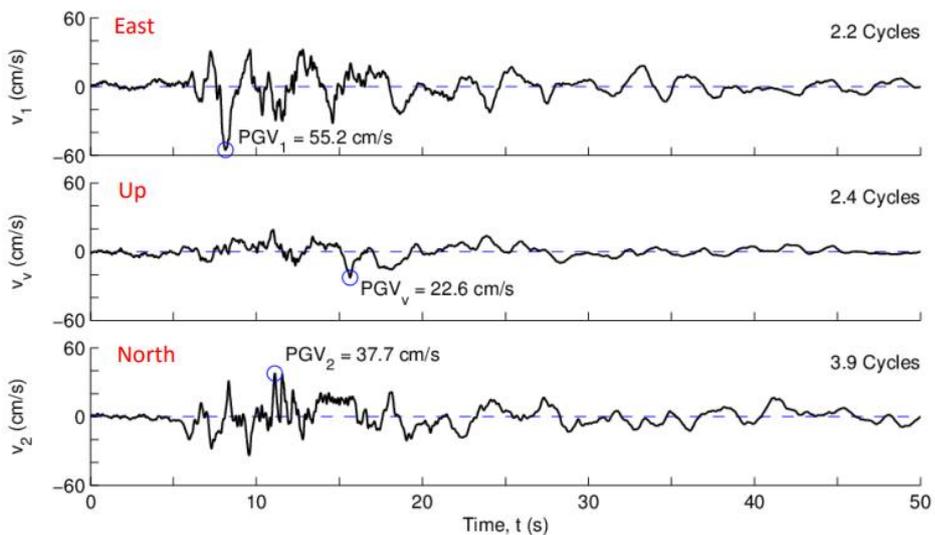


Figura 35 Registro de velocidades en Manta.

Fuente: (Malhotra, 2016).

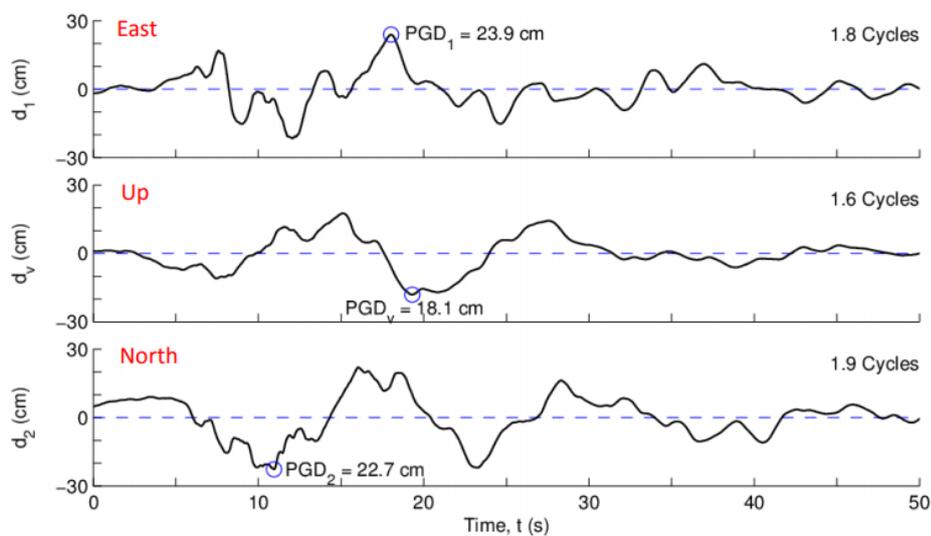


Figura 36 Registro de desplazamientos en Manta.

Fuente: (Malhotra, 2016).

La trayectoria que generó el movimiento telúrico en las dos componentes del plano horizontal se representa en la Figura 37, en la que se aprecia la deformación resultante del terremoto que ocurrió en Abril del 2016 (Malhotra, 2016).

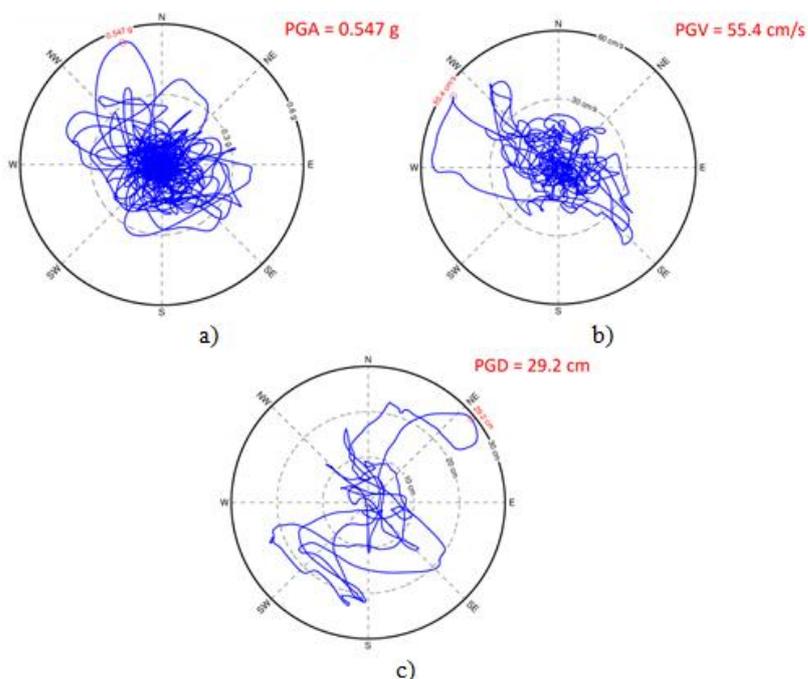


Figura 37 Resultantes horizontales de la estación de Manta

a) Aceleraciones; b) Velocidades; c) Desplazamientos.

Fuente: (Malhotra, 2016).

Los desplazamientos del terreno son algo menores a los datos del acelerograma. Es importante mencionar que la ubicación de la ruptura se creía que era en Chone, pero las altas aceleraciones de Manta demuestran la verdadera localización de ésta, lo que provocó el daño que tuvo esta ciudad (Malhotra, 2016).

4.4 Respuestas en el tiempo

El objetivo de aplicar una carga dinámica aleatoria es ver el comportamiento de la estructura ante un sismo, es decir entrar en el análisis no lineal de una estructura de un grado de libertad; para este caso se usó un modelo perfectamente elasto-plástico.

Para la estructura de análisis se transforma a un sistema de grado de libertad, se utiliza el acelerograma obtenido en Manta, con el cual se espera ver el comportamiento del Edificio Buzios en el sismo del 16 de Abril del 2016.

Se analiza en los dos sentidos de la estructura para verificar en cuál de las dos componentes se ocasiona mayor daño.

- Sentido Longitudinal
 - En la componente E-W, la estructura presentó la siguiente gráfica:

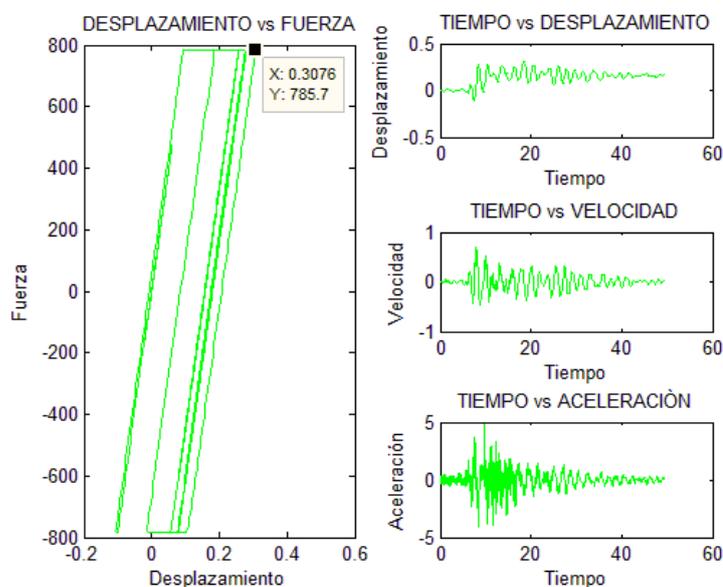


Figura 38 Respuesta del análisis no lineal de la estructura sin reforzar en sentido longitudinal de la componente E-W.

- En la componente N-S:

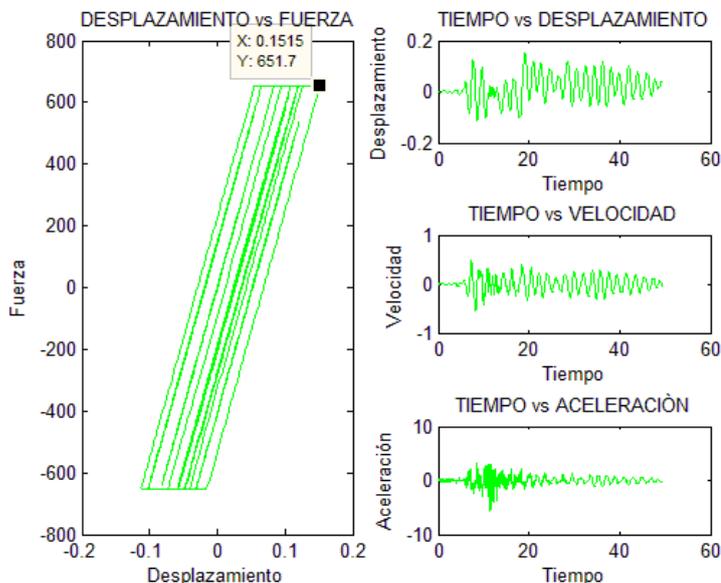


Figura 39 Respuesta del análisis no lineal de la estructura sin reforzar en sentido longitudinal de la componente N-S.

- Sentido Transversal
 - En la componente E-W, la estructura se comportó de la siguiente manera:

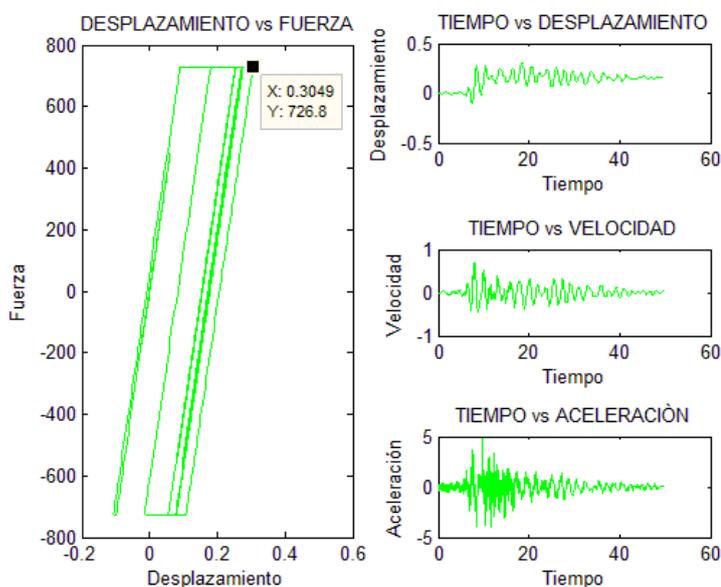


Figura 40 Respuesta del análisis no lineal de la estructura sin reforzar en sentido transversal de la componente E-W.

- En la componente N-S:

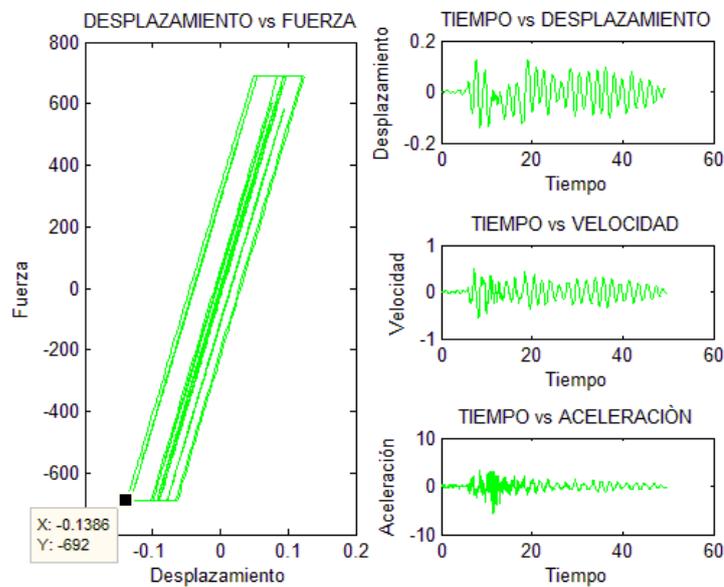


Figura 41 Respuesta del análisis no lineal de la estructura sin reforzar en sentido transversal de la componente N-S.

Se presenta un resumen de los desplazamientos que existen en la estructura equivalente de un grado de libertad:

Tabla 25
Desplazamientos para un sistema de un gdl.

	Desplazamientos (cm)	
	E-W	N-S
Longitudinal	30,76	15,15
Transversal	30,49	13,86

5 CAPÍTULO 5: ESTRUCTURA REFORZADA CON DISIPADORES DE ENERGÍA

5.1 *Disipadores Shear Link*

Los disipadores de energía tipo Shear Link (SL) se crearon por Cahís y Bozzo en 1998, se basaron en los perfiles metálicos tipo I con rigidizadores horizontales. Puesto que la disipación de energía se concentra en el cortante, los contravientos concéntricos en V invertida se diseñan para que trabajen únicamente en el rango elástico, es decir no pandear, los mismos que deben ser muy rígidos.

El SL presenta un doble mecanismo de falla, el cual da un mayor nivel de seguridad en la construcción, ya que primero disipa energía por cortante, la cual se caracteriza por una deformación lineal y una distribución uniforme de fluencia en todo el elemento, el segundo mecanismo se da cuando empieza la degradación de resistencia, inicia la disipación por flexión, su deformación deja de ser lineal en el elemento, en esta fase el disipador posee curvas histeréticas con menor rigidez y lazos alargados (Sánchez, 2014).

En la actualidad se trabaja en la nueva estructuración sísmica (sismo indiferente), que se basa en la utilización de aisladores sísmicos y disipadores de energía, los mismos que garantizan un mejor comportamiento en nuevas edificaciones y en reforzamientos estructurales.

La Normativa Ecuatoriana de Construcción del 2015 (NEC-15), propone un espectro de diseño, el cual resultó sub-dimensionado para el espectro del 16-A, en vista que presenta algunos picos que rebasan las aceleraciones del código. Es por esta razón que en el diseño original se asumieron fuerzas inferiores a las que realmente llegaron en caso del sismo de gran magnitud, lo que provocará daño. Esto conduce a que la estructura trabaje en el rango no lineal o plástico, es decir, los elementos se deformarán más allá de su límite elástico y no regresan a su condición inicial; como resultado se produce una deformación permanente (McCormac & Csernak, 2012).

Los disipadores de energía se caracterizan por sus propiedades de alta ductilidad y su riguroso control de calidad, además de su fácil sustitución, estos se añaden a una estructura con el fin de resistir las solicitaciones de un terremoto y concentrar los esfuerzos en los mismos, así se reduce considerablemente las probabilidades de colapso.

La distribución de la energía sísmica, se regula con estos elementos, puesto que absorben esta excitación. Estos dispositivos de control pasivo amortiguan la estructura y evitan que entre en rango no lineal, para que la edificación no sufra mayor daño (Aguiar R., 2016).

En el reforzamiento se propone usar disipadores de energía Shear Link Bozzo (SLB), los cuales se denominan SL 40_5, donde el primer número indica el ancho de la zona disipativa que es de 400mm y el último dígito indica el espesor de la ventana, para este caso es de 50 mm, tal como se muestra en la Figura 42.

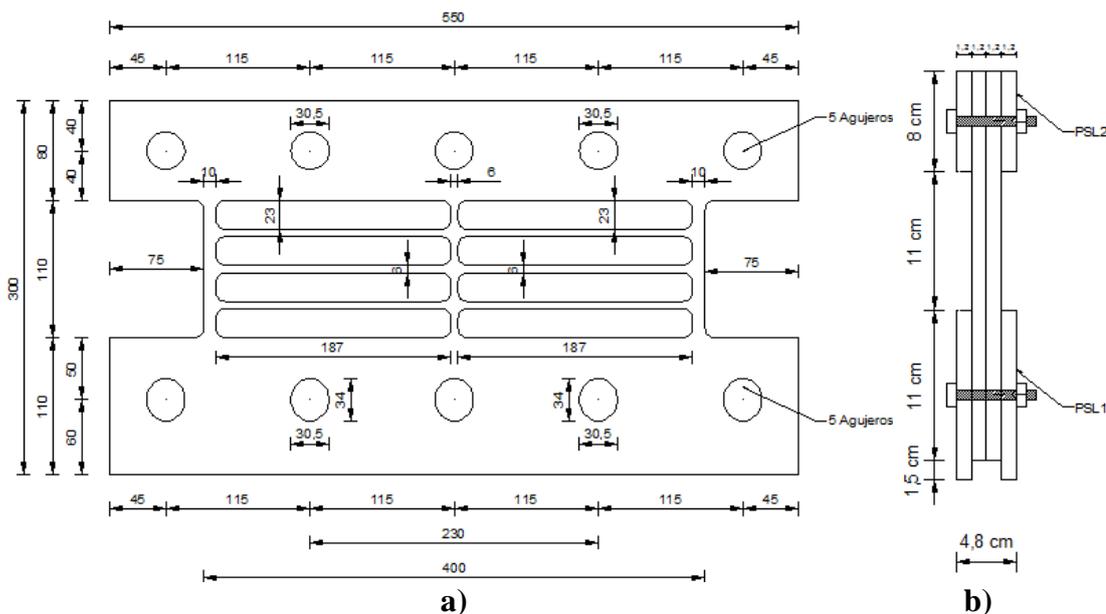


Figura 42 Disipador SLB40_5 a) Vista en planta; b) Vista en Corte.

En el reforzamiento las diagonales son circulares, su longitud depende del pórtico a reforzar y de los vanos que lo componen, su diámetro varía entre de 118 y 175 mm. y su espesor entre 8 y 11 mm.

5.2 Modelo de la diagonal equivalente

Casi siempre los disipadores de energía se colocan en contravientos concéntricos, la manera más fácil de modelar al sistema contraviento-disipador es a través de elementos diagonales equivalentes, puesto que el sistema funciona como un sistema de resortes en serie (Tena, 2000).

Entonces se procede a explicar los principios básicos del trabajo de resortes:

- En serie

La característica fundamental del sistema de resortes en serie, es que tienen una fuerza en común que será aplicada a cada uno de los resortes por igual (Rico, 2000).

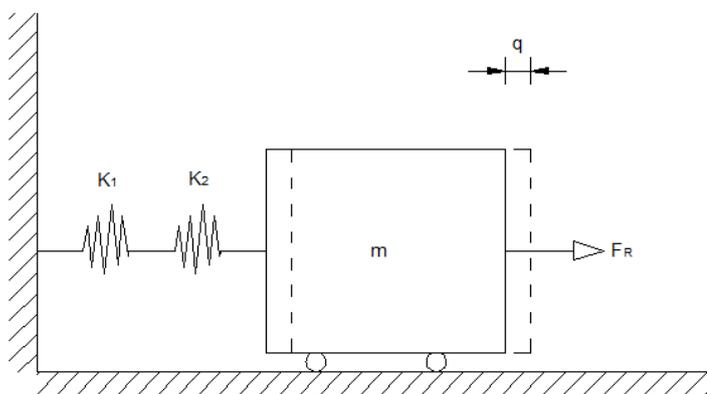


Figura 43 Resortes en serie.

Para resortes en serie se tiene que:

$$q = \frac{F_R}{K_{eq}} \quad q_1 = \frac{F_R}{K_1} \quad q_2 = \frac{F_R}{K_2} \quad (5.1)$$

$$q = q_1 + q_2 \quad (5.2)$$

$$\frac{F_R}{K_1} + \frac{F_R}{K_2} = \frac{F_R}{K_{eq}} \quad \rightarrow \quad \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} = \frac{1}{K_{eq}}$$

$$K_{eq} = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \quad (5.3)$$

- En paralelo

La característica fundamental de los resortes en paralelo, es que la deformación que sufren todos los resortes es igual (Rico, 2000).

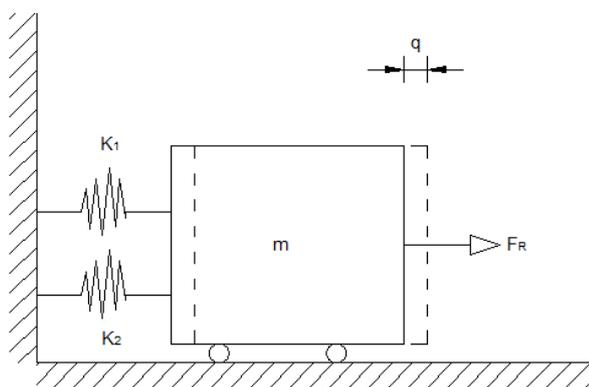


Figura 44 Resortes en paralelo.

Para resortes en paralelo se considera:

$$K_{eq} = K_1 + K_2 \quad (5.4)$$

En el caso de un elemento disipador se tiene:

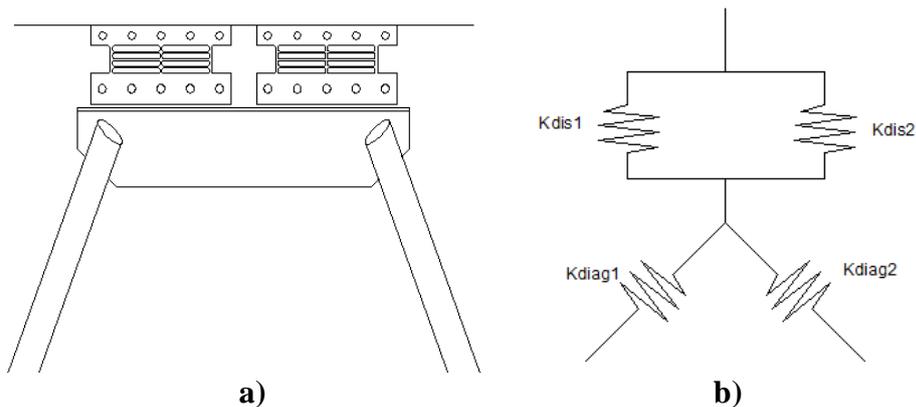


Figura 45 Pórtico reforzado a) Estructura; b) Modelo matemático.

Al momento de analizar la rigidez de un pórtico se toma en cuenta el aporte de cada elemento entonces a la rigidez del elemento disipador se parte en dos porciones iguales y se calcula la contribución en coordenadas locales de la diagonal de acero. Para encontrar la rigidez equivalente (K_{eq}), se debe encontrar la rigidez efectiva (K_{ef}) en la misma dirección de la diagonal (K_a), para esto se usa la matriz de paso T.

$$T = \frac{1}{\cos \theta} = T^t \tag{5.5}$$

Al resolver el modelo matemático se tiene:

$$K_{ef} = K_{dis1} + K_{dis2}$$

Se determinó que la rigidez y por ende el diagrama de esfuerzo-deformación es el mismo para todos los disipadores, esto se hizo mediante ensayos de laboratorio, entonces se tiene:

$$K_{ef} = 2K_{dis1} \tag{5.6}$$

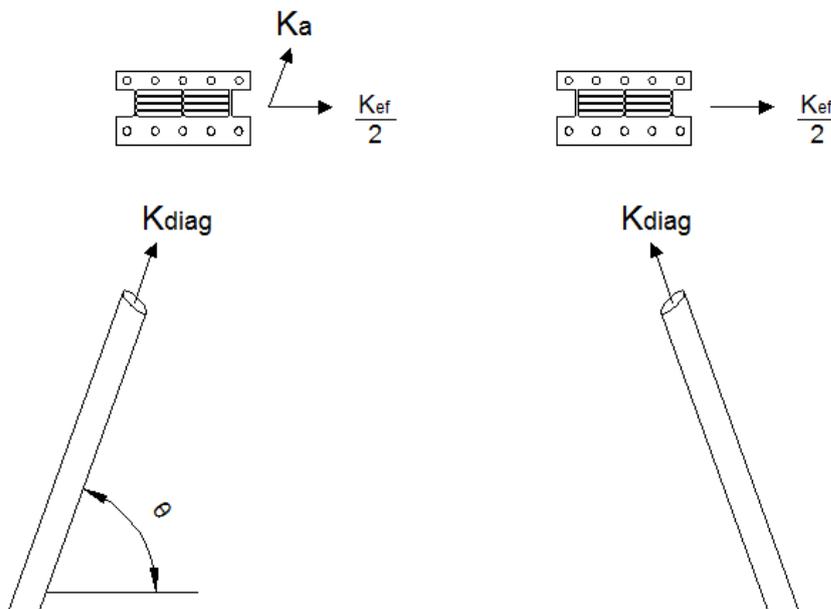


Figura 46 Rigidez equivalente del conjunto.

Para el cálculo de K_a se tiene:

$$K_a = T^t \frac{K_{ef}}{2} T \quad (5.7)$$

Al reemplazar las ecuaciones (5.5) y (5.6) en (5.7), se tiene:

$$K_a = \frac{K_{dis1}}{\cos^2 \theta} \quad (5.8)$$

Para finalizar el cálculo de la rigidez equivalente del conjunto: contraviento-disipador (K_{eq}); se modeló como una conexión de resortes en serie, entonces:

$$K_{diag} = \frac{EA}{L} \quad (5.9)$$

Donde, E es el módulo de elasticidad del acero; A es el área transversal del tubo; y L es la longitud de la diagonal.

Al aplicar los principios de los resortes se tiene:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_{diag}} + \frac{1}{K_a} \quad (5.10)$$

Si se reemplazan las ecuaciones (5.8) y (5.9) en la ecuación (5.10), resulta:

$$K_{eq} = \frac{L}{EA} + \frac{\cos^2 \theta}{K_{dis1}} \quad (5.11)$$

El objetivo de los disipadores es brindar amortiguamiento a la estructura para disminuir las fuerzas actuantes (Aguiar, Llerena, & Jiménez, 2016). Si solo se

colocan diagonales de acero en forma de “V” invertida, se rigidiza a la estructura y esto implica que la estructura se va a deformar menos, en contraposición tendrá mayores fuerzas (Aguiar, Zevallos, Palacios , García, & Menéndez, 2016).

Los contravientos concéntricos en V invertida se diseñan con el fin de evitar las deformaciones permanentes, los cuales se especifican en las siguientes tablas:

Tabla 26
Diámetros de contravientos en sentido longitudinal.

Pórtico	Vano	Longitud diagonal	Diámetro
A	5,00	3,397	6"
G	3,20	2,802	4"

Tabla 27
Diámetros de contravientos en sentido transversal.

Pórtico	Vano	Longitud diagonal	Diámetro
1	4,80	3,256	6"
1	3,65	2,858	4"
3	3,20	2,720	4"
3	5,95	3,700	6"
7	3,20	2,720	4"
7	5,95	3,700	6"

5.3 Respuestas espectrales

Al reforzar la estructura de hormigón armado se obtienen nuevos modelos matemáticos para ciertos pórticos, en los cuales se incrementan las diagonales equivalentes.

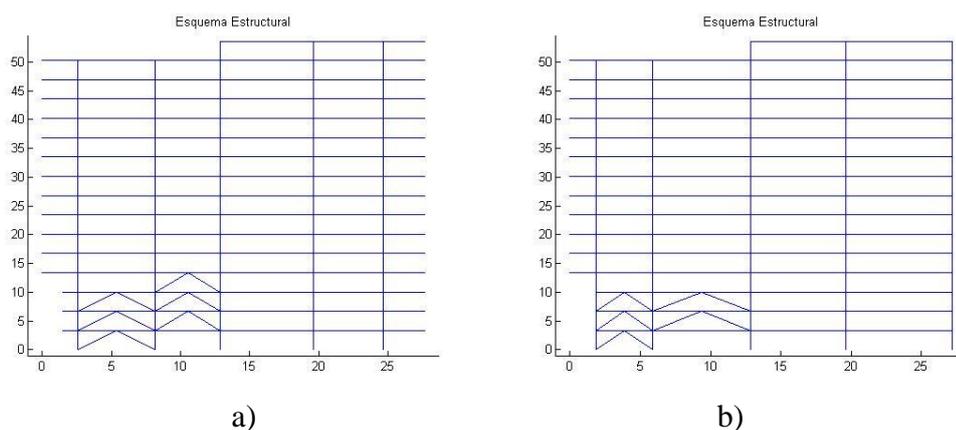


Figura 47 Pórticos transversales reforzados a) Pórtico 1; b) Pórtico 3.

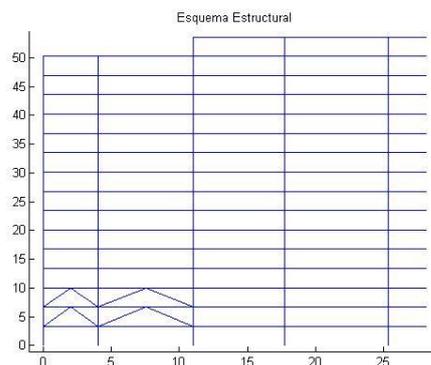
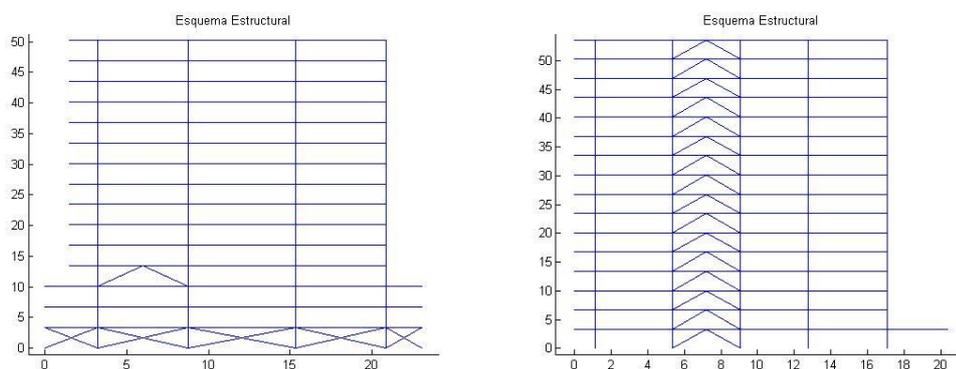


Figura 48 Pórtico 7 transversal reforzado.



a)

b)

Figura 49 Pórticos longitudinales reforzados a) Pórtico A; b) Pórtico G.

El incremento en la rigidez de la estructura provoca una disminución ínfima en el periodo ya que la rigidez es inversamente proporcional al periodo de la estructura.

Al ingresar todos los datos en CEINCI-LAB, se obtienen los periodos y las frecuencias de la estructura reforzada:

Tabla 28
Propiedades dinámicas de la estructura reforzada.

	Wn	T (s)
1	3,347	1,878
2	3,644	1,724
3	3,907	1,608
4	10,415	0,603
5	12,178	0,516
6	12,930	0,486
7	19,082	0,329
8	24,113	0,261

Tabla 28 Continuación
Propiedades dinámicas de la estructura reforzada.

	Wn	T (s)
9	27,495	0,229
10	27,918	0,225
11	36,956	0,170
12	38,317	0,164
13	40,315	0,156
14	44,898	0,140
15	51,537	0,122
16	56,511	0,111
17	59,448	0,106
18	64,927	0,097
19	71,367	0,088
20	75,675	0,083
21	78,785	0,080
22	83,134	0,076
23	87,692	0,072
24	93,083	0,068
25	100,048	0,063
26	105,498	0,060
27	111,691	0,056
28	118,368	0,053
29	122,192	0,051
30	129,887	0,048
31	134,325	0,047
32	137,186	0,046
33	141,240	0,045
34	148,404	0,042
35	152,649	0,041
36	157,336	0,040
37	164,375	0,038
38	174,035	0,036
39	181,727	0,035
40	183,832	0,034
41	203,573	0,031
42	206,251	0,031
43	216,458	0,029
44	217,091	0,029
45	221,223	0,028
46	237,533	0,027
47	247,163	0,025
48	253,394	0,025

5.3.1 Análisis longitudinal

Se compara a la estructura original con la estructura reforzada.

- Para E-W

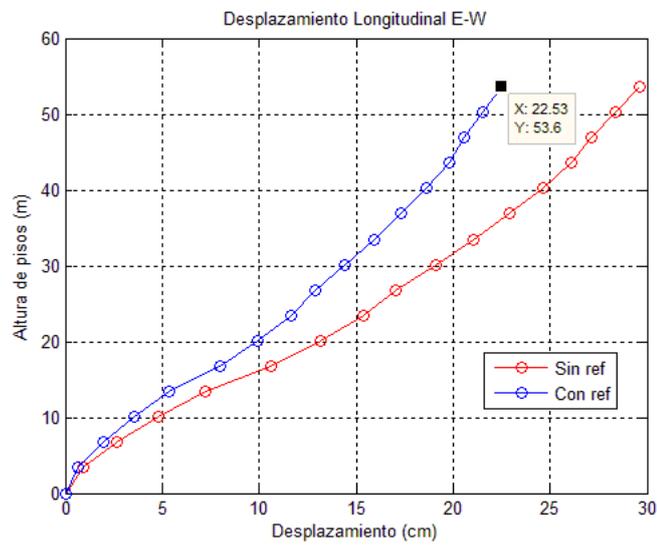


Figura 50 Comparación de desplazamientos longitudinales para el espectro de EW.

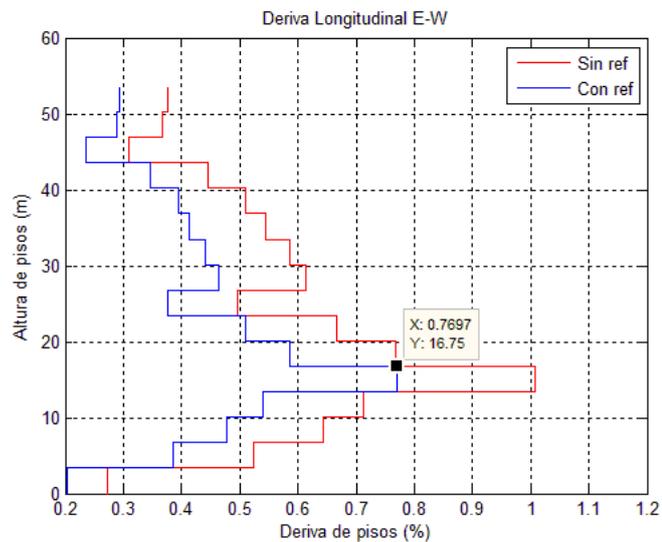


Figura 51 Comparación de derivas en sentido longitudinal para el espectro de EW.

En la Figura 51 se aprecia que la mayor deriva del edificio reforzado que tiene un valor de 0,77% el cual está por debajo del límite de la NEC que corresponde al 2%. El mayor desplazamiento absoluto se da en el piso P1 y es de 2,58 cm.

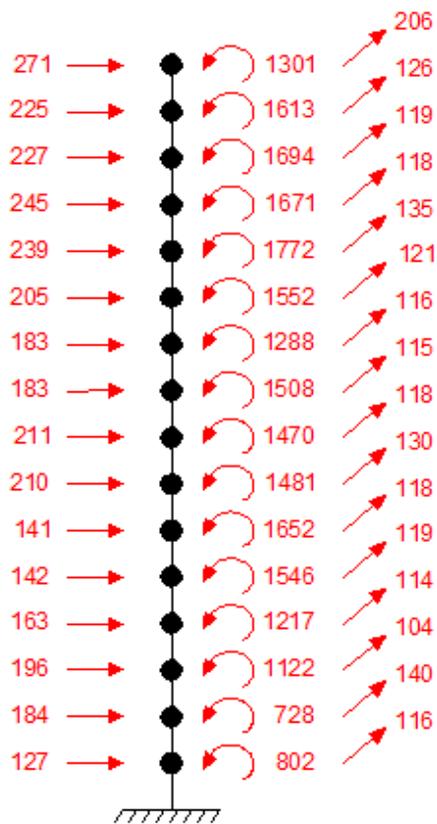


Figura 52 Fuerzas del sentido longitudinal para el espectro EW.

- Para N-S

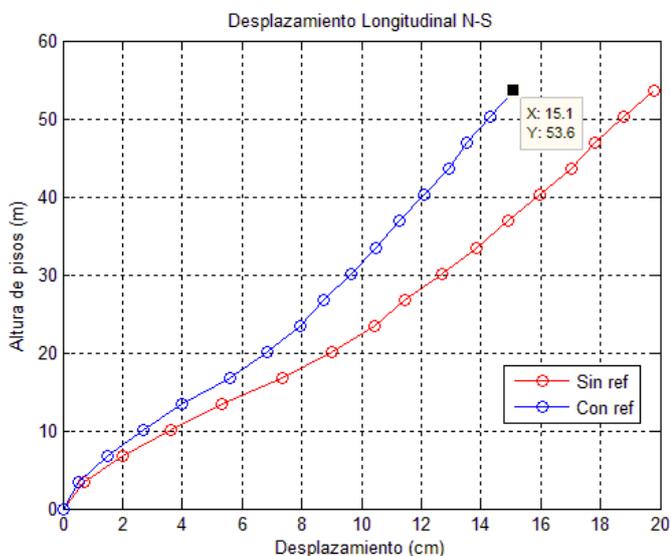


Figura 53 Comparación de desplazamientos longitudinales para el espectro de NS.

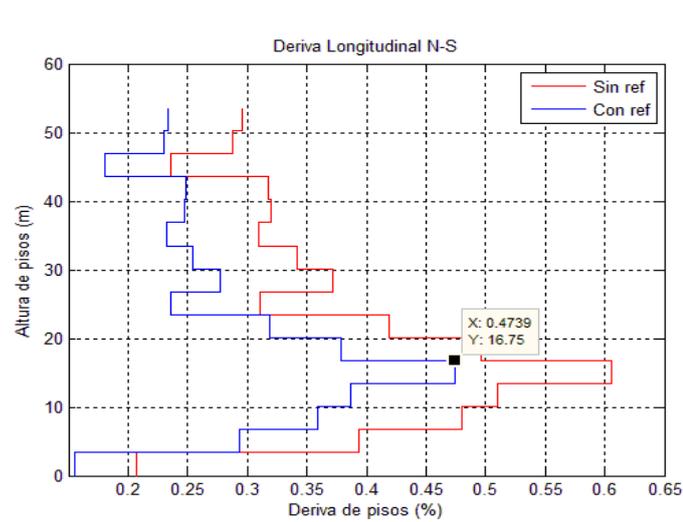


Figura 54 Comparación de derivas en sentido longitudinal para el espectro de NS.

Se observa la reducción de los desplazamientos en un 23,62%, es decir, la estructura original se desplazó 19,8 cm, con disipadores se desplazaría 15,1 cm, el comportamiento del edificio no varía pero si las fuerzas actuantes a causa del sismo.

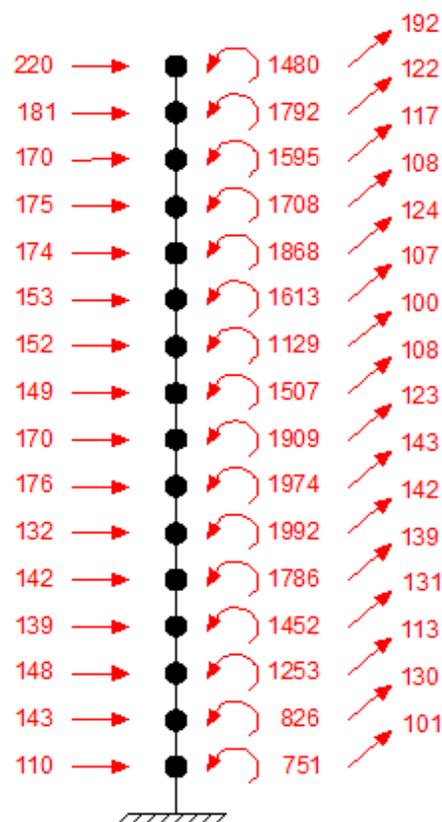


Figura 55 Fuerzas del sentido longitudinal para el espectro NS.

5.3.2 Análisis transversal

Las respuestas espectrales de la estructura con y sin disipadores de energía:

- Para E-W

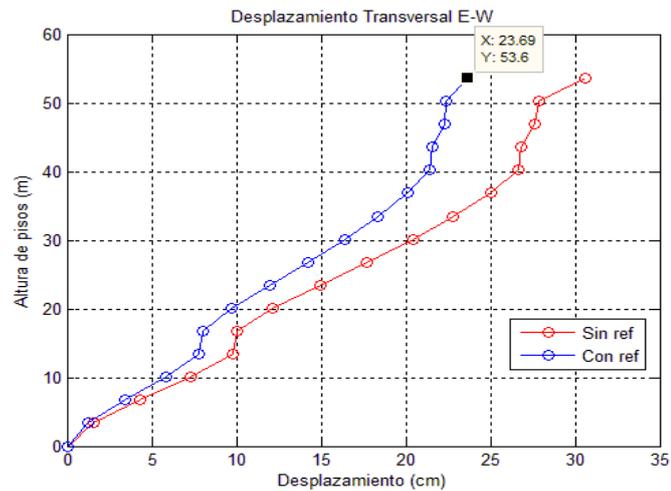


Figura 56 Comparación de desplazamientos transversales para el espectro de EW.

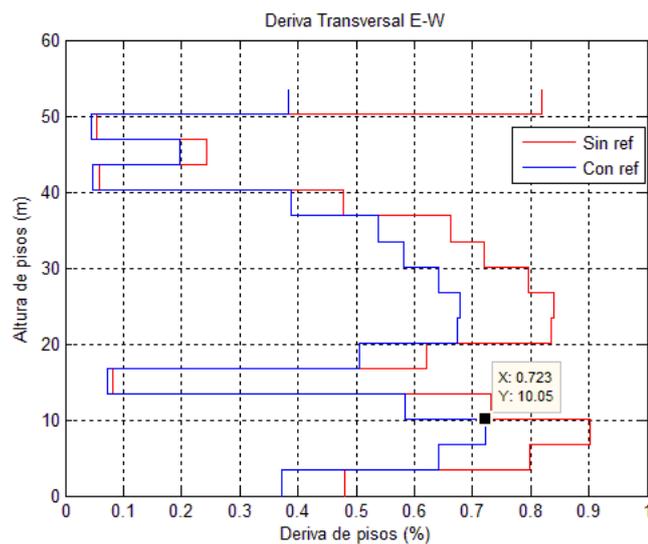


Figura 57 Comparación de derivas en sentido transversal para el espectro de EW.

En la Figura 56 se aprecia el mayor desplazamiento relativo que sufriría el edificio reforzado con SLB, tiene un valor de 23,69 cm, lo que representa una deriva general de 0,44% del edificio en análisis.

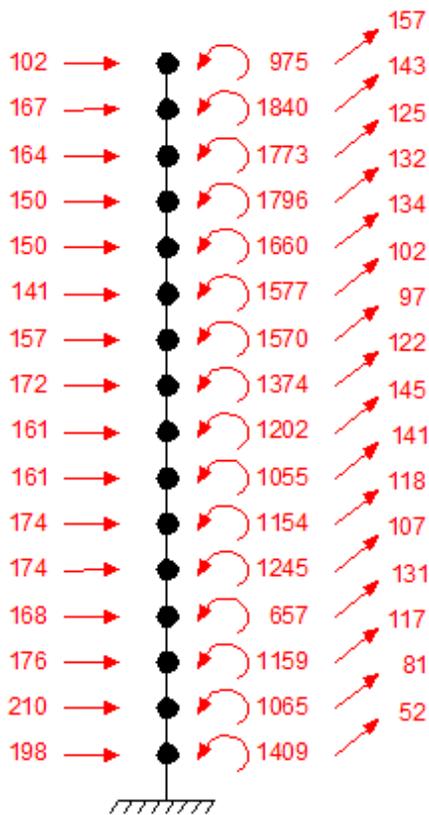


Figura 58 Fuerzas del sentido transversal para el espectro EW.

- Para N-S

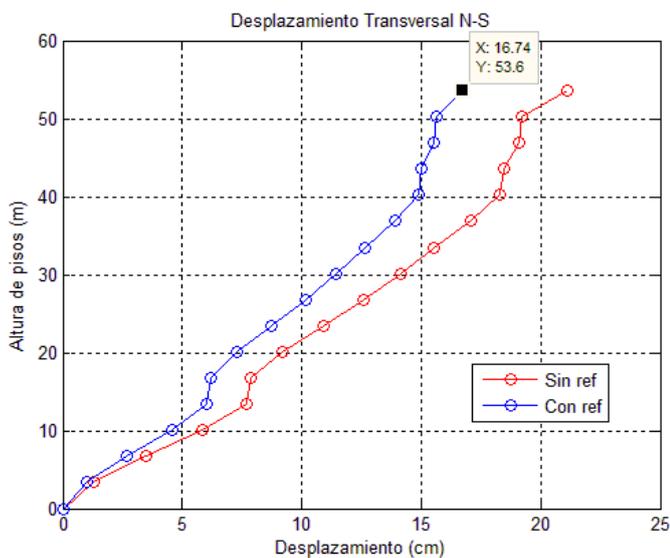


Figura 59 Comparación de desplazamientos transversales para el espectro de NS.

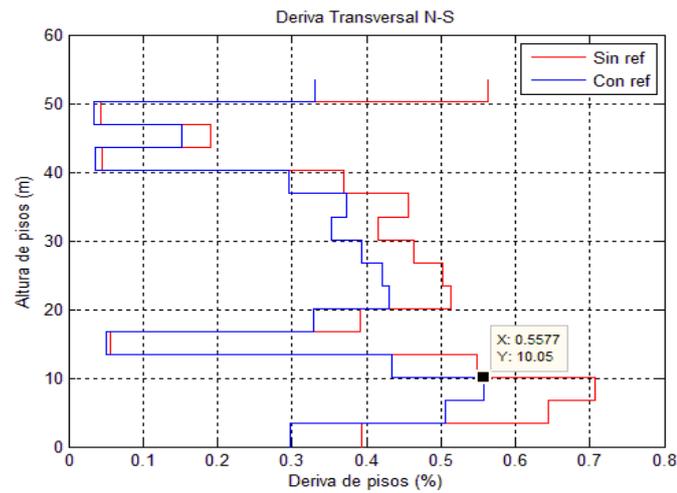


Figura 60 Comparación de derivas en sentido transversal para el espectro de NS.

Como se aprecia en las Figura 59 y Figura 60, se compara el desempeño de la estructura con y sin disipadores, se aprecia una reducción de desplazamientos, en este caso de 21,12 cm a 16,74 cm, que es el menor valor que dispuso el SLB.

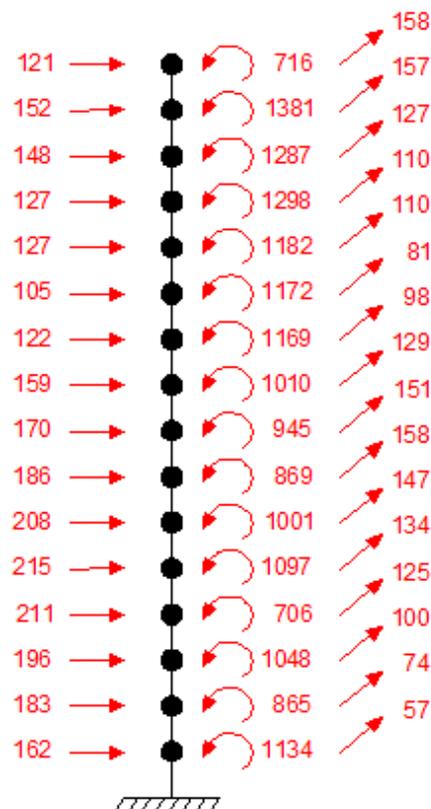


Figura 61 Fuerzas del sentido transversal para el espectro NS.

5.4 Respuestas en el tiempo

Al analizar en los dos sentidos de la estructura se verifica en cuál de las dos componentes ocasionó mayor daño.

- Sentido Longitudinal
 - En la componente E-W, la estructura presentó la siguiente gráfica:

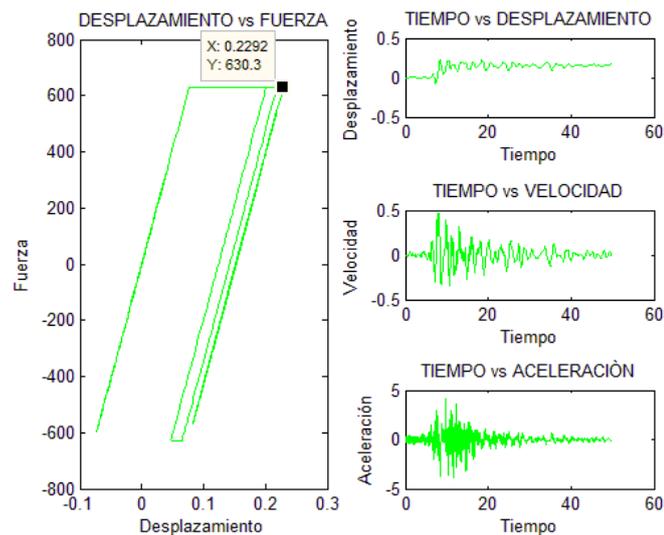


Figura 62 Respuesta del análisis no lineal de la estructura reforzada en sentido longitudinal de la componente E-W.

- En la componente N-S:

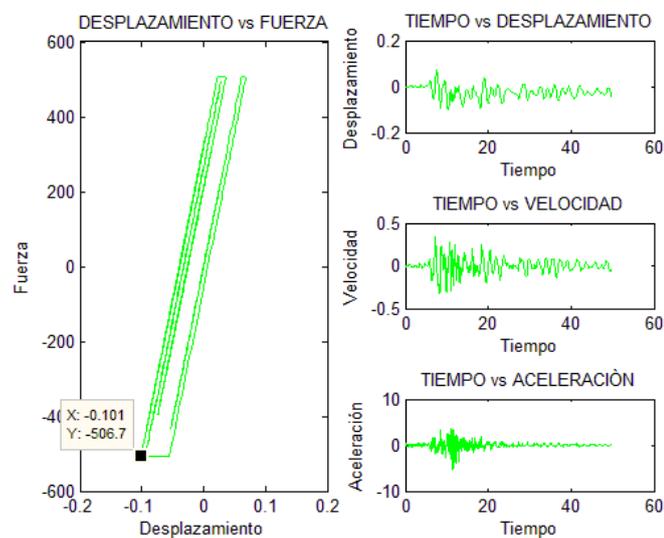


Figura 63 Respuesta del análisis no lineal de la estructura reforzada en sentido longitudinal de la componente N-S.

- Sentido Transversal
 - En la componente E-W, la estructura se comportó de la siguiente manera:

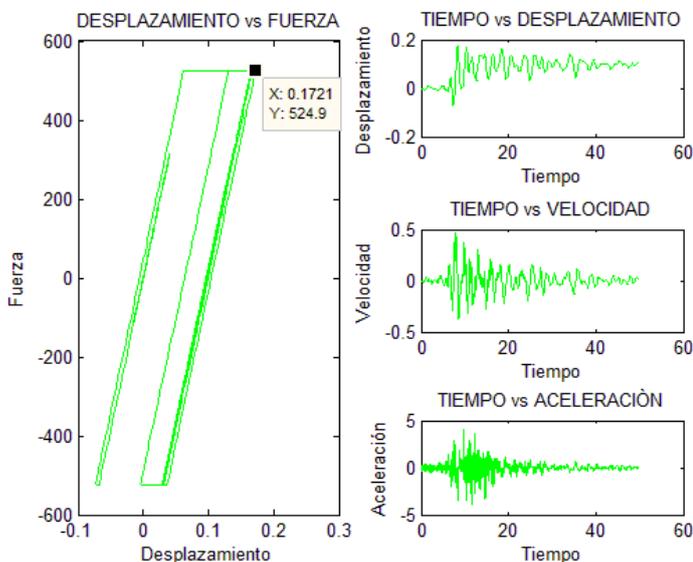


Figura 64 Respuesta del análisis no lineal de la estructura reforzada en sentido transversal de la componente E-W.

- En la componente N-S:

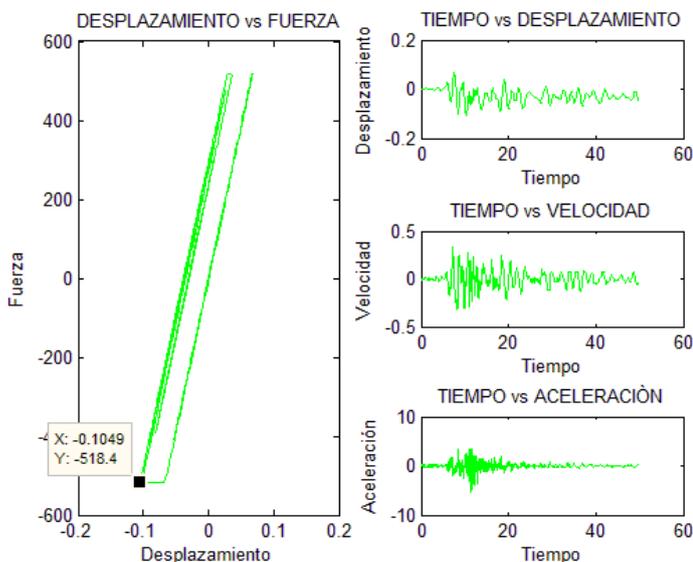


Figura 65 Respuesta del análisis no lineal de la estructura reforzada en sentido transversal de la componente N-S.

Existe una reducción en los desplazamientos de la estructura, ilustrado en la Tabla 29 en un sistema equivalente de un grado de libertad:

Tabla 29
Desplazamientos para un sistema de un gdl.

	Desplazamientos (cm)	
	E-W	N-S
Longitudinal	22,92	10,10
Transversal	17,21	10,49

6 CAPÍTULO 6: PLACAS GUSSET

6.1 Curva histerética de disipador Shear Link Bozzo (SLB 40_5)

La curva constitutiva indica la cantidad que resistirá el elemento disipador para un desplazamiento determinado, esta curva depende de las propiedades del material y del periodo fundamental de la estructura a reforzar.

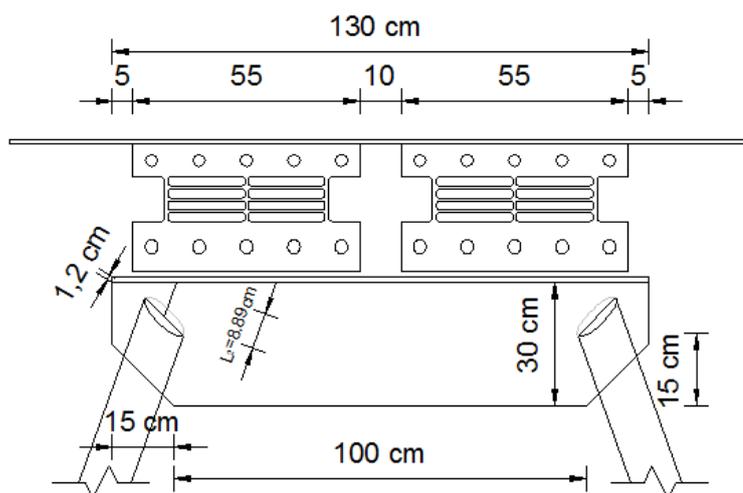


Figura 66 Instalación de disipadores SLB 40_5.

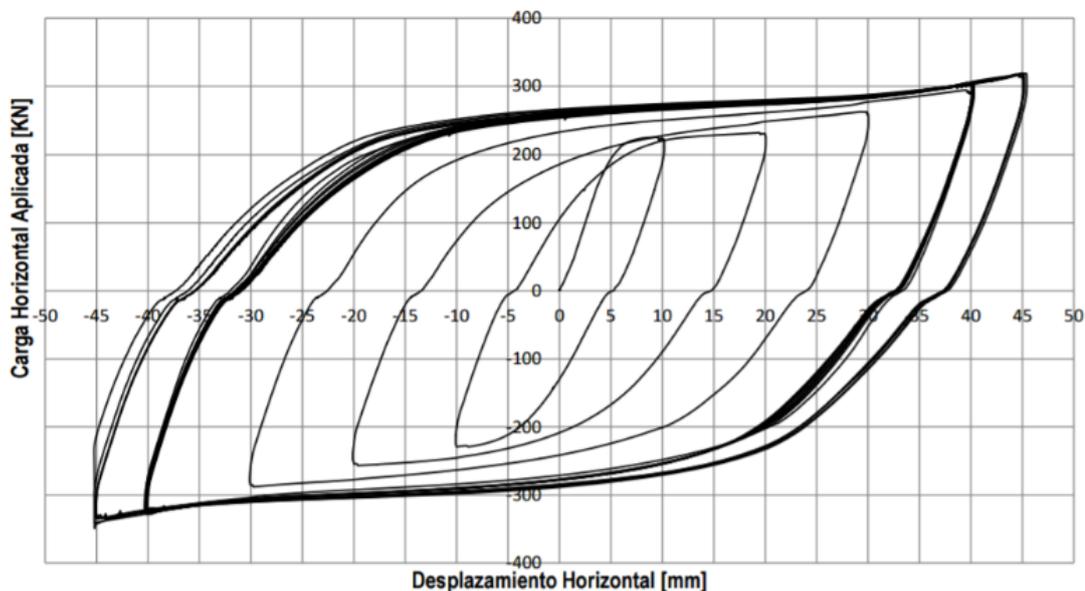


Figura 67 Curva constitutiva de SLB 40_5.

Fuente: (Aguiar, 2017)

Según la Figura 67 se puede determinar que el tubo puede resistir hasta un máximo de 300 KN, para que trabaje en el rango elástico.

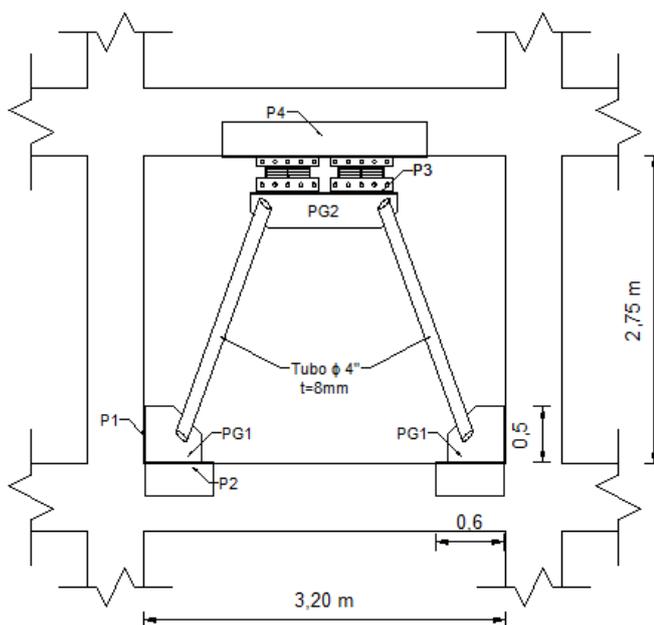


Figura 68 Elementos del pórtico reforzado.

6.2 Diseño de Placas Gusset

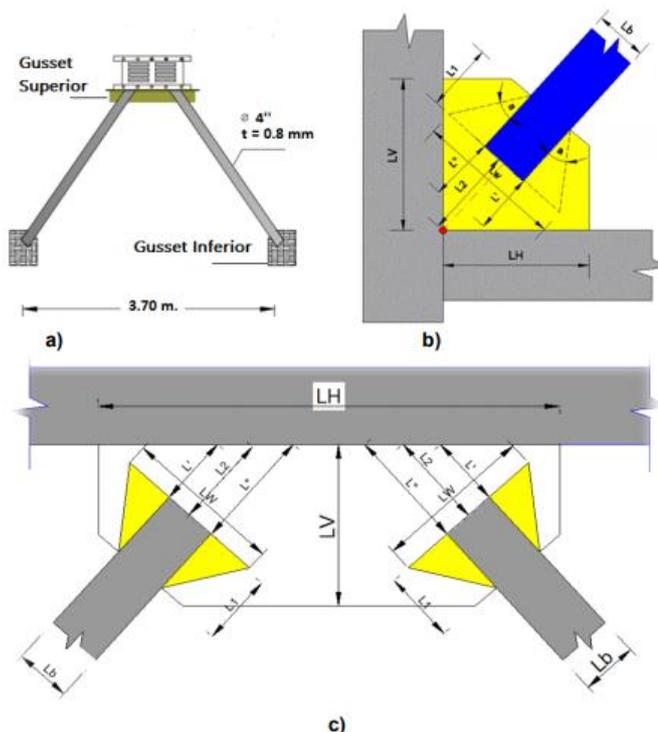


Figura 69 a) Contraviento en V invertida; b) Placa Gusset Inferior; c) Placa Gusset Superior.

Fuente: (Aguiar, 2017)

En la Figura 69 a), se aprecia una estructura de un contraviento en “V” invertida junto con un dissipador Shear Link; en la Figura 69 b), se encuentra la placa Gusset Inferior que ayuda a la transferencia de cargas. El SLB 40_5 se coloca sobre una placa horizontal y la Placa Gusset Superior es perpendicular a dicha placa; se aprecia la nomenclatura en el diseño de la Placa Gusset Inferior y Superior. Se utilizó el Método LRFD (Load Resistance Factor Design) del AISC 2010 (Aguiar, 2017).

- Resistencia a la Tensión

Para encontrar la tensión de la placa, se necesita calcular la longitud de Whitmore:

$$L_w = 2 * L_1 * \tan a + L_b \quad (6.1)$$

Donde L_1 es la distancia embebida en la placa; a es el ángulo de la franja de Whitmore; L_b es el diámetro externo del perfil circular.

$$A_w = L_w * t_p \quad (6.2)$$

$$\phi R_n = \phi F_y A_w \quad (6.3)$$

Donde A_w es la zona de afectación de la Placa Gusset; t_p es el espesor de la Placa Gusset; F_y es el esfuerzo de fluencia; ϕ factor de diseño que es 0.9 para LRFD.

- Resistencia a Cortante Vertical

Según el (AISC, 2010) el factor $\phi = 1$.

$$A_{gv} = (L_1 + L_2) * t_p \quad (6.4)$$

$$\phi R_n = 0,60 F_y A_{gv} \quad (6.5)$$

Donde A_{gv} es el área bruta sujeta al cortante.

- Resistencia de Bloque de Corte

La fluencia al corte y fractura por tensión del elemento:

$$\phi R_n = \phi [0,60 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}] \quad (6.6)$$

La fluencia a la tensión y fractura por corte del elemento:

$$\phi R_n = \phi [0,60 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}] \quad (6.7)$$

Donde A_{nt} es el área neta a tracción; A_{nv} es el área neta a cortante; ϕ es el factor por fractura a tracción que es 0.75; F_u es el esfuerzo último del material. La resistencia a bloque de corte es el menor valor entre las ecuaciones (6.6) y (6.7).

- Resistencia de Elementos en Compresión

La longitud necesaria para la resistencia al pandeo se calcula:

$$L_g = \frac{L' + L_2 + L''}{3} \quad (6.8)$$

$$I_g = \frac{L_w * t_p^3}{12} \quad (6.9)$$

$$A_g = L_w * t_p \quad (6.10)$$

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (6.11)$$

El valor de longitud efectiva K , se calcula:

$$K = \frac{K_m}{\sqrt{1 + \frac{1}{1 + \frac{2L_w}{L_g}}}} \quad (6.12)$$

Se considera $K_m = 1,2$.

Ahora se determina la relación de esbeltez de la placa.

$$\frac{KL_w}{r} \leq 25 \quad \rightarrow \quad P_n = F_y A_g \quad (6.13)$$

$$\frac{KL_w}{r} > 25 \quad \rightarrow \quad \text{Aplicar disposiciones capítulo E} \quad (6.14)$$

Resistencia de elementos a la compresión según capítulo E del AISC 2010.

El cálculo de la resistencia elástica:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_g}{r}\right)^2} \quad (6.15)$$

Se verifica la relación de resistencias:

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \quad \rightarrow \quad F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y \quad (6.16)$$

$$\frac{F_y}{F_e} > 2,25 \quad \rightarrow \quad F_{cr} = 0,877 F_e \quad (6.17)$$

Donde F_{cr} es el esfuerzo a compresión. Finalmente se tiene que la capacidad a compresión equivale a:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g \quad (6.18)$$

El factor $\phi = 0,9$. Por otro lado, se debe comprobar que la resistencia a compresión de placa Gusset sea mayor a la resistencia a la compresión de capacidad de la diagonal; caso contrario se deberá rediseñar (Aguiar, 2017).

- Resistencia de Elementos en Flexión

La resistencia a flexión debe ser el menor valor de los límites de flexión de fluencia, pandeo local lateral torsional y ruptura por flexión (AISC, 2010).

6.3 Diseño de Diagonales de Acero

En este capítulo se diseña una diagonal de acero redonda. Se considera que la diagonal trabaja a compresión o tracción y se usa el método LRFD.

- Resistencia a Tensión

El pórtico de los contravientos y Placas Gusset debe cumplir con ciertas características para que pueda ser considerado especial y arriostrado concéntricamente (Aguiar, 2017).

$$\frac{KL}{r} \leq 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.19)$$

Donde K es el factor de pandeo; L es la longitud; r es el radio de giro; E es el módulo de elasticidad; F_y es el límite de fluencia del acero. El momento de inercia, área y radio de giro para un perfil redondo es:

$$I_g = \frac{\pi * (L_b^4 - L_i^4)}{64} \quad (6.20)$$

$$A_g = \frac{\pi(L_b^2 - L_i^2)}{4} \quad (6.21)$$

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (6.22)$$

Fluencia del área bruta:

$$\phi R_n = R_y \phi F_y A_g \quad (6.23)$$

Donde $\phi = 0,9$; R_y es el factor de fluencia probable, para el acero ASTM A 36 este valor es igual a 1.3; el área bruta A_g .

Por fractura de la unión entre el elemento y la placa:

$$\phi R_n = R_y \phi F_u A_e \quad (6.24)$$

Donde $\phi = 0,75$; A_e es el área efectiva, para una sección redonda $A_e = U A_g$. La capacidad a tensión será el menor valor de las dos ecuaciones (6.23) y (6.24).

U es el factor de corte diferido. Representa el área que no transmite el esfuerzo por su excentricidad de conexión.

$$\text{Si } L1 \geq 1.3D \quad \rightarrow \quad U = 1,0$$

$$\text{Si } D \leq L1 < 1.3D \quad \rightarrow \quad U = 1 - (\bar{x}/L1)$$

Donde \bar{x} es la excentricidad de la conexión y se calcula como $\bar{x} = D/\pi$.

La Resistencia a Cortante Vertical y Resistencia por Bloque de Cortante se explicaron en el apartado 6.2.

- Resistencia a la Compresión

Para considerar el contraviento como una sección tubular compacta debe cumplir:

$$\frac{L_b}{t} \leq 0,038 \frac{E}{F_y} \quad (6.25)$$

Para secciones compactas el AISC 360-2010 establece:

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad o \quad \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$$

La tensión de pandeo se determina con la ecuación (6.16), en caso que no cumpla con las condiciones establecidas se calcula con la ecuación (6.17). Lo único que cambia por ahora es una constante con respecto al diseño de las Placas Gusset.

El cálculo de capacidad a compresión se determina por:

$$\phi R_n = R_y \phi F_{cr} A_g \quad (6.26)$$

Donde $\phi = 0,85$; KL es la longitud efectiva del contraviento. Es importante comprobar que la compresión de la diagonal sea menor a la compresión de la Placa Gusset; si no se cumple se debe rediseñar (Aguilar, 2017).

6.4 Resultados

En la Tabla 30, se presentan las dimensiones de las Placas Gusset tanto inferiores como superiores; las tres placas poseen un espesor $tp = 1,1 \text{ cm}$, y el tubo redondo de $6\frac{1}{2}$ " de diámetro exterior y un espesor de $1,1 \text{ cm}$, el tubo va inmerso en las placas 15 cm . La longitud de la placa inferior es de $50/50 \text{ cm}$, y la superior es de $130/30 \text{ cm}$.

Tabla 30
Dimensiones de Placas Gusset

Placa Gusset	Lh (cm)	Lv (cm)	L1 (cm)	L2 (cm)	tp (cm)
Inferior	50,00	50,00	15,00	33,91	1,10
Superior	130,00	30,00	15,00	20,05	1,10

Se confirma que las dimensiones de las placas cubren favorablemente la demanda a tracción y compresión esperada que es de 30 T. Esto garantiza que trabajen satisfactoriamente las dos placas.

Tabla 31
Capacidad de Placas Gusset.

	Inferior (Kg)	Superior (Kg)	Requerido (Kg)
Resistencia a la Tensión	84838,53	84838,53	30000,00
Resistencia a Cortante Vertical	81775,73	58611,01	30000,00
Resistencia de Bloque de Corte	115398,02	113817,23	30000,00
Resistencia de Elementos en Compresión	53759,89	74203,59	30000,00

Como se especifica, el tubo será de 6½” de diámetro exterior con un espesor de 1,1 cm y se presenta los esfuerzos que resistirá el contraviento en la Tabla 32.

Tabla 32
Capacidad de Diagonal de acero.

	Tubo (Kg)	Requerido (Kg)
Resistencia a la Tensión	200417,75	30000,00
Resistencia a Cortante Vertical	58609,09	30000,00
Resistencia de Bloque de Corte	132394,64	30000,00
Resistencia de Elementos en Compresión	182548,75	30000,00

Las resistencias del tubo de 6½” de diámetro exterior se presentan en la Tabla 32, la tensión, corte vertical, bloque de corte y compresión rebasan lo solicitado, por lo que el diseño se considera aceptable.

Si se comparan las Tabla 31 y Tabla 32 se observa que el diseño del contraviento posee mayor resistencia en todas las solicitaciones excepto en la de corte vertical, se recomienda que el diseño de las Placas Gusset sea mayor en todo, especialmente en la compresión y en la tensión, razón por la cual se rediseña.

Se rediseñan las Placas Gusset y las diagonales de acero y el nuevo diseño tiene la siguiente geometría:

Tabla 33
Rediseño de Placas Gusset.

Placa Gusset	Lh (cm)	Lv (cm)	L1 (cm)	L2 (cm)	tp (cm)
Inferior	50,00	50,00	15,00	33,91	1,30
Superior	130,00	30,00	15,00	20,05	1,30

Basta cambiar el espesor de las placas para incrementar su resistencia a tensión y compresión.

El nuevo tubo redondo estructural será de 10 cm de diámetro exterior y su espesor será de 8 mm, con esto se obtienen los siguientes esfuerzos en los elementos.

Tabla 34
Capacidad de resistencia de elementos.

	Tubo	Placa Gusset Inferior	Placa Gusset Superior
Tensión	76148,61	80985,34	80985,34
Corte Vertical	42624,80	96641,28	69266,17
Bloque de Corte	75051,36	110655,64	108786,05
Compresión	54150,68	56504,08	72029,34

7 CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

1. El análisis sísmico de la estructura original demostró que la deriva de piso crítica es del orden del 1%, lo que denota que puede existir daño en mampostería y vigas ante un evento sísmico, pese a que cumple con holgura la exigencia de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, al comparar con el edificio con los reforzamientos y con los mismos espectros de Manta, se determinó que la deriva máxima fue de 0,77% lo que revela que se disminuirán con éxito los daños en la estructura.
2. El desplazamiento máximo de la estructura original fue de 30,6 cm, y se registra en el sentido transversal con el espectro de E-W, en base al nivel de diseño sísmico, a la tipología estructural y a la altura del edificio, el daño se clasifica como moderado, con agrietamiento severo y desprendimiento en mampostería; al reforzar la estructura con SLB 40_5 se obtuvo una reducción del 22,51% del desplazamiento máximo de la estructura original, lo que evidencia que los SLB poseen buen desempeño y garantizan un mejor comportamiento estructural ante un sismo de tal magnitud.
3. Al contar con limitaciones de espaciamiento en la colocación de disipadores es preferible utilizar los disipadores SLB 40_5 por sus configuraciones pequeñas y sin embargo se adaptan a las solicitaciones.
4. El cálculo de los centros de masa y rigidez en cada planta, determinó que las excentricidades son relativamente pequeñas y no son capaces de generar problemas de torsión en planta, tanto en la estructura original, como en la estructura reforzada.
5. La estructuración y disposición de las gradas y ascensores son un aspecto importante para resaltar, en este edificio de estudio estuvieron centradas, evitaron la torsión y ayudaron a la ductilidad del edificio.
6. El sismo del 16 de Abril demostró la importancia de enfocar los diseños a la nueva estructuración sísmica, misma que se basa en el uso de disipadores de energía y aisladores sísmicos, para mejorar su comportamiento sísmico.

7.2 Recomendaciones

Se recomienda que en la construcción de grandes estructuras se considere el uso de muros de corte para aportar ductilidad a la estructura y en el caso de las paredes reemplazar algunos elementos por otros de menor peso.

Los espectros que se presentaron en Manta durante el 16 de Abril superaron a los espectros planteados por la NEC-15, se debe considerar espectros de diseño altos porque se comprobó que los de la norma no son suficientes.

Se recomienda que los pórticos externos posean las columnas de igual o mayor medida que la de los internos para evitar problemas de torsión espacial, así como también es importante pensar siempre en la distribución de las gradas y los ascensores, puesto que estos pueden comportarse como un diafragma si se coloca en el centro de la estructura.

Como medida de precaución ante el bajo factor de peligrosidad sísmica (z) que se considera en el territorio ecuatoriano por la NEC-15, se recomienda realizar un estudio de microzonificación sísmica de suelos para determinar los factores de sitio de aceleración, desplazamiento y de comportamiento no lineal.

Otro valor a considerar es el factor de reducción de fuerzas sísmicas (R), puesto que al tomar un valor bajo, evitará la sub-dimensión del espectro de diseño, lo que provoca que el diseño de la estructura tenga mayores factores de seguridad.

Se recomienda que las diagonales de acero del contraviento concéntrico estén expuestas a bajos porcentajes de su máxima capacidad, ya que esto va a certificar que estos materiales trabajen en el rango elástico y de esa forma garantiza que los disipadores sean los encargados de liberar energía sísmica.

La propuesta de la colocación de los SLB 40_5 tiene como objetivo incrementar el amortiguamiento estructural, pero no está de más otro tipo de reforzamiento ya sea con otros sistemas de disipación o aislación de energía, con el fin de aumentar la capacidad sísmica de la estructura.

Al momento de calcular las dimensiones de las placas de continuidad, se encontró la dificultad de contar con un espacio limitado, lo que influyó directamente en la decisión del uso de disipadores, debido a que la sección de la placa superaba la sección del ancho de la viga, por lo que se optó por plantear el reforzamiento con SLB por su ventajosa delgadez.

El cálculo de los centros de masa y rigidez en cada planta, determinó que las excentricidades son relativamente pequeñas y no son capaces de generar problemas de torsión en planta.

8 CAPÍTULO 8: BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar R., B. L. (2016). Protocolo de instalación de disipadores Shear link bozzo SLB40_3 y placas gusset en bloque estructural 4 de la ufa-espe. *Revista Internacional de Ingeniería de estructuras*, 127-150.
- Aguiar, R. (2008). En *Análisis sísmico de edificios* (págs. 5-8). Quito: Centro de Investigaciones Científicas.
- Aguiar, R. (2012). *Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB*. Sangolquí: Centro de Investigaciones Científicas.
- Aguiar, R. (2013). En *Microzonificación sísmica de Quito* (págs. 1-9). Quito: Centro de Investigaciones Científicas.
- Aguiar, R. (2014). *Análisis matricial de estructuras*. Quito: Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción.
- Aguiar, R. (2016). En *Análisis sísmico por desempeño* (págs. 10-19). Quito: Centro de Investigaciones Científicas.
- Aguiar, R. (2017). Diseño de contravientos de acero, placas Gusset y continuidad sobre la que van disipadores de energía. *Research Gate*, 1-66.
- Aguiar, R., & Del Castillo, F. (2016). Comportamiento de edificio Buzios ubicado en Manta durante el terremoto del 16 de abril de 2016. *Ciencia*, 17-40.
- Aguiar, R., Bozzo, L., Coyago, H., & Andino, C. (2016). Análisis sísmico de bloque estructural 4 de UFA-ESPE con disipadores de energía Shear Link Bozzo. *Ciencia*, 123-160.
- Aguiar, R., Llerena, E., & Jiménez, L. (2016). Análisis sísmico de auditorio de UFA-ESPE con Vigas San Andrés y Disipadores de Energía Shear Link Bozzo. *Ciencia*, 173-200.

- Aguiar, R., Zevallos, M., Palacios, J., García, L., & Menéndez, E. (2016). *Reforzamiento de estructuras con disipadores de energía* (Vol. Primera edición). Portoviejo, Ecuador: Instituto Panamericano de Geografía e Historia IPGH.
- AISC. (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero. En A. 360, *Practice for Steel Buildings and Bridges Code of Standard*. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero.
- ASCE/SEI 7-10, A. (2010). Minimum design loads for buildings and other structures. Virginia, EEUU.
- Bozzo, L. M., & Barbat, A. H. (1999). *Diseño sismorresistente en edificios*. Barcelona: Reverté.
- Carranza, J. (2015). *Reforzamiento de una estructura aporricada con disipadores de fluido viscoso para un mercado en la ciudad de Trujillo*. Recuperado el 10 de Marzo de 2017, de http://repositorio.upao.edu.pe/bitstream/upaorep/1141/1/CARRANZA_JOHAN_REFORZAMIENTO_ESTRUCTURA_APORTICADA.pdf
- Claros, E. (2009). *Método simplificado para el análisis y rehabilitación de edificios utilizando disipadores de energía viscosos*. Recuperado el 15 de Marzo de 2017, de <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/2904/clarostark.pdf?sequence=1>
- ERN. (2012). *Microzonificación sísmica del distrito Metropolitano de Quito: Estudio de la amenaza sísmica a nivel local*. Quito: Distrito Metropolitano de Quito.
- Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, I.-E. (2016). *Evaluación de intensidades sísmicas en Pedernales*.
- Malhotra, P. K. (2016). *Ground Motion Records from M 7.8 Ecuador Earthquake of April 16, 2016*. StrongMotions Knowledge and Clarity Inc.

- Mamlouk, M. S., & Zaniwski, J. P. (2009). *Materiales para ingeniería civil*. (M. Martín-Romo, Ed.) Madrid, España: Pearson Prentice Hall.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2012). *Diseño de estructuras de acero*. México: Alfaomega.
- Moreira, J. (2016). *Suelos de la Ciudad de Manta*. Manabí: Comunicación personal en la ULEAM.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC-SE-DS*. Quito: MIDUVI.
- RENAC. (2016). *Red Nacional de Acelerógrafos del Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional*. Quito: EPN.
- Rico, J. M. (2000). *Sistemas de Resortes en "Serie" y "Paralelo". Determinación de la constante del resorte equivalente*. Salamanca: Departamento de Ingeniería Mecánica.
- Romo, M. (2008). *Temas de Hormigón Armado*. Quito: ESPE.
- Sánchez, A. (2014). *Análisis y evaluación de la aplicación de disipadores históricos de fluencia para el mejoramiento del desempeño sísmico de estructuras de hormigón armado en la ciudad de Guayaquil*. Recuperado el 10 de Marzo de 2017, de <http://repositorio.ucsg.edu.ec:8080/handle/3317/1357>
- Secretaría de gestión de riesgos. (2016). *INFORME DE SITUACION N°65*. Quito: Ministerio de obras públicas.
- Tena, A. (2000). Modelado analítico de edificios con disipadores de energía. *Revista de ingeniería sísmica*, 29-62.