



**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

“ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y VERIFICACIÓN DE PROPUESTA DE
REFORZAMIENTO PARA CONSTRUCCIÓN DE EL CUARTO PISO EN EL
PABELLÓN DE 9 AULAS DE LA UNIDAD EDUCATIVA TEODORO WOLF,
DEL CANTÓN SANTA ELENA”

TRABAJO PRÁCTICO

Previo a la Obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Autores:

ONCE CHILLOGALLO CAMILO DAVID

PANCHANA ZAMBRANO GUILLERMO EMANUEL

Docente Tutor:

ING. VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO, Mg

La Libertad, Ecuador

Marzo 2020

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por **Once Chillogallo Camilo David – Panchana Zambrano Guillermo Emanuel**, como requerimiento para la obtención del título de **Ingeniero Civil**.

TUTORA

f. 

Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello, MSc

DIRECTOR DE CARRERA

f. 

Ing. Juan Francisco Garcés Vargas

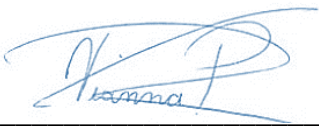
La Libertad, a los 12 días del mes de Marzo del año 2021

La Libertad, a los 12 días del mes de Marzo del año 2021

APROBACIÓN DE LA TUTORA

En mi calidad de Docente Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad de Proyecto de Investigación “ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y VERIFICACIÓN DE PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA CONSTRUCCIÓN DE EL CUARTO PISO EN EL PABELLÓN DE 9 AULAS DE LA UNIDAD EDUCATIVA TEODORO WOLF, DEL CANTÓN SANTA ELENA”, elaborado por los señores ONCE CHILLOGALLO CAMILO DAVID – PANCHANA ZAMBRANO GUILLERMO EMANUEL, egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

TUTORA

f.  _____

Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello, MSc

La Libertad, a los 12 días del mes de Marzo del año 2021

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **Once Chillogallo Camilo David**

Panchana Zambrano Guillermo Emanuel

DECLARAMOS QUE:

El Trabajo de Titulación, “ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y VERIFICACIÓN DE PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA CONSTRUCCIÓN DE EL CUARTO PISO EN EL PABELLÓN DE 9 AULAS DE LA UNIDAD EDUCATIVA TEODORO WOLF, DEL CANTÓN SANTA ELENA”, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es nuestra total autoría.

En virtud de esta declaración, nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

AUTORES

f. 

Once Chillogallo Camilo David.

f. 

Panchana Zambrano Guillermo Emanuel.

La Libertad, a los 12 días del mes de Marzo del año 2021

AUTORIZACIÓN

Nosotros, **Once Chillogallo Camilo David**

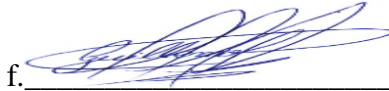
Panchana Zambrano Guillermo Emanuel

Autorizamos a la universidad Estatal Península de Santa Elena a la publicación en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación, “ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y VERIFICACIÓN DE PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA CONSTRUCCIÓN DE EL CUARTO PISO EN EL PABELLÓN DE 9 AULAS DE LA UNIDAD EDUCATIVA TEODORO WOLF, DEL CANTÓN SANTA ELENA”, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

AUTORES

f. 

Once Chillogallo Camilo David.

f. 

Panchana Zambrano Guillermo Emanuel.

La Libertad, a los 12 días del mes de Marzo del año 2021



UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

Creación: Ley No. 110 R.O. No. 366 (Suplemento) 1998-07-22

CERTIFICADO ANTIPLAGIO

001-TUTOR VAPR-2021

En calidad de tutor del trabajo de titulación denominado “ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y VERIFICACIÓN DE PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA CONSTRUCCIÓN DE EL CUARTO PISO EN EL PABELLÓN DE 9 AULAS DE LA UNIDAD EDUCATIVA TEODORO WOLF, DEL CANTÓN SANTA

ELENA”, elaborado por los estudiantes ONCE CHILLOGALLO CAMILO DAVID – PANCHANA ZAMBRANO GUILLERMO EMANUEL, egresado de la Carrera de INGENIERÍA CIVIL, de la Facultad de CIENCIAS DE LA INGENIERÍA de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de INGENIERO CIVIL, me permito declarar que unavez analizado en el sistema antiplagio URKUND, luego de haber cumplido los requerimientos exigidos de valoración, el presente proyecto ejecutado, se encuentra con 3% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente informe.

Adjunto reporte de similitud.

Atentamente,

Ing. Mgs. Vianna Pinoargote Rovello

C.I.:2400061632

DOCENTE TUTOR



Reporte Urkund.

UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

Creación: Ley No. 110 R.O. No. 366 (Suplemento) 1998-07-22



Document Information

Analyzed document	tesis terminada URKUND. (1) (1).docx (D97977831)
Submitted	3/11/2021 2:25:00 PM
Submitted by	
Submitter email	guillermo.panchanazambrano@upse.edu.ec
Similarity	3%
Analysis address	lmoreno.upse@analysis.urkund.com

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. 

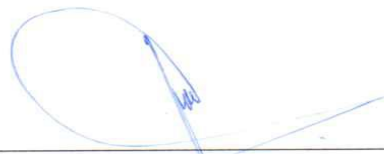
Ing. Juan Garcés Vargas, Msc.

DIRECTOR DE LA CARRERA (E)

f. 

Ing. Vianna A. Pinoargote Rovello, Mgs.

DOCENTE TUTOR

f. 

Ing. Jaime F. Argudo Rodríguez, PhD.

DOCENTE ESPECIALISTA

f. 

Ing. Lucrecia Moreno Alcívar, Mg.

DOCENTE UIC

AGRADECIMIENTO

A Dios, quien nos dio durante todos estos años el valor de la perseverancia para estar en esta destacada carrera y que con orgullo se logró obtener el título de Ingenieros Civiles, tarea que no ha sido fácil, pero bajo sus bendiciones e inspiración logramos el objetivo, superando diversos obstáculos. A nuestras familias, que son la inspiración del día a día para alcanzar el éxito en los proyectos trazados y fueron el apoyo necesario que tuvimos a lo largo de este camino recorrido. A los docentes de la Carrera de Ingeniería Civil por todos los conocimientos y enseñanzas que nos brindaron para poder elaborar este trabajo de titulación y formarnos como profesionales. A nuestra tutora de tesis, Ing. Vianna Pinoargote Rovello, por la guía profesional y orientación brindada para llevar a cabo la realización de este proyecto de investigación.

Once Chillogallo Camilo David

Panchana Zambrano Guillermo Emanuel

DEDICATORIA

Quiero dedicar este Trabajo de Titulación a mis padres Guillermo Panchana Rodríguez y Laura Zambrano Rodríguez quienes con sus consejos y apoyo se convirtieron en un pilar fundamental para que logre este objetivo.

A mi esposa Leslie Peralta Gallardo quien se convirtió en mi compañera y confidente dándome siempre su apoyo y ánimos de seguir adelante.

A mi hija Ambar Panchana Peralta, motor fundamental de mi día a día.

DEDICATORIA

Quiero dedicar este Trabajo de Titulación principalmente a mis padres María Chillogallo y José Once, a mis hermanos Gladys Once y Roberto Once por su sacrificio en estos años al ayudarme en el día a día que pase lejos de casa, por sus consejos y apoyo.

Once Chillogallo Camilo David

INDICE GENERAL

CERTIFICACIÓN	I
APROBACIÓN DE LA TUTORA.....	II
DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD.....	III
DECLARAMOS QUE:	III
AUTORIZACIÓN	IV
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN.....	I
AGRADECIMIENTO.....	II
DEDICATORIA	III
DEDICATORIA	IV
RESUMEN	XV
ABSTRACT.....	XVI
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1 MARCO CONTEXTUAL DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
1.1 DESCRIPCIÓN DEL TEMA	3
1.2 ANTECEDENTES	4
1.2.1 Peligro Sísmico	5
1.2.2 Sismicidad del Ecuador	5
1.2.3 Historia Sísmica del Ecuador	5
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	7
1.3.1 Introducción	7
1.4 OBJETIVO GENERAL.....	9

1.4.1 <i>Objetivos Específicos</i>	10
1.5 ALCANCE	10
1.6 JUSTIFICACIÓN	10
CAPÍTULO 2 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	12
2.1. PELIGRO SÍSMICO-DISEÑO SISMORRESISTENTE.	12
2.2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y FACTOR DE ZONA Z.....	12
2.3 PERFIL DE SUELO.....	14
2.3.1 <i>Tipo de perfiles de suelo para el diseño sísmico.</i>	14
2.3.2 <i>Coefficientes de perfil de suelo F_a, F_d y F_s.</i>	15
2.4 COMPONENTES HORIZONTALES DE LA CARGA SÍSMICA: ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO.....	15
2.5 METODOLOGÍA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	17
2.5.1 <i>Categoría de edificio y coeficiente de importancia</i>	17
2.5.2 <i>Filosofía de diseño</i>	18
2.5.3 <i>Control De Derivas De Entrepiso</i>	19
2.5.4 <i>Regularidad De Estructuras</i>	20
2.5.5 IRREGULARIDADES Y COEFICIENTE DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.	20
2.5.6 COEFICIENTE DE REGULARIDAD EN ELEVACIÓN.	22
2.5.7 <i>Fuerzas de Diseño Mínimas y Efectos Relacionados</i>	23
2.5.8 <i>Ductilidad y Factor de Reducción de Resistencia Sísmica (R).</i>	24
2.5.9 <i>Cortante Basal de Diseño (v)</i>	26
2.5.10 <i>Determinación del período de vibración T</i>	26
2.5.11 <i>Distribución Vertical de Fuerzas Sísmicas Laterales</i>	28
2.5.12 DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTANTE.....	29
2.5.13 <i>Efectos de segundo orden P-Δ e índice de estabilidad Q_i.</i>	30
2.5.14 <i>Control de la Deriva de Piso (Derivas Inelásticas Máximas de Piso δ_m)</i>	31
2.6. EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN EDIFICIOS.	32
2.6.1 <i>Generalidades</i>	32

2.7 INCERTIDUMBRE EN LA EVALUACIÓN.....	33
2.8 INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE LA ESTRUCTURA FEMA 154.....	34
2.9 EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL SITIO.	34
2.10 LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL.	34
2.11 MODELACIÓN, ANÁLISIS Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN	35
2.12 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL	35
2.13 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL.....	35
2.14 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS	36
2.14.1 Análisis Estático No Lineal (PUSHOVER).....	37
2.15. DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ESENCIALES	38
2.15.1. Seguridad de vida	39
2.15.2. Prevención de colapso.....	39
2.15.3. Estimación del desempeño sísmico de estructuras esenciales.....	39
2.16. MÉTODOS DE ANÁLISIS NO LINEALES DE ESPECTRO CAPACIDAD.....	40
2.16.1 Método de espectro de capacidad ATC 40.....	41
2.16.2. Método de espectro capacidad FEMA 440 (Linealización Equivalente)	43
2.17. REFORZAMIENTO EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.	43
2.17.1 Introducción	43
2.17.2 Atributos de una Buena Configuración Sísmica.....	44
CAPÍTULO 3 – EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO EDUCATIVO	46
3.1 ANTECEDENTES PREVIOS A LA EVALUACIÓN	46
3.1.1 Visita preliminar	48
3.1.2 Desarrollo de los Niveles de Investigación.	48
Nivel de investigación BS1.	48
3.1.3 Detallamiento de los elementos estructurales	50
3.1.4 Consideraciones Especiales	52
3.2 APLICACIÓN DEL FORMATO DE EVALUACIÓN FEMA 154.....	53

3.2.1 Selección de Parámetros.....	53
3.2.2 Resultado Obtenidos Mediante Formato FEMA 154.....	56
3.3. CHEQUEO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	58
3.3.1 Vigas.....	58
3.3.1.5. Chequeo de Deflexión de Vigas.....	63
3.3.2 Chequeo columna fuerte-viga débil.....	84
3.4 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS LINEAL DE PRIMER ORDEN.....	90
3.4.1 Análisis Dinámico Modal Espectral.....	90
3.4.2 Carga Consideradas.....	91
3.4.3 Combinaciones de Cargas para Diseño por Resistencia Última Según NEC 15.....	94
3.4.4 Espectro de Diseño.....	95
3.4.5 Análisis Modal y Cálculo del Cortante de Basal.....	96
3.4.5.1. Corrección del cortante dinámico.....	99
3.4.6 Cálculo del Periodo de vibración.....	100
3.4.7 Derivas Inelásticas según NEC-15.....	101
3.4.8. Revisión de Irregularidad Torsional.....	102
3.4.9. Chequeo piso flexible.....	103
3.4.10. Índices de Estabilidad.....	104
3.5 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).....	105
3.5.1 Curva de Capacidad.....	113
3.5.2. Punto de Desempeño.....	114
CAPÍTULO 4 PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.....	117
4.1 INTRODUCCIÓN.....	117
4.2 ANTECEDENTES.....	117
4.3 ALCANCES Y LIMITACIONES.....	117
4.4 MODELO MATEMÁTICO DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA.....	118
4.4.1 Recrido de Hormigón de las Columnas.....	120

4.4.2 Materiales a Utilizarse y sus Propiedades Mecánicas.....	123
4.4.3 Secciones de Columnas Recrecidas de Hormigón	123
4.4.4 Reforzamiento de Vigas	123
4.5 ANÁLISIS DINÁMICO DEL MODELO MATEMÁTICO ADICIONANDO UN PISO.....	125
4.5.1 Análisis de Estructura sin Reforzamiento.....	126
4.5.2 Análisis Dinámico Lineal de la Estructura Reforzada	132
CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	144
5.1 CONCLUSIONES	144
5.2 RECOMENDACIONES	145
BIBLIOGRAFÍA.....	147

Índice de Tablas

Tabla 1 Valores del Factor z en Función Sísmica Adoptada	14
Tabla 2 Tipo de Uso, Destino e Importancia de la Estructura.	18
Tabla 3 Valores Máximo de las Derivas de Piso.	20
Tabla 4 Coeficiente de Irregularidad en Planta.....	21
Tabla 5 Coeficiente de Irregularidad en Elevación.	22
Tabla 6 Coeficiente R para Sistema Estructurales Dúctiles.	25
Tabla 7 Coeficientes Ct y a dependiendo de la estructura.....	27
Tabla 8 Determinación de los valores de k.....	29
Tabla 9 Identificación del Centro Educativo Teodoro Wolf.	47
Tabla 10 Separación de Estribo en la Zona de Confinamiento y Zona Media ..	62
Tabla 11 Separación de Estribos en Columnas	67
Tabla 12 Separación de Estribos de Columnas en la Zona Media	67

Tabla 13 Resumen del Chequeo de los Elementos Estructurales según la NEC-15.	89
.....	89
Tabla 14 Carga viva o Sobrecarga de Uso.....	91
Tabla 15 Análisis de carga de Mampostería	92
Tabla 16 Peso de Mampostería por m ²	92
Tabla 17 Análisis de Carga de Contrapiso.....	93
Tabla 18 Análisis de Carga que Actúa en la Losa.....	93
Tabla 19 Cargan Total que Actúa en la Losa.....	93
Tabla 20 Carga de Cubierta	94
Tabla 21 Peso de la Estructura por Piso.	97
Tabla 22 Calculo del Cortante de Basal, NEC-15.....	97
Tabla 23 Periodo y Participación de Masa, NEC-15.....	98
Tabla 24 Corrección del Cortante Dinámico/Estático, Caso 1	99
Tabla 25 Cortante Corregido.....	99
Tabla 26 Control del Periodos de Vibración, NEC-15.....	100
Tabla 27 Derivas Inelásticas en X, NEC-15.	101
Tabla 28 Derivas Inelásticas en Y, NEC-15.	102
Tabla 29 Revisión por Torsión en X, NEC-15.....	102
Tabla 30 Revisión por Torsión en Y, NEC-15.....	103
Tabla 31 Revisión de Piso Flexible en X, NEC-15.....	104
Tabla 32 Revisión Piso Flexible en Y, NEC-15.	104
Tabla 33 Índice de Estabilidad dirección X, NEC-15.	105
Tabla 34 Índice de Estabilidad dirección Y, NEC-15.	105
Tabla 35 Calculo de Cortante de Basal, caso 1.....	126

Tabla 36 Análisis Modal, caso 1.....	126
Tabla 37 Corrección del Cortante Dinámico, caso 1.....	127
Tabla 38 Derivas Inelásticas en Dirección X, caso 1.....	128
Tabla 39 Derivas Inelásticas en Dirección Y, caso 1.....	128
Tabla 40 Análisis de Torsión Excesiva en Dirección X, caso 1.....	129
Tabla 41 Análisis de Torsión Excesiva en Dirección Y, caso 1.....	129
Tabla 42 Revisión Piso Flexible Dirección X, caso 1.....	130
Tabla 43 Revisión Piso Flexible Dirección Y, caso 1.....	130
Tabla 44 Revisión de Índice de Estabilidad en Dirección X, caso 1.....	131
Tabla 45 Revisión de Índice de Estabilidad en Dirección Y, caso 1.....	131
Tabla 46 Calculo del Cortante de Basal, caso 2.....	134
Tabla 47 Análisis Modal, caso 2.....	134
Tabla 48 Corrección del Cortante Dinámico, caso 2.....	135
Tabla 49 Derivas Inelásticas en Dirección X, caso 2.....	136
Tabla 50 Derivas Inelásticas en Dirección Y, caso 2.....	136
Tabla 51 Revisión por Torsión Excesiva en Dirección X, caso 2.....	137
Tabla 52 Revisión por Torsión Excesiva en Dirección Y, caso 2.....	137
Tabla 53 Revisión Piso Flexible Dirección X, caso 2.....	138
Tabla 54 Revisión Piso Flexible Dirección Y, caso 2.....	138
Tabla 55 Revisión de Índice de Estabilidad en Dirección X, caso 2.....	139
Tabla 56 Revisión de Índice de Estabilidad en Dirección Y, caso 2.....	139

Figura 1 Ecuador, Zonas Sísmicas para Propósito de Diseño y Valor del Factor de Zona z.	13
Figura 2 Espectro de Sísmico Elástico de Aceleración que Presenta el Sismo de Diseño.	16
Figura 3	28
Figura 4 Proceso del Análisis Dinámico Lineal de una Estructura.....	36
Figura 5 Secuencia del Proceso de Análisis Pushover.	38
Figura 6 Espectro de Capacidad ATC-40.....	42
Figura 7 Espectro de Capacidad FEMA-440.....	43
Figura 8 <i>Implantación de la Institución Educativa Teodoro Wolf</i>	47
Figura 9 Columnas Cortas que Presenta la Estructura.	52
Figura 10 Fachada Frontal de la Edificación.....	54
Figura 11 Irregularidad en Planta Según FEMA 154.....	55
Figura 12 Evaluación Rápida FEMA-154.....	57
Figura 13 Características de los Elementos a Flexión.....	58
Figura 14 Chequeo de Cuantía Máxima en Vigas	60
Figura 15 Chequeo de Acero por Confinamiento	62
Figura 16 Deflexión de Viga mediante Software Etabs.	64
Figura 17 Chequeo de Acero de Refuerzo Transversal.....	66
Figura 18 Carga Axial de Compresión Pura.....	70
Figura 19 Falla Balanceada.	71
Figura 20 Falla por Tensión.....	73
Figura 21 Punto Intermedio entre Compresión Pura y Falla Balanceada.	74
Figura 22 Punto en la Zona de Falla por Tensión.	76

Figura 23 Zona de Compresión.....	77
Figura 24 Diagrama de Interacción de Columna.	80
Figura 25	84
Figura 26 Chequeo de Nudo Interior, Viga en Dirección X.....	87
Figura 27 Chequeo de Nudo Interior, Viga en Dirección Y.....	88
Figura 28 Modelo Matemático en el software Etabs.....	90
Figura 29 Ingreso de las Combinaciones de Carga Según la Nec-15	94
Figura 30 Espectro de Diseño de Santa Elena, Suelo Tipo C.....	96
Figura 31 Caso de Carga por Gravedad.	107
Figura 32 Configuración de la Carga de Acuerdo al Primer Modo.	108
Figura 33 Control de Desplazamiento en la Edificación.....	109
Figura 34 Máximo y Mínimo de pasos a Guardar.	110
Figura 35 Asignación de Rotulas Plásticas en Vigas.	111
Figura 36 Asignación de Rotulas Plásticas en Columnas.	112
Figura 37 Curva de Capacidad.....	114
Figura 38 Punto de Desempeño por el Método ATC-40, Espectro de Capacidad.	115
Figura 39 Punto de Desempeño por el Método FEMA-440, Espectro de Capacidad.....	116
Figura 40 Novalosa	118
Figura 41 Propiedades de Novalosa.	119
Figura 42 Sección Típica de Recrecido de Hormigón	120
Figura 43 Chequeo Columna Fuerte-Viga Débil Viga eje X	121
Figura 44 Chequeo de Columna Fuerte-Viga Débil Viga eje Y.....	122

Figura 45	Revisión en Software Sika CarboDur.....	124
Figura 46	Ejemplo de Refuerzo con FRP.....	125
Figura 47	Modelo Matemático sin Refuerzo.....	125
Figura 48	Modelo Matemático Reforzado.....	133

Resumen

El presente proyecto de titulación tiene como objetivo el análisis y evaluación del pabellón de 9 aulas de la Unidad Educativa Teodoro Wolf aplicando el formato FEMA 154, Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-15, aplicación de análisis estático no lineal (Pushover) mediante los métodos ATC-40 y FEMA 440 de igual manera se pretende proponer una alternativa de reforzamiento estructural como posible solución para la implementación de un cuarto piso en la estructura existente.

Por tal motivo se recopila la mayor cantidad de información posible de la estructura y con dicha información realizar la creación de un modelo matemático de la edificación en los diferentes softwares computacionales como son ETABS V18 y SAP 2000, donde se determinó que la misma cumple con las solicitudes requeridas por la Norma Ecuatoria de Construcción NEC 15, sin embargo la misma presenta deficiencias al aumentar el cuarto piso; por consiguiente se presenta una alternativa de reforzamiento estructural.

Se realiza un nuevo análisis de la estructura reforzada mediante el método de recrecido de hormigón y aplicación de fibras de carbono FRP para certificar el cumplimiento de las solicitudes que indica la NEC 15 comprobando así su correcto comportamiento estructural. Se realizó un análisis económico para determinar la factibilidad de la propuesta.

Palabras Claves: Análisis Sismorresistente/ Norma Ecuatoriana De La Construcción/ Reforzamiento Estructural/ Análisis Dinámico Lineal/ Análisis Estático No Lineal.

Abstract

The objective of this degree project is analyze and evaluate the 9-classroom pavilion of the Teodoro Wolf Educational Unit by applying the FEMA 154 format, Ecuadorian Construction Standard NEC-15, application of non-linear static analysis (Pushover) using the ATC-40 and FEMA 440 methods, as well as to propose a structural reinforcement alternative as a possible solution for the implementation of a fourth floor in the existing structure.

For this reason, as much information as possible about the structure was compiled and with this information a mathematical model of the building was created in different computer software such as ETABS V18 and SAP 2000, where it was determined that it complies with the requests required by the NEC 15 Construction Standard, however, it presents deficiencies when increasing the fourth floor; therefore, an alternative for structural reinforcement is presented.

A new analysis of the reinforced structure was carried out using the concrete screed method and the application of FRP carbon fibers to certify compliance with the requirements of NEC 15, thus verifying its correct structural behavior. An economic analysis was carried out to determine the feasibility of the proposal.

Keywords: Seismic Resistant Analysis/ Ecuadorian Construction Norm/ Structural Strengthening/ Linear Dynamic Analysis/ Non Linear Static Analysis.

INTRODUCCIÓN

Ecuador es un país altamente sísmico por estar ubicado en el cinturón de fuego del Pacífico. Durante el terremoto suscitado el 16 de abril del 2016 en la ciudad de Pedernales, provincia de Manabí, con una magnitud de $M_w = 7.8$ en la escala de momento sísmico de Hanks y Kanamori, muchas edificaciones educativas de dos o más pisos fueron afectadas, varias de ellas sufrieron daños severos e incluso se presentaron estructuras colapsadas provocando la muerte de un gran número de personas. Este tipo de sucesos conlleva a debatir la rigurosidad y aplicabilidad de la norma ecuatoriana de construcción en este tipo de estructuras edificadas en el país.

La presente investigación analiza los diseños sísmicos de un edificio con pórticos de hormigón armado, utilizando las normas y especificaciones de la NEC SE DS (Peligro sísmico – Diseño Sismo Resistente), NEC SE CG (Cargas no sísmicas) y NEC-SE-RE: Rehabilitación Sísmica de Estructuras de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, mismas que contienen los requerimientos para analizar edificaciones de hormigón armado.

El análisis y estudio de esta estructura permitirá obtener resultados de vulnerabilidad sísmica, desempeño sísmico de la misma en base a las normativas mencionadas, con la finalidad de recopilar datos de los requerimientos de la estructura con el objetivo de prevenir el colapso, reduciendo de esta manera las posibles pérdidas humanas en un evento natural.

La estructura será analizada con las cargas de las normas NEC-15, usando modelos matemáticos de tipo lineal elástico (análisis dinámico) y no lineal a carga estática

incremental (tipo Pushover) para posteriormente realizar la propuesta de un reforzamiento estructural que cumpla con los criterios de desempeño sísmico de la norma NEC-15.

Capítulo 1 Marco Contextual de la Investigación

1.1 Descripción del Tema

Esta tesis se centrará en el estudio de la respuesta dinámica lineal y estática no lineal de la estructura de un pabellón escolar de hormigón armado representativa de un modelo construido en diversas instituciones educativas del cantón Santa Elena, por tal motivo se seleccionó el pabellón de 9 aulas de la Unidad Educativa Teodoro Wolf.

El edificio escolar presenta el problema de columnas cortas siendo este uno de los más comunes en instituciones educativas en el país lo que da como resultado un gran índice de fragilidad de las estructuras del sector educativo.

El presente trabajo de titulación está dirigido al análisis y evaluación del reforzamiento de la estructura de hormigón armado de la Unidad Educativa Teodoro Wolf, ubicada en el cantón Santa Elena de la Provincia de Santa Elena con la finalidad de proponer la posible viabilidad de la construcción de un piso adicional a la estructura existente.

Mediante la formulación y evaluación de este proyecto se busca presentar el reforzamiento estructural como una buena alternativa de ampliación en edificaciones. Se pretende que este documento ayude a desarrollar criterios que permitan escoger la conveniencia de realizar el reforzamiento estructural, ante esfuerzos de flexión, corte y compresión en los elementos estructurales.

La investigación empieza levantando información necesaria para el modelamiento de la estructura, es decir, determinar la ubicación, geometría y dimensiones de elementos estructurales y establecer la resistencia de los materiales, o en otros casos a través de

consulta bibliográfica en normas y trabajos relacionados procurando tomar valores conservadores.

Posteriormente en base a la aplicación de métodos cualitativos y cuantitativos se determina el índice de vulnerabilidad, el cual será validado mediante ciertos factores propios de la edificación en estudio. La siguiente etapa consiste en realizar un modelo digital de la estructura en un software especializado aplicándole carga sísmica tal como lo indica la NEC-15.

En base a los resultados se propone y se realiza un modelo matemático aplicando el sistema de reforzamiento estructural, con el cual, se pretende disminuir la vulnerabilidad sísmica de la estructura y, por lo tanto, reducir los daños materiales y evitar pérdidas humanas.

Finalmente se propondrá un sistema adecuado de reforzamiento; a partir de esto se realizará nuevamente el modelo matemático de la estructura para verificar que los parámetros analizados estén dentro de los límites permitidos. Se presentarán las conclusiones obtenidas y varias recomendaciones que serán planteadas a medida que se realice el presente proyecto.

1.2 Antecedentes

Empleando las palabras de Moreta Viscarra (2015), los eventos sísmicos son fenómenos naturales que suceden de manera inmediata e inesperada acarreado a su paso enormes pérdidas económicas y humanas, lo que ha generado una gran preocupación en el Ecuador de la misma manera que varios países considerados altamente sísmicos, basado en esta preocupación se ha realizado una ardua inversión en estudios que permitan realizar

programas de mitigación frente a las pérdidas potenciales que logren aparecer. Estos programas de mitigación se focalizan en su mayoría a las edificaciones, para que estas tengan un comportamiento adecuado frente a cualquier acontecimiento sísmico, puesto que hay que tomar en cuenta que un sismo no es el causante directo de las pérdidas humanas sino las estructuras o edificaciones que colapsan durante el evento.

1.2.1 Peligro Sísmico

De acuerdo con Taipe Chicaiza (2018), el peligro sísmico es la probabilidad de excedencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados.

1.2.2 Sismicidad del Ecuador

De acuerdo con Vergara Vivas (2020), Ecuador es un país que se encuentra ubicado en el cinturón de fuego del Pacífico y es el área geográfica del planeta con más actividad sísmica, que vista en porcentaje concentra un 80% de la sismicidad en el planeta, es por ello que los terremotos en Ecuador son originados por la subducción de dos placas tectónicas: la placa de Nazca (placa oceánica) que al ser más densa se introduce bajo la placa Sudamericana (placa continental) provocando tensiones en el terreno lo cual induce desplazamientos importantes en el suelo.

1.2.3 Historia Sísmica del Ecuador

1.2.3.1 Gran Terremoto de Esmeraldas de 1906. Este evento telúrico azotó las costas de Ecuador y Colombia el día 31 de enero de 1906 a las 15:36 hora local, tuvo una magnitud de $M_w=8,8$ en escala Richter y una profundidad de 20 km. La ubicación de su epicentro fue en $0.955^\circ N$ y $79.369^\circ O$, aproximadamente a 18 km al noroeste de la ciudad

de Esmeraldas, en un sector llamado Chontaduro. El epicentro de este sismo se ubicó a 160 km de la ciudad de Quito, a 260 km de la ciudad de Manta, a 350 km de la ciudad de Guayaquil y a 460 km de la ciudad de Cuenca.

De acuerdo a informaciones conocidas en la localidad, hubo un Tsunami que generó olas de hasta 5 metros de altura. La escasa población y medios de información de esa época hizo que la mayoría de información se pierda, sin embargo, se estima que las olas debieron haber sido mayores en zonas no pobladas. Se considera que este Terremoto causó una ruptura en la zona de fallamiento de una longitud de entre 500 a 600 km.

1.2.3.2 Sismo de Santa Elena en 1933. El epicentro de este evento telúrico fue localizado en las coordenadas geográficas 1.834°S y 80.846°O, frente a las costas de las poblaciones de Montañita y Olón (USGS,2017), el epicentro se ubicó a 50 km de poblaciones como Salinas y la capital de Provincia de Santa Elena, además el epicentro se ubicó a 110 km de la ciudad de Guayaquil, a 230 km de la ciudad de Cuenca y a 320 km de la ciudad de Quito, tuvo una magnitud Richter de 6.9 y se produjo a una profundidad de 15 km. En todo el sector se produjeron fuertes oscilaciones del nivel del mar y grandes olas. El mar se retiró inmediatamente después del sismo, el cual ocurrió el 2 de octubre a las 10:30 horas, y coincidió con un estado de bajamar, a pesar de ello, de manera súbita el mar alcanzó un nivel extraordinario de pleamar hasta una hora después del sismo, aproximadamente a las 13:00 horas el mar regresó a su nivel normal. (INOCAR 2017).(Theurer, Velasco, Mora, Montenegro, & Cordova, 2017)

1.2.3.3 Terremoto de Pedernales. El sismo se registró el sábado 16 de abril de 2016 a las 18h58 (hora local), de magnitud 7.8 (Mw), cuyo hipocentro se ubicó frente a las costas de Pedernales, a 20 km de profundidad y tuvo una duración de cerca de 75 segundos, con

una fase más intensa de movimiento de aproximadamente 15 segundos. El sismo fue el resultado del desplazamiento entre dos placas tectónicas: la placa de Nazca (placa oceánica) que se sumerge bajo la placa Sudamericana (placa continental); proceso conocido como “subducción” y, corresponde al mismo tipo de fenómeno que originó los sismos: 8.8 (Mw) del 31 de enero de 1906, el más grande registrado en Ecuador y sexto más grande a escala mundial; 7.8 (Mw) del 14 mayo 1942; 7.8 (Mw) del 19 enero de 1958; y, 8.1 (Mw) del 12 diciembre de 1979 4 . El tipo de ruptura asociada a este evento específico corresponde a una falla inversa, es decir que el continente se desplazó algunos centímetros sobre la placa oceánica de Nazca. Con base en la información técnica sobre el evento sísmico se puede indicar que la ruptura se inició frente a Pedernales y se dirigió hacia el Sur-Sureste, en función de lo que mostraron las réplicas. Los datos indican que las réplicas subsiguientes relacionadas al sismo responden a un fenómeno natural asociado al ajuste de las rocas de la corteza en las zonas de afectación. Es importante resaltar que la mayoría de las réplicas fueron superficiales (menores a 20 km en profundidad) y en cuanto a magnitud, fueron menores que el sismo principal. Hasta el 18 de agosto se registraron 2406 réplicas, distribuidas en toda la zona, como se observa en el Gráfico 1; las réplicas mayores a 5 (Mw) suman 40 y 9 son las mayores a 6(Mw)5.(Ecuador, 2017) .

1.3 Planteamiento del Problema

1.3.1 Introducción

Para Aguiar, Muñoz, and Serrano (2018), la ingeniería estructural ha tenido siempre como objetivo fundamental lograr niveles de seguridad que correspondan a probabilidades extremadamente bajas de ocurrencia de eventos de consecuencias

significativas. En el caso particular de la ingeniería sismo resistente, la filosofía de diseño enunciada hace ya más de dos décadas consiste en (i) Prevenir daños en terremotos menores de ocurrencia frecuente durante la vida útil de la estructura; (ii) Controlar daños en elementos estructurales y no estructurales durante terremotos moderados; (iii) Evitar el colapso y daños muy significativos para proteger la vida de las personas en terremotos muy severos pero de relativamente muy baja frecuencia de ocurrencia.

Citando a Quizhpilema Piray (2017), en el Ecuador la vulnerabilidad sísmica que presentan las obras civiles se manifiesta de forma indiscutible debido a su ubicación geográfica y la existencia de fallas ciegas en ciertas regiones, es así que se han evidenciado graves pérdidas humanas y económicas como consecuencia de los sismos registrados en el país. La evaluación de edificios es hoy en día necesaria y obligatoria para estructuras esenciales que deben operar normalmente después de ocurrido un sismo, por esta razón se han desarrollado varios estudios para determinar la vulnerabilidad sísmica de los diferentes tipos de estructuras, que permiten identificar los elementos que presentan cierta deficiencia o susceptibilidad a fallar si ocurre un evento sísmico extremo.

En el cantón Santa Elena, capital de la provincia de Santa Elena, se registraron señales con duración de más de 1 minuto, generando caos en la ciudad. Pedernales es la zona con mayor número de habitantes entre los lugares más afectados, presentando casi una destrucción total en todas sus edificaciones.

La educación es el tema central cuando hablamos de desarrollo e innovación. En la actualidad la educación ha pasado a ser un sector estratégico en la política de desarrollo económico y social del país, por lo tanto, debe darse la importancia necesaria a su infraestructura ya que existen instituciones educativas que acogen a miles de estudiantes

en sus establecimientos y es por esto que se debe diseñar las estructuras con responsabilidad considerando el peligro sísmico que existe en nuestro país.

El cantón Santa Elena cuenta con varios establecimientos educativos que acogen a miles de niños y adolescentes del cantón y la provincia. El constante crecimiento de la población puede llevar a la necesidad de aumentar la capacidad de las unidades educativas por lo que se propone el análisis de una estructura que sirva de ejemplo de estudio para un posible aumento o ampliación de aulas en una cuarta planta de la estructura existente.

Para iniciar el presente proyecto fue necesario realizar una preevaluación de la vulnerabilidad sísmica entre las instituciones educativas de la cabecera cantonal del cantón Santa Elena estas instituciones fueron: Escuela 24 de Julio, Escuela Teodoro Wolf, Escuela Otto Arosemena y Escuela 18 de Agosto.

Esto se realizó con la finalidad de caracterizar los diferentes edificios con que cuentan las instituciones educativas del cantón y así determinar el grado de vulnerabilidad sísmica que poseen estas estructuras, para finalmente plantear el reforzamiento estructural que permita la construcción de un cuarto piso en dicha edificación.

1.4 Objetivo General

Analizar el comportamiento de la estructura actual y analizar el posible incremento de un piso adicional proponiendo un método de reforzamiento en caso de ser necesario NEC-15.

1.4.1 Objetivos Específicos

- Analizar el comportamiento de la estructura utilizando el software ETABS y SAP2000.
- Evaluar el comportamiento sísmico de la estructura actual.
 - Proponer un reforzamiento en caso de ser necesario para el posible incremento de un piso adicional

1.5 Alcance

Ecuador es un país que busca de manera constante soluciones para eventos que afectan las estructuras como lo son los eventos naturales (sismos). Esta investigación tiene como objetivo la evaluación de una estructura, análisis y reforzamiento de la misma con el fin de proponer el aumento de un piso adicional que cumpla con los parámetros establecidos por la NEC (Norma Ecuatoria De Construcción).

Para poder realizar este análisis de reforzamiento se realiza el modelo matemático en el software Etabs para el análisis de las cargas de servicio y las cargas sísmicas de la estructura actual, también se realizará un análisis Pushover con la finalidad de determinar el desempeño sísmico de la estructura a evaluar.

1.6 Justificación

El peligro sísmico en el Ecuador es de gran importancia para el análisis sismo resistente de las edificaciones. La principal fuente de generación de sismos en el Ecuador es la subducción de la Placa de Nazca dentro de la Placa Sudamericana según lo indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) en el capítulo 2. Además, existe un sistema

complejo de fallas locales superficiales que produce sismos de gran importancia en una gran área del territorio ecuatoriano.(Andrade & Leonardo, 2013)

La elaboración de este proyecto tiene la finalidad de exponer un ejemplo a la ciudadanía en general, sobre la posible vulnerabilidad sísmica de las estructuras del sector educativo y así constatar la seguridad de nuestra infraestructura educativa. Garantizando la resistencia y seguridad frente a las solicitudes que pueden presentar en un evento sísmico de gran magnitud.

Con el desarrollo del presente proyecto, se determinará las limitaciones y deficiencias presentes en la estructura actual y por ende en cualquier otra de similares características, esto mediante un análisis de los elementos estructurales que conforman la edificación.

Capítulo 2 Fundamentación Teórica

2.1. Peligro Sísmico-Diseño Sismorresistente.

La ingeniería sísmica tiene como objetivo principal mejorar el comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico. El comportamiento del movimiento sísmico del suelo ante estructuras de hormigón armado tiende a transmitir las cargas sísmicas a toda la estructura que se encuentra empotrada sobre el mismo y los cimientos de las edificaciones tras la acción de un evento sísmico tienden a seguir el movimiento horizontal del mismo. Mientras que por inercia la masa del edificio tiende a generar un movimiento contrario al movimiento sísmico oponiéndose al desplazamiento dinámico.

Citando (NEC-SE-DS, 2015), el diseño convencional de estructuras sismorresistentes se fundamenta en los conceptos de ductilidad y redundancia estructural, que permiten reducir de forma significativa las fuerzas inducidas por el mismo sismo, teniendo también en cuenta la capacidad de disipación de energía en los elementos estructurales y nodos.

2.2. Zonificación Sísmica y Factor de Zona Z

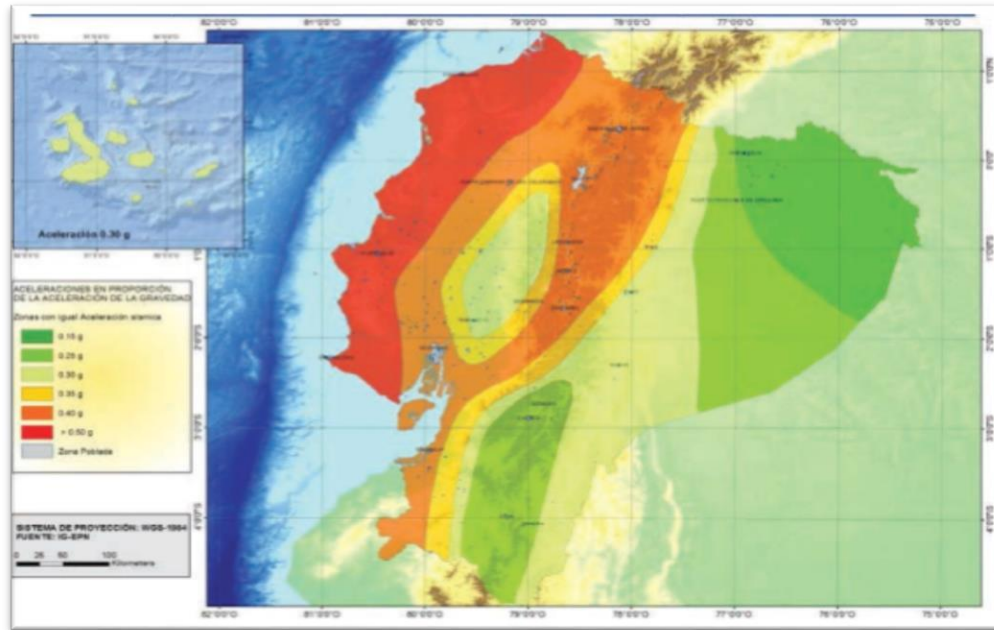
Para un diseño sismorresistente de una estructura depende mucho la ubicación de la misma y el tipo de suelo en donde se va a construir ya que de esto depende el comportamiento de la estructura por el movimiento de las ondas sísmicas en los diferentes tipos de suelo por ende se debe implementar el factor de zona Z para la determinar el riesgo sísmico que estará sometido la estructura.

El Ecuador está dividido en 6 zonas sísmicas destacando la zona costera del país como la zona de mayor riesgo ya que esta se encuentra más cercana a la zona de

subducción donde se encuentran la placa oceánica y la placa continental. A continuación, se presenta el mapa de riesgo sísmico del Ecuador.

Figura 1

Ecuador, Zonas Sísmicas para Propósito de Diseño y Valor del Factor de Zona z.



Nota: la siguiente figura determina los niveles de peligrosidad sísmica del Ecuador.

Fuente:(NEC-SE-DS, 2015)

De acuerdo con NEC-SE-DS (2015) el mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

Tabla 1

Valores del Factor z en Función Sísmica Adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico.	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy baja

Nota: Valores de z de peligrosidad sísmica. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.3 Perfil de suelo.

Es uno de los parámetros fundamentales para la ubicación de la estructura ya que el comportamiento de la estructura dependerá únicamente del tipo de suelo de fundación ya que con esto se determinará la respuesta sísmica del suelo.

2.3.1 Tipo de perfiles de suelo para el diseño sísmico.

En Ecuador se encuentra seis tipos de perfil de suelo, los mismos que se detallan en la NEC-SE-DS Peligro Sísmico, sección 3,2,1.

NEC-SE-DS (2015), da a conocer que los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice i que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

2.3.2 Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s .

Según la zona sísmica y el factor Z se determinan los parámetros F_a , F_d y F_s . para todos los suelos excepto para el suelo F que requiere un estudio especial. Estos valores están determinados en la tabla 3,4 y 5 del capítulo de NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, sección 3.2.2

2.4 Componentes Horizontales De La Carga Sísmica: Espectro Elástico De Diseño.

El espectro de diseño es aquel que determina la máxima respuesta en desplazamiento así mismo como la velocidad o aceleración de los diferentes tipos de estructuras que se caracterizan por el periodo de vibración dependiendo de los diferentes tipos de suelo.

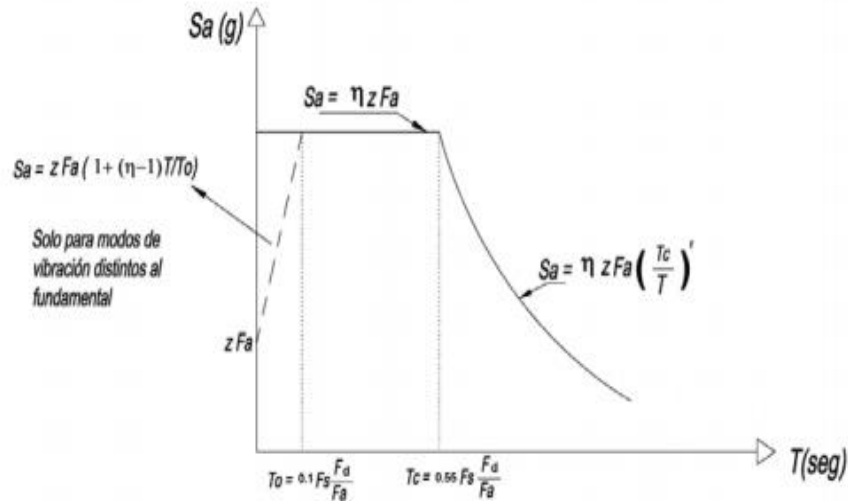
Los espectros de respuesta se realizan con las diferentes normas y con los diferentes tipos suelos A, B, C, D y E. Los espectros se construyen dentro de un rango de periodos que va desde 0 a 4s que comprende la mayor parte de construcciones comunes.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño consiste con:

- El factor de zona sísmica Z .
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

Figura 2

Espectro de Sísmico Elástico de Aceleración que Presenta el Sismo de Diseño.



Nota: Grafica del espectro de diseño sísmico elástico basados con la NEC. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

Z: Es el factor de zona sísmica.

Fa, Fd, Fs.: son los coeficientes de amplificación de suelo

η : Es la razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1$ s) y el PGA

$\eta=1.80$: Provincias de la costa (Excepto Esmeraldas)

$\eta=2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta=2.60$: Provincias del Oriente

Sa: Espectro de Respuesta elástico de aceleraciones.

r: Factor para el espectro de diseño elástico

$r=1$ Para todos los suelos excepto el suelo E

T: Periodo fundamental de la estructura

T_0 : Periodo Límite de vibración del espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c : Periodo Límite de vibración del espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

2.5 Metodología del diseño sismorresistente

2.5.1 Categoría de edificio y coeficiente de importancia

La categoría y coeficiente de importancia de una estructura está basado en el uso de la misma, puesto que esta nos determina la función de la estructura y determinamos el coeficiente de importancia, cuyo objetivo es incrementar la demanda de peligro sísmico para el diseño de estructura dependiendo si es de uso común, esencial o especial evitando que sufran posibles daños ante un evento sísmico y puedan funcionar una vez haya transcurrido el sismo. En la siguiente tabla se expresa el uso y su coeficiente de importancia.

Tabla 2

Tipo de Uso, Destino e Importancia de la Estructura.

CATEGORÍA	TIPO DE USO, DESTINO O IMPORTANCIA	COEFICIENTE I
ESTRUCTURAS DE OCUPACIÓN ESPECIAL	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
OTRAS ESTRUCTURAS	Todas las estructuras de edificación y otros que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

NOTA: al determinar las fuerzas a partir de las curvas de peligro sísmico, dichas fuerzas no requieren ser modificadas por el factor de importancia *I*. Fuente:

2.5.2 Filosofía de diseño

La filosofía de diseño sismorresistente en nuestro país está basada en el análisis de estructuras dúctiles capaces de disipar energía mediante pequeñas deformaciones para salvaguardar la vida de los ocupantes de dicha estructura.

Para NEC-SE-DS (2015), la filosofía de diseño permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años.

Requisitos mínimos de diseño

Para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.

Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico. (NEC-SE-DS, 2015)

2.5.3 Control De Derivas De Entrepiso

Las derivas de entrepiso es el desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto a su consecutivo producto de las fuerzas horizontales que intervienen en cada dirección de la estructura.

Parámetros según la NEC-15

DERIVAS; NEC-15: sección 6.8.2: $\Delta M = R * \Delta E \leq 0,02$

Como se puede observar basándonos en la norma la deriva no tiene que ser mayor al 2%. A continuación, se presenta una tabla con los valores máximos de derivas basados en la NEC, tanto en estructuras como en mampostería.

Tabla 3

Valores Máximo de las Derivas de Piso.

ESTRUCTURA DE:	Δ Máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera.	0,02
De mampostería	0,01

Nota: Derivas máximas permitidas de las diferentes estructuras, Fuente:

2.5.4 Regularidad De Estructuras

Para el mejor comportamiento y desempeño de una estructura es preferible que el diseño sea sencillo y simétrico, la estructuras simples y simétricas tienden a tener un mejor comportamiento ante un evento sísmico ya que no presentan ningún tipo de irregularidad.

2.5.5 Irregularidades y Coeficiente de Configuración Estructural.

Se denominan estructuras irregulares a estructuras que no son simétricos tanto como en planta y elevación donde el centro de masa no se encuentra en el centro de la misma por motivos de cambio en su geometría, estas estructuras irregulares deben ser penalizadas con los coeficientes de configuración estructural los cuales penalizan como una estructura ineficiente ante un evento sísmico.

Tabla 4

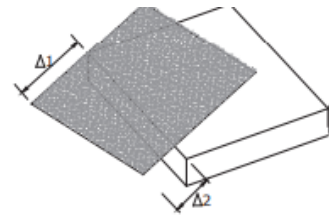
Coefficiente de Irregularidad en Planta.

TIPO. - Irregularidad torsional

$$\phi_{pi} = 0,9$$

$$\Delta > 1,2 \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

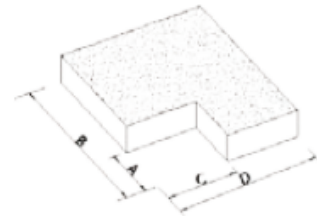
Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.



TIPO 2.- Retrocesos excesivos en la esquina ϕ_{pi}

$$A > 0,15B \text{ Y } C > 0,5D$$

La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.



Nota: Valores de irregularidad en planta y elevación. Fuente:

2.5.5.1 Coeficiente de Regularidad en Planta ϕ_P

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB}$$

Donde:

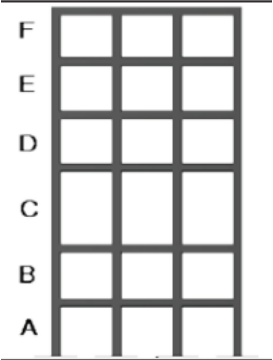
ϕ_{PA} Mínimo valor de ϕ_{Pi} , de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3.

ϕ_{PB} Mínimo valor de ϕ_{Pi} , de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades (NEC-SE-DS, 2015)

2.5.6 Coeficiente de Regularidad en Elevación.

Tabla 5

Coeficiente de Irregularidad en Elevación.

<p>TIPO 1.- Piso flexible</p> <p>ϕ_{Ei}</p> <p>Rigidez $K_c < 0,70$ Rigidez K_D</p> <p>Rigidez $< 0,80 \left(\frac{K_D + K_E + K_F}{3} \right)$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
---	--

Nota: Valores de irregularidad en planta y elevación. Fuente:

2.5.6.1 Coeficiente de Regularidad en Elevación ϕ_E

$$\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB}$$

Donde:

ϕ_{EA} Mínimo valor de ϕ_{Ei} , de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla de irregularidad tipo 1.

ϕ_{EB} Mínimo valor de ϕ_{Ei} , de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla de irregularidad tipo 2 y/o 3.

ϕ_{Pi} Coeficiente de configuración en elevación.

Si $\Delta_{Mi} < 1,30 * \Delta_{Mi+1}$ puede considerarse que no existe irregularidades de los tipos 1, 2 o 3.

Donde:

Δ_{Mi} Derivada máxima de cualquier piso.

Δ_{Mi+1} Derivada máxima de piso superior.

2.5.7 Fuerzas de Diseño Mínimas y Efectos Relacionados

Para que una estructura se comporte de una forma adecuada ante un sismo deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de las combinaciones de las fuerzas horizontales actuantes, para determinar los efectos relacionados. Se asumirá que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura para luego ser combinadas. (NEC-SE-DS, 2015)

2.5.7.1 Cargas Sísmica Reactiva w .

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo.

Caso general

$$W = D$$

Donde:

D= Carga muerta total de la estructura.

Casos especiales: Bodegas y almacenes.

$$W = D + 0,25L_i$$

Donde:

D = Carga muerta total de la estructura.

L_i = Carga viva del piso i.

2.5.8 Ductilidad y Factor de Reducción de Resistencia Sísmica (R).

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.(NEC-SE-DS, 2015)

- criterios relacionados con aspectos de agrupamiento de estructuración, diferencias entre realidades constructivas y de calidad entre los materiales y la construcción.
- penalizaciones dirigidas hacia cierto tipo de estructuras que no permiten disponer de ductilidad global apropiada para soportar las deformaciones inelásticas requeridas por el sismo de diseño.(NEC-SE-DS, 2015)

Para determinar el valor de R los factores de algunas variables como:

- Tipo de estructuras.
- Tipo de suelo.
- Periodo de vibración considerado.
- Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones limite.

En la siguiente tabla se observará los valores de R en estructuras de comportamiento dúctil.

Tabla 6

Coefficiente R para Sistema Estructurales Dúctiles.

SISTEMAS ESTRUCTURALES DÚCTILES.	R
SISTEMA DUALES.	
Pórticos especiales sismo resistente, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadores (sistemas duales).	8
SISTEMAS ESTRUCTURALES DÚCTILES	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadores.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente o con elementos armados en placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8

Nota: Factor de Reducción de los sistemas estructurales. Fuente:

2.5.9 Cortante Basal de Diseño (v)

El cortante basal de diseño se define como la sumatoria de las fuerzas sísmicas laterales por cargas últimas en la base de la estructura en una determinada dirección, para su respectivo cálculo se utiliza la siguiente expresión:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_P \phi_E} W$$

Donde:

$S_a(T_a)$ Espectro de diseño en aceleración

$\phi_P \phi_E$ Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I Coeficiente de importancia.

R Factor de reducción de resistencia sísmica.

V Cortante basal total de diseño.

W Carga sísmica relativa.

T_a Período de vibración.

2.5.10 Determinación del período de vibración T

De acuerdo con Caicedo (2014), las cargas que afectan las edificaciones durante un evento sísmico son la prueba más crítica para sus estructuras. Durante un corto período de tiempo la tierra vibra por efecto de la energía que se libera súbitamente y se transmite por los estratos del terreno. La vibración del suelo se transmite a las edificaciones a través de la cimentación. Las edificaciones pasan bruscamente del estado de reposo en que se

encuentran soportando principalmente cargas gravitacionales verticales a sufrir un movimiento vibratorio , que le genera cargas dinámicas actuando en todas las direcciones, siendo las componentes horizontales las más críticas pues en esa dirección las construcciones empotradas en sus cimientos actúan como voladizos Las edificaciones de un piso al tener una sola masa vibran solamente de un solo modo, la masa desplazándose a cada lado de la vertical.

Ecuación para el cálculo del periodo de vibración:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n Altura máxima de la edificación en n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T Periodo de vibración.

α Impedancia del semi espacio $\alpha = \rho_s V_s / \rho_0 V_0$. Los coeficientes C_t y α , los encontramos en la **tabla 14**

Tabla 7

Coefficientes C_t y α dependiendo de la estructura.

TIPO DE ESTRUCTURAS	C_t	α
ESTRUCTURAS DE ACERO.		
Sin arriostramiento	0.072	0.8
Con arriostramiento	0.073	0.75

PÓRTICOS ESPECIALES DE HORMIGÓN ARMADO

Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores.	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

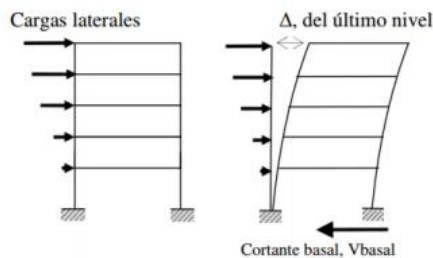
Fuente:

2.5.11 Distribución Vertical de Fuerzas Sísmicas Laterales

Las fuerzas verticales son una serie de fuerzas que se aplican en cada uno de los pisos, se distribuyen en forma similar al modo de vibración fundamental es decir triangular.

Figura 3

Distribución del Cortante de Basal por Piso.



Las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i; V_x = \sum_{i=x}^n F_i; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Donde:

V Cortante total en la base de la estructura

V_x Cortante total en el piso x de la estructura

F_i Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

F_x Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

n Número de pisos de la estructura

w_x Peso aginado al piso x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente).

w_i Peso aginado al piso i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente).

Determinación de **k**:

Tabla 8

Determinación de los valores de k.

Valores de T(s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2,5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Fuente:

2.5.12 Distribución Horizontal del Cortante

El cortante de piso V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso.

En sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del

sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición, tanto para el cálculo estático como para el cálculo dinámico.

La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada de una distancia igual al 5% de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, con el fin de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales("Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.," 2015)

2.5.13 Efectos de segundo orden P-Δ e índice de estabilidad Qi.

Los efectos P-Δ corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello deben considerarse:

- Para el cálculo de dichos incrementos
- Para la evaluación de la estabilidad estructural global.

El índice de estabilidad Qi, para el piso i y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación.(NEC-SE-DS, 2015)

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Donde:

Q_i Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i

Δ_i Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i Cortante sísmico del piso i

h_i Altura del piso i considerado

Se debe cumplir $Q_i \leq 0.30$

Cuando Q_i es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procedimientos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño sísmico resistente establecidos en las normativas de diseño en hormigón armado, estructuras de acero, madera o mampostería, acordes con la filosofía de diseño de la presente norma.(NEC-SE-DS, 2015)

2.5.14 Control de la Deriva de Piso (Derivas Inelásticas Máximas de Piso δ_m)

Se hará un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. Se deberá comprobar que la estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Los valores máximos se han establecido considerando que el calculista utilizará secciones agrietadas. Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura, causada por el sismo de diseño.

Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas por el método DBF sean estáticas o dinámicas, para cada dirección

de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas ."Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda." 2015).

Para el cálculo de la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso se utiliza la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Donde:

Δ_M Deriva máxima inelástica.

R Factor de reducción de resistencia.

Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

Se debe tomar en cuenta que $\Delta_M < \Delta_M$ máxima.

Δ_M no debe superar los valores que se establecen en la tabla 7, los mismos que deben satisfacer en todas las columnas del edificio.

2.6. Evaluación del Riesgo Sísmico en Edificios.

2.6.1 Generalidades

Los sismos ocurridos en la historia reciente alrededor del mundo han causado incontables pérdidas humanas y materiales, que han motivado el desarrollo de técnicas para la cuantificación de riesgo sísmico, un campo de especial interés para los inversionistas, compañías aseguradoras y propietarios de bienes inmuebles.

La evaluación del riesgo sísmico no es obligatoria en el Ecuador, ni requisito previo a la transferencia de bienes inmuebles o su aseguramiento. La promulgación de esta norma debe ser un motivo para que en los próximos años se convierta en una parte integral de las decisiones financieras.

En esta metodología, las pérdidas económicas se miden a través de variables específicas y consistentes como son:

- Pérdida Probable (PL)
- Pérdida Escenario (SL)
- Pérdida Anualizada Promedio (AAL)

El objetivo de la evaluación del riesgo sísmico BD es cuantificar las pérdidas económicas por la ocurrencia de sismos y otros posibles peligros sísmicos como sea prescrito por el usuario por medio del análisis de ingeniería y evaluación de las características de vulnerabilidad del edificio a determinados niveles de sismos. (*Moreta Viscarra, 2015*)

2.7 Incertidumbre en la Evaluación

Para obtener la evaluación de riesgo sísmico de una estructura se debe obtener una gran cantidad de información acerca de la misma, tales como: planos estructurales, planos arquitectónicos, los ensayos de suelo y materiales, ocupación de la estructura y la importancia de la misma; en una evaluación de riesgo sísmico de una edificación ya existente se deben tomar en cuenta los varios niveles de investigación cuyo objetivo principal es disminuir la incertidumbre en estructuras que presentan déficit en su comportamiento.

2.8 Inspección y Evaluación Visual Rápida de la Estructura FEMA 154.

El FEMA 154 es el método de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una infraestructura mediante una evaluación visual rápida de la estructura teniendo en cuenta la importancia de la misma el tipo de ocupación, irregularidades tanto como en planta y elevación, altura de entrepiso y el tipo de suelo de fundación.

El FEMA 154 evalúa las edificaciones en un rango desde 1 a 5 dependiente como se encuentre la estructura.

2.9 Evaluación de la Estabilidad del Sitio.

El análisis en sitio de la edificación nos ayuda a determinar la ubicación y los posibles riesgos sísmicos que puedan afectar a la misma. Por lo que se deberá considerar todas las posibles patologías que se encuentren dentro del sector.

2.10 Levantamiento Estructural.

Para realizar el respectivo análisis de la estructura y poder evaluarla se debe hacer el respectivo levantamiento estructural. Para poder determinar una evaluación se debe considerar el siguiente aspecto:

- Para la forma de análisis se toma el comportamiento de la estructura. Se asume que tanto el hormigón como el acero de refuerzo se comportan de una manera lineal-elástica, considerando un análisis para cargas de servicio. Sin embargo, es necesario tener en cuenta que, debido a la baja resistencia del hormigón a esfuerzos de tensión, se lo debe trabajar como secciones agrietadas. *(Jácome, 2016)*

2.11 Modelación, Análisis y Criterios de Aceptación

Para el análisis de la estructura se debe considerar un modelo matemático basados en las cargas, geometrías y comportamiento de la estructura.

Levantamiento estructural.

Elementos estructurales usados en la estructura tales como: dimensiones de vigas, columnas y losas, tipos de apoyo y las uniones de vigas-columnas.

2.12 Análisis Estático Lineal

El análisis estático lineal de 1 grado de libertad es solo para el análisis de estructuras regulares. Mediante este análisis se modela a la estructura como un sistema de 1 Grado de libertad (1 GLD) con una rigidez elástica lineal. La acción sísmica se modela mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes. A partir de la estimación de la primera frecuencia fundamental de la estructura usando relaciones empíricas o el método de Rayleigh, se determina, a partir del espectro de respuesta apropiado, la aceleración espectral S_a , la cual multiplicada por la masa de la estructura, corresponde a la fuerza lateral equivalente o cortante basal V . Esta fuerza es distribuida a lo largo de toda la altura de la estructura. De esta manera el análisis estático lineal determina las fuerzas y desplazamientos internos de la estructura. *(BUENO)*

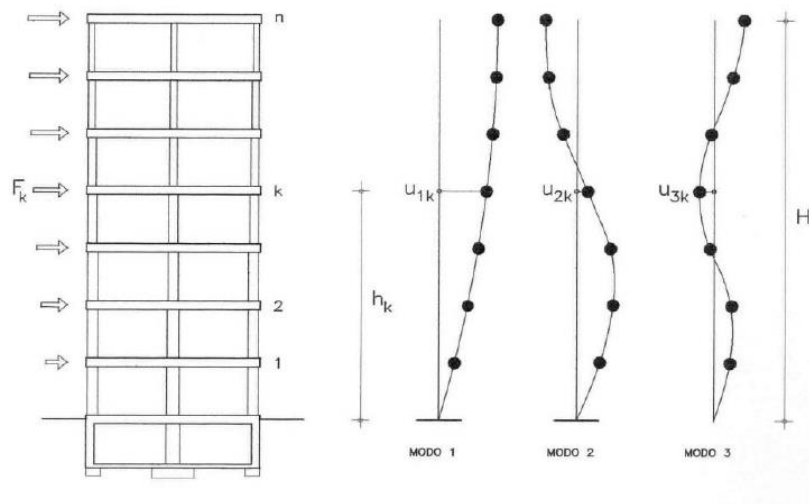
2.13 Análisis Dinámico Lineal.

Al aplicar un análisis dinámico lineal, la estructura se modela como un sistema de Múltiples Grados de Libertad (MGDL) con una matriz de rigidez elástica lineal. La acción sísmica se modela utilizando un análisis espectral modal o un análisis temporal. El análisis espectral modal supone que la respuesta dinámica de la respuesta de cada modo natural

de vibración utilizando un espectro de respuesta elástica. Solo se consideran los modos que contribuyen considerablemente a la respuesta de la estructura. El análisis temporal involucra una evaluación paso a paso de la respuesta de la estructura, usando registros de sismos reales o acelerogramas sintéticos. En ambos casos, las fuerzas y los desplazamientos internos de la estructura se determinan mediante un análisis dinámico lineal (Jácome, 2016)

Figura 4

Proceso del Análisis Dinámico Lineal de una Estructura.



2.14 Metodología de Análisis

El uso de los análisis sísmicos tanto a nivel de investigación como en el desarrollo de proyectos se ha incrementado debido al gran avance que se ha producido en el campo de desarrollo de software con interfaces más amigables, así como el progreso continuo que ha ido sufriendo los ordenadores en cuestión de la velocidad de procesamiento de datos. A pesar de que existen múltiples métodos de análisis, aquí solo se expondrá el

método de análisis dinámico lineal y análisis estático no lineal (PUSHOVER), ya que son los procedimientos que se empleó para desarrollar este trabajo.

2.14.1 Análisis Estático No Lineal (PUSHOVER)

En este método de análisis, las funciones de fuerzas, expresadas tanto en términos de fuerzas horizontales o desplazamientos, son aplicadas a un sistema estructural resistente a acción lateral. Fuerzas estáticas o desplazamientos son distribuidos a lo largo de toda la altura de la estructura como forma de simular las fuerzas de inercia o sus efectos. Las funciones de fuerzas son incrementadas en intensidad y el análisis PUSHOVER termina con la última capacidad correspondiente al estado límite o estado de daño de prevención de colapso. (Marte Jiménez, 2014)

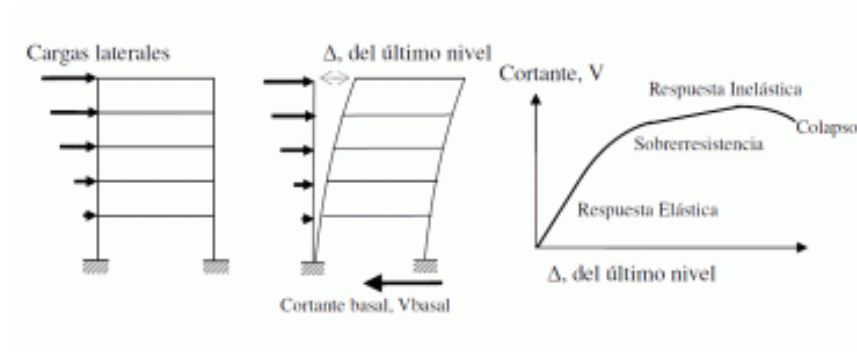
De la misma manera Orellana Román and Parra Mora (2017), indican que el análisis consiste en el empuje de una carga lateral incremental hasta que llegue al colapso la edificación. En este análisis se refleja la capacidad de la edificación mediante la curva de capacidad (curva Pushover) que se define como la relación entre las cargas de empuje lateral y los desplazamientos causados por las mismas. Las cargas laterales se distribuyen a lo largo de todos los pisos, a partir del cortante basal, distribuyéndose según los criterios de la NEC-SE-RE, haciendo que las fuerzas laterales crezcan con la altura de la edificación, asemejándose a una distribución lineal (triangular).

Las fuerzas laterales son monótonas crecientes aplicadas a los nodos del modelo, que aumentan constantemente y tomando como control el desplazamiento en el techo o la parte superior de la edificación. Este método permite reconocer y ubicar el miembro o miembros de la edificación a fallar, así como el desplazamiento máximo (rendimiento) de los elementos de la edificación en el rango inelástico.

En palabras de Peralta Álvarez (2012), este análisis debido a su simplicidad es más utilizado al momento de realizar diseño y evaluación sísmica, pero cabe advertir tiene limitaciones. Es idóneo para estructuras simétricas de poca altura, que es el caso de estudio. Para estructuras asimétricas se debería considerar un “Pushover en 3D”; ya que una suposición del “Pushover” es que la estructura vibra predominantemente en el primer modo y esta suposición no se cumple para edificaciones asimétricas o de gran altura.

Figura 5

Secuencia del Proceso de Análisis Pushover.



2.15. Desempeño sísmico de estructuras esenciales

Según NEC-SE-DS (2015), es necesario realizar una verificación del correcto desempeño sísmico dentro del rango inelástico para estructuras esenciales, ejecutando los siguientes objetivos:

- Nivel de seguridad de vida “Limitación de daño” ante una amenaza sísmica con un periodo de retorno de 475 años.
- Nivel de prevención de colapso “no colapso” ante una amenaza sísmica con un periodo de retorno de 2500 años.

2.15.1. Seguridad de vida

En este nivel se analizará que la estructura propuesta no sobrepase ninguno de los estados límites de falla, precautelando los daños estructurales, esto con la finalidad de aumentar el nivel de protección y prevención para que la estructura logre mantenerse operacional aun después del evento sísmico de diseño.

2.15.2. Prevención de colapso

De acuerdo Orellana Román and Parra Mora (2017), En este nivel de desempeño, el edificio está al borde del colapso parcial o total donde se ha producido un daño significativo, que puede incluir un deterioro significativo en la rigidez y resistencia del sistema de resistencia lateral, gran deformación lateral permanente del edificio y, aun en menor medida, deterioro de la capacidad de carga vertical (FEMA 356 2000). Además, los componentes deben seguir soportando cargas de gravedad. Después de todo, el edificio no es seguro y no se puede reparar, ya que puede producirse una réplica que puede provocar un colapso con el riesgo de lesiones por desprendimiento de elementos estructurales y no estructurales.

2.15.3. Estimación del desempeño sísmico de estructuras esenciales

Los eventos sísmicos que acontecieron en el terremoto de Pedernales dejaron en evidencia las limitaciones del código ecuatoriano de la construcción. La norma no es explícita en la evaluación del desempeño sísmico de las estructuras, puesto que no indican un control de daños correcto. Por tal motivo, se presentan los métodos de evaluación del espectro de capacidad, mismos que son recomendados por NEC-SE-DS para la verificación de los niveles de desempeño de estructuras esenciales.

2.16. Métodos de análisis no lineales de espectro capacidad

De acuerdo con Safina¹, Pujades, and Roca (2005), Cuando el edificio está sometido a movimientos sísmicos, experimenta desplazamientos laterales y, en consecuencia, deformaciones en sus elementos. En el caso de reacciones con bajo desplazamiento, las deformaciones en los elementos se encuentran en el rango elástico, en el que casi no se producen daños, mientras que, en el caso de deformaciones con una amplitud mayor, las deformaciones están en el rango inelástico y la edificación presenta severos daños.

Para el presente estudio se aplicarán los siguientes métodos: Método de espectro de capacidad (Capacity Spectrum Method), ATC 40, 1996 y el método de linealización equivalente (Equivalent Linearization), FEMA 440,2005. Siendo estos los métodos lineales simples que presentan una mejor estimación de la respuesta de la estructura en el rango inelástico y de la demanda de sus elementos estructurales.

En palabras de Orellana Román and Parra Mora (2017), ATC 40 suele ser muy intuitivo, ya que es normal pensar que cuando se igualan capacidad y demanda máxima, el sistema se encuentra en un estado de equilibrio, que define el punto de desempeño esperado del edificio. El uso intuitivo de parámetros lineales equivalentes también es sencillo, ya que es razonable creer que el período de construcción se alarga cuando pierde rigidez y de la misma forma que el comportamiento inelástico del edificio lo aumenta.

De la misma manera Orellana Román and Parra Mora (2017), indican que la proximidad a la realidad de los métodos surgió al utilizar la rigidez secante como rigidez lineal efectiva junto con varias reglas para definir su amortiguamiento viscoso equivalente (ATC-40 1996). La dinámica no lineal ha demostrado durante mucho tiempo que la

rigidez secante no es un parámetro adecuado con rigidez lineal equivalente para definir la respuesta inelástica del sistema sometido a movimientos sísmicos. FEMA 440 vuelve a examinar el correspondiente proceso de linealización implícito en ATC 40, donde las técnicas de linealización se basan en el supuesto de que el desplazamiento máximo de un sistema con un grado de libertad no lineal puede estimarse mediante la respuesta elástica de un oscilador con un período. y atenuación mayor que la original.

2.16.1 Método de espectro de capacidad ATC 40

La aplicación de este método permite representar gráficamente el desempeño sísmico de la edificación, mediante la intersección del espectro de demanda con el espectro de capacidad. El procedimiento aplicado por este método se resume a continuación

1. La curva de capacidad (Pushover) deberá transformarse a un nuevo formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectral), también llamado espectro de capacidad donde se representará la aceleración espectral (S_a), vs el desplazamiento espectral (S_d)

Dentro de esta conversión, cada punto ($V_{oi}, \Delta n_i$) de la curva de capacidad, corresponde a un punto (S_{ai}, S_{di}) del espectro de capacidad, según:

$$S_{d_i} = \frac{\Delta n_i}{(\beta_1 \times \phi_{1,n})} \quad S_{a_i} = \frac{V_{oi}}{(\alpha_1)}$$

Donde:

α_1 : Masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración.

β_1 : Factor de participación asociado al modo fundamental

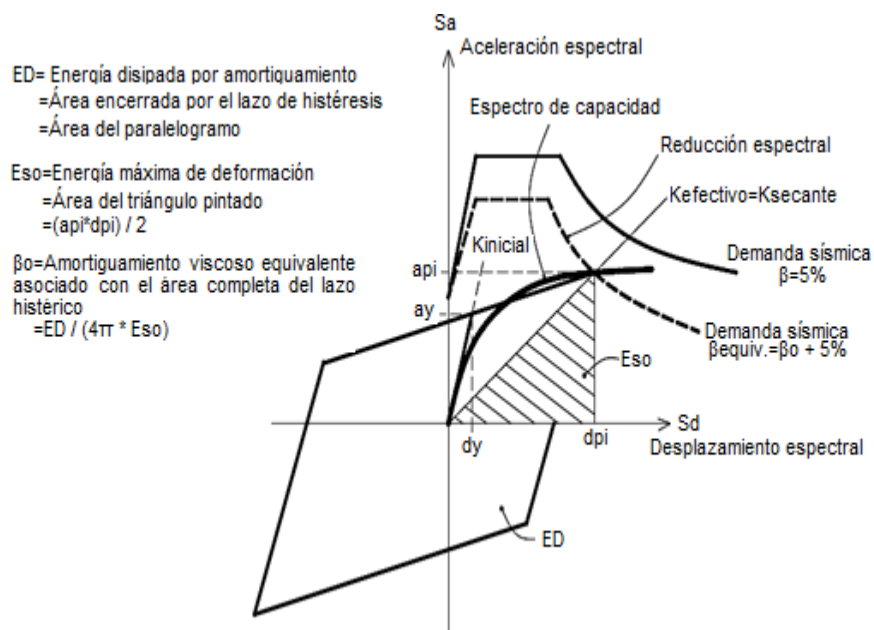
- El espectro de respuesta deberá transformarse a un formato “ADRS” que es el espectro de demanda, donde se aplica un amortiguamiento ajustado en función de la capacidad de la estructura para disipar la energía.
Para la realización de esta conversión, cada punto (Sa_i, T_i) del espectro de demanda según:

$$Sd_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sa \times g$$

- Para concluir se deberá realizar una superposición de los espectros para lograr observar el punto de intersección de las curvas, también llamado punto de desempeño, que corresponde al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento.

Figura 6

Espectro de Capacidad ATC-40.

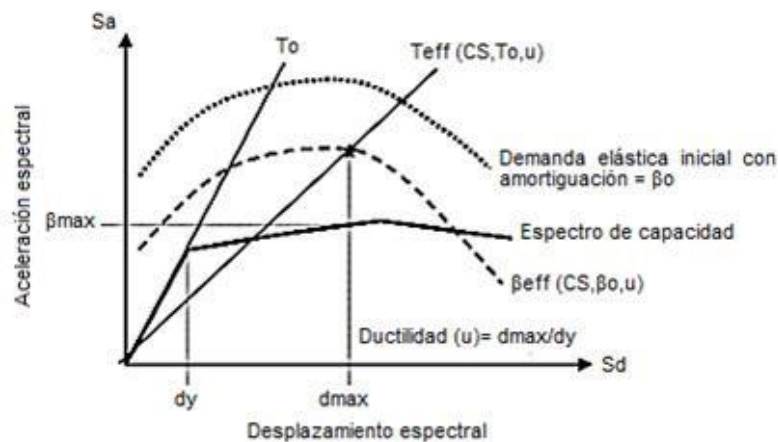


2.16.2. Método de espectro capacidad FEMA 440 (Linealización Equivalente)

En este apartado se presenta un equivalente mejorado al método ATC 40, cuando se usa la linealización equivalente como parte de un procedimiento estático no lineal que modela la respuesta inelástica de la edificación con un oscilador de un sistema de un grado de libertad (SDOF). El objetivo es estimar la respuesta del desplazamiento del sistema no lineal con un sistema lineal “equivalente” que usa un eficaz periodo. La relación fuerza- deformación global mostrada en la Figura 9 para un oscilador SDOF en formato de espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento (ADRS) se denomina curva de capacidad (FEMA 440 2005).

Figura 7

Espectro de Capacidad FEMA-440.



2.17. Reforzamiento en Estructuras de Hormigón Armado.

2.17.1 Introducción

Una estructura de hormigón armado se analiza y diseña para que complete su vida útil dentro de condiciones aceptables de servicio y resistencia; sin embargo, en una obra

civil pueden surgir situaciones que generen cambios durante la concepción, ejecución o en su vida útil, y afecten negativamente la capacidad resistente que se espera de la misma y eventualmente la llevan al colapso.(Jácome, 2016)

El reforzamiento en las estructuras de hormigón armado es un componente de vital importancia para mitigar los efectos que se producen durante un sismo, siendo esta una alternativa esencial que tiene como función incrementar la resistencia de una estructura o sus componentes para mejorar la estabilidad estructural del edificio.

2.17.2 Atributos de una Buena Configuración Sísmica.

Para que una estructura presente una buena configuración sísmica deberá depender de varias virtudes sismo resistentes, las más esenciales son la resistencia, ductilidad, tenacidad, proporcionalidad de los cambios de rigideces, regularidad de la distribución de las masas, rigidez lateral y características del suelo y sus movimientos. Por este motivo es conveniente que las estructuras sean diseñadas con un buen desempeño sísmico cumpliendo con los criterios de las normas de construcción para proporcionarle a la estructura mayor seguridad al momento que ocurra un evento sísmico.

2.17.2.1 Resistencia. Es una propiedad mecánica de las estructuras que se define como la capacidad que tiene una estructura para soportar esfuerzos sin romperse. Experimenta esfuerzos elásticos durante un sismo y alcanza su resistencia nominal, lo que permite que la estructura experimente comportamientos inelásticos.

2.17.2.2 Rigidez. Es una propiedad que tiene una estructura para oponerse a las deformaciones, soporta esfuerzos sin sufrir grandes deformaciones. Experimenta deformaciones elásticas durante un sismo y excede su límite elástico.

2.17.2.3 Ductilidad. Es una propiedad que tiene un material para soportar grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos o también la ductilidad se define como la capacidad que tiene un cuerpo para disipar energía y presenta mayores deformaciones antes de ocurrir una falla. Preserva resistencia y estabilidad durante un sismo que demandan comportamiento inelástico de las estructuras.

2.17.2.4 Continuidad. Es un término que hace referencia a que una estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación, con elementos que no cambien bruscamente su rigidez para evitar concentración de esfuerzos.

Capítulo 3 – Evaluación Estructural Del Edificio Educativo

3.1 Antecedentes Previos a la Evaluación

Para iniciar el presente proyecto fue necesario realizar una preevaluación de la vulnerabilidad sísmica entre las instituciones educativas de la cabecera cantonal del cantón Santa Elena estas instituciones fueron: Escuela 24 de julio, Escuela Teodoro Wolf, Escuela Otto Arosemena y Escuela 18 de agosto.

Esto se realizó con la finalidad de caracterizar los diferentes edificios con que cuentan las instituciones educativas del cantón y así determinar el grado de vulnerabilidad sísmica que poseen estas estructuras, para finalmente plantear el reforzamiento estructural que permita la construcción de un cuarto piso en dicha edificación.

El método de preevaluación que se aplicó fue el formato FEMA 154 (Federal Emergency Management Agency), método cualitativo que es empleado para realizar una evaluación visual rápida de la estructura. El formato de la institución se encuentra en el anexo FEMA 154, de este formato se puede identificar la presencia de una vulnerabilidad alta ante un evento sísmico. A continuación, se realiza la recopilación de la información de dicha institución educativa.

La Unidad Educativa Teodoro Wolf se encuentra ubicada en el centro del cantón Santa Elena en la avenida Francisco Pizarro entre la calle 24 de mayo y Pichincha. Barrio 24 de Julio.

En la tabla 8, se ha recopilado de manera más específica la información de la institución educativa en estudio

Tabla 9

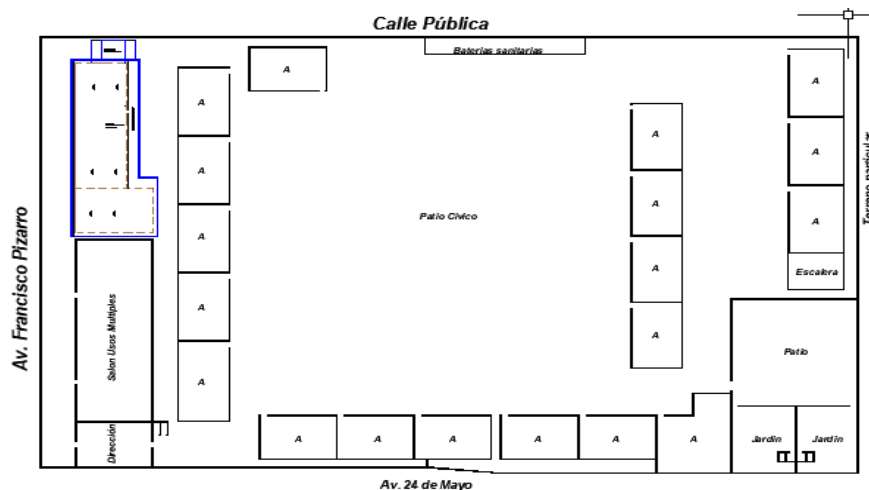
Identificación del Centro Educativo Teodoro Wolf.

Nombre	Escuela básica y bachillerato Teodoro Wolf
Propietario	Ministerio de educación
Dirección	Barrio 24 de julio
Cantón	Santa Elena
Provincia	Santa Elena
Niveles	Básica y Bachillerato
Ocupantes	2800 aprox
Atención	Matutina y vespertina
Régimen	Costa

La institución educativa Teodoro Wolf está conformada por 6 estructuras (1 pabellón de 3 plantas 1 pabellón de 2 plantas y 4 pabellones de una sola planta) cada una de ellas construidas en diferentes años.

Figura 8

Implantación de la Institución Educativa Teodoro Wolf.



3.1.1 Visita preliminar

Se realizó la visita preliminar a la institución educativa Teodoro Wolf, con la finalidad de determinar las características propias de la estructura como son: el material de construcción, observar posibles dificultades en la construcción, obtener información sobre la construcción entre otros.

Dentro de la visita preliminar se pudo determinar lo siguiente:

- La edificación en estudio está construida en hormigón armado.
- Se observa que la estructura es aporticada, que posee columnas de hormigón armado, vigas de tipo peraltadas de hormigón armado en dos sentidos.
- Las losas son alivianadas.
- El número máximo de ocupantes de la estructura es 360 personas aproximadamente entre estudiantes, maestros y personal administrativo.
- La estructura fue construida durante el año 2013
- El uso de la edificación es exclusivamente para aulas de la institución
- Los elementos en la actualidad no presentan fisuras o problemáticas después del terremoto del 2016.

3.1.2 Desarrollo de los Niveles de Investigación.

Nivel de investigación BSI.

Este nivel de investigación tiene el objetivo de determinar los sistemas de la edificación que le permita soportar las cargas verticales y laterales revisando documentos

de la construcción del mismo o las inspecciones visuales del edificio. De no obtener toda la documentación necesaria se deberá estimar dicha documentación.

En el presente proyecto se realiza la aplicación del formato FEMA 154 como complemento del nivel de investigación BS1 que estipula la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC 15 en el capítulo de Rehabilitación Sísmica de Estructuras NEC-SE-RE.

La visita preliminar y la aplicación del formato FEMA 154 permitió la obtención de importantes datos que permitieron la determinación de las siguientes:

Sistema de edificio.

Durante la inspección se pudo verificar que:

La estructura a ser analizada está destinada para 9 aulas de la institución educativa, el número de personas que acuden normalmente son 360 aproximadamente

Se pudo tener acceso a planos estructurales por medio del portal de compras públicas SERCOP

La estructura fue diseñada para resistir cargas verticales y laterales mediante el sistema de Pórticos Especiales Sismo Resistente con Vigas Peraltadas en dos sentidos.

En la inspección no se puede observar el tipo de cimentación utilizada para la construcción del edificio educativo, pero se observó que la edificación no presenta ningún tipo de asentamiento. En los planos se podrá constatar el desempeño del mismo.

Se verificaron las medidas de cada uno de los elementos estructurales como son: columnas, vigas peraltadas, espesores de losas además de observar el buen estado de los mismos.

3.1.3 Detallamiento de los elementos estructurales

3.1.3.1 Detallamiento de losa:

- Espesor: 0,25m
- Varillas para nervios: 1 Ø 12mm para la zona de flexión y 1 Ø 12mm para la zona de compresión, vinchas de Ø 6mm cada 40cm para los nervios y una malla electrosoldado Ø 6mm.
- Bloques: 0,20x0,20x0,40 metros.
- Capa de hormigón: 0,05m

3.1.3.2 Detallamiento de columnas:

- Columna de 35x35cm.
 - b= 35cm
 - h=35cm
 - Acero de refuerzo: 8 Ø 14mm
 - Acero transversal: 1 Ø 8mm a cada 15-18-15.
 - Recubrimiento: 2,5 cm.
- Columna de 25x25.
 - b=25cm
 - h=25cm
 - Acero de refuerzo: 4 Ø 14mm.
 - Acero transversal: 1 Ø 8mm a cada 18-15-18.

- Recubrimiento: 2,5 cm.

3.1.3.3 Detallamiento de vigas.

- Viga 20x20:
 - $b=20\text{cm}$.
 - $h=20\text{cm}$.
 - Varilla longitudinal: 4 \varnothing 10mm; 2 superior y 2 inferior.
 - Acero transversal: 1 estribo de 8mm c/15cm.
- Viga 20x40:
 - $b=20\text{cm}$.
 - $h=40\text{cm}$.
 - Varilla longitudinal: 4 \varnothing 16mm; 2 superior y 2 inferior.
 - Acero transversal: 1 estribo de 8mm c/15cm.
- Viga 40x20:
 - $b=40\text{cm}$.
 - $h=20\text{cm}$.
 - Varilla longitudinal: 8 \varnothing 12mm; 4 superior y 4 inferior.
 - Acero transversal: 1 estribo de 8mm c/15cm.
- Viga 25x55:
 - $b=25\text{cm}$.
 - $h=55\text{cm}$.
 - Varilla longitudinal: 7 \varnothing 18mm; 2 superior y 5 inferior.
 - Acero transversal: 1 estribo de 8mm c/15cm.
- Viga 50x25:

- $b=50\text{cm}$.
- $h=25\text{cm}$.
- Varilla longitudinal: 2 \varnothing 18mm superior y 3 \varnothing 14mm inferior.
- Acero transversal: 1 estribo de 8mm c/15cm.

3.1.4 Consideraciones Especiales

3.1.4.1 Elevación:

De la inspección y evaluación visual realizada in situ, la estructura no presenta discontinuidades en elevación ya que se pudo constatar que la altura entre los pisos de la planta baja es de 3.50m, primer piso es de 3,25 y segundo piso tiene una altura de entrepiso de 3,20m; de la observación se pudo verificar que la estructura presenta variaciones en las dimensiones de las columnas puesto que la estructura presenta columnas de 35x35 en la planta baja y primer piso mientras que el segundo piso cuenta con columnas de 25x25, la estructura no se encuentra ubicada en una zona inclinada, no existen pisos débiles pero si se considera el problema de columnas cortas.

Figura 9

Columnas Cortas que Presenta la Estructura.



3.1.4.2 Planta:

La estructura presenta irregularidad en planta según lo estipula el formato FEMA 154 en uno de sus parámetros de evaluación. Esto se pudo verificar tanto en la evaluación visual de la estructura como en la revisión de los planos estructurales.

3.2 Aplicación del Formato de Evaluación FEMA 154

A fin de realizar la aplicación del formato FEMA 154, se realizó la inspección de la estructura el día viernes 28 de agosto del 2020 a partir de las 9:00 am. Como se indica al inicio, una inspección visual rápida como lo es el formato FEMA 154, busca determinar de cierta manera el grado de vulnerabilidad de la estructura analizada en este caso el pabellón de 9 aulas de la Escuela Teodoro Wolf.

3.2.1 Selección de Parámetros.

3.2.1.1 Tipología del Sistema Estructural.

Tal como se menciona con anterioridad se pudo determinar que la estructura del centro educativo Teodoro Wolf presenta posee una tipología del sistema estructural como lo es el Sistema de Pórticos Resistentes de Hormigón Armado. Así se puede confirmar debido a que en la inspección se observaron elementos estructurales tales como: columnas y vigas peraltadas de hormigón armado.

3.2.1.2 Altura.

La estructura cuenta con 3 pisos cuya altura total es de 9.95 m medida que se verifico durante la inspección. El formato FEMA 154 dentro de sus parámetros de evaluación categoriza a las estructuras como estructuras de baja, mediana y gran altura considerando la cantidad de niveles que posee la estructura evaluada. La aplicación de

este formato nos indica que la estructura se debe considerar como una edificación de baja altura por consiguiente le otorga una calificación de 0 para el tipo de estructura analizada.

Figura 10

Fachada Frontal de la Edificación



3.2.1.3 Irregularidad en elevación.

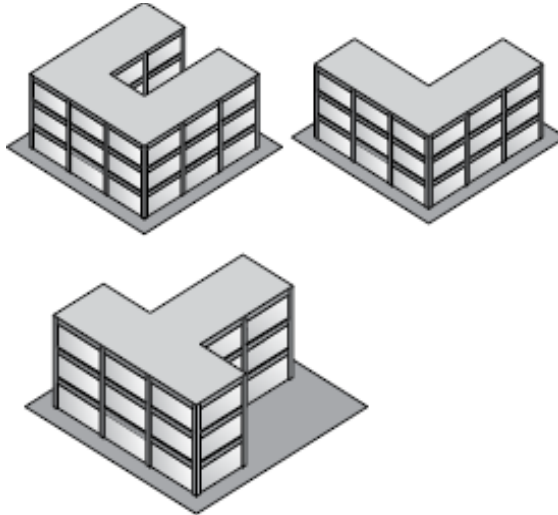
El formato FEMA 154 define como irregularidad en elevación o irregularidad vertical la presencia de gradas en vista de perfil; paredes inclinadas; edificios en colinas; columnas cortas y muros no arriostrados. Problemáticas que se hacen presentes en la edificación motivo por el cual la estructura es penalizada con un puntaje negativo en este aspecto durante la evaluación realizada.

3.2.1.4 Irregularidad en planta.

El formato FEMA 154 define este tipo de irregularidad como las edificaciones que presentan esquinas interiores (L, U, T, E u otras irregularidades en planta) en el caso de la estructura analizada se observa que la edificación tiene una forma L en su planta por lo que el formato penaliza a la estructura con una reducción de -0.5 en la puntuación final de la estructura.

Figura 11

Irregularidad en Planta Según FEMA 154



Fuente:

3.2.1.5 Código de Construcción.

Debido al conocimiento del año de construcción de la estructura se puede estimar que el diseño de la edificación pudo estar basado en el Código Ecuatoriano de Construcción CEC 2002. El formato Fema 154 dentro de sus parámetros de calificación clasifica las estructuras según el año del código con el cual se diseñó como: Pre código moderno (antes del año 1977), Año de transición (desde el 77 pero hasta el 2001) y Post código moderno (a partir del 2001). El formato FEMA aplica una bonificación de 1.4 a la estructura por estar diseñada con un código Post moderno.

3.2.1.6 Suelo.

En esta visita a la edificación no se encontró ninguna información sobre estudios realizados previo a la construcción de la misma, pero visualmente se pudo observar que el suelo no presenta ningún asentamiento diferencial o axial. Con los antecedentes

expuestos manteniendo un análisis conservador y con la ayuda de la zonificación del sector se determina que el Tipo de suelo es el C, otorgándole una puntuación negativa.

3.2.2 Resultado Obtenidos Mediante Formato FEMA 154.

Luego de haber realizado la evaluación en cada uno de los ítems que indica el formato FEMA 154 se logra recolectar toda la información necesaria aplicando las respectivas penalizaciones y bonificaciones que el formato otorga a la estructura, de esta manera la estructura recibe una calificación de 1,5; calificación que da a entender un alto grado de vulnerabilidad sísmica de parte de la estructura por lo tanto el FEMA 154 recomienda realizar un análisis más profundo del comportamiento y desempeño sísmico de la estructura antes mencionada.

Figura 12

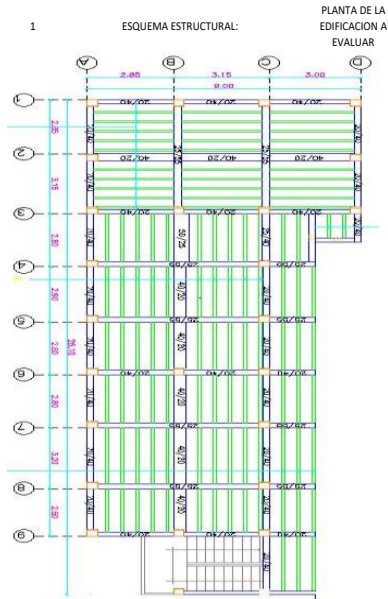
Evaluación Rápida FEMA-154.



**UNIVERSIDAD ESTATAL
PENÍNSULA DE SANTA ELENA**



EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA PARA EDIFICACIONES DENTRO DE UN REGIMEN TRANSITORIO Y ESPECIAL PARA EL RECONOCIMIENTO DE EDIFICACIONES EDUCATIVAS EXISTENTES EN EL CANTON SANTA ELENA



2 DATOS DE LA EDIFICACIÓN

3 DIRECCIÓN	CANTÓN SANTA ELENA AV. FRANCISCO PIZARRO ENTRE LA 24 DE MAYO Y PICHINCHA , BARRIO 24 DE JULIO
4 SITIO DE REFERENCIA	FRENTE A LA DIRRECCIÓN DE ESTUDIO DEL CANTÓN SANTA ELENA
5 TIPO DE USO	ESTABLECIMIENTO EDUCATIVO
6 NUMERO DE PISOS	3 PISOS
7 DATOS DE CONSTRUCCIÓN	
8 ÁREA DE CONSTRUCCIÓN	500,13 M2
9 AÑO DE CONSTRUCCIÓN	AÑO 2013
10 AÑO DE REMODELACION	N/A
11 DATOS DEL PROFESIONAL	
12 DATOS DE LOS EVALUADORES	ONCE CHILLOGALLO CAMILO DAVID PANCHANA ZAMBRANO GUILLERMO EMANUEL
13 CEDULA DE LOS EVALUADORES	0804891570 2400317968
14 FOTOGRAFIAS	



15 TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

16	Madera	W1
17	Mampostería sin refuerzo	URM
18	Mampostería reforzada	RM
19	Acero-hormigón o mista madera-hormigón	MX
20	Portico hormigón armada	C1
21	Portico H Armado con muros estructurales	C2

22	Pórtico H Armado con mampostería confinada sin refuerzo	C3
23	H Armado prefabricado	PC
24	Pórtico Acero Laminado	S1
25	Pórtico Acero Laminado con Diagonales	S2
26	Pórtico Acero Doblado en Frio	S3
27	Pórtico Acero Laminado Con Muros Estructurales de Hormigón	S4
28	Pórtico Acero Con Paredes de Mampostería de bloque	S5

PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S

22	PARÁMETROS CALIFICATIVOS DE LA ESTRUCTURA				TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL										
23	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5		
23	PUNTAJE BASICO	4,4	1,8	2,8	1,8	2,5	2,8	1,8	2,4	2,6	3	2	2,8	2	
24	ALTURA														
24A	BAJA ALTURA (MENOR A 4 PISOS)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
24B	MEDIANA ALTURA (4 A 7 PISOS)	*N/A	*N/A	0,4	0,2	0,4	0,4	0,2	0,2	0,2	0,4	*N/A	0,4	0,4	
24C	GRAN ALTURA (MAYOR 7 PISOS)	*N/A	*N/A	*N/A	0,3	0,6	0,8	0,3	0,4	0,6	0,8	*N/A	0,8	0,8	
25	IRREGULARIDAD														
25A	IRREGULARIDAD VERTICAL	-2,5	-1	-1	-1	-1,5	-1	-1	-1	-1	-1,5	-1,5	-1	-1	
25B	IRREGULARIDAD EN PLANTA	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	
26	CODIGO DE CONSTRUCCIÓN														
26A	PRE CODIGO MODERNO (CONSTRUIDO ANTES DE 1977)	0	-0,2	-1	-1,2	-1,2	-1	-0,2	-0,8	-1	-0,8	-0,8	-0,8	-0,2	
26B	CONSTRUIDO EN ETAPA DE TRANSICIÓN (DESDE 1977 PERO ANTES DEL 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
26C	POST CÓDIGO MODERNO (CONSTRUIDO A PARTIR DE 2001)	1	*N/A	2,8	1	1,4	2,4	1,4	1	1,4	1,4	1	1,6	1	
27	TIPO DE SUELO														
27A	TIPO DE SUELO C	0	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	
27B	TIPO DE SUELO D	0	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	-0,4	
27C	TIPO DE SUELO E	0	-0,8	-0,4	-1,2	-1,2	-0,8	-0,8	-1,2	-1,2	-1,2	-1,2	-1,2	-0,8	
28	RESULTADO FINAL DE LA EVALUACIÓN	1,5													
29	GRADO DE VULNERABILIDAD														
30	S MENOR A 2,0	ALTA VULNERABILIDAD REQUIERE EVALUACION ESPECIAL													
31	S ENTRE 2,0 Y 2,5	MEDIA VULNERABILIDAD													
32	S MAYOR A 2,5	BAJA VULNERABILIDAD													

FIRMA DE RESPONSABLES DE EVALUACIÓN

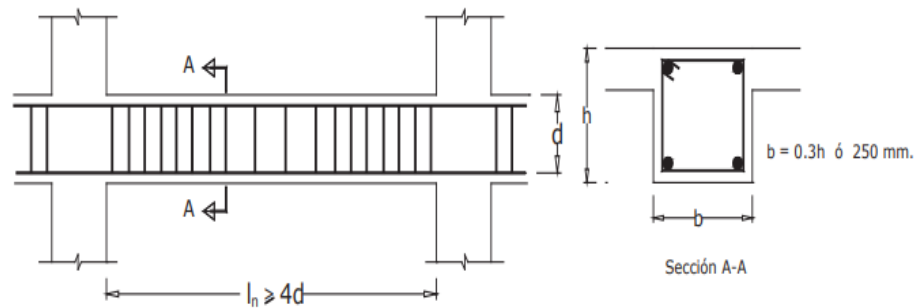
3.3. Chequeo de los Elementos Estructurales.

3.3.1 Vigas

3.3.1.1 Ancho mínimo. Los elementos estructurales sometidos a flexión como lo son las vigas, tienen que cumplir con los requerimientos de diseño basados en la Norma Ecuatoriana de Construcción.

Figura 13

Características de los Elementos a Flexión.



Fuente: Norma Ecuatoriana de Construcción

Vigas considerado para el análisis:

- Viga 25x55cm eje X.

Como se puede observar la viga considerado como elemento estructural a flexión si cumple con los requerimientos 0,3h o 250mm.

- Viga 20x40cm eje Y.

Como se puede observar la viga considerado como elemento estructural a flexión no cumple con los requerimientos 0,3h o 250mm.

3.3.1.2 Chequeo de Acero Mínimo. El acero requerido para elementos sometidos a flexión debe considerar un acero mínimo calculado con la siguiente expresión.

$$A_s \geq \max \left[\frac{1,4}{f_y} b_w d ; A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d \right]$$

Donde:

$A_{s, min}$: Área mínima de refuerzo a flexión (mm²).

b_w : Ancho del alma o diámetro de la sección circular (mm).

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (mm).

f_y : Resistencia específica a la fluencia del refuerzo (MPa).

Viga 25x55

- $A_s = 12,72 \text{ cm}^2$

$$A_s = \frac{1,4}{f_y} b_w d$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = 51 \text{ cm}$$

$$A_s = 4,33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$d = 510$$

$$A_s = 3,75 \text{ cm}^2$$

Viga 20x40

- $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$

$$A_s = \frac{1,4}{f_y} b_w d$$

$$b = 200\text{mm}$$

$$d = 360\text{mm}$$

$$A_s = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} b_w d$$

$$b = 200\text{mm}$$

$$d = 360\text{mm}$$

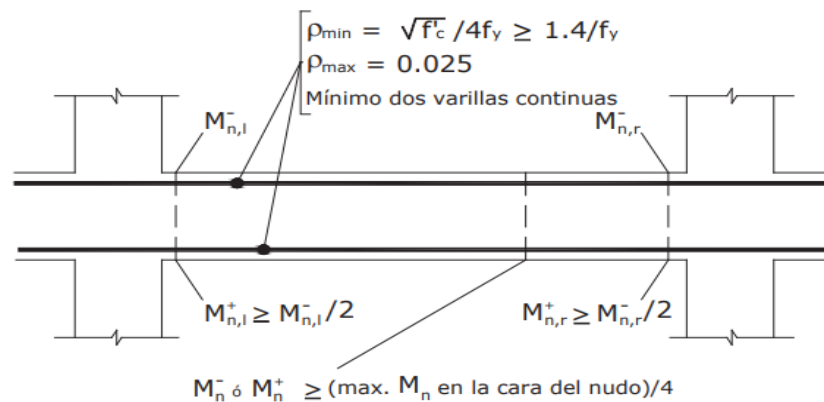
$$A_s = 2,07 \text{ cm}^2$$

Con esto se determina que la viga cumple con los parámetros establecidos de acero mínimo basándonos en la Norma Ecuatoriana de Construcción.

3.3.1.3 Chequeo de cuantía máxima. Se realiza el chequeo de cuantía máxima para que cumpla con los parámetros establecidos en la siguiente figura:

Figura 14

Chequeo de Cuantía Máxima en Vigas



Fuente: Norma Ecuatoriana de Construcción.

Tomando en cuenta los parámetros establecidos por la Norma Ecuatoriana de Construcción establece que la cuantía no debe exceder la $0,5\rho_b$. Se calcula la cuantía balanceada con la siguiente expresión:

$$\rho_b = \frac{0,85 f'_c \beta_1}{f_y} \left(\frac{6120}{f_y + 6120} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * 240 * 0,85}{4200} \left(\frac{6120}{4200 + 6120} \right)$$

$$\rho_b = 0,024$$

$$\rho \leq 0,5 \rho_b$$

$$\rho = 0,5 * 0,024 = 0,012$$

Calculo de la viga 25x55cm:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho = \frac{12,72}{(25 * 51)} = 0,01$$

La viga de 25x55cm posee un diseño dúctil la misma que con lleva deducir que el acero fluye antes que el hormigón falle.

Calculo de la viga 20x40cm:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho = \frac{8,04}{(20 * 36)} = 0,011$$

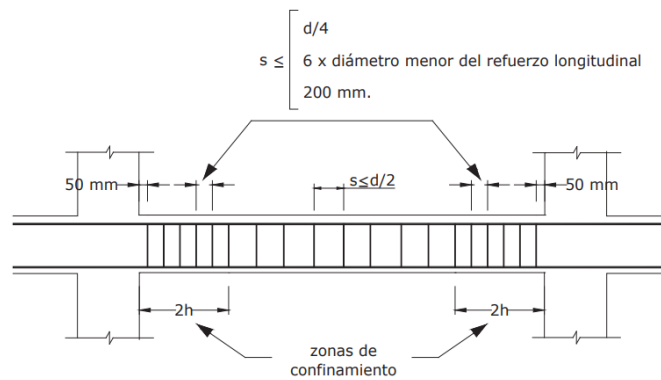
La viga de 20x40cm posee un diseño dúctil la misma que con lleva deducir que el acero fluye antes que el hormigón falle

3.3.1.4 Chequeo de estribos por confinamiento.

La varilla para estribo de confinamiento y fuera de la zona 2h de la estructura actual es de un diámetro de 8mm, sin embargo, basándonos en la NEC-15 se determina un acero de diámetro mínimo de 10mm para estribos de confinamiento.

Figura 15

Chequeo de Acero por Confinamiento



Fuente: Norma Ecuatoriana de Construcción.

Tabla 10

Separación de Estribo en la Zona de Confinamiento y Zona Media

Zona de confinamiento 110cm				
Viga	D	d/4	6d _b	200
25x55cm	52cm	13cm	8,4cm	20cm
Zona media				
viga		d/2		
25x55cm		26cm		

Basándonos con los parámetros establecidos de la NEC-15 para la separación mínima de acero transversal en la zona media tiene que ser de 8,4cm y la estructura actual tiene una separación de estribos de 15cm lo cual se encuentra dentro de los parámetros establecidos.

3.3.1.5. Chequeo de Deflexión de Vigas.

El chequeo de las deflexiones en los elementos estructurales sometidos a flexión es indispensable para determinar las deformaciones ocasionadas por las cargas axiales.

A continuación, se presenta el chequeo de deflexión de la viga más crítica de la estructura:

Deflexión máxima admisible:

$$\Delta_{Max,Adm} = \frac{l}{480}$$

$$l = 5650mm$$

$$\Delta_{Max,Adm} = \frac{5650}{480}$$

$$\Delta_{Max,Adm} = 11,77mm$$

Deflexión total calculada con Etabs:

Figura 16

Deflexión de Viga mediante Software Etabs.



$$\Delta_{Total} < \Delta_{Max.Adm}$$

$$2,996mm < 11,7mm$$

Al analizar la deflexión de la viga más crítica se observa que cumple con los parámetros establecidos por el ACI y la NEC-15.

Columnas

3.3.1.6 Chequeo ancho mínimo columna. Basándonos en los parámetros establecidos de la NEC-15 el ancho mínimo de una columna tiene q cumplir con el siguiente parámetro:

$$\mathbf{b \text{ y } h \geq 30\text{cm}}$$

Como antes expuesto las columnas del primer y segundo piso cumplen con el parámetro establecido ya que son columnas de 35x35cm. Y la columna del tercer piso es de 25x25 lo cual no con los parámetros establecidos.

3.3.1.7 Chequeo de cuantía máxima. La cuantía máxima de las columnas debe cumplir con la siguiente expresión:

$$0,01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0,03$$

Columna de 35x35cm

$$A_s = \rho \cdot b \cdot h$$

$$\rho = \frac{12,31\text{cm}^2}{35 \times 35\text{cm}}$$

$$\rho = 0,01$$

Columna de 25x25cm

$$\rho = \frac{6,15 \text{ cm}^2}{25 \times 25\text{cm}}$$

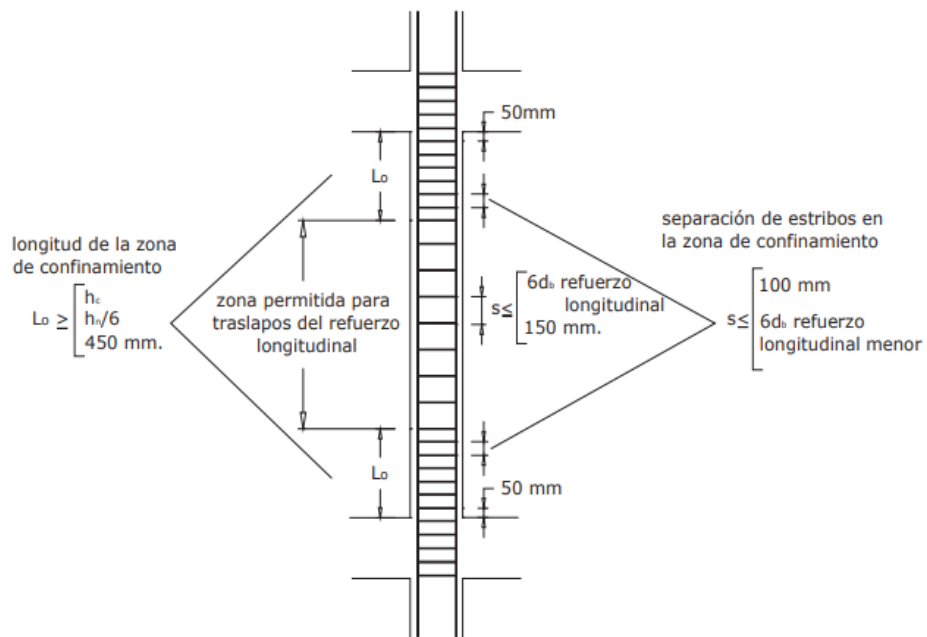
$$\rho = 0,0098$$

Con el resultado obtenido se puede determinar que la columna de 35x35cm si cumple con el parámetro establecido por la NEC que nos indica que la cuantía de acero en columnas esta de 0,001 a 0,003, la columna de 25x25cm no cumple con los parámetros establecidos de cuantía máxima.

3.3.1.8 Chequeo de refuerzo transversal y de confinamiento. Para realizar el chequeo por acero de refuerzo debe considerarse los parámetros indicados en la siguiente figura.

Figura 17

Chequeo de Acero de Refuerzo Transversal



Fuente: Norma Ecuatoriana de Construcción

3.3.1.9 Zona de confinamiento.

Tabla 11

Separación de Estribos en Columnas

columna	10cm	6Db
35x35	10cm	8,4
25x25	10cm	8,4

Los estribos en la zona de confinamiento no cumplen con las separaciones mínimas, la estructura a estudio posee una separación de estribos a cada 10cm en la zona de confinamiento, lo cual no cumple con este parámetro.

3.3.1.10 Zona media.

Tabla 12

Separación de Estribos de Columnas en la Zona Media

columna	15cm	6Db	Estructura
35x35	15cm	8,4	15
25x25	15cm	8,4	15

Los estribos de las columnas de 35x35 y 25x25 en la zona media si cumplen con las separaciones mínimas, la estructura a estudio posee una separación de estribos a cada 15cm en la zona media, lo cual cumple con este parámetro.

3.3.1.11 Chequeo área de refuerzo por confinamiento.

El área por refuerzo en la zona de confinamiento no puede ser menor a ninguna de las siguientes expresiones:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

A_{sh} : Area total de las varillas que forman los estribos y amarres suplementarios con separacion y perpendicularidad a la dimension b_c , mm^2 .

s : Separacion centro a centro de estribo, mm.

b_c : Distancia maxima, medida centro a centro, entre esquinas de estribos, en mm.

Chequeo columna 35x35:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{(10)(30)(240)}{4200} \left[\frac{(35 \times 35)}{(30 \times 30)} - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 1,85 cm^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{(10)(31)(240)}{4200}$$

$$A_{sh} = 1,59 cm^2$$

Al analizar el acero por confinamiento este nos da un acero para confinamiento mínimo de $1,85 cm^2$ mientras que la estructura presenta 2 varillas 8mm de confinamiento que nos da un área de $1 cm^2$ lo cual no cumple con el área de acero mínima requerido en la zona de confinamiento.

3.3.1.12 Chequeo de resistencia en columnas.

Diseño a flexo-compresión.

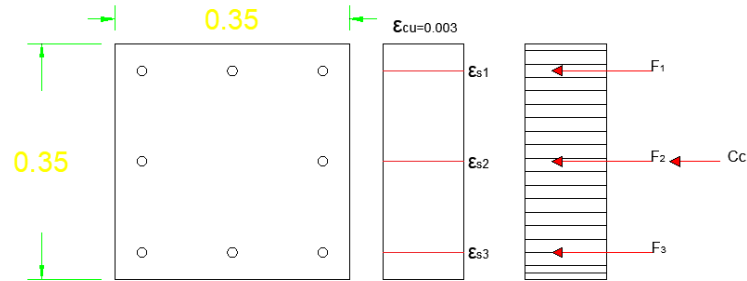
Se analiza la columna que tiene un ancho de 35cm y una altura de 35cm y una altura de entre piso de 325cm de longitud, continuación se determina el diagrama de interacción.

Diagrama de interacción de la columna:

	Datos	
A_{s1}	4,61	cm^2
A_{s2}	3,07	cm^2
A_{s3}	4,61	cm^2
f'_c	240	kg/cm^2
f_y	4200	kg/cm^2
b	35	cm
d	31	cm
h	35	cm
r	4	cm
A_g	1225	cm^2
A_s	12,29	cm^2
β	0,85	
ϵ_{cu}	0,003	
ϵ_s	0,0021	
E_s	200000	kg/cm^2

Figura 18

Carga Axial de Compresión Pura.



Obtención del P_{oc} :

El punto P_{oc} corresponde a la carga axial sometida a compresión pura.

$$P_{oc} = 0,85 f'c(A_g - A_s) + A_s F_y$$

$$P_{oc} = 299010,84 \text{ Kg}$$

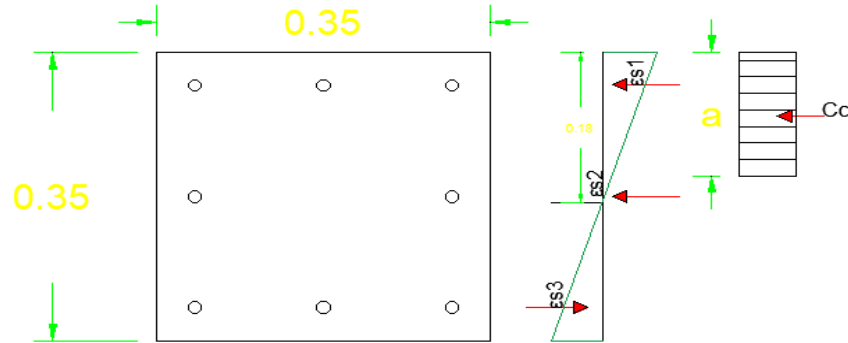
$$P_{oc} = 299,01 \text{ Ton}$$

Falla Balanceada:

Citando a Figueroa Chávez and González Yagual (2019), el estado de deformaciones unitarias se centra de tal manera que la deformación en la fibra extrema en compresión es igual a la deformación máxima útil del concreto ϵ_{cu} (0.003 según el Reglamento ACI 318-14), y la deformación en el acero de tensión más alejado del eje neutro es igual a la deformación de fluencia ϵ_y (0.0021 para acero de 4200 kg/cm² de esfuerzo de fluencia).

Figura 19

Falla Balanceada.



$$C = 0,003 \left(\frac{d}{0,0021 + 0,003} \right)$$

$$C = 18,24cm$$

$$a = 0,85(18,24cm)$$

$$a = 15,5cm$$

Esfuerzo en Acero

$$\frac{0,003}{17,5} = \frac{\epsilon_{s1}}{17,5-4}$$

$$\epsilon_{s1} = 0,002 \times \epsilon_s$$

$$\epsilon_{s1} = 0,002 \times 2000000$$

$$f_{s1} = 4000 Kg/cm^2$$

$$\epsilon_{s2} = 0,00012 \times \epsilon_s$$

$$\epsilon_{s2} = 0,00012 \times 2000000$$

$$f_{s2} = 240Kg/cm^2$$

$$\epsilon_{s3} = 0,0021 \times 2000000$$

$$f_{s3} = 4200Kg/cm^2$$

Fuerzas en Acero

$$F_1 = A_{s1} f_{s1} = 4.61 (4000) = 18440 \text{ Kg}$$

$$F_2 = A_{s2} f_{s2} = 3.7 (240) = -736,8 \text{ Kg}$$

$$F_3 = A_{s3} f_{s3} = 4.61 (4200) = -19362 \text{ Kg}$$

Fuerzas en el Concreto

$$C_c = 0,85 f'_c x a x C$$

$$C_c = 0,85(240)x 15,5 x 18,24$$

$$C_c = 57674,88 \text{ Kg}$$

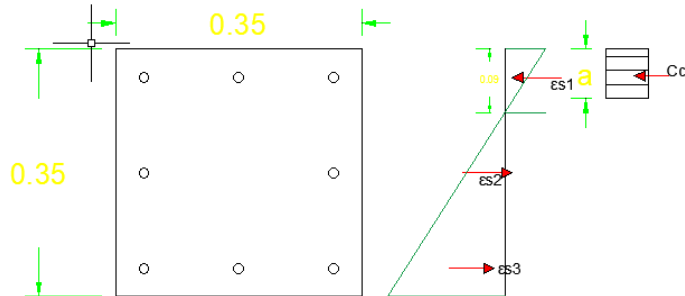
Calculo de momentos:

F=P	Brazo de Palanca	Momento
F1= 18,440 Tn	13,5	2,49
F2 = -0,736,8 Tn	0	0
F3= -19,362 Tn	-13,5	2,61
Cc= 57,6748 Tn	9,75	5,62
Total= 56,016 Tn		Total= 10,73 Tn

Obtención de la falla Balanceada cuando c=9cm

Figura 20

Falla por Tensión.



$$C = 9cm$$

$$a = 0,85(9cm)$$

$$a = 7,65 cm$$

Esfuerzo en Acero

$$\frac{0,003}{9} = \frac{\epsilon_{s1}}{9-4}$$

$$\epsilon_{s1} = 0,002 x \epsilon_s$$

$$f_{s1} = 0,0016 x 2000000$$

$$f_{s1} = 3200 Kg/cm^2$$

$$\epsilon_{s2} = 0,00098 x \epsilon_s$$

$$f_{s2} = 0,00098 x 2000000$$

$$f_{s2} = 1960Kg/cm^2$$

$$f_{s3} = 0,0025 x 2000000$$

$$f_{s3} = 4200Kg/cm^2$$

Fuerzas en Acero

$$F_1 = A_{s1}f_{s1} = 4.61 (3200) = 14752 \text{ Kg}$$

$$F_2 = A_{s2}f_{s2} = 3.7 (1960) = 6017.2 \text{ Kg}$$

$$F_3 = A_{s3}f_{s3} = 4.61 (4200) = 19362 \text{ Kg}$$

Fuerzas en el Concreto

$$C_c = 0,85f'_c x a x C$$

$$C_c = 0,85(240)x 7,65 x 9$$

$$C_c = 14045,4 \text{ Kg Kg}$$

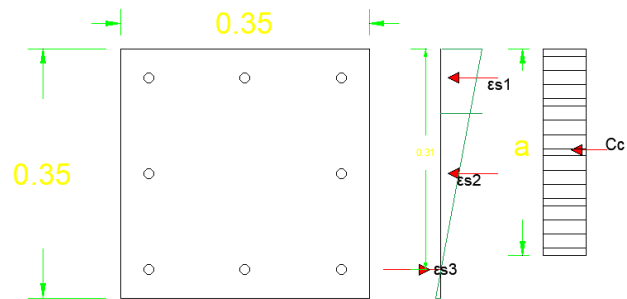
Calculo de momento.

F=P	Brazo de Palanca	Momento
F1= 3,20 Tn	13,5	0,43
F2 = -3,2Tn	0	0
F3= -4,2Tn	-13,5	0,57
Cc= 14,04Tn	9,75	1,92
Total= 11,085Tn		Total= 2,92Tn

Falla Balanceada cuando $c=31$

Figura 21

Punto Intermedio entre Compresión Pura y Falla Balanceada.



$$C = 31 \text{ cm}$$

$$a = 0,85(31cm)$$

$$a = 26,35$$

Esfuerzo en Acero

$$f_{s1} = 0,00261 \times 2000000$$

$$f_{s1} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s2} = 0,00098 \times \epsilon_s$$

$$f_{s2} = 0,0013 \times 2000000$$

$$f_{s2} = 2600 \text{ Kg/cm}^2$$

Fuerzas en Acero

$$F_1 = A_{s1} f_{s1} = 4.61 (4200) = 19362 \text{ Kg}$$

$$F_2 = A_{s2} f_{s2} = 3.7 (2600) = 7982 \text{ Kg}$$

$$F_3 = A_{s3} f_{s3} = 4.61 (0) = 0 \text{ Kg}$$

Fuerzas en el Concreto

$$C_c = 0,85 f'_c \times a \times C$$

$$C_c = 0,85(240) \times 26,35 \times 31$$

$$C_c = 166637,4 \text{ Kg}$$

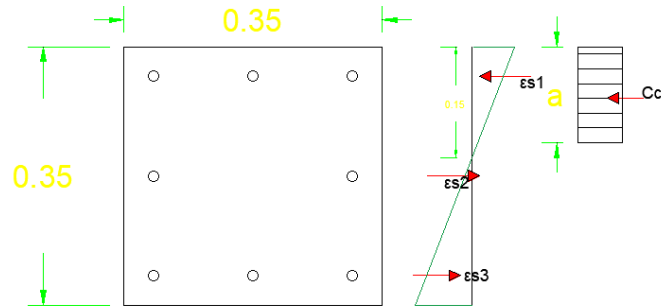
Calculo de momento en el eje centroidal:

F=P	Brazo de Palanca	Momento
F1= 19,36 Tn	13,5	2,61
F2 = 7,98Tn	0	0
F3= -0Tn	-13,5	0
Cc= 166,63 Tn	9,75	7,20
Total= 193,98Tn		Total= 9,81 Tn

Falla Balanceada cuando $c = 15\text{cm}$

Figura 22

Punto en la Zona de Falla por Tensión.



$$C = 15\text{cm}$$

$$a = 0,85(15\text{cm})$$

$$a = 12,75\text{cm}$$

Esfuerzo en Acero

$$\frac{0,003}{15} = \frac{\epsilon_{s1}}{15-4}$$

$$\epsilon_{s1} = 0,00037 \times \epsilon_s$$

$$f_{s1} = 0,00037 \times 2000000$$

$$f_{s1} = 740 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s2} = 0,00012 \times \epsilon_s$$

$$f_{s2} = 0,00012 \times 2000000$$

$$f_{s2} = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s3} = 0,0024 \times 2000000$$

$$f_{s3} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Fuerzas en Acero

$$F_1 = A_{s1} f_{s1} = 4.61 (4000) = 19362 \text{ Kg}$$

$$F_2 = A_{s2} f_{s2} = 3.7 (740) = -2271,8 \text{ Kg}$$

$$F_3 = A_{s3} f_{s3} = 4.61 (4200) = 19362 \text{ Kg}$$

Fuerzas en el Concreto

$$C_c = 0,85 f'c x a x C$$

$$C_c = 0,85(240)x 12,78 x15$$

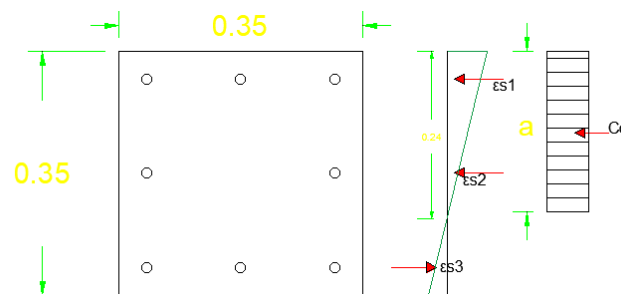
$$C_c = 39015 \text{ Kg}$$

F=P	Brazo de Palanca	Momento
F1= 4,2 Tn	13,5	0,57
F2 = -0,74Tn	0	0
F3= -4,2Tn	-13,5	0,57
Cc= 36,015 Tn	11,12	4,34
Total= 38,275		Total= 5,47Tn

Falla Balanceada cuando $c=24\text{cm}$

Figura 23

Zona de Compresión.



$$C = 24\text{cm}$$

$$a = 0,85(24cm)$$

$$a = 21,25cm$$

Esfuerzo en Acero

$$\frac{0,003}{24} = \frac{\epsilon_{s1}}{20}$$

$$\epsilon_{s1} = 0,0025 \times \epsilon_s$$

$$f_{s1} = 0,0025 \times 2000000$$

$$f_{s1} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s2} = 0,00081 \times \epsilon_s$$

$$f_{s2} = 0,00081 \times 2000000$$

$$f_{s2} = 1625 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s3} = 0,0019 \times 2000000$$

$$f_{s3} = 3800 \text{ Kg/cm}^2$$

Fuerzas en Acero

$$F_1 = A_{s1} f_{s1} = 4.61 (4200) = 19362 \text{ Kg}$$

$$F_2 = A_{s2} f_{s2} = 3.7 (1625) = 4988,75 \text{ Kg}$$

$$F_3 = A_{s3} f_{s3} = 4.61 (3800) = 17518 \text{ Kg}$$

Fuerzas en el Concreto

$$C_c = 0,85 f'_c \times a \times C$$

$$C_c = 0,85(240) \times 21,25 \times 24$$

$$C_c = 104040 \text{ Kg}$$

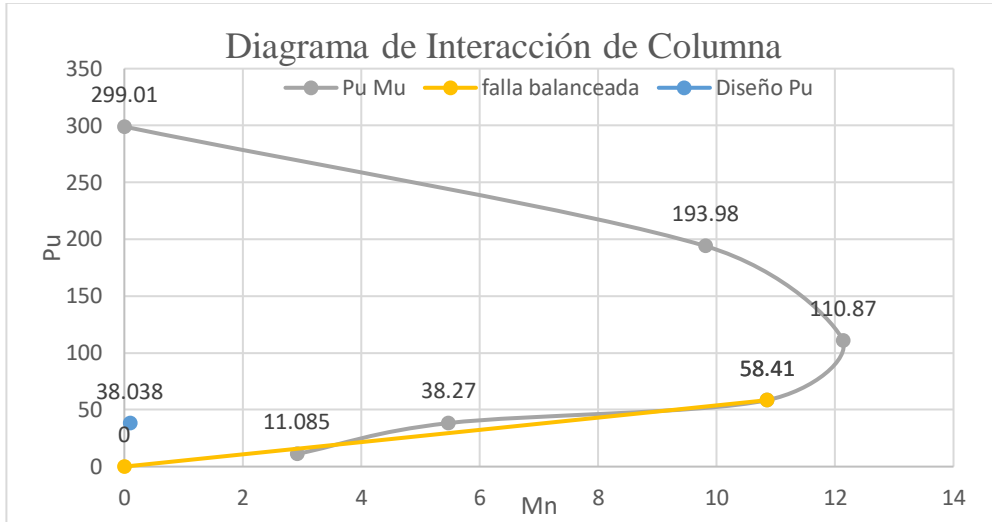
F=P	Brazo de Palanca	Momento
F1= 19,36 Tn	13,5	2,61
F2 = 4,98 Tn	0	0
F3= -17,518Tn	-13,5	2,36
Cc= 104,04Tn	6,87	7,15
Total= 110,87Tn		Total= 12,13 Tn

Representación del diagrama de interacción de la columna

Pn	Mn
299,01	0
193,98	9,81
110,87	12,13
58,41	10,85
38,27	5,47
11,085	2,91
Falla Balanceada	
0	0
58,41	10,85
Pu	Mn
38,038	0,091

Figura 24

Diagrama de Interacción de Columna.



Calculo del cortante equivalente en vigas

Se procede a realizar la verificación del refuerzo transversal de la viga principal del pórtico H del piso 2 Se calcula los momentos probables (función del refuerzo longitudinal superior e inferior de la viga), además a fuerza cortante actuante en los extremos de la viga producto de la combinación 1.2D+L.

Área de influencia

Figura 25

Área de Influencia de Viga a Estudio.



$$A = 3m * 5,65m = 16,95m^2$$

Carga muerta lineal

$$W = \frac{A * W_D}{Ln}$$

$$W_D = \frac{16,95m^2 * 0,5Ton/m^2}{5,65m}$$

$$W_D = 1,5Ton/m = 15kg/cm$$

Carga viva lineal

$$W_V = \frac{A * W_V}{Ln}$$

$$W_D = \frac{16,95m^2 * 0,2Ton/m^2}{5,65m}$$

$$W_D = 0,6Ton/m = 6 kg/cm$$

Carga mayorada lineal

$$W_u = 1,2D + L$$

$$W_u = 1,2(15kg/cm) + 6kg/cm$$

$$W_u = 24kg/cm$$

Viga 25x55cm

$$a = \frac{As(1,25 * f_y)}{0,85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{7,63cm^2(1,25 * 4200kg/cm^2)}{0,85 * 240kg/cm^2 * 25cm}$$

$$a = 7,85cm$$

$$M_{pr} = 7,63cm^2(1,25 * 4200kg/cm^2) \left(51cm - \frac{7,85cm}{2} \right)$$

$$M_{pr1} = 1885706,81kg - cm$$

$$a = \frac{12,72cm^2(1,25 * 4200kg/cm^2)}{0,85 * 240kg/cm^2 * 25cm}$$

$$a = 13,09 cm$$

$$M_{pr} = 12,72 cm^2(1,25 * 4200kg/cm^2) \left(51cm - \frac{13,09 cm}{2} \right)$$

$$M_{pr2} = 2968704,9 kg - cm$$

Cortante equivalente

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{W_u l_n}{2}$$

$$V_e = \frac{1885706,81kg - cm + 2968704,9 kg - cm}{530cm} + \frac{530m * 24kg/cm}{2}$$

$$V_e = 9159,26kg + 6360kg$$

$$V_e = 15519,26 kg$$

$$V_{sismo} > \frac{1}{2} V_u$$

$$9159,26kg > \frac{1}{2} (15519,26 kg)$$

$$9159,26kg > 7759,63kg$$

Como el cortante sísmico es la mitad del cortante ultimo entonces se asume el cortante del concreto $V_c=0$

$$V_s = \phi A_{sv} * f_y * \left(\frac{d}{s}\right)$$

La estructura presenta estribos de 8mm con 2 ramales entonces se considera $A_v=0,5cm^2$ y una separación de 15cm.

$$V_s = 0,75 * (2 * 0,5) * 4200 * \left(\frac{51}{s}\right)$$

$$V_s = 10710kg$$

Como el valor de V_s es mejor a V_e , esto nos indica que los estribos usados y la separación de cada uno de ellos no cumple con los requerimientos del cortante equivalente.

Se requiere una separación menor para que satisfaga la condición del cortante equivalente.

$$V_s = 0,75 * (2 * 0,5) * 4200 * \left(\frac{51}{10}\right)$$

$$V_s = 16060kg$$

Se considera como mínimo una separación de estribos de 10 cm para que cumpla con el cortante equivalente en vigas, considerando que la estructura presenta una separación de 15cm en vigas no cumple con este parámetro.

3.3.2 Chequeo columna fuerte-viga débil

Se analiza un nodo interior que está conformada por 4 vigas principales las vigas del eje x son V25x55cm y las vigas en el sentido Y del nodo son de V20x40cm, los momentos nominales que llegan a las vigas se definen a continuación:

Figura 26

Criterio Columna Fuerte-Viga Débil.

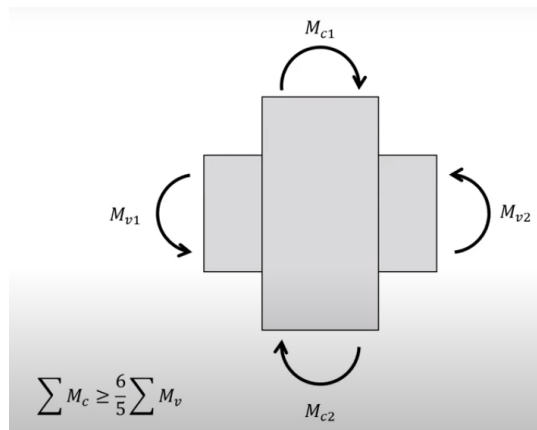


Figura 27

Análisis Columna Fuerte-Viga Débil, dirección X.

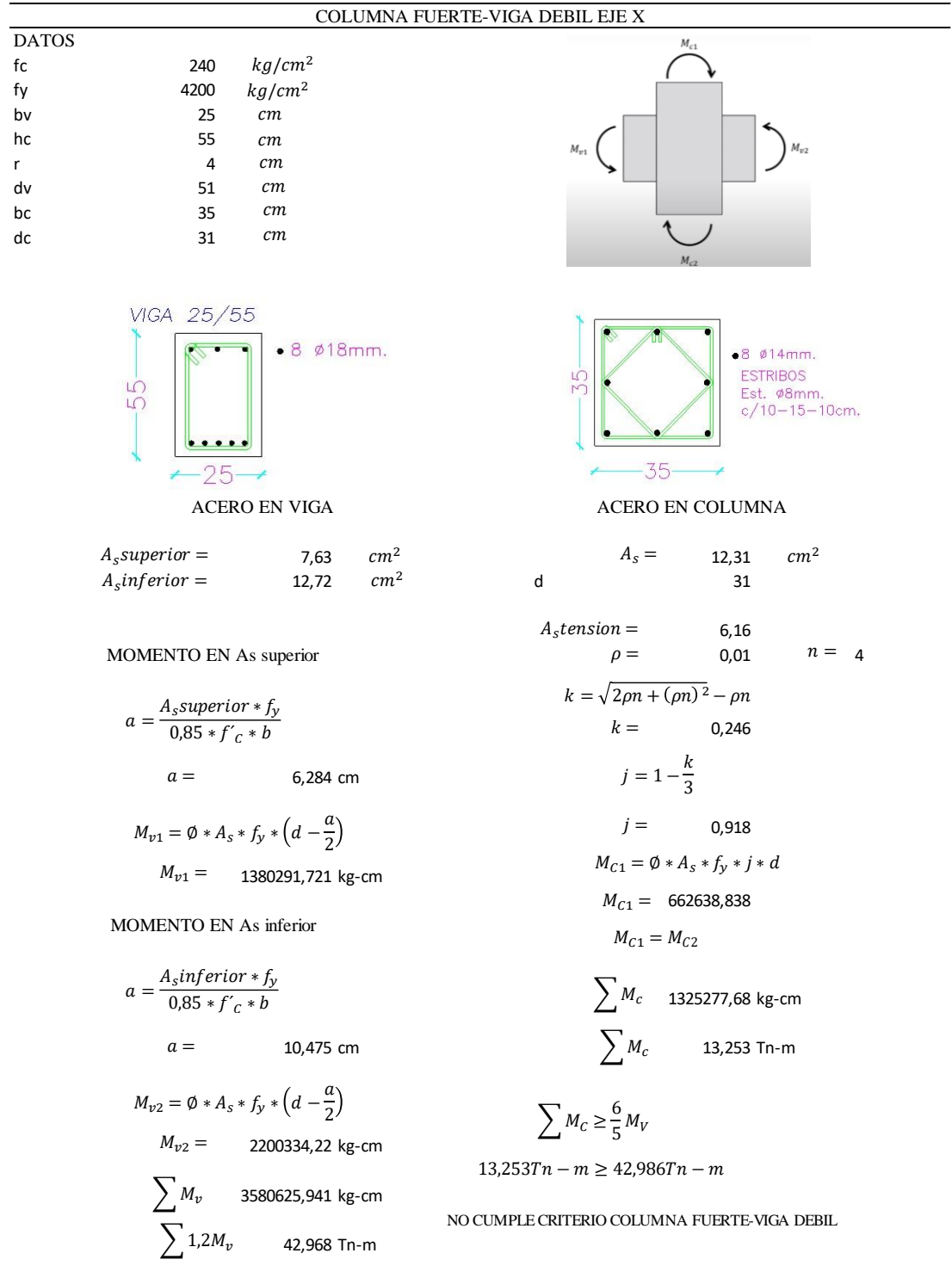
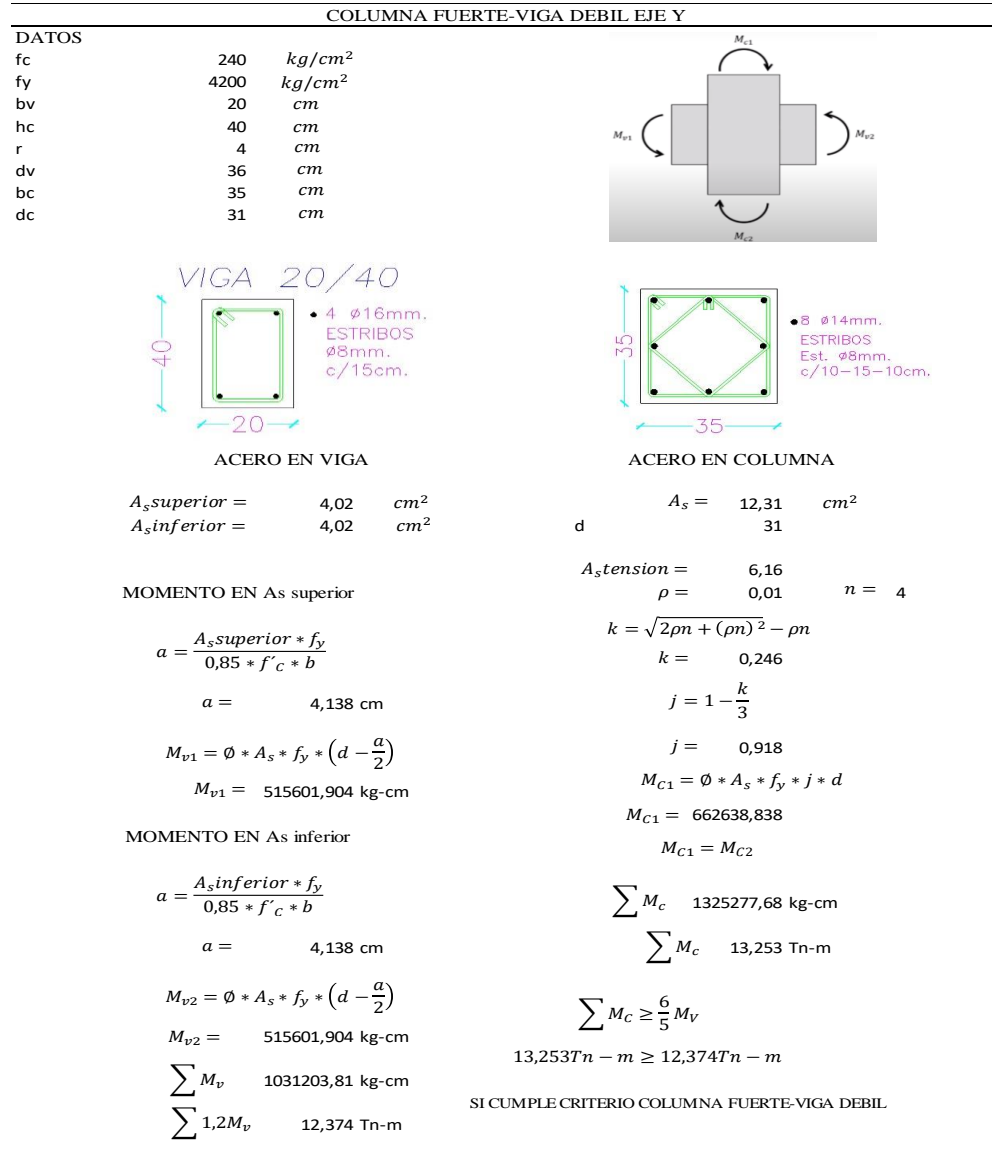


Figura 28

Análisis Columna Fuerte-Viga Débil, dirección Y.



Chequeo de nodos

El análisis se realiza para una columna interior de primer piso (35x35 cm) del pórtico H, en donde se conectan 4 vigas principales (25x55 cm y 20x40 cm), en cada cara de columna. El gráfico a presentar refleja los siguientes cálculos:

Figura 29

Chequeo de Nudo Interior, Viga en Dirección X

UNION INTERIOR (VIGA EJE X)			
DATOS:			
$A_{s_{sup}} =$	7,63 cm ²	Dimensiones de la viga	Dimensiones de la columna
$A_{s_{inf}} =$	12,72 cm ²	bw =	25 cm
f_y =	4200 kg/cm ²	hw =	55 cm
f'c =	240 kg/cm ²	d =	51 cm
		Bc =	35 cm
		H =	35 cm
		In =	530 cm
		λ =	1
		Ø =	0,75
$T_1 = 1,25 * A_s * f_y$		$T_2 = 1,25 * A_s * f_y$	
$T_1 =$	40057,5 kg	$T_2 =$	66780 kg
$a = \frac{T}{0,85 * f_c * b}$		$a = \frac{T}{0,85 * f_c * b}$	
$\alpha =$	7,85	$\alpha =$	13,09
$M_{pr1} = T * \left(d - \frac{a}{2}\right)$		$M_{pr2} = T * \left(d - \frac{a}{2}\right)$	
$M_{pr1} =$	1885618,45 kg.m	$M_{pr2} =$	2968567,4 kg.m
<hr/>			
Cálculo de la fuerza cortante del nudo			
<hr/>			
$V_{ej} = 1.25(A_{s_{inf}} + A_{s_{sup}}) * f_y$			
$V_{ej} =$	106837,5 kg		
$V_{ej} =$	106,8375 Ton		
<hr/>			
Cálculo del ancho efectivo del nudo			
Si la viga es mas grande se considera que el B_j es igual al B_c de la columna			
<hr/>			
$b_j = B_c$		$b_j = b_w + H$	
$b_j =$	35 cm	$b_j =$	60
El valor menor es =	35	cm	
Cálculo del area del nudo			
$A_j = b_j * h$			
$A_j =$	1225 cm ²		
<hr/>			
Cálculo de la resistencia nominal del cortante			
<hr/>			
$\phi V_n = \phi * 5,3 * \lambda * \sqrt{f_c} * A_j$			
$\phi V_n =$	75436,0331 kg	=	75,4360331 Tn
<hr/>			
Comprobar la base del diseño			
<hr/>			
$\phi V_n > V_{ej}$			
75,44	>	106,8375	No cumple
<hr/>			

Figura 30

Chequeo de Nudo Interior, Viga en Dirección Y.

UNION INTERIOR (VIGA EJE Y)			
DATOS:			
$A_{s_{sup}} =$	4,02 cm ²	Dimensiones de la viga	Dimensiones de la columna
$A_{s_{inf}} =$	4,02 cm ²	bw = 20 cm	Bc = 35 cm λ = 1
fy =	4200 kg/cm ²	hw = 40 cm	H = 35 cm Ø = 0,75
f'c =	240 kg/cm ²	d = 36 cm	
$T_1 = 1,25 * A_s * f_y$		$T_2 = 1,25 * A_s * f_y$	
$T_1 =$	21105 kg	$T_2 =$	21105 kg
$a = \frac{T}{0,85 * f_c * b}$		$a = \frac{T}{0,85 * f_c * b}$	
$\alpha =$	5,17	$\alpha =$	5,17
$M_{pr1} = T * (d - \frac{a}{2})$		$M_{pr2} = T * (d - \frac{a}{2})$	
$M_{pr1} =$	705194,09 kg.m	$M_{pr2} =$	705194,09 kg.m
Cálculo de la fuerza cortante del nudo			
$V_{ej} = 1,25 (A_{s_{inf}} + A_{s_{sup}}) * f_y$			
$V_{ej} =$	42210 kg		
$V_{ej} =$	42,21 Ton		
Cálculo del ancho efectivo del nudo			
Si la viga es mas grande se considera que el B_j es igual al B_c de la columna			
$b_j = B_c$		$b_j = b_w + H$	
$b_j =$	35 cm	$b_j =$	55
El valor menor es = 35 cm			
Cálculo del area del nudo			
$A_j = b_j * h$			
$A_j =$	700 cm ²		
Cálculo de la resistencia nominal del cortante			
ϕV_n			
$= \phi * 5,3 * \lambda * \sqrt{f_c} * A_j$			
$\phi V_n =$	43106,305 kg	$=$	43,106 Tn
Comprobar la base del diseño			
$\phi V_n > V_{ej}$			
43,11	>	42,21	Cumple

Tabla 13*Resumen del Chequeo de los Elementos Estructurales según la NEC-15.*

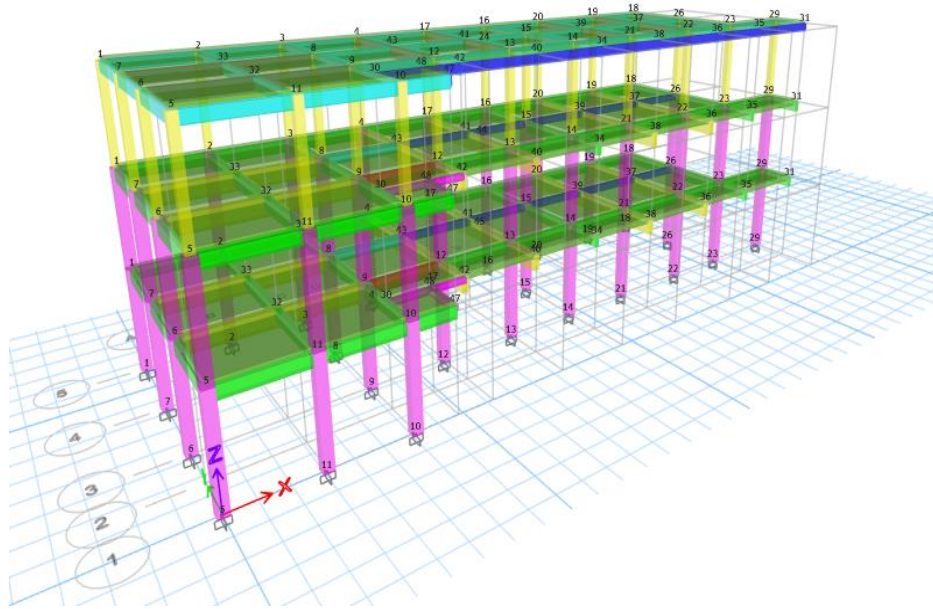
Chequeo de elementos estructurales mediante la NEC 15				
Elemento	NEC-15	Vigas		ANALISIS
		ESTRUCTURA		
Viga 20x40cm	25cm o 0,3h	20cm		No cumple
Viga 25x55cm	25cm o 0,3h	25cm		Cumple
Acero mínimo				
Viga 20x40cm	$A_{smin}= 2,4cm^2$	$A_s= 8,04cm^2$		Cumple
Viga 25x55cm	$A_{smin}= 4,33cm^2$	$A_s= 12,72cm^2$		Cumple
Cuantía máxima				
Viga 20x40cm	$\rho \leq 0,5 \rho_b$ 0,012	0,011		Cumple
Viga 25x55cm	$\rho \leq 0,5 \rho_b$ 0,012	0,001		Cumple
Estribos de confinamiento				
Estribos de confinamiento				
Viga 20x40cm	d/4;6D _B = 9cm; 11cm	15cm		No cumple
Viga 25x55cm	d/4;6D _B =13cm;11cm	15cm		No cumple
Estribos zona media				
Viga 20x40cm	d/2; 18cm	15cm		Cumple
Viga 25x55cm	d/2; 26cm	15cm		Cumple
Columnas				
Ancho mínimo				
Col. 35x35cm	b y h > 30cm	35cm		Cumple
Col. 25x25cm	b y h > 30cm	25cm		No cumple
Cuantía máxima				
Col. 35x35	$0,01 < \rho < 0,03$	0,01		Cumple
Col. 25x25cm	$0,01 < \rho < 0,03$	0,0098		No cumple
Estribos de confinamiento (zona de confinamiento y zona media)				
Zona de confinamiento				
Col. 35x35cm	10cm;6D _b 10cm;8,4cm	10cm		Cumple
Col. 25x25cm	10cm; 6D _b 10cm; 8,4cm	10cm		Cumple
Zona media				
Col. 35x35cm	15cm; 6D _b 15cm; 8,4cm	15cm		Cumple
Col. 25x25cm	15cm; 6D _b 15cm; 8,4cm	15cm		Cumple
Acero mínimo requerido por confinamiento				
Col. 35x35cm	$A_{smin}= 1,85m^2$	$A_s= 1cm^2$		No cumple

En la presenta table se resumen todos los parámetros establecidos por la NORMA ECUATORIANA DE CONSTRUCCION NEC-15

3.4 Consideraciones Para el Análisis Lineal de Primer Orden.

Figura 31

Modelo Matemático en el software Etabs.



3.4.1 Análisis Dinámico Modal Espectral.

De acuerdo con (Apolinario Soriano, 2020), los análisis lineales estático y dinámico, son requeridos para todo tipo de estructuras. Para estructuras totalmente regulares, se permite un análisis lineal con el método estático equivalente, mientras que el análisis dinámico espectral es obligatorio para analizar estructuras irregulares.

El espectro sísmico de respuesta se obtiene siguiendo el procedimiento de la sección 3.3.1, de la misma manera se puede definir mediante las curvas de peligro definidas en la sección 3.1.2 de la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-15 en su capítulo de diseño sismorresistente.(NEC-SE-DS, 2015)

Con base en (NEC-SE-DS, 2015), sección 6.2.2 (b) se indica que, el valor del cortante dinámico total en la base obtenida por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares).
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

3.4.2 Carga Consideradas.

3.4.2.1 Carga viva. La carga viva, también llamada sobrecarga de uso, que se utilizará en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería de transición.

Tabla 14

Carga viva o Sobrecarga de Uso

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (Tn/m²)
Aulas	0,20
Corredor segundo piso y superior	0,40
Corredor primer piso	0,48

3.4.2.2 Carga Permanente (Carga Muerta). Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura. (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 15

Análisis de carga de Mampostería

Análisis de Carga de Mampostería:							
Descripción	Peso Unitario (Kn/m ³)	Peso Unitario en (kg/m ³)	Sección (m ²)			Espesor (m)	Carga (kg)
			b	a	#		
Bloque hueco	12	1200	1	1		0,09	108
Enlucido	20	2000	1	1	2	0,015	60
Mortero para juntas	20	2000	0	0,09		7,9	15
Carga Total							183

A continuación de detalla el peso de la mamposteria por m².

Tabla 16

Peso de Mampostería por m²

Peso de Mampostería por m ²					
Peso de Bloque por m ²	ml Bloque	Altura de Pared	Peso Total de Pared	Área de Planta	Peso de Pared por m ²
183	30,8	3	16,9	188,4	90

Tabla 17*Análisis de Carga de Contrapiso*

Análisis de Carga de Contrapiso:							
Descripción	Peso Unitario	Peso Unitario	Sección (m ²)			Espesor (m)	Carga (Kg)
	(KN/m ³)	(Kg/m ³)	b	a	#		
Baldosa	18	1800	1	1		0,015	27
Mortero	20	2000	1	1		0,015	30
						Carga Total	57

Tabla 18*Análisis de Carga que Actúa en la Losa*

Análisis de Carga de Losa.							
Descripción	Peso Unitario	Peso Unitario	Sección (m ²)			Espesor (m)	Carga (Kg)
	(KN/m ³)	(Kg/m ³)	B	a	#		
Losa	24	2400	1	1		0,05	120
Nervios	24	2400	1	0,1	2	0,2	96
Bloque Aligerado	8,5	850	1	0,8		0,2	136
						Carga Total	352

Tabla 19*Cargas Total que Actúa en la Losa*

Carga Muerta total de la Estructura	
Carga de Pared	90 Kg
Carga de contrapiso	57 Kg
Carga de Losa	352 Kg
Carga Total	499 Kg

Tabla 20

Carga de Cubierta

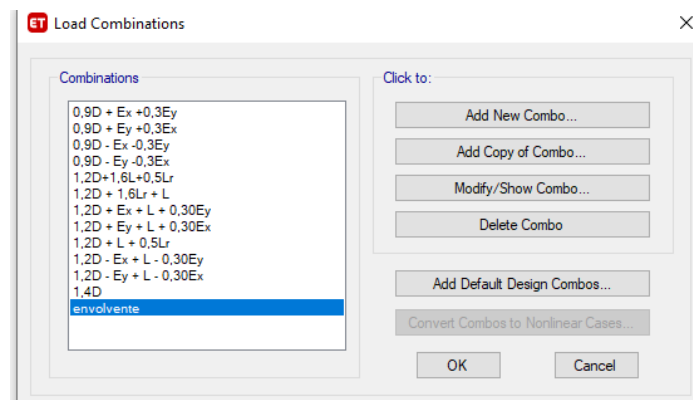
Descripción	Peso Unitario (Kg/m ²)
Gypsum	40
Correa Metálica + Instalaciones	5
Eternit	20
Carga Total	65

3.4.3 Combinaciones de Cargas para Diseño por Resistencia Ultima Según NEC 15

NEC-SE-DS (2015) en su sección 4.4 (Cargas y Combinaciones de Cargas) expresa que se debe aplicar las cargas reales que actúan sobre la estructura con la finalidad de elaborar una correcta evaluación estructural. En el siguiente grafico se adjunta las combinaciones aplicadas al modelo matemático en el software ETABS V18.

Figura 32

Ingreso de las Combinaciones de Carga Según la Nec-15



3.4.4 Espectro de Diseño

El Ecuador presenta una sismicidad alta por lo cual se elaboran los espectros de diseño para determinar el comportamiento del suelo tomando en cuenta el tipo de suelo, la importancia de la estructura, la redundancia y los coeficientes de amplificación del suelo.

El espectro de diseño se utiliza para diseñar estructuras que soporten los eventos sísmicos sin que genere daños graves a la estructura.

Se procedido el cálculo del espectro de diseño con los siguientes valores:

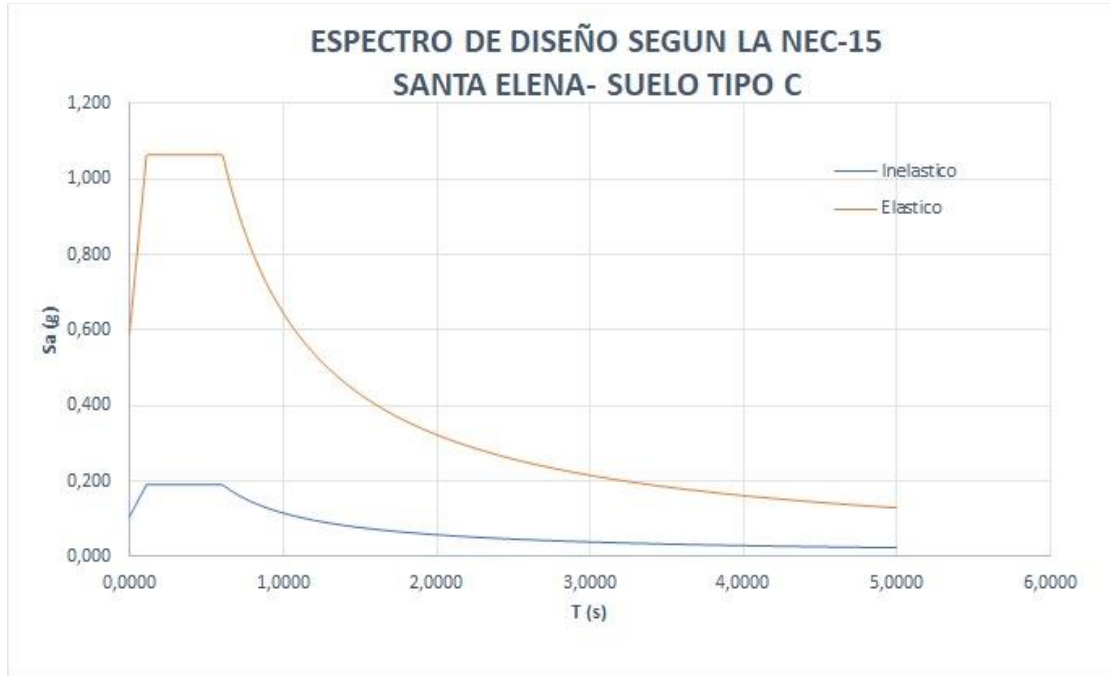
z	0,5
η	1,8
r	1
F_a	1,18
F_d	1,06
F_s	1,23

Resultados

T_0	0,11049153
T_c	0,60770339
T_a	0,43491407

Figura 33

Espectro de Diseño de Santa Elena, Suelo Tipo C.



3.4.5 Análisis Modal y Calculo del Cortante de Basal.

Conforme al análisis modal se determinó que el mayor periodo de vibración se genera en la dirección X. con el periodo fundamental de la estructura se proceda al cálculo del cortante de basal estático y su respectiva corrección del cortante de basal estático con el método obtenido del análisis dinámico. Se observa en el análisis modal que la masa participativa es del 100% de la estructura.

El peso de la estructura se ha determinado mediante el software etabs lo cual se especifica en la siguiente tabla:

Tabla 21*Peso de la Estructura por Piso.*

PISOS	PP	SOBRECARGA	CARGA VIVA	PESO TOTAL SISMICO
STORY 3	33,1995	11,57	12,46	47,8845
STORY 2	55,7124	89,02	42,118	155,2619
STORY 1	57,5499	89,02	42,118	157,0994
				360,2458 Tn

$$V_x = \frac{S_a * I}{\phi_P \phi_E R} * W$$

Datos:

$$I \quad 1,3$$

$$\phi_P \quad 0,9$$

$$\phi_E \quad 1$$

$$R \quad 8$$

$$S_a \quad 1,0620$$

$$V_x = 69,007Tn$$

Tabla 22*Calculo del Cortante de Basal, NEC-15.*

Piso	h (m)	w_1	$w_i * (h)^k$	$\frac{w_i * (h)^k}{\sum w_i * (h)^k}$	$F_i = F_x$	V_x
------	------------	-------	---------------	--	-------------	-------

3	9,95	47,8845	476,5077	0,229690491	15,86636	15,86636
2	6,75	155,2619	1048,0178	0,505235255	34,900202	50,76656
1	3,5	157,0994	549,8479	0,265074255	18,310569	69,077132
		360,24 Tn	2074,3179			

Con los resultados del análisis se muestra que el primer periodo de vibración fundamental dio como resultado $T=0,511$ seg mientras que el periodo calculado por la normativo es de $T=0,435$ seg, al determinar que el valor es menor que el análisis del software, se llega a la conclusión que la estructura no posee un comportamiento adecuado ante la presencia de un sismo.

No obstante, como se observa en la tabla el primer modo de vibración posee una masa participativa de 80,70% en dirección X, y una masa participativa de 77,63% en dirección del eje Y.

Tabla 23

Periodo y Participación de Masa, NEC-15.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal espectral	1	0,511	0,68%	77,63%	0,68%	77,63%	8,12%	8,12%
Modal espectral	2	0,483	80,70%	2,36%	81,38%	80,00%	4,60%	12,71%
Modal espectral	3	0,447	6,43%	6,71%	87,81%	86,70%	73,17%	85,88%
Modal espectral	4	0,205	0,08%	7,24%	87,90%	93,94%	1,08%	86,96%
Modal espectral	5	0,193	6,88%	0,32%	94,77%	94,26%	0,66%	87,62%

Modal espectral	6	0,179	0,68%	0,69%	95,46%	94,95%	7,24%	94,85%
Modal espectral	7	0,122	0,07%	4,87%	95,52%	99,82%	0,21%	95,07%
Modal espectral	8	0,12	4,36%	0,11%	99,89%	99,93%	0,10%	95,16%
Modal espectral	9	0,107	0,11%	0,07%	100,00%	100,00%	4,84%	100,00%

3.4.5.1. Corrección del cortante dinámico.

Para la corrección del cortante dinámico espectral se debe considerar que el cortante dinámico debe ser menor que el 85% del cortante estático, por ende, se procede hacer la corrección al 100%.

Tabla 24

Corrección del Cortante Dinámico/Estático, Caso 1

CORRECCIÓN DEL CORTANTE DINÁMICO/ESTÁTICO			
EX	56,0031	7,6545	63,6576
EY	7,6545	53,0878	60,7423

Tabla 25

Cortante Corregido.

CORRECCIÓN DEL CORTANTE DINÁMICO/ESTÁTICO			
ESPECTRO X	60,771	8,3062	69,0772
ESPECTRO Y	8,7049	60,3723	69,0772
CORTANTE BASAL	69,0771322		

3.4.6 Calculo del Periodo de vibración

$$T = C_t h_n^\alpha$$

T_0	0,11049153
T_c	0,60770339
T_a	0,43491407

3.4.6.1. Control de periodo de vibración.

Se determina el control del periodo de vibración de la estructura para determinar el nivel de desempeño de la misma, con un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia de 10%

h_n	9,95	m
C_t	0,055	
α	0,9	
T_{m1}	0,4349	seg
T_{m2}	0,5654	seg

Tabla 26

Control del Periodos de Vibración, NEC-15.

MODO	PERIODO	UNIDAD	CONTROL
1	0,511	seg	ok
2	0,483	seg	ok
3	0,447	seg	ok

Con el análisis del periodo de vibración de la estructura se determina que la estructura tiene un comportamiento dúctil.

3.4.7 Derivas Inelásticas según NEC-15.

Se verificó las derivas inelásticas máximas del nudo de control 5 del modelo matemático mediante los parámetros permisibles que indica la NEC-15 donde se establece que el valor máximo de derivas inelásticas es del 2%. De esta manera se determinó los resultados de las derivas inelásticas tanto en el eje X y eje Y. Se observa en la tabla de resultados que en ningún piso excede la deriva máxima permitida en la ya antes mencionada norma.

Tabla 27

Derivas Inelásticas en X, NEC-15.

Derivas inelásticas X										
Pisos	Nudo	Comb. de carga	δ_x	δ_y	δ	H	Δ inelast	Δ inelast.	Δ max.	Revisión
			cm	cm	cm	cm	%	%	%	$\Delta_i < \Delta_{max}$
PISO 3	5	Sx+0,3Sy	2,076	1,358	2,480	320	0,217%	1,30%	2%	cumple
PISO 2	5	Sx+0,3Sy	1,500	0,969	1,786	325	0,272%	1,63%	2%	cumple
PISO 1	5	Sx+0,3Sy	0,761	0,484	0,902	350	0,258%	1,55%	2%	cumple
BASE	5	Sx+0,3Sy	0,000	0,000	0,000	0	0,000%	0,00%	2%	cumple

Tabla 28*Derivas Inelásticas en Y, NEC-15.*

Derivas inelásticas Y										
Pisos	Nudo	Comb. de carga	δ_x cm	δ_y cm	δ cm	H cm	Δ inelast %	Δ inelast. %	Δ max. %	Revisión $\Delta_i < \Delta_{max}$
PISO 3	5	Sy+0,3Sx	1,1639	2,163	2,456	320	0,217%	1,30%	2%	cumple
PISO 2	5	Sy+0,3Sx	0,8256	1,556	1,762	325	0,270%	1,62%	2%	cumple
PISO 1	5	Sy+0,3Sx	0,41	0,783	0,884	350	0,253%	1,52%	2%	cumple
BASE	5	Sy+0,3Sx	0	0	0	0	0,000%	0,00%	2%	cumple

3.4.8. Revisión de Irregularidad Torsional

Para la realización de la revisión torsional se consideró los nudos 1 y 5 para el eje X y se evaluaron los nudos 1 y 18 para el eje Y. En las presente tablas se muestran los resultados obtenidos mediante el software ETABS V18, Donde se descartan la existencia de torsión excesiva.

Tabla 29*Revisión por Torsión en X, NEC-15.*

Revisión de Irregularidad Torsional (sentido X)									
Pisos	Nudos	Comb. de carga	UX cm	UY cm	U cm	H cm	Δ_{elast}	1.2 $\Delta_{prom.}$	Revisión $\Delta_{max} < 1.2$ Δ_{prom}
PISO 3	1	Sx + 0,3Sy	1,7975	1,3576	2,2526	320	0,19%	0,247%	No hay
	5	Sx + 0,3Sy	2,0755	1,3576	2,4801	320	0,22%		Torsión excesiva

PISO	1	$S_x + 0,3S_y$	1,3098	0,9694	1,6295	325	0,25%	0,312%	No hay
	2	$S_x + 0,3S_y$	1,5004	0,9694	1,7863	325	0,27%		Torsión excesiva
PISO	1	$S_x + 0,3S_y$	0,6693	0,4835	0,8257	350	0,24%	0,296%	No hay
	1	$S_x + 0,3S_y$	0,7614	0,4835	0,9019	350	0,26%		Torsión excesiva

Tabla 30

Revisión por Torsión en Y, NEC-15.

Revisión de Irregularidad Torsional (sentido Y)									
Pisos	Nudos	Comb. de carga	UX	UX	U	H	Δ_{elast}	1.2 $\Delta_{prom.}$	Revisión
			cm	cm	cm	cm	$\Delta_{max} < 1.2$ Δ_{prom}		
PISO 3	1	$S_y + 0,3S_x$	0,9503	2,1626	2,3622	320	0,21%	0,255%	No hay
	18	$S_y + 0,3S_x$	1,1639	2,1626	2,4559	320	0,22%		Torsión excesiva
PISO 2	1	$S_y + 0,3S_x$	0,6817	1,5561	1,6989	325	0,26%	0,318%	No hay
	18	$S_y + 0,3S_x$	0,8256	1,5561	1,7616	325	0,27%		Torsión excesiva
PISO 1	1	$S_y + 0,3S_x$	0,3415	0,783	0,8542	350	0,24%	0,298%	No hay
	18	$S_y + 0,3S_x$	0,41	0,783	0,8838	350	0,25%		Torsión excesiva

3.4.9. Chequeo piso flexible

Según NEC-SE-DS (2015), la estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menos del 70% de la rigidez lateral del piso superior o menos del 80% de la rigidez lateral promedio de los tres pisos superiores. Como se puede ver en las tablas de resultados, no hay problema de piso flexible en la estructura analizada.

Tabla 31*Revisión de Piso Flexible en X, NEC-15.*

Revisión de Piso Flexible (Dirección X)					
Pisos	Comb. de carga	V_x (ton)	Rigidez K (ton/m)	0.70 K_{sup.}	Revisión K_{inf.} >0.70 K_{sup.}
PISO 3	EX 5%	15,86636	2722,359	-	No Aplica
PISO 2	EX 5%	50,766563	6994,289	1905,65	No hay piso flexible
PISO 1	EX 5%	69,077132	9381,994	4896,00	No hay piso flexible

Tabla 32*Revisión Piso Flexible en Y, NEC-15.*

Revisión de Piso Flexible (Dirección Y)					
Pisos	Comb. de carga	V_y (ton)	Rigidez K (ton/m)	0.70 K_{sup.}	Revisión K_{inf.} >0.70 K_{sup.}
PISO 3	EY 5%	15,86636	1779,527	-	No Aplica
PISO 2	EY 5%	50,766563	4789,534	1245,67	No hay piso flexible
PISO 1	EY 5%	69,077132	6866,934	3352,67	No hay piso flexible

3.4.10. Índices de Estabilidad.

Determinando las cargas P_x y las derivas inelásticas de la estructura se procedió al cálculo del desplazamiento de los nodos del centro de masa. Determinando los cálculos la estructura no considera efectos P-DELTA, en la siguiente tabla se presenta los resultados obtenidos donde se puede observar que no excede el coeficiente 0,1 establecido por la NEC-15

Tabla 33*Índice de Estabilidad dirección X, NEC-15.*

Índice de Estabilidad Dirección X							
Pisos	Px	Vx (ton)	Δ Elast	H(m)	Qi	$\Phi < 0.1$	Revisión $\Phi_i < 0.1$.
PISO 3	57,23	15,8664	0,001472166	3,200	0,002	0,1	No considerar P- Δ
PISO 2	186,85	50,7666	0,00187568	3,250	0,002	0,1	No considerar P- Δ
PISO 1	188,69	69,0771	0,001833194	3,500	0,001	0,1	No considerar P- Δ

Tabla 34*Índice de Estabilidad dirección Y, NEC-15.*

Índice de Estabilidad Dirección X							
Pisos	Px	Vx (ton)	Δ Elast	H(m)	Qi	$\Phi < 0.1$	Revisión $\Phi_i < 0.1$.
PISO 3	57,23	15,7179	0,001545	3,200	0,002	0,1	No considerar P- Δ
PISO 2	186,85	50,3098	0,00192431	3,250	0,002	0,1	No considerar P- Δ
PISO 1	188,69	69,8694	0,00188371	3,500	0,001	0,1	No considerar P- Δ

3.5 Análisis Estático no Lineal (Pushover)

A continuación, se desarrolla el procedimiento para realizar el AENL en el software de análisis estructural SAP 2000:

1. Se modela la edificación en 3D, se deberá asignar las propiedades inelásticas requerías para el diseño de la curva Cortante Basal (V) vs Desplazamiento (D) para los materiales y elementos que se analizaran

dentro del proceso, de la misma manera asignar las propiedades lineales como el F_c del hormigón y el F_y del acero; estas asignaciones se realizarán aplicando guías de AENL para propiedades no lineales. Por consiguiente, se colocarán las dimensiones de todos los elementos y el refuerzo de acero que contiene cada uno respectivamente.

2. Se deberá asignar las cargas que se encuentran sometidas cada uno de los elementos que forman pórticos especiales y las respectivas combinaciones de cargas aplicadas, luego se deberá considerar un nuevo caso de carga “Gravedad”; este caso considerará el valor total de la carga muerta que tolera la edificación, así como también se considera un porcentaje del 25% de la carga viva. En la siguiente figura se muestra el caso de carga “Gravedad”.

Figura 34

Caso de Carga por Gravedad.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Gravedad [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case [v]
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:
All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL v]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern v	LIVE v	0,25
Load Pattern	LIVE	0,25
Load Pattern	MUERTA	1,

[Add] [Modify] [Delete]

Analysis Type:
 Linear
 Nonlinear
 Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:
 None
 P-Delta
 P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: MSSSRC1 [v]

Other Parameters:
Load Application: Full Load [Modify/Show...]
Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]
Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Se deberá seleccionar en la opción tipo análisis (Analysis Type) la pestaña no lineal (Nonlinear), en la opción (Geometric Non-linearity Parameters) se selecciona P-Delta. Esto indica que se consideraran los efectos de segundo orden, ya que son relevantes para la realización del análisis no lineal, cuando se determine la capacidad de la estructura en términos de resistencia (nivel de diseño) y de deformación (niveles de diseño y ultimo). En la figura se muestra lo descrito en el enunciado.

3. Se define el caso de carga del AENL “Pushover”, se registra un nuevo caso de carga como se realizó anteriormente.

Figura 35

Configuración de la Carga de Acuerdo al Primer Modo.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSHOVER X [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case [Gravedad]

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:
 Linear
 Nonlinear
 Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:
All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Geometric Nonlinearity Parameters:
 None
 P-Delta
 P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: MSSSRC1

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1,
Mode	1	1,

[Add] [Modify] [Delete]

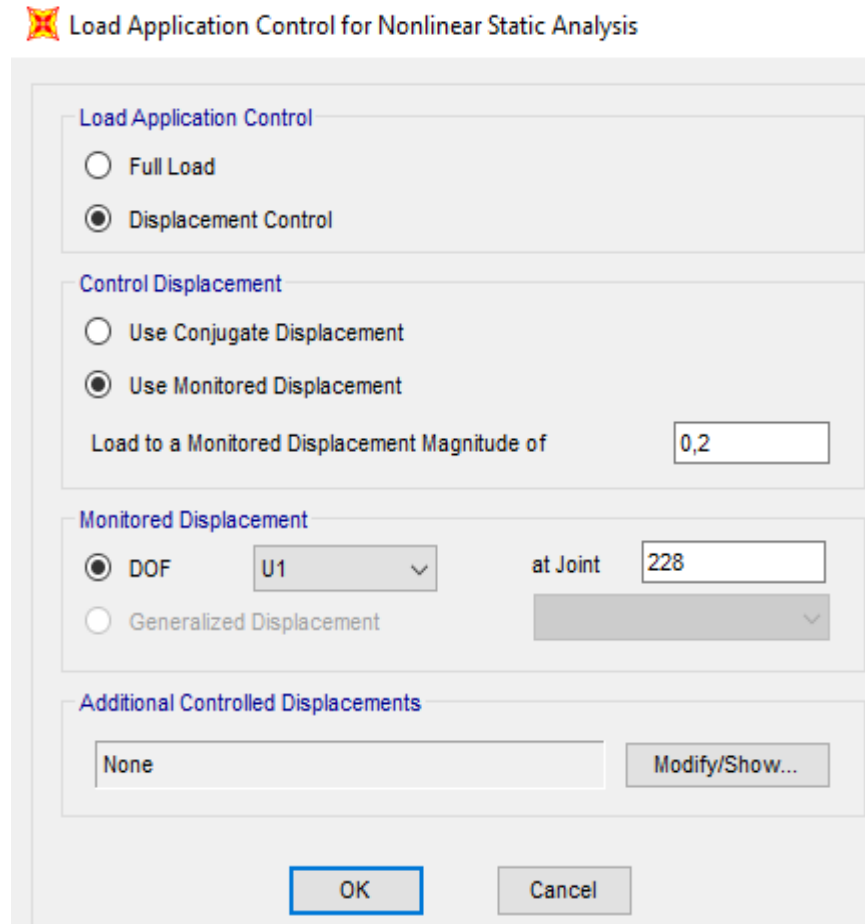
Other Parameters:
Load Application: [Displ Control] [Modify/Show...]
Results Saved: [Multiple States] [Modify/Show...]
Nonlinear Parameters: [Default] [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

4. Para controlar la carga aplicada creciente, se debe tener en consideración un parámetro de control. entre las opciones de control están la carga controlada (Full load) y desplazamiento controlado (Displacement control). En nuestro caso consideramos el desplazamiento controlado ya que nos permite considerar en desplazamiento arbitrario sin conocer la carga que hará posible este desplazamiento.

Figura 36

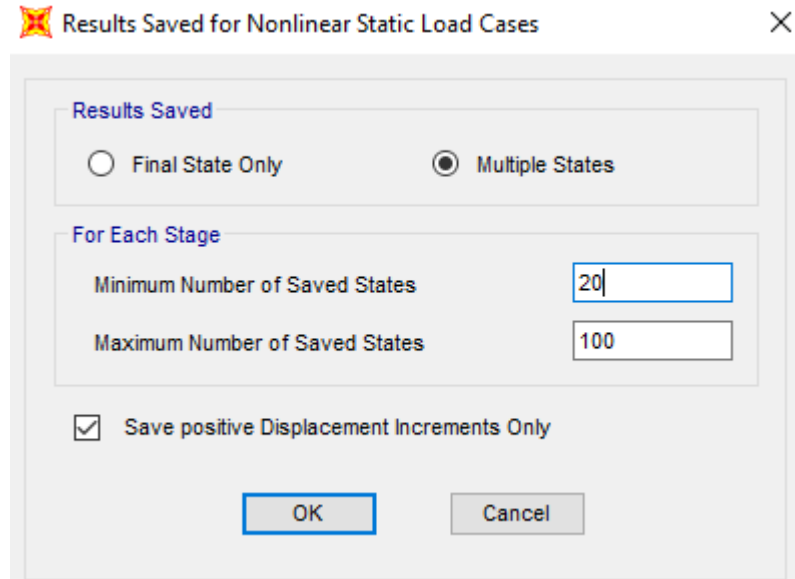
Control de Desplazamiento en la Edificación.



5. Es necesario conservar los resultados intermedios para saber el comportamiento de la estructura durante la asignación de carga. Esto es importante para el desarrollo de la curva de capacidad. Por esto se selecciona la opción (Multiple States), es recomendable usar un número mínimo y máximo de pasos no de entre el 20 y 100 respectivamente para evitar el uso excesivo de memoria del disco duro del equipo donde se realiza el análisis.

Figura 37

Máximo y Mínimo de pasos a Guardar.



6. Se definen las rotulas plásticas (Hinges) a los elementos columnas y vigas que forman pórticos especiales. Para asignar las rotulas a los extremos de la viga se ubica al 5% y 95% de la longitud total del elemento esto con la finalidad que las rotulas no se presenten dentro del nodo, pero si cerca.

En Assing/Frame/Hinge se asignan las rotulas para vigas y columnas donde se considerarán tablas del ASCE 41-13 que nos proporciona el programa SAP 2000. En vigas la asignación de rótulas plásticas considera únicamente el daño a flexión (M3) el cual es modo de falla de la misma. En la siguiente figura se muestra la asignación en el programa.

Figura 38

Asignación de Rotulas Plásticas en Vigas.

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 44-13

Select a Hinge Table
Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom
 M2
 M3

V Value From
 Case/Combo Gravedad
 User Value V2

Transverse Reinforcing
 Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced
 From Current Design
 User Value (for positive bending)

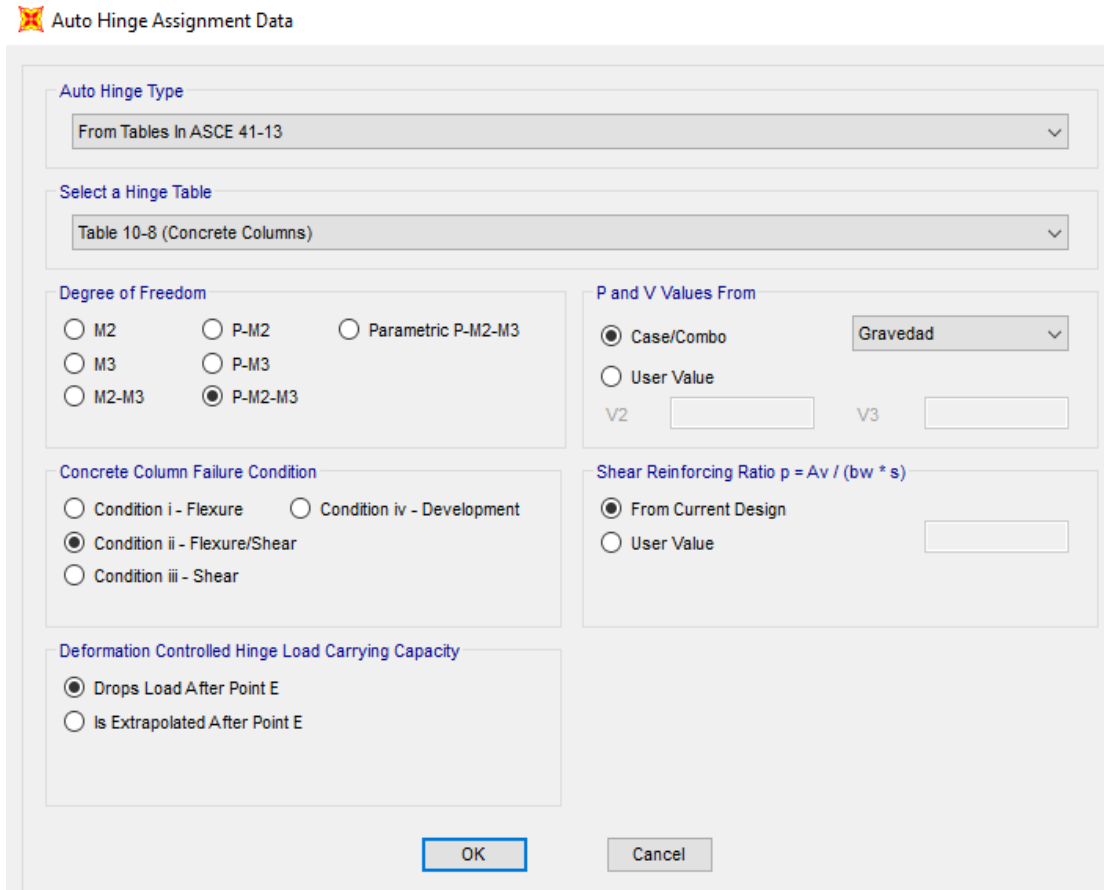
Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

De la misma manera que para las vigas las columnas necesitan una asignación de rótulas plásticas con la diferencia que estas trabajarán a fuerzas axiales y momentos a flexión (P-M2-M3), en la siguiente figura se muestra las modificaciones que se realizan en el programa.

Figura 39

Asignación de Rotulas Plásticas en Columnas.

The image shows a software dialog box titled "Auto Hinge Assignment Data". It contains several sections for configuring plastic hinge assignments. The "Auto Hinge Type" section has a dropdown menu set to "From Tables In ASCE 41-13". The "Select a Hinge Table" section has a dropdown menu set to "Table 10-8 (Concrete Columns)". The "Degree of Freedom" section has radio buttons for "M2", "M3", "M2-M3", "P-M2", "P-M3", and "P-M2-M3", with "P-M2-M3" selected. The "Concrete Column Failure Condition" section has radio buttons for "Condition i - Flexure", "Condition ii - Flexure/Shear", "Condition iii - Shear", and "Condition iv - Development", with "Condition ii - Flexure/Shear" selected. The "P and V Values From" section has radio buttons for "Case/Combo" and "User Value", with "Case/Combo" selected and a dropdown menu set to "Gravedad". Below this are input fields for "V2" and "V3". The "Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$ " section has radio buttons for "From Current Design" and "User Value", with "From Current Design" selected. The "Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity" section has radio buttons for "Drops Load After Point E" and "Is Extrapolated After Point E", with "Drops Load After Point E" selected. At the bottom are "OK" and "Cancel" buttons.

7 al haber asignado todos los valores correspondientes según el criterio empleado se procede a correr el programa (Run analysis), de bloquearan todos los casos lineales y se evaluarán con los no lineales para el AENL.

Una vez completado el análisis se podrá observar la curva de capacidad o curva Pushover, para lo cual se selecciona la opción (Display/Show Statuc Pushover) en la figura se muestra la curva de capacidad.

3.5.1 Curva de Capacidad

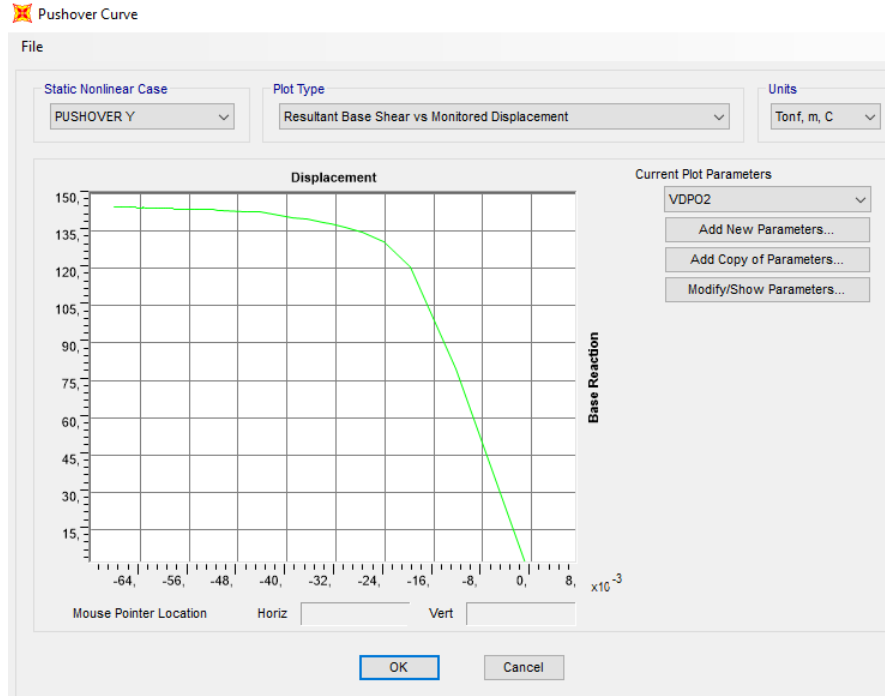
De acuerdo con Quilumba and Iván (2018), esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas de pendiente decreciente, asociados a la progresiva degradación de la rigidez, la cedencia en elementos y en general al daño, para construir dicha gráfica se debe aplicar una fuerza en un sentido de manera que se llegue a la máxima deformación, después se debe reducir la fuerza hasta cero, pero en este punto va a existir una deformación permanente diferente de cero, de igual forma se debe colocar una fuerza en el otro sentido hasta la máxima deformación y después descargar.

En el presente análisis se se observa el desarrollo lineal de la sección elástica donde no se produce la pérdida de rigidez. Una vez que la estructura incursiona en el rango no lineal se presenta la pérdida de rigidez, por lo tanto, el desplazamiento aumentara hasta alcanzar su máximo valor. Por último, después de alcanzar el cortante máximo la estructura sufre una pérdida significativa de su rigidez hasta ser incapaz de disipar energía.

El cortante basal máximo que soporto la edificación fue de 145.65 Tn para un desplazamiento máximo de 8,06 cm.

Figura 40

Curva de Capacidad.



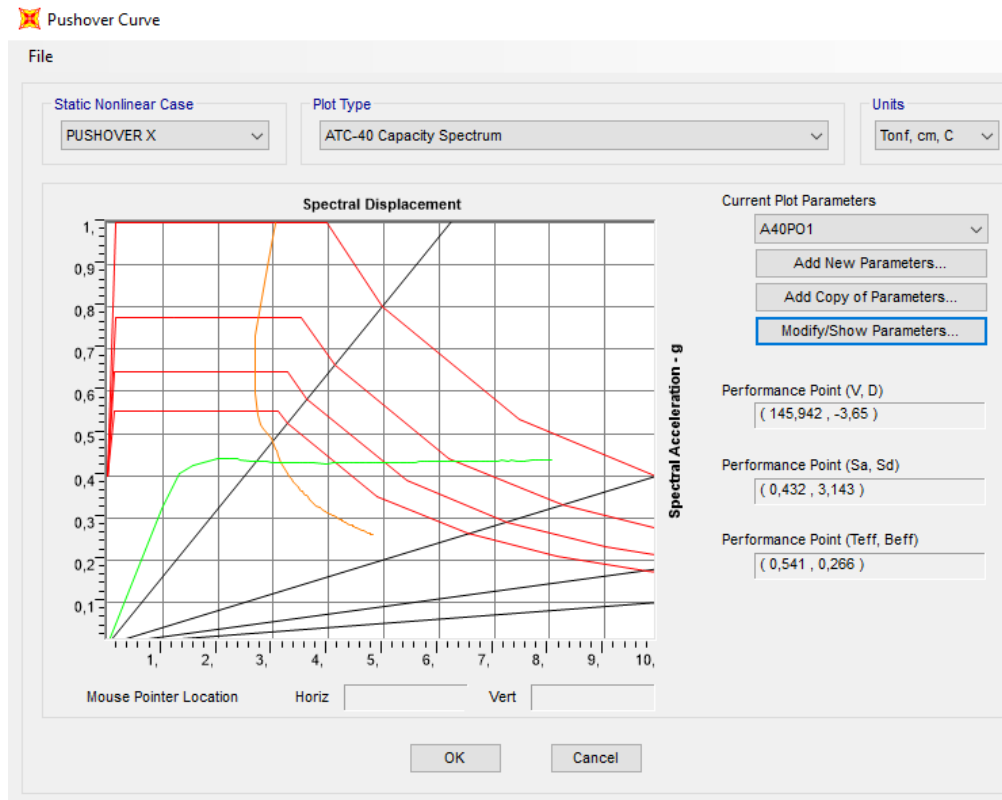
3.5.2. Punto de Desempeño

El punto de desempeño es la representación de la condición donde la capacidad sísmica de la edificación es igual a la demanda de la estructura producida por el movimiento del suelo.

3.5.3. Método ATC 40

Figura 41

Punto de Desempeño por el Método ATC-40, Espectro de Capacidad.

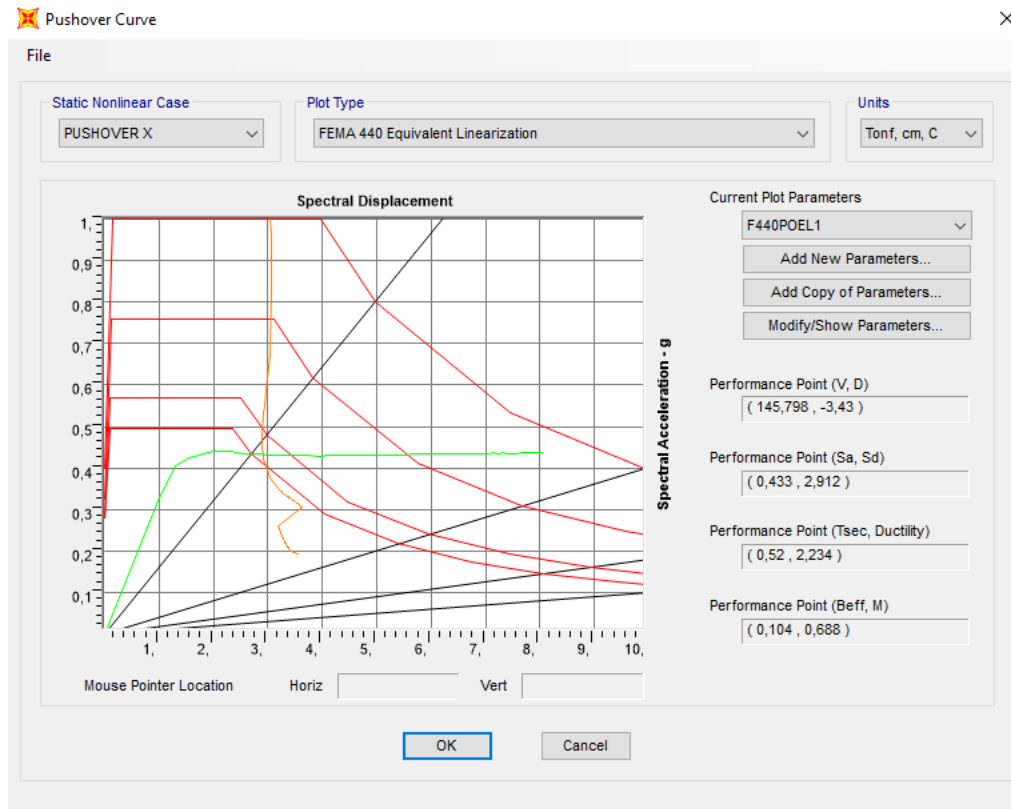


En la figura se muestra el punto de desempeño que representa el máximo desplazamiento para el nivel de desempeño requerido. El punto de desempeño es encontrado en 3,65 cm para una aceleración espectral de 0.432 (g).

3.5.4. FEMA 440

Figura 42

Punto de Desempeño por el Método FEMA-440, Espectro de Capacidad.



El punto de desempeño se encontró en 3,41 centímetros para una aceleración espectral de 0,433 (g).

Capítulo 4 Propuesta de Reforzamiento Estructural

4.1 Introducción

La intervención o reparación estructural, ya sea refuerzo sísmico o mantenimiento de edificios, es una parte importante de la reducción del impacto de los terremotos, y la mejora del comportamiento sísmico de los edificios frágiles es crucial. Además, puede ser necesario intervenir en el edificio por otros motivos, como cambios de uso, modificación de sistemas estructurales, daños por corrosión o ataque químico, incendio, impacto, etc. Un aspecto importante de la intervención es conectar los elementos antiguos y nuevos mediante fijación, refuerzo activo o pasivo y adhesivos.

4.2 Antecedentes

Debido al desarrollo de capítulos anteriores y en específico el capítulo tres del presente estudio, se determina que el pabellón de 9 aulas de la Unidad Educativa Teodoro Wolf cumple con los requerimientos del análisis dinámico lineal que solicita la norma NEC-15 para el comportamiento de estructuras ante la posible presencia de eventos sísmicos que puedan actuar sobre la misma. Por lo tanto, se procede a realizar el modelamiento en el software ETABS donde se modela el cuarto piso con una tercera losa de entrepiso de tipo Novalosa.

4.3 Alcances y Limitaciones

Con la propuesta del aumento del cuarto piso, las solicitudes de la estructura con respecto a la estructura existente analizada en el capítulo anterior cambiarán, por consiguiente, se considera proponer el reforzamiento de la estructura con la finalidad de que la edificación propuesta cumpla con los parámetros del análisis dinámico lineal.

Sin embargo, este reforzamiento se limita a la presentación y selección de una alternativa propuesta, la misma que se indicará a continuación, de la misma manera se realizará un análisis económico para determinar la factibilidad del desarrollo y aplicación de la misma.

4.4 Modelo Matemático de la Estructura Propuesta

Para el presente aumento de piso se selecciona una losa tipo Novalosa para la cual se toma de referencia el diseño, el estudio e investigación de Alarcón Ramírez and Muñiz Orrala (2019), denominado “Estudio comparativo de los diseños sísmicos, de una estructura de pórticos dúctiles resistentes a flexión de acero, usando las especificaciones NEC-2015, ASCE 7-16 de la Asociación Estadounidense de Ingenieros Civiles; y AISC del Instituto Estadounidense de Construcciones de Acero.”

Para el modelado de la losa se ingresaron los valores y detalles que indica el fabricante dentro del programa computacional ETABS, las cuales se observan en la siguiente figura

Figura 43

Novalosa

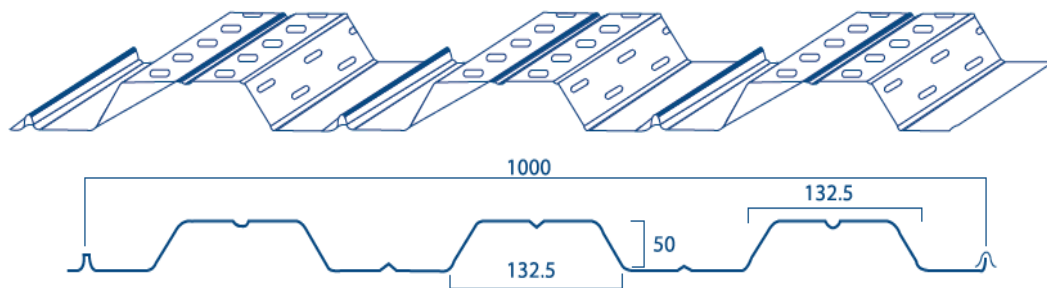
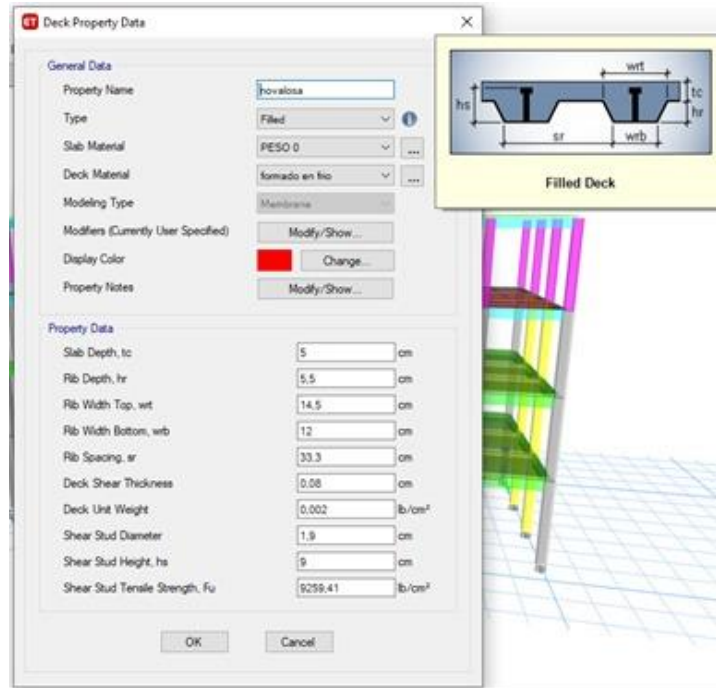


Figura 44

Propiedades de Novalosa.



De la misma manera para la propuesta de reforzamiento se considera el encamisado de columnas como el reforzamiento adecuado para el cumplimiento de los parámetros que indica la NEC-15 para el análisis dinámico lineal, puesto que se consideraron otros tipos de reforzamiento que no cumplieron con las respectivas solicitudes que demanda la norma.

Para el recrecimiento de las columnas se consideró apropiado el estudio realizado por Moreta Viscarra (2015) denominado “Evaluación estructural mediante el fema 154 del NEC y propuesta de reforzamiento del Centro Educativo Juan Pablo I del D. M. Q”.

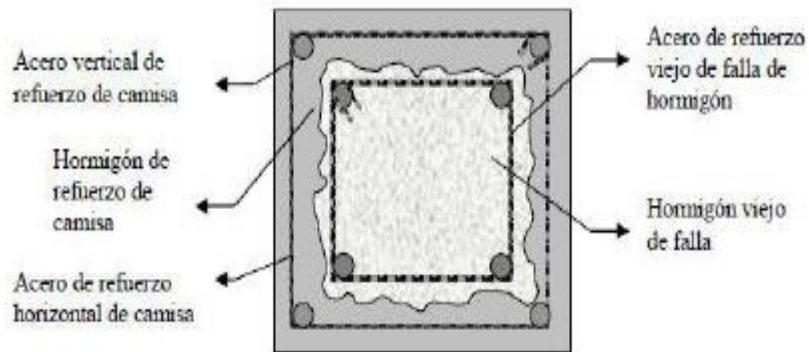
4.4.1 Recrecido de Hormigón de las Columnas.

Debido al aumento de un piso adicional la configuración de la edificación se presenta insuficiente para soportar las solicitudes requeridas por la nueva edificación por lo que se ha tomado el recrecimiento como el reforzamiento más adecuado para el caso de estudio.

Citando a Moreta Viscarra (2015), Para determinar el tamaño del recrecido de la columna, se debe considerar que el desempeño de la sección compuesta es integral, y se deben seguir los parámetros indicados en NEC. Se recomienda que la relación entre el tamaño mínimo y el tamaño máximo del recrecido sea superior a 0,4m, pero al usar hormigón colado in situ, se debe considerar que el espesor mínimo del recrecido no debe ser inferior a 10 cm. En la siguiente figura se muestra la sección típica de recrecido o encamisado de una columna de hormigón.

Figura 45

Sección Típica de Recrecido de Hormigón



La selección de este refuerzo se justifica bajo la primicia del cumplimiento del criterio de columna fuerte viga débil, patología presente en el análisis de la edificación. Se plantearon

y probaron diferentes tipos de reforzamiento sin embargo este fue el reforzamiento que mejores resultados presento en su aplicación.

4.4.1.1 Revisión de Columna Fuerte Viga Débil con Aumento de Secciones

Figura 46

Chequeo Columna Fuerte-Viga Débil Viga eje X

UNION INTERIOR (VIGA EJE X)					
DATOS:					
A_{sup} =	7,63 cm ²	Dimensiones de la viga		Dimensiones de la columna	
A_{inf} =	10,63 cm ²	bw =	25 cm	Bc =	45 cm λ = 1
f_y =	4200 kg/cm ²	hw =	55 cm	H =	45 cm ϕ = 0,75
f_c =	280 kg/cm ²	d =	51 cm	ln =	245 cm
$T_1 = 1,25 * A_s * f_y$		$T_2 = 1,25 * A_s * f_y$			
$T_1 =$	40057,5 kg	$T_2 =$	55807,5 kg		
$\alpha = \frac{T}{0,85 * f_c * b}$		$\alpha = \frac{T}{0,85 * f_c * b}$			
$\alpha =$	6,73	$\alpha =$	9,38		
$M_{pr1} = T * (d - \frac{\alpha}{2})$		$M_{pr2} = T * (d - \frac{\alpha}{2})$			
$M_{pr1} =$	1908091,89 kg.m	$M_{pr2} =$	2584461,7 kg.m		
Cálculo de la fuerza cortante del nudo					
$V_{ej} = 1.25(A_{s_{inf}} + A_{s_{sup}}) * f_y$					
$V_{ej} =$	95865 kg				
$V_{ej} =$	95,865 Ton				
Cálculo del ancho efectivo del nudo					
Si la viga es mas grande se considera que el B_j es igual al B_c de la columna					
$b_j = B_c$		$b_j = b_w + H$			
$b_j =$	45 cm	$b_j =$	70		
El valor menor es = 45 cm					
Cálculo del area del nudo					
$A_j = b_j * h$					
$A_j =$	2025 cm ²				
Cálculo de la resistencia nominal del cortante					
$\phi V_n = \phi * 5,3 * \lambda * \sqrt{f_c} * A_j$					
$\phi V_n =$	134691,806 kg	=	134,691806 Tn		
Comprobar la base del diseño					
$\phi V_n > V_{ej}$					
134,69	>	95,865	Cumple		

Figura 47

Chequeo de Columna Fuerte-Viga Débil Viga eje Y.

UNION INTERIOR (VIGA EJE Y)			
DATOS:			
$A_{S_{sup}} =$	4,02 cm ²	Dimensiones de la viga	Dimensiones de la columna
$A_{S_{inf}} =$	4,02 cm ²	bw = 20 cm	Bc = 45 cm λ = 1
f_y =	4200 kg/cm ²	hw = 40 cm	H = 45 cm φ = 0,75
f'c =	280 kg/cm ²	d = 37 cm	

$$T_1 = 1,25 * A_s * f_y \quad T_2 = 1,25 * A_s * f_y$$

$$T_1 = 21105 \text{ kg} \quad T_2 = 21105 \text{ kg}$$

$$a = \frac{T}{0,85 * f_c * b} \quad a = \frac{T}{0,85 * f_c * b}$$

$$\alpha = 4,43 \quad \alpha = 4,43$$

$$M_{pr1} = T * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad M_{pr2} = T * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr1} = 734097,08 \text{ kg.m} \quad M_{pr2} = 734097,08 \text{ kg.m}$$

Cálculo de la fuerza cortante del nudo

$$V_{ej} = 1,25(A_{S_{inf}} + A_{S_{sup}}) * f_y$$

$$V_{ej} = 42210 \text{ kg}$$

$$V_{ej} = 42,21 \text{ Ton}$$

Cálculo del ancho efectivo del nudo

Si la viga es mas grande se considera que el B_j es igual al B_c de la columna

$$b_j = B_c \quad b_j = b_w + H$$

$$b_j = 45 \text{ cm} \quad b_j = 65 \text{ cm}$$

El valor menor es = 45 cm

Cálculo del area del nudo

$$A_j = b_j * h$$

$$A_j = 900 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la resistencia nominal del cortante

$$\phi V_n = \phi * 5,3 * \lambda * \sqrt{f_c} * A_j$$

$$\phi V_n = 59863,025 \text{ kg} = 59,863 \text{ Tn}$$

Comprobar la base del diseño

$$\phi V_n > V_{ej}$$

$$59,86 > 42,21 \quad \text{Cumple}$$

4.4.2 Materiales a Utilizarse y sus Propiedades Mecánicas.

En la aplicación del recrecimiento de hormigón de las columnas se utilizará los siguientes materiales:

El hormigón deberá ser de una resistencia mayor a la existente en la edificación, pero para motivos de estudio se define trabajar con la resistencia del hormigón ya existente debido que será el primero en fallar, de esta manera se pretende garantizar la eficiencia del recrecido de hormigón.

Como es de esperar el refuerzo deberá ser diseñado en base a los lineamientos de la normativa NEC. El acero de refuerzo tendrá una resistencia a la fluencia igual a 4200 kg/cm².

4.4.3 Secciones de Columnas Recrecidas de Hormigón

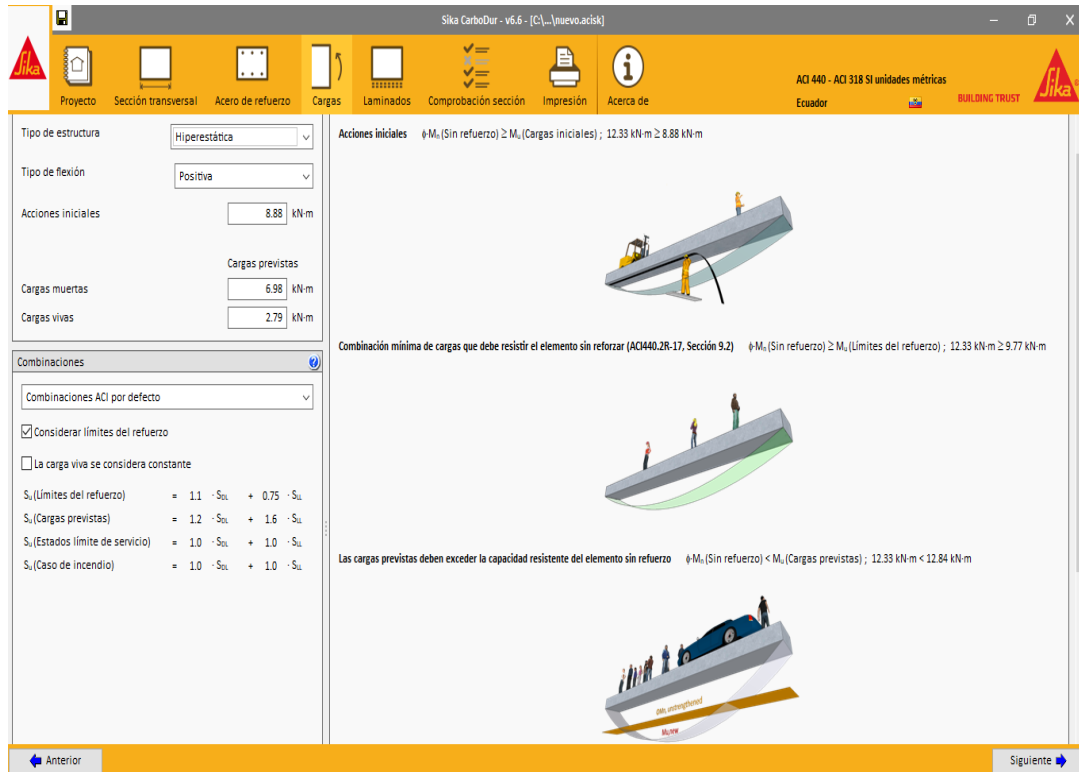
Considerando las recomendaciones antes mencionada en la sección 4.4.1 se determina el aumento de las secciones con el mínimo de 10 cm. A continuación, se muestra las tablas que indican la ubicación y nivel de las columnas recrecidas.

4.4.4 Reforzamiento de Vigas

Como se pudo constatar en el capítulo anterior las vigas podrían presentar deficiencias por corte al no cumplir con el diámetro de refuerzo mínimo que indica la NEC 15 por lo que se propone un sistema de reforzamiento estructural compuesto con fibra de carbono FRP. Además, se considera el reforzamiento a flexión de las vigas que presentan deficiencias según lo observado en el software ETABS, para constatar esta hipótesis se revisó el elemento mediante el software Sika CarboDur. En la siguiente figura se muestran los resultados obtenidos en el software.

Figura 48

Revisión en Software Sika CarboDur

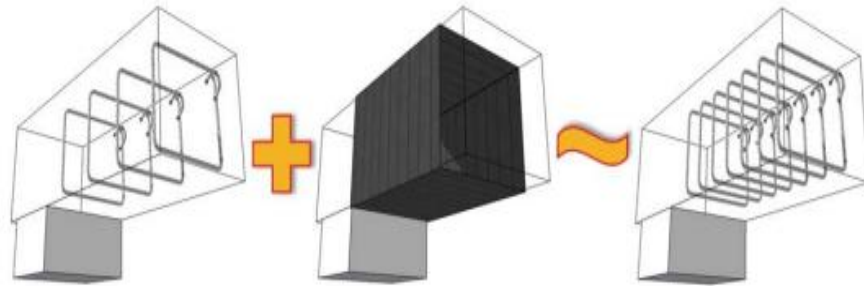


Considerando a Estrada Santos and Yoplac Carhuatanta (2019), quienes indican que para fortalecer la estructura de los elementos, es necesario reparar convenientemente las condiciones existentes, pues se debe eliminar el daño existente y la reparación de la cavidad, ya que las fisuras o grietas que se presenten pueden hacer que el refuerzo estructural cumpla parcialmente.

A continuación, se presenta un ejemplo del detalle de las vigas reforzadas la misma que puede observarse en el manual guía que presenta el fabricante SIKa el mismo que se encuentra presente en nuestro mercado.

Figura 49

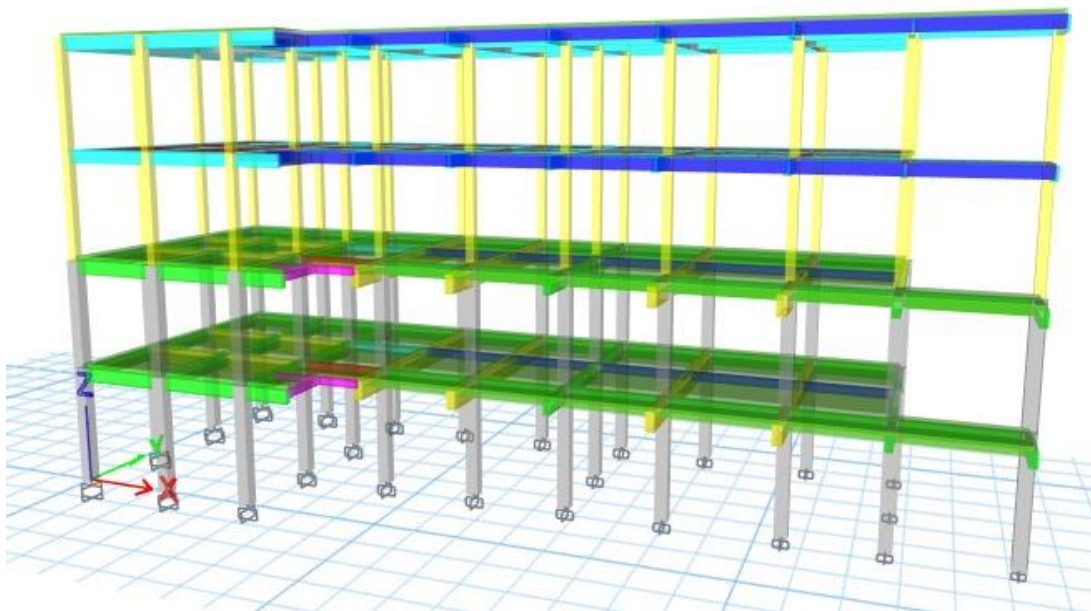
Ejemplo de Refuerzo con FRP



4.5 Análisis Dinámico del Modelo Matemático Adicionando un Piso.

Figura 50

Modelo Matemático sin Refuerzo



4.5.1 Análisis de Estructura sin Reforzamiento.

Con el nuevo periodo obtenido y el aumento de un piso adicional se procede al cálculo del cortante de basal estático, el cual se utilizará para la corrección del cortante de basal dinámico. A continuación, se presenta los resultados obtenidos en el análisis modal y el cálculo del cortante de basal.

4.5.1.1 Cálculo del Cortante Basal y Modos de Vibración de la Estructura.

Al incrementar el piso adicional se procede a calcular un nuevo cortante de Basal basado en el aumento de altura de la estructura y aumento de peso de la estructura, a continuación, se presenta el nuevo cortante de Basal.

Tabla 35

Calculo de Cortante de Basal, caso 1.

<i>PI SO</i>	h_i	ω_i	$\omega_i * (h_i)^k$	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	$F_i = F_X$	V_X	$0.3 * F_x$ (Ton)
4	13,15	48,5649	2119,76	0,144	13,16	13,16	
3	9,95	115,6254	4992,49	0,339	31,00	44,16	13,25
2	6,75	155,2619	4981,53	0,338	30,93	75,09	22,53
1	3,5	157,0994	2623,10	0,178	16,29	91,38	27,41
		476,5516	14716,89				

Tabla 36

Análisis Modal, caso 1.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal espectral	1	0,693	0%	68%	0%	68%	7%	7%
Modal espectral	2	0,636	67%	3%	67%	71%	8%	16%
Modal espectral	3	0,591	11%	6%	78%	76%	60%	76%
Modal espectral	4	0,279	0%	16%	78%	92%	2%	78%

Modal espectral	5	0,257	15%	0%	94%	92%	1%	79%
Modal espectral	6	0,238	1%	1%	95%	94%	15%	94%
Modal espectral	7	0,16	0%	2%	95%	96%	0%	94%
Modal espectral	8	0,151	2%	0%	96%	96%	0%	94%
Modal espectral	9	0,138	0%	0%	96%	96%	2%	96%
Modal espectral	10	0,11	0%	4%	96%	100%	0%	96%
Modal espectral	11	0,108	3%	0%	100%	100%	0%	96%
Modal espectral	12	0,096	0%	0%	100%	100%	4%	100%

4.5.1.2 Cortante Corregido

Tabla 37

Corrección del Cortante Dinámico, caso 1.

CORRECCIÓN DEL CORTANTE DINÁMICO/ESTÁTICO			
ESPECTRO X	82,0909	9,2549	91,3458
ESPECTRO Y	10,2417	81,1001	91,3418
CORTANTE BASAL ESTÁTICO	91,3787693		

4.5.1.3 Control del Periodo de Vibración

hm	13,15	m
Ct	0,055	
	0,9	
Tm1	0,55897	seg
Tm2	0,72667	seg

MODO	PERIODO	UNIDAD	CONTROL
1	0,693	seg	ok
2	0,636	seg	ok
3	0,591	seg	ok

4.5.1.4 Derivas Inelásticas según NEC-15

Se verifica las derivas inelásticas máximas de cada piso de la estructura, al incrementar el cuarto piso y se observa que no cumple con los parámetros establecidos por la NEC-15 y que los pisos 2 y 3 tienen una deriva de 2,3% y 3,3% lo cual sobrepasa el valor establecido de una deriva máxima del 2%.

Tabla 38

Derivas Inelásticas en Dirección X, caso 1.

Derivas inelásticas X										
Pisos	Nudo	Comb. de carga	δ_x cm	δ_y cm	δ cm	H cm	Δ inelast %	Δ inelast. %	Δ max. %	Revisión $\Delta_i <$ Δ_{max}
PISO 4	5	Sx+0,3Sy	4,0	3,0	4,97	320	0,28%	1,7%	2%	cumple
PISO 3	5	Sx+0,3Sy	3,3	2,4	4,08	320	0,55%	3,3%	2%	no cumple
PISO 2	5	Sx+0,3Sy	1,9	1,4	2,31	325	0,38%	2,3%	2%	cumple
PISO 1	5	Sx+0,3Sy	0,9	0,6	1,07	350	0,30%	1,8%	2%	cumple
BASE	5	Sx+0,3Sy	0	0	0	0	0,00%	0,0%	2%	cumple

Tabla 39

Derivas Inelásticas en Dirección Y, caso 1.

Derivas inelásticas Y										
Pisos	Nudo	Comb. de carga	δ_x cm	δ_y cm	δ cm	H cm	Δ inelast %	Δ inelast. %	Δ max. %	Revisión $\Delta_i <$ Δ_{max}
PISO 4	5	Sy+0,3Sx	2,35	4,3	4,87	320	0,29%	1,73%	2%	cumple
PISO 3	5	Sy+0,3Sx	1,90	3,5	3,95	320	0,54%	3,21%	2%	no cumple
PISO 2	5	Sy+0,3Sx	1,07	2,0	2,23	325	0,37%	2,23%	2%	no cumple
PISO 1	5	Sy+0,3Sx	0,49	0,9	1,02	350	0,29%	1,75%	2%	cumple

BASE	5	Sy+0,3Sx	0,00	0,0	0,00	0	0,00%	0,00%	2%	cumple
------	---	----------	------	-----	------	---	-------	-------	----	--------

4.5.1.7 Análisis de Torsión Excesiva.

Para el análisis de torsión excesiva se considera los puntos de control 1 y 5 para el sentido X y los puntos 1 y 18 para el sentido Y. cómo se observa en la siguiente tabla en el sentido X no genera torsión excesiva a diferencia en el sentido Y que el 4 piso genera torsión excesiva, los resultados del análisis se presentan en las siguientes tablas.

Tabla 40

Análisis de Torsión Excesiva en Dirección X, caso 1.

Revisión de Irregularidad Torsional (sentido X)									
Pisos	Nudos	Comb. de carga	UX cm	UX cm	U cm	H cm	Δ_{elast}	1.2 $\Delta_{prom.}$	Revisión $\Delta_{max} < 1.2$ Δ_{prom}
PISO 4	1	Sx+0,3Sy	3,4596	2,96	4,553	320	0,25%	0,321%	No hay Torsión excesiva
	5	Sx+ 0,3Sy	3,9971	2,96	4,974	320	0,28%		
PISO 3	1	Sx +0,3Sy	2,865	2,403	3,740	320	0,51%	0,634%	No hay Torsión excesiva
	5	Sx +0,3Sy	3,2944	2,403	4,078	320	0,55%		
PISO 2	1	Sx +0,3Sy	1,6317	1,357	2,122	325	0,35%	0,440%	No hay Torsión excesiva
	5	Sx +0,3Sy	1,8713	1,357	2,312	325	0,38%		
PISO 1	1	Sx +0,3Sy	0,7652	0,618	0,983	350	0,28%	0,352%	No hay Torsión excesiva
	5	Sx +0,3Sy	0,8707	0,618	1,067	350	0,30%		

Tabla 41

Análisis de Torsión Excesiva en Dirección Y, caso 1.

Revisión de Irregularidad Torsional (sentido Y)									
Pisos	Nudos	Comb. de carga	UX cm	UY cm	U cm	H cm	Δ_{elast}	1.2 $\Delta_{prom.}$	Revisión $\Delta_{max} <$ $1.2 \Delta_{prom}$
PISO 4	1	Sy+0,3Sx	1,8752	4,26	4,65	320	0,27%	0,437%	Torsión excesiva
	18	Sy+0,3Sx	1,8752	6,557	6,82	320	0,45%		
PISO 3	1	Sy+0,3Sx	1,5227	3,459	3,77	320	0,51%	0,754%	

		Sy+0,3Sx	1,5227	5,145	5,36	320			No hay Torsión excesiva
	18						0,74%		
PISO 2	1	Sy+0,3Sx	0,8623	1,957	2,13	325	0,36%		No hay Torsión excesiva
	18	Sy+0,3Sx	0,8623	2,856	2,98	325	0,5090%	0,519%	Torsión excesiva
PISO 1	1	Sy+0,3Sx	0,3972	0,9	0,98	350	0,28%		No hay Torsión excesiva
	18	Sy+0,3Sx	0,3972	1,268	1,32	350	0,38%	0,396%	Torsión excesiva

4.5.1.8 Revisión Piso Flexible

Para el análisis de piso flexible se analizan dos casos tanto uno en X y en Y. donde se puede observar en las siguientes tablas que no hay problemas por piso flexible.

Tabla 42

Revisión Piso Flexible Dirección X, caso 1.

1era. Revisión de Piso Flexible (Dirección X)					
Pisos	Comb. de carga	Vx (ton)	Rigidez K (ton/m)	0.70 Ksup.	Revisión Kinf. >0.70 Ksup.
PISO 4	EX 5%	13,1618391	2590,718	-	No Aplica
PISO 3	EX 5%	44,1607706	3814,789	1813,5026	No hay piso flexible
PISO 2	EX 5%	75,0916337	8133,942	2670,35	No hay piso flexible
PISO 1	EX 5%	91,3787693	11044,6	5693,76	No hay piso flexible

Tabla 43

Revisión Piso Flexible Dirección Y, caso 1.

1era. Revisión de Piso Flexible (Dirección Y)					
Pisos	Comb. de carga	Vy (ton)	Rigidez K (ton/m)	0.70 Ksup.	Revisión Kinf. >0.70 Ksup.
PISO 4	EY 5%	13,1618391	1482,27	-	No Aplica
PISO 3	EY 5%	44,1607706	2542,785	1037,589	No hay piso flexible
PISO 2	EY 5%	75,0916337	5427,396	1779,95	No hay piso flexible

PISO 1 EY 5% 91,3787693 7948,958 3799,18 No hay piso flexible

4.5.1.9 Revisión Índice de Estabilidad

Se determina la carga P para a nivel de servicio y las derivas elásticas donde se observa en las siguientes tablas muestra que ningún piso excede al coeficiente 0,1 establecido por la NEC.

Tabla 44

Revisión de Índice de Estabilidad en Dirección X, caso I.

Índice de Estabilidad Dirección X							
Pisos	Px	Vx (ton)	Δ Elast	H (m)	Qi	$\Phi < 0.1$	Revisión $\Phi_i < 0.1$.
PISO 4	24,03	13,1618	0,00544865	3,200	0,003	0,1	No considerar P- Δ
PISO 3	113,33	44,1608	0,00374305	3,200	0,003	0,1	No considerar P- Δ
PISO 2	131,14	75,0916	0,00253598	3,250	0,001	0,1	No considerar P- Δ
PISO 1	131,14	91,3788	0,00209149	3,500	0,001	0,1	No considerar P- Δ

Tabla 45

Revisión de Índice de Estabilidad en Dirección Y, caso I.

Índice de Estabilidad Dirección Y							
Pisos	Px	Vy (ton)	Δ Elast	H (m)	Qi	$\Phi < 0.1$	Revisión $\Phi_i < 0.1$.
PISO 4	24,03	13,1618	0,00713879	3,200	0,004	0,1	No considerar P- Δ
PISO 3	113,33	44,1608	0,0044184	3,200	0,004	0,1	No considerar P- Δ
PISO 2	131,14	75,0916	0,00307513	3,250	0,002	0,1	No considerar P- Δ
PISO 1	131,14	91,3788	0,00230159	3,500	0,001	0,1	No considerar P- Δ

4.5.2 Análisis Dinámico Lineal de la Estructura Reforzada

En el análisis anterior se determinó que la estructura no cumple con los parámetros de derivas y torsión excesiva, se procede al modelado de la estructura aumentando las secciones de las columnas tanto en el sentido X como en el sentido Y.

Se aumentaron secciones en todas las columnas desde el primer piso hasta el 3 piso, las secciones se recrecieron de la siguiente manera:

Tabla 46

Detallamiento de Sección Compuesta de Columnas Recrecidas.

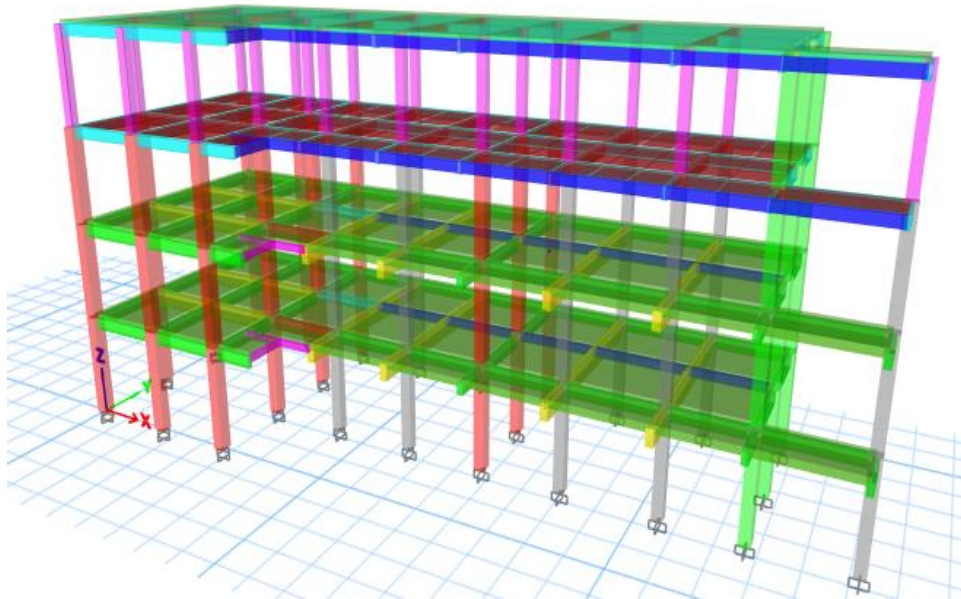
Piso	Columnas existentes	Columnas recrecidas	A _s Col. existente	A _s -Col. recrecidas
1	35x35cm	Eje A, B, C y G. 35x45cm Columna B1 y B4: 45x35cm Eje J: 35x60cm. Eje E, F, H, I y K: 45X45cm	A _s = 12,32cm 8Ø14mm Estribo-1Ø8mm 10/15/10	A _s = 12,32cm 8Ø14mm Estribo1Ø8mm 10/15/10
2	35x35cm	Eje A, B, C y G. 35x45cm Columna B1 y B4: 45x35cm Eje J: 35x60cm. Eje E, F, H, I y K: 45X45cm	A _s = 12,32cm 8Ø14mm Estribo-1Ø8mm 10/15/10	A _s = 4,16 cm 3Ø14mm Estribo1Ø8mm 10/15/10
3	25x25cm	Eje A, B, C y G. 35x45cm Columna B1 y B4: 45x35cm Eje J: 35x60cm. Eje E, F, H, I y K: 45X45cm	A _s = 14,32cm 8Ø12mm Estribo-1Ø8mm 10/15/10	A _s = 9,23 cm 6Ø14mm Estribo1Ø8mm 10/15/10
4	--	Eje A, B, C, E, F, G, H, I y K: 30x30cm Eje J: 35x60cm.	--	A _s = 12,32cm 8Ø12mm Estribo1Ø8mm 10/15/10

Se realizó el recrecido de columnas en algunos casos de forma rectangular para lograr que la estructura presente mayor rigidez en el sentido Y para cumplir con los

requerimientos del análisis sísmico, como lo son; control de derivas, piso flexible y torsión excesiva que son los casos que presenta la estructura a estudio.

Figura 51

Modelo Matemático Reforzado.



4.5.2.1 Cálculo del Cortante de Basal y Modos de Vibración de la Estructura

Debido al aumento del 4 piso en la estructura se incrementaron secciones de las columnas para aumentar la rigidez de la misma, el nuevo modelo matemático presentar un periodo fundamental 0,576 segundos. Al determinar los resultados cambiaron las masas participativas y se procedió a un nuevo cálculo del cortante de basal detallado en la siguiente tabla:

Tabla 47*Calculo del Cortante de Basal, caso 2.*

PISO	h_i	ω_i	$\omega_i * (h_i)^k$	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	$F_i = F_X$	V_X	$0.3 * F_x (Ton)$
4	13,15	55,56	2527,896	0,147501	14,9353	14,935	
3	9,95	138,24	6307,926	0,368062	37,2684	52,204	15,66111297
2	6,75	165,78	5427,807	0,316708	32,0685	84,272	25,28166733
1	3,5	168,48	2874,569	0,167729	16,9835	101,256	30,37671765
		528,06	17138,199				

Tabla 48*Análisis Modal, caso 2.*

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal espectral	1	0,549	0,02%	78,00%	0,02%	78,00%	0,21%	0,21%
Modal espectral	2	0,531	77,68%	0,00%	77,70%	78,00%	4,20%	4,40%
Modal espectral	3	0,48	4,30%	0,43%	82,00%	78,43%	74,22%	78,62%
Modal espectral	4	0,19	2,75%	9,36%	84,75%	87,79%	0,67%	79,29%
Modal espectral	5	0,187	8,67%	3,43%	93,43%	91,22%	0,00%	79,29%
Modal espectral	6	0,16	0,12%	1,24%	93,55%	92,47%	13,46%	92,75%
Modal espectral	7	0,11	3,35%	1,08%	96,90%	93,54%	0,45%	93,20%
Modal espectral	8	0,107	1,30%	3,14%	98,19%	96,69%	0,70%	93,91%
Modal espectral	9	0,08	0,01%	1,18%	98,21%	97,86%	4,23%	98,13%
Modal espectral	10	0,072	1,75%	0,03%	99,96%	97,89%	0,02%	98,15%
Modal espectral	11	0,067	0,04%	1,73%	100,00%	99,62%	0,42%	98,57%
Modal espectral	12	0,052	0,00%	0,38%	100,00%	100,00%	1,43%	100,00%

4.4.2.2 Corrección del cortante dinámico.

Para la corrección del cortante dinámico espectral se debe considerar que el cortante dinámico no debe ser menor que el 85% del cortante estático, por ende, se procede hacer la corrección al 100%.

Tabla 49

Corrección del Cortante Dinámico, caso 2.

CORRECCIÓN DEL CORTANTE DINÁMICO/ESTÁTICO			
ESPECTRO X	98,6235	2,5827	101,2062
ESPECTRO Y	2,6289	98,5878	101,2167
CORTANTE BASAL	101,255726		

4.4.2.3 Control de periodo de vibración.

Se determina el control del periodo de vibración de la estructura para determinar el nivel de desempeño de la misma, con un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia de 10%.

hm	13,15	m
Ct	0,055	
α	0,9	
Tm1	0,55897948	seg
Tm2	0,72667333	seg

MODO	PERIODO	UNIDAD	CONTROL
1	0,549	seg	Muy rígido

2	0,531	seg	Muy rígido
3	0,480	seg	Muy rígido

4.4.2.4 Derivas Inelásticas según NEC-15. (Caso 3)

Al aumentar el piso adicional en la estructura las derivas inelásticas cambiaron debido al aumento de rigidez y la nueva orientación de varias columnas se procedió al cálculo de nuevas derivas que se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 50

Derivas Inelásticas en Dirección X, caso 2.

Derivas inelásticas X										
Pisos	Nudo	Comb. de carga	δx cm	δy cm	δ cm	H cm	Δ inelast %	Δ inelast. %	Δ max. %	Revisión $\Delta i < \Delta_{max}$
PISO 4	5	Sx+0,3Sy	2,786	1,867	3,354	320	0,219%	1,31%	2%	cumple
PISO 3	5	Sx+0,3Sy	2,22	1,452	2,653	320	0,272%	1,63%	2%	cumple
PISO 2	5	Sx+0,3Sy	1,503	0,959	1,783	325	0,312%	1,87%	2%	cumple
PISO 1	5	Sx+0,3Sy	0,655	0,406	0,770	350	0,220%	1,32%	2%	cumple
BASE	5	Sx+0,3Sy	0	0	0	0	0,000%	0,00%	2%	cumple

Tabla 51

Derivas Inelásticas en Dirección Y, caso 2.

Derivas inelásticas Y										
Pisos	Nudo	Comb. de carga	δx cm	δy cm	δ cm	H cm	Δ inelast %	Δ inelast. %	Δ max. %	Revisión $\Delta i < \Delta_{max}$
PISO 4	5	Sy+0,3Sx	1,098	3,326	3,503	320	0,247%	1,48%	2%	cumple
PISO 3	5	Sy+0,3Sx	0,849	2,576	2,712	320	0,287%	1,72%	2%	cumple
PISO 2	5	Sy+0,3Sx	0,567	1,701	1,793	325	0,315%	1,89%	2%	cumple
PISO 1	5	Sy+0,3Sx	0,253	0,726	0,769	350	0,220%	1,32%	2%	cumple
BASE	5	Sy+0,3Sx	0	0	0	0	0,000%	0,00%	2%	cumple

4.4.2.5 Análisis de torsión excesiva.

Para la revisión del análisis de torsión se escogieron los mismos nodos, los nodos 1 y 5 para el análisis de torsión en el sentido X, y los nodos 1 y 18 para el análisis de torsión en el sentido Y como se muestran en los resultados el 4 piso se muestra una mayor aproximación para caer en el rango de torsión excesiva.

Tabla 52

Revisión por Torsión Excesiva en Dirección X, caso 2.

Revisión de Irregularidad Torsional (sentido X)									
Pisos	Nudos	Comb. de carga	UX cm	UX cm	U cm	H cm	Δ_{elast}	1.2 $\Delta_{prom.}$	Revisión $\Delta_{max} < 1.2$ Δ_{prom}
PISO 4	1	Sx+0,3Sy	2,4037	1,867	3,043	320	0,20%	0,250%	No hay
	5	Sx+0,3Sy	2,7863	1,867	3,354	320	0,22%		Torsión excesiva
PISO 3	1	Sx+0,3Sy	1,9244	1,452	2,411	320	0,25%	0,311%	No hay
	5	Sx+0,3Sy	2,2201	1,452	2,653	320	0,27%		Torsión excesiva
PISO 2	1	Sx+0,3Sy	1,3096	0,959	1,623	325	0,28%	0,357%	No hay
	5	Sx+0,3Sy	1,5034	0,959	1,783	325	0,31%		Torsión excesiva
PISO 1	1	Sx+0,3Sy	0,5729	0,406	0,702	350	0,20%	0,252%	No hay
	5	Sx+0,3Sy	0,6547	0,406	0,770	350	0,22%		Torsión excesiva

Tabla 53

Revisión por Torsión Excesiva en Dirección Y, caso 2.

Revisión de Irregularidad Torsional (sentido Y)									
Pisos	Nudos	Comb. de carga	UX cm	UY cm	U cm	H cm	Δ_{elast}	1.2 $\Delta_{prom.}$	Revisión $\Delta_{max} < 1.2$ Δ_{prom}
PISO 4	1	Sy+0,3Sx	0,9793	3,326	3,4674	320	0,24%	0,325%	No hay
	18	Sy+0,3Sx	0,9793	3,738	3,8644	320	0,30%		Torsión excesiva
PISO 3	1	Sy+0,3Sx	0,7647	2,576	2,6866	320	0,28%	0,378%	

	18	Sy+0,3Sx	0,7647	2,81	2,9118	320			No hay Torsión excesiva
PISO 2	1	Sy+0,3Sx	0,5077	1,701	1,7754	325	0,34%		No hay Torsión excesiva
	18	Sy+0,3Sx	0,5077	1,737	1,8095	325	0,3399%	0,392%	No hay Torsión excesiva
PISO 1	1	Sy+0,3Sx	0,2186	0,726	0,7581	350	0,22%		No hay Torsión excesiva
	18	Sy+0,3Sx	0,2186	0,67	0,7048	350	0,20%	0,251%	No hay Torsión excesiva

4.4.2.6 Revisión de piso flexible.

Para la revisión de piso flexible del caso 2 se logró determinar que los valores obtenidos no exceden los límites permitidos por la NEC.

Tabla 54

Revisión Piso Flexible Dirección X, caso 2.

1era. Revisión de Piso Flexible (Dirección X)					
Pisos	Comb. de carga	Vx (ton)	Rigidez K (ton/m)	0.70 K _{sup.}	Revisión K _{inf.} >0.70 K _{sup.}
PISO 4	EX 5%	14,9352873	3560,677	-	No Aplica
PISO 3	EX 5%	52,2037099	8346,837	2492,4739	No hay piso flexible
PISO 2	EX 5%	84,2722244	10909,93	5842,79	No hay piso flexible
PISO 1	EX 5%	101,255726	16681,577	7636,95	No hay piso flexible

Tabla 55

Revisión Piso Flexible Dirección Y, caso 2.

1era. Revisión de Piso Flexible (Dirección Y)					
Pisos	Comb. de carga	Vy (ton)	Rigidez K (ton/m)	0.70 K _{sup.}	Revisión K _{inf.} >0.70 K _{sup.}
PISO 4	EY 5%	14,9352873	2445,794	-	No Aplica
PISO 3	EY 5%	52,2037099	6104,6	1712,0558	No hay piso flexible
PISO 2	EY 5%	84,2722244	9243,35	4273,22	No hay piso flexible
PISO 1	EY 5%	101,255726	16299,989	6470,35	No hay piso flexible

4.4.2.7 Índice de estabilidad

Para el caso 2 del modelo matemático no se considera efectos P-Delta considerando que en ningún piso sobrepaso el valor de 0,1 basado en la NEC.

Tabla 56

Revisión de Índice de Estabilidad en Dirección X, caso 2.

Índice de Estabilidad Dirección X							
Pisos	Px	Vx (ton)	Δ Elast	H (m)	Qi	$\Phi < 0.1$	Revisión $\Phi_i < 0.1$.
PISO 4	24,03	14,9353	0,00345358	3,200	0,002	0,1	No considerar P- Δ
PISO 3	113,33	52,2037	0,00197264	3,200	0,001	0,1	No considerar P- Δ
PISO 2	131,14	84,2722	0,00229388	3,250	0,001	0,1	No considerar P- Δ
PISO 1	131,14	101,2557	0,00165933	3,500	0,001	0,1	No considerar P- Δ

Tabla 57

Revisión de Índice de Estabilidad en Dirección Y, caso 2.

Índice de Estabilidad Dirección Y							
Pisos	Px	Vy (ton)	Δ Elast	H (m)	Qi	$\Phi < 0.1$	Revisión $\Phi_i < 0.1$.
PISO 4	24,03	14,9353	0,00460874	3,200	0,002	0,1	No considerar P- Δ
PISO 3	113,334	52,2037	0,00245273	3,200	0,002	0,1	No considerar P- Δ
PISO 2	131,138	84,2722	0,00248786	3,250	0,001	0,1	No considerar P- Δ
PISO 1	131,138	101,2557	0,00159267	3,500	0,001	0,1	No considerar P- Δ

Chequeo de acero a flexión en columnas recrecidas mediante diagrama de interacción calculado con el software Etabs.

Se determino mediante el software los momentos nominales que soporto las columnas mediante el diagrama de interacción tanto en M2 y M3, el cual nos dio como resultado que las columnas soportan considerablemente el esfuerzo a flexión, con el acero

calculado con los parámetros de NEC-15 y ACI318.19 considerando una cuantía mínima de 0,01 dando como resultados el acero requerido en las columnas recrecidas. Tabla 46.

A continuación, se presenta el detallamiento del diagrama de interacción y los momentos nominales que soporta las columnas.

Tabla 58

Diagrama de Interacción Columna 60x35cm.

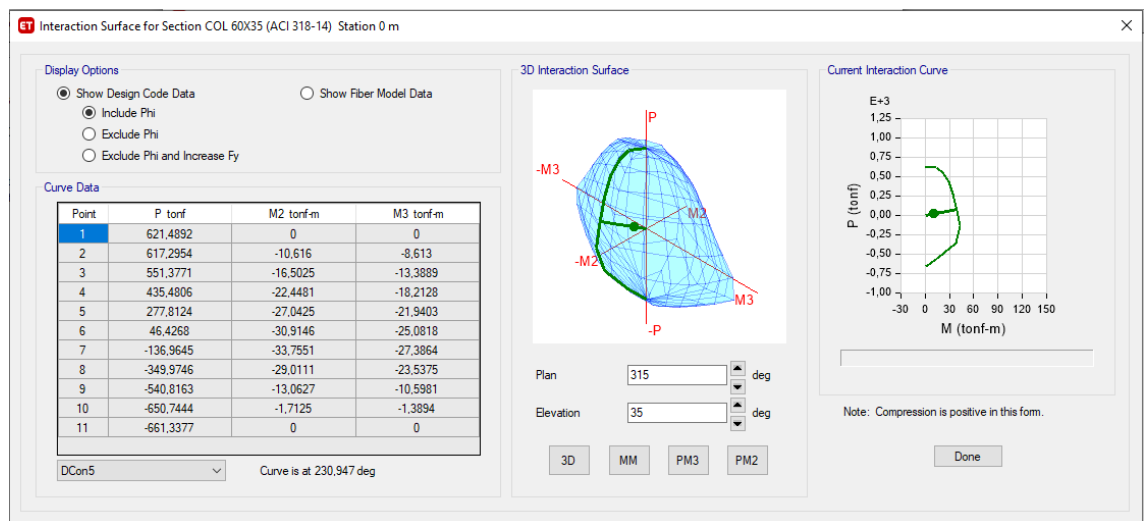


Tabla 59

Momento Nominal M3 en Columna 60x35.

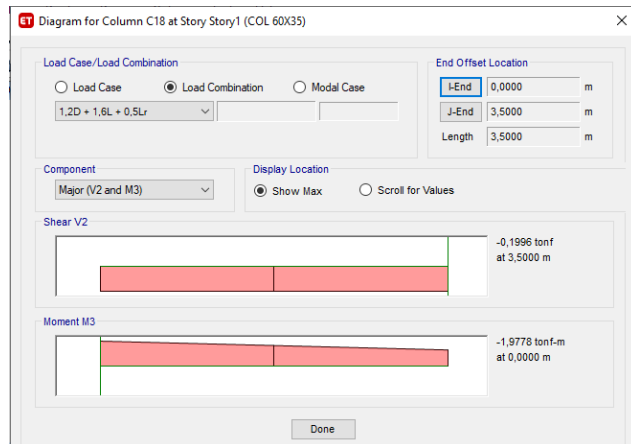


Tabla 60

Momento Nominal M2 en Columna 60x35.

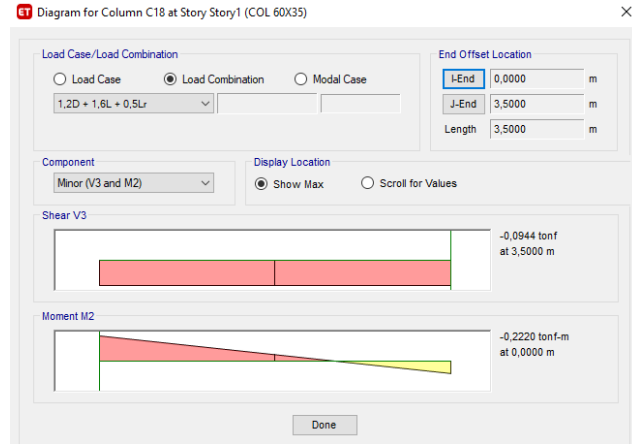


Tabla 61

Diagrama de Interacción Columna 35x45cm.

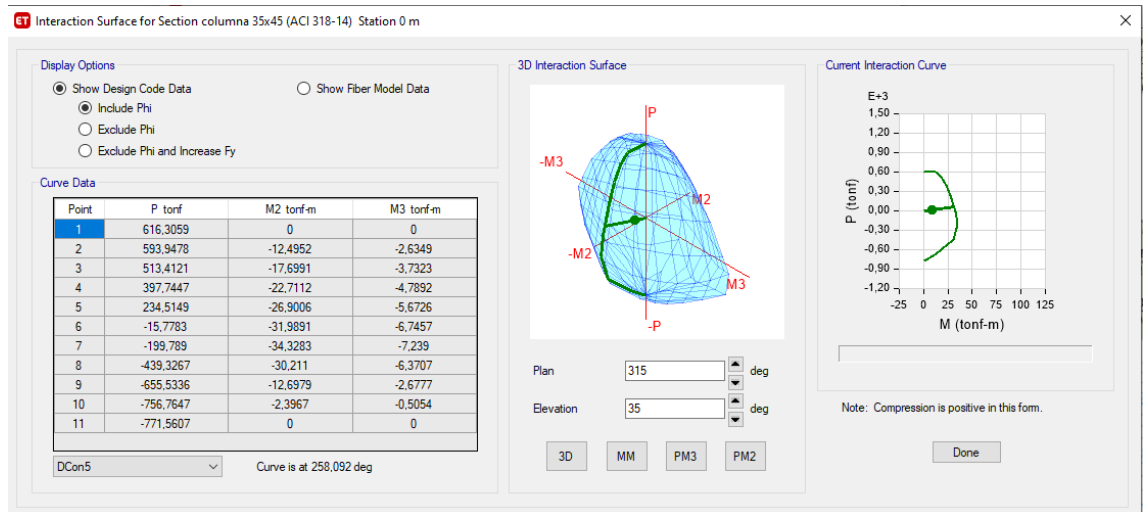


Tabla 62

Momento Nominal M3 en Columna 35x45.

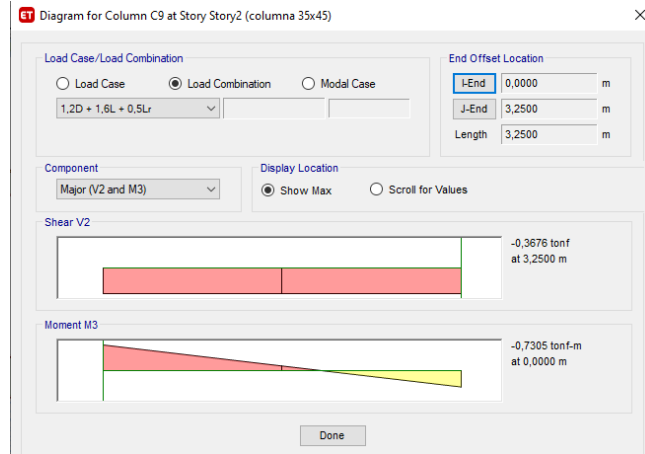


Tabla 63

Momento Nominal M2 en Columna 35x45.

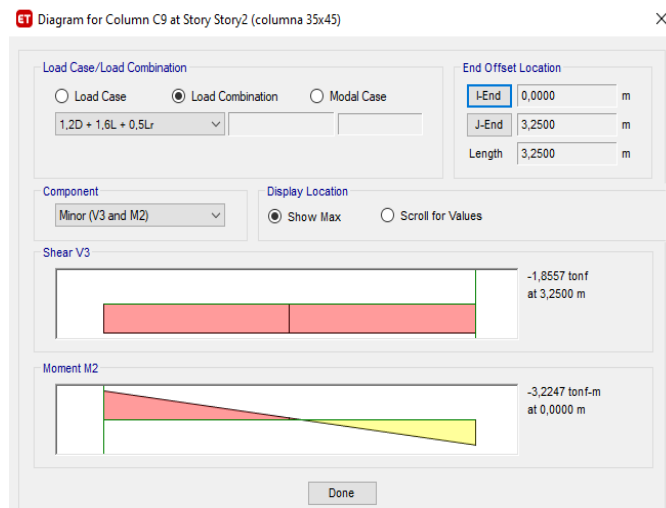


Tabla 64

Diagrama de Interacción Columna 45x45cm.

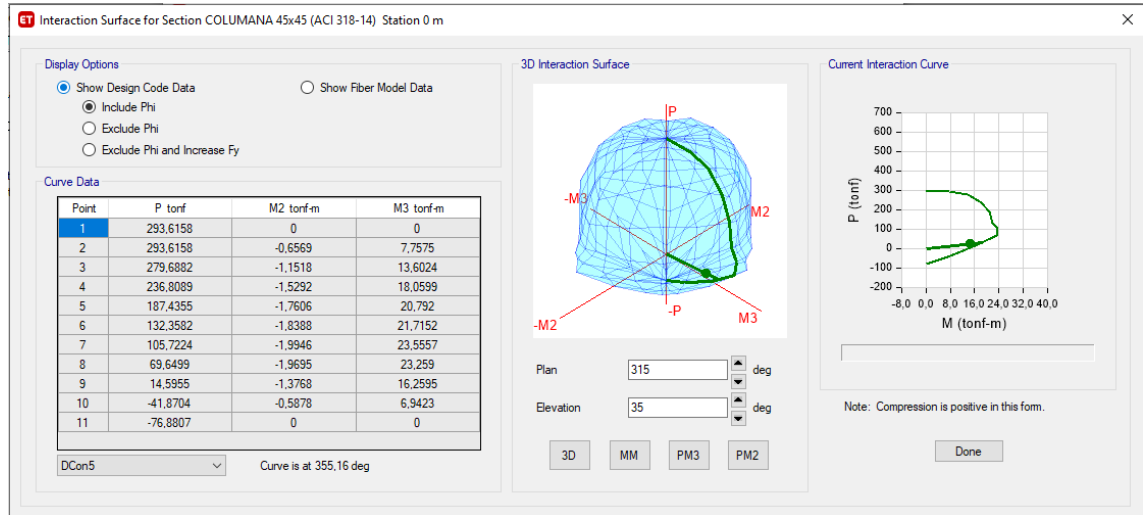


Tabla 65

Momento Nominal M3 en Columna 45x45.

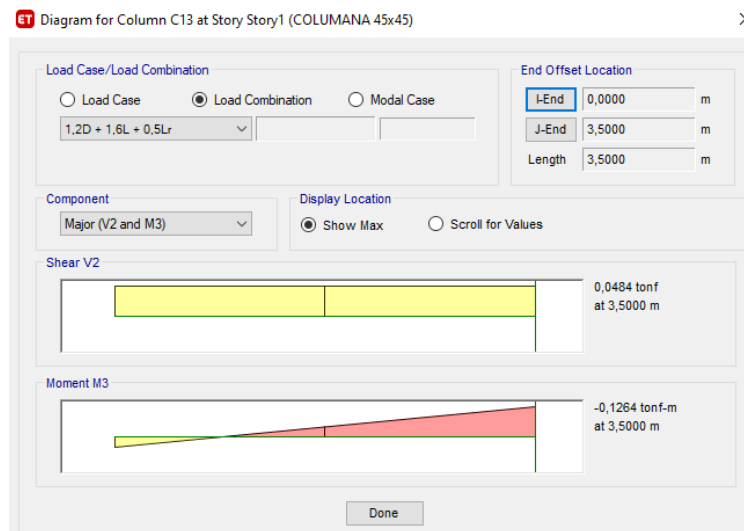
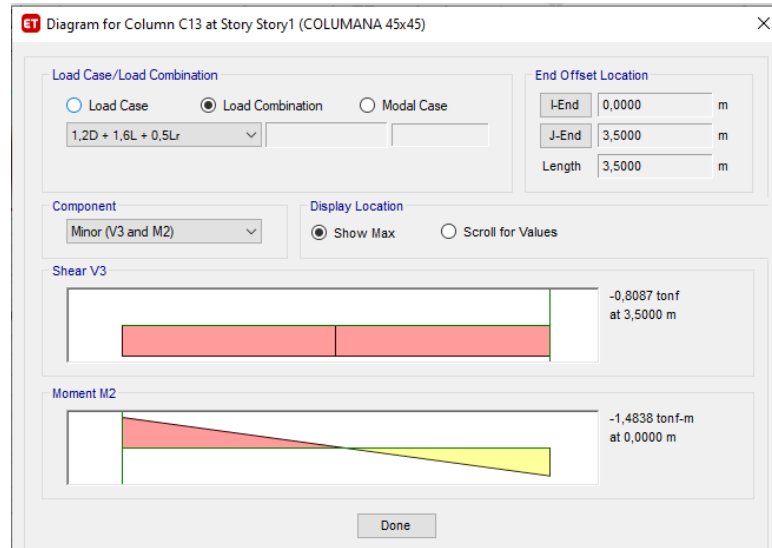


Tabla 66

Momento Nominal M2 en Columna 45x45.



Capítulo 5 Conclusiones y Recomendaciones

5.1 Conclusiones

Mediante la aplicación del formato FEMA 154 se determinó que la estructura analizada requiere de un análisis adicional debido a la presencia de irregularidades con la configuración geométrica de la estructura.

Mediante el presente estudio se logró determinar el comportamiento de la estructura actual frente a un evento sísmico, aplicando los procedimientos que indica la NEC 15 para análisis sismo resistente de estructuras. Para la realización de este análisis se utilizó el software Etabs como herramienta de análisis.

Se determinó que la estructura cumple con las solicitudes del análisis dinámico lineal que indica la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC 15. Sin embargo, se verificó de acuerdo a la revisión de planos estructurales de la edificación que la misma no cumple

con el área de acero mínima para refuerzo transversal tanto en vigas como en columnas, debido a que la norma indica un diámetro mínimo de 10 mm para refuerzo transversal, mientras los planos muestran un refuerzo de 8 mm. Por lo tanto, se propone un refuerzo estructural con FRP para cumplir con esta solicitud.

Se realizó el análisis Estático no Lineal (Pushover) en el software SAP 2000 para obtener el punto de desempeño de la edificación mediante los métodos de análisis ATC 40 y FEMA 440.

Se verificó mediante el Análisis Estático no Lineal que la estructura presenta un comportamiento adecuado debido a la formación de rótulas plásticas inicialmente en vigas.

Se realizó un análisis dinámico lineal a la estructura con el debido aumento de piso con la finalidad de determinar el cumplimiento o no de las solicitudes que indica la Norma Ecuatoriana de Construcción.

Se realizó una propuesta de reforzamiento con encamisado de hormigón armado considerando las deficiencias que presentaba el modelo matemático en el software de análisis, no obstante, en el chequeo de conexión viga-columna no cumplía con este parámetro por lo tanto se sugiere este tipo de reforzamiento para el incremento de la sección y rigidez de la estructura, para de esta forma cumplir con las solicitudes del análisis sísmico que indica NEC 15.

Es importante conocer la correcta aplicación de los métodos de refuerzo con la finalidad de obtener el mejor rendimiento de los mismos haciendo cumplir a cabalidad sus facultades como materiales de reforzamiento estructural.

5.2 Recomendaciones

Para futuras construcciones se recomienda que dentro de lo posible se consideren configuraciones regulares para las edificaciones de este tipo, así como recomiendan las normas y criterios de diseño, esto con la finalidad de presentar estructuras que busquen una menor vulnerabilidad ante la presencia de eventos sísmicos.

Considerando el tipo de suelo adoptado para el estudio de este caso se recomienda realizar un análisis y estudio de suelo para determinar la clasificación real del tipo de suelo. Considerando que los coeficientes para el análisis estático no lineal (Pushover) pueden variar, generando así una variación de los resultados obtenidos.

Dado el aumento de un piso se procedió al recrecimiento de columnas para así cumplir con los requerimientos del análisis sísmico y chequeo de columnas fuerte-viga débil, por ende, se debe considerar que, al aumentar un piso y el recrecimiento de columnas, las cargas que soportaba la cimentación se incrementan y se tendrá que considerar la capacidad de carga de la cimentación y el suelo, con la finalidad de evitar posibles asentamientos en la estructura reforzada.

Bibliografía

- Aguiar, R., Muñoz, D., & Serrano, S. (2018). REFORZAMIENTO DEL BLOQUE ESTRUCTURAL DEL PARQUEADERO DE LA ULEAM AFECTADA POR EL TERREMOTO DEL 16 DE ABRIL DE 2016. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 21(3).
- Alarcón Ramírez, J. H., & Muñoz Orrala, B. G. (2019). *Estudio comparativo de los diseños sísmicos, de una estructura de pórticos dúctiles resistentes a flexión de acero, usando las especificaciones NEC-2015, ASCE 7-16 de la Asociación Estadounidense de Ingenieros Civiles; y AISC del Instituto Estadounidense de Construcciones de Acero*. La Libertad: Universidad Estatal Península de Santa Elena, 2019.,
- Andrade, P., & Leonardo, W. (2013). *Diseño automatizado de conexiones Viga-Columna y Losa-Columna monolíticas para estructuras de hormigón armado aporricadas, fundidas en sitio*. Quito: USFQ, 2013,
- Apolinario Soriano, O. J. (2020). *Estudio investigativo de los efectos P-Delta P-Δ en estructuras de acero con planta baja flexible y torsión excesiva*. La Libertad: Universidad Estatal Península de Santa Elena, 2020.,
- BUENO, A. D. R. *PATOLOGIA, REPARACION Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO DE EDIFICACIONES*. Retrieved from Madrid:
- Caicedo, M. D. (2014). Períodos de vibración de las edificaciones. *Revista Arquitectura e Ingeniería*, 8(2), 1.
- Ecuador, P. R. (2017). Reconstruyoecuador. *Obtenido de www. reconstruyoecuador.gob. ec: <http://www.reconstruyoecuador.gob.ec/parroquia-abdon-calderon-tendra-nuevo-mercado>*.
- Estrada Santos, M. A., & Yoplac Carhuatanta, J. (2019). Evaluación técnica y económica de reforzamiento estructural en vigas de concreto armado con fibras de carbono en el edificio multifamiliar Huaraz Breña-Lima 2019.
- Figueroa Chávez, L. V., & González Yagual, J. R. (2019). *Estudio comparativo de diseños estructurales de viviendas de concreto reforzado mediante el método LFRD Load and resistance factor design usando la norma ecuatoriana NEC-SE-vivienda y NEC-SE-HM; y, las normas americanas ASCE7-16 y ACI318-14*. La Libertad: Universidad Estatal Península de Santa Elena, 2019.,
- Jácome, P. (2016). "Determinación de las técnicas de reforzamiento para mejorar el desempeño estructural de un edificio". Retrieved from AMBATO-ECUADOR:
- Marte Jiménez, C. J. (2014). *Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal ("Push-Over")*. Universitat Politècnica de Catalunya,
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). In *PELIGRO SISMICO DISEÑO SISMORRESISTENTE*. Ecuador.
- Moreta Viscarra, J. V. (2015). *Evaluación estructural mediante el fema 154 del NEC y propuesta de reforzamiento del Centro Educativo Juan Pablo I del DM Q*. Quito: UCE,
- NEC-SE-DS, C. S. (2015). *Diseño Sismo Resistente. Norma Ecuatoriana de la Construcción*.

- Orellana Román, G. A., & Parra Mora, J. L. (2017). Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporricado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de construcción (nec-se-re, 2015).
- Peralta Álvarez, M. G. (2012). *Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del hospital de Vielha*. Universitat Politècnica de Catalunya,
- Quilumba, Y., & Iván, B. (2018). *Evaluación estructural por desempeño para una construcción informal mediante el método Pushover, sector la Forestal, cantón Quito, Provincia Pichincha*. Quito: UCE,
- Quizhpilema Piray, A. E. (2017). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de aulas de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, 2015)*. Quito: UCE,
- Safina¹, S., Pujades, L., & Roca, A. (2005). Respuesta del sistema regional de hospitales en la atención de una emergencia sísmica. *Boletín Técnico*, 43(3), 58-70.
- Taipe Chicaiza, J. E. (2018). *Estudio de peligro sísmico determinista para las estructuras del cantón Ambato-sector Mayorista*. Universidad Técnica de Ambato. Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica ...,
- Theurer, M. M., Velasco, G., Mora, C., Montenegro, M., & Cordova, J. (2017). Terremotos mayores a 6.5 en escala Richter ocurridos en Ecuador desde 1900 hasta 1970. *Ingeniería*, 21(2), 55-64.
- Vergara Vivas, J. A. (2020). Desempeño de edificios especiales durante sismos en Ecuador-caso de estudio escuelas y centros de educación en la provincia de Manabí.