



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

“ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO
PARA MEJORAR EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO POLINESIO
UBICADO EN LA ENTRADA 11, EN PUNTA BLANCA, CANTÓN SANTA
ELENA”

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

AUTORES:

MUÑIZ ORRALA JONATHAN STALYN
VILLÓN TOMALÁ GÉNESIS MAGDALENA

TUTOR:

ING. RAÚL ANDRÉS VILLAO VERA, MSc.

La Libertad, Ecuador

2021

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

“ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO
PARA MEJORAR EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO POLINESIO
UBICADO EN LA ENTRADA 11, EN PUNTA BLANCA, CANTÓN SANTA
ELENA”

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

AUTORES:

MUÑIZ ORRALA JONATHAN STALYN
VILLÓN TOMALÁ GÉNESIS MAGDALENA

TUTOR:

ING. RAÚL ANDRÉS VILLAO VERA, MSc.

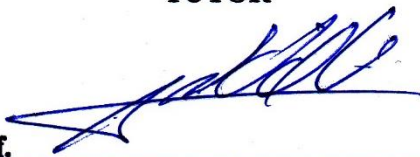
La Libertad, Ecuador

2021

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación fue realizado en su totalidad por Muñiz Orrala Jonathan Stalyn y Villón Tomalá Génesis Magdalena, como requerimiento para la obtención de Ingeniero Civil.

TUTOR

f. 

Ing. Villao Vera Raúl Andrés, MSc.

DIRECTOR DE LA CARRERA

f. 

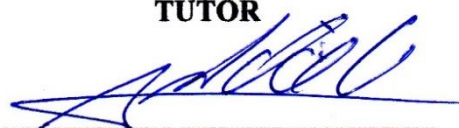
Ing. Villao Borbor Jonny Raúl Carlos, MSc.

La Libertad, al día 20 del mes de agosto del 2021

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de tutor del Trabajo de Titulación modalidad Proyecto de Investigación **“ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO PARA MEJORAR EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO POLINESIO UBICADO EN LA ENTRADA 11, EN PUNTA BLANCA, CANTÓN SANTA ELENA”**, elaborado por el Sr. **MUÑIZ ORRALA JONATHAN STALYN** y la Srta. **VILLÓN TOMALÁ GÉNESIS MAGDALENA**, estudiantes 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.

TUTOR

f. 

Ing. Raúl Villao Vera, MSc.

La Libertad, al día 20 del mes de agosto del 2021

CERTIFICADO DE REVISIÓN DE LA REDACCIÓN Y ORTOGRAFÍA

Yo, Magister. Robert Iván Muñiz Ventura. Certifico: Que he revisado la redacción y ortografía del contenido del trabajo de titulación **“ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO PARA MEJORAR EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO POLINESIO UBICADO EN LA ENTRADA 11, EN PUNTA BLANCA, CANTÓN SANTA ELENA”**, elaborado por Jonathan Stalyn Muñiz Orrala y Génesis Magdalena Villón Tomalá, previo a la obtención del título de: **INGENIERO CIVIL**.

Para el efecto he procedido a leer y analizar de manera profunda el estilo y la forma del contenido del texto:

- Se denota pulcritud en la escritura en todas sus partes.
- La acentuación es precisa.
- Se utilizan los signos de puntuación de manera acertada.
- En todos los ejes temáticos se evita los vicios de dicción.
- Hay concreción y exactitud en las ideas.
- No incurre en errores en la utilización de las letras.
- La aplicación de la Sinonimia es correcta.
- Se maneja conocimiento y precisión de la morfosintaxis.
- El lenguaje es adecuado, académico, técnico y directo, por lo tanto es de fácil comprensión.

Por lo expuesto y en uso de mis derechos como Magister en Docencia y Educación, recomiendo la VALIDEZ ORTOGRÁFICA de su tesis previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, y dejo a vuestra consideración el certificado de rigor para los efectos legales correspondientes.

Atentamente,



Mg. Robert Muñiz Ventura
Registro SENESCYT 1006-12-1106265
Cuarto Nivel.

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **Muñiz Orrala Jonathan Stalyn y Villón Tomalá Génesis**

Magdalena

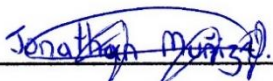
DECLARAMOS QUE:

El Trabajo de Titulación, **“ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO PARA MEJORAR EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO POLINESIO UBICADO EN LA ENTRADA 11, EN PUNTA BLANCA, 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 de nuestra total autoría.

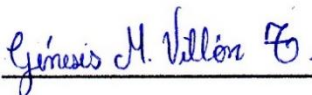
En virtud de esta declaración, nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

La Libertad, al día 20 del mes de agosto del 2021

LOS AUTORES

f. 

Muñiz Orrala Jonathan Stalyn

f. 

Villón Tomalá Génesis Magdalena

AUTORIZACIÓN

Nosotros, **Muñiz Orrala Jonathan Stalyn y Villón Tomalá Génesis**

Magdalena

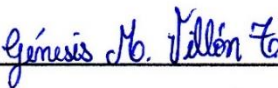
Autorizamos a la Universidad Península de Santa Elena la **publicación** en la biblioteca de la Institución del Trabajo de Titulación, **“ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO PARA MEJORAR EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO POLINESIO UBICADO EN LA ENTRADA 11, EN PUNTA BLANCA, CANTÓN SANTA ELENA”**, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

La Libertad, al día 20 del mes de agosto del 2021

LOS AUTORES

f. 

Muñiz Orrala Jonathan Stalyn

f. 

Villón Tomalá Génesis Magdalena



UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

La Libertad, 20 de agosto de 2021

CERTIFICADO ANTIPLAGIO

En calidad de tutor del trabajo de titulación denominado **“ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO PARA MEJORAR EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO POLINESIO UBICADO EN LA ENTRADA 11, EN PUNTA BLANCA, CANTÓN SANTA ELENA”**, elaborado por los estudiantes **JONATHAN STALYN MUÑIZ ORRALA** y **GÉNESIS MAGDALENA VILLÓN TOMALÁ**, egresados de la **CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**, de la Facultad de CIENCIAS DE LA INGENIERIA de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de INGENIERO CIVIL, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio URKUND, luego de haber cumplido los requerimiento exigidos de valoración, el presente proyecto ejecutado, se encuentra con 4% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente informe.

Adjunto reporte de similitud.

Atentamente,

Ing. Raúl Villao Vera, MSc.

C.I. 0924204290

DOCENTE TUTOR



UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

Reporte Urkund



Document Information

Analyzed document	TESIS FINAL MUÑIZ ORRALA - VILLÓN GENESIS urkund.docx (D111518838)
Submitted	8/20/2021 7:36:00 PM
Submitted by	Rvillao
Submitter email	rvillao@upse.edu.ec
Similarity	4%
Analysis address	rvillao.upse@analysis.orkund.com

Sources included in the report

SA	UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA / EXAMEN PRIMER PARCIAL.docx		11
	Document EXAMEN PRIMER PARCIAL.docx (D110291364)		
	Submitted by: genesis.villontomala@upse.edu.ec Receiver: lmoreno.upse@analysis.orkund.com		
SA	UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA / CAPITULO I y II.docx		1
	Document CAPITULO I y II.docx (D109695141)		
	Submitted by: genesis.villontomala@upse.edu.ec Receiver: lmoreno.upse@analysis.orkund.com		
W	URL: https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-DS.pdf		3
	DS.pdf		
	Fetches: 8/20/2021 7:52:00 PM		
W	URL: https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5029/1/UPSE-TIC-2019-0011.pdf		1
	PDF		
	Fetches: 11/14/2019 6:58:17 PM		
W	URL: http://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/53000/931/1/UNESUM-ECU-CIVIL-2017-34.pdf		2
	PDF		
	Fetches: 6/22/2021 1:51:02 AM		

AGRADECIMIENTO

Desde lo más profundo de mi corazón le doy gracias a Dios por estar cada segundo en mi vida y brindarme la oportunidad de ser feliz con mi familia.

A mi familia, Segundo Muñiz y Patricia Orrala que con mucho sacrificio me ofrecieron todo lo necesario para poderme desarrollar como un profesional y a Byron Muñiz que como hermano mayor me brindo su conocimiento he inspiro a seguir el camino para forjarme como Ingeniero Civil.

A mi pareja quien se ha convertido en un ser muy importante en mi vida estando presente en los mejores y peores momentos de mi vida en los últimos años y a toda su familia que me han acogido como un miembro más de su hogar.

A mi tutor por compartir su conocimiento para el buen desarrollo de este trabajo de titulación.

Muñiz Orrala Jonathan Stalyn

AGRADECIMIENTO

Agradezco en primer lugar a Dios, quien en su sublime misericordia me llena de fuerzas y valentía para lograr lo que me propongo, que en momentos de dificultad me ha dado su mano para seguir y no declinar, a través de personas que en el camino fueron dejando una semilla de apoyo en mi vida.

A mis padres, que desde mi nacimiento su entrega y sacrificio para que no me falte nada están latentes en cada triunfo y meta que cumpla, quienes de pequeña me inculcaron muchos valores de los cuales destaco el amor, perseverancia y paciencia.

A mis hermanos, quienes con sus gestos de colaboración en casa me ayudaron a terminar con el trabajo de titulación.

A mi compañero de tesis y compañero de vida, quien, ha sido parte importante para llegar hasta las últimas instancias de la carrera profesional, siendo un pilar de fortaleza en mi vida.

A la familia Muñoz Orrala, por haberme abierto las puertas de su hogar, y apoyarme sin escatimar aun sin conocerme a plenitud.

A mis familiares, que confiaron en mí y me brindaron su apoyo de diferentes maneras.

A mi tutor de tesis quien nos brindó su apoyo y conocimiento para el proceso y culminación del trabajo de titulación.

Villón Tomalá Génesis Magdalena

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación se la dedico en primer lugar a Dios quien me ha brindado la vida y fortaleza para poder culminar con mi carrera universitaria.

A mis padres, que día a día me formaron como una persona de bien y son el pilar fundamental de todas mis metas conseguidas.

A Génesis Villón, pues ella me brindó todo su apoyo incondicional para llevar adelante este proyecto, además, de dedicarme su cariño y amor en todo momento.

A todas las personas que confían en mi trabajo motivándome para conseguir mis objetivos y con buenos comentarios me fortalecían a mejorar cada día.

Muñiz Orrala Jonathan Stalyn

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo de titulación en primer lugar a Dios, quien me guía en la vida y me permite conocer personas de calidad humana.

A mis padres, Raúl Villón y Sandra Tomalá que con su esfuerzo me han brindado su ayuda incondicional.

A mis hermanos Raúl, Diana y Elizbeth, que han sido mi motivación para alcanzar esta mi meta anhelada.

A Jonathan Muñoz y a su familia quienes me dieron su apoyo invaluable.

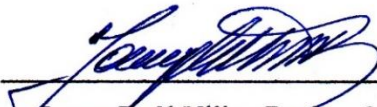
A mis amigos y familiares que son parte de este camino lleno de travesías y me ayudaron de alguna manera en mi proceso académico.

A mi tutor Ing. Raúl Villao, quien deposito su confianza en nosotros y nos brindó de su tiempo y conocimiento.

A mis mascotas, que me muestran su afecto y cariño, haciendo que me sienta acompañada en mis noches desveladas con trabajo.

Villón Tomalá Génesis Magdalena

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. 
Ing. Jonny Raúl Villao Borbor, MSc.

DIRECTOR DE CARRERA Y PRESIDENTE DEL TRIBUNAL

f. 
Ing. Vianna Pinoargote Rovello, MSc.

DOCENTE ESPECIALISTA

f. 
Ing. Raúl Villao Vera, MSc.

DOCENTE TUTOR

f. 
Ing. Lucrecia Moreno Alcívar, Mg.

DOCENTE GUÍA DE LA UIC Y SECRETARIA

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO	VIII
AGRADECIMIENTO	IX
DEDICATORIA	X
DEDICATORIA	XI
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN	XII
ÍNDICE DE TABLAS	XXVI
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	XXXII
ÍNDICE DE ANEXOS.....	XXXIX
RESUMEN.....	XL
ABSTRACT.....	XLI
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I.....	4
1. Generalidades	4
1.1 Antecedentes	4
1.1.1 Peligro Sísmico en el Ecuador	6
1.1.2 Sismicidad Histórica en la Costa Ecuatoriana	6
1.1.2.1 Terremoto de 1906 en Esmeraldas.	7
1.1.2.2 Terremoto de 1933 en Santa Elena.....	7

1.1.2.3	Terremoto de 1942 en Guayaquil.....	8
1.1.2.4	Terremoto de 1956 en Bahía de Caráquez	8
1.1.2.5	Terremoto de 1958 en Esmeraldas	9
1.1.2.6	Terremoto de 1979 en Esmeraldas	9
1.1.2.7	Terremoto de 1998 en Bahía de Caráquez.	10
1.1.2.8	Terremoto de 2016 en Pedernales	11
1.2	Planteamiento del Problema	11
1.3	Justificación.....	13
1.4	Objetivos de la Propuesta	14
1.4.1	Objetivo General	14
1.4.2	Objetivos Específicos.....	14
1.5	Hipótesis.....	14
1.6	Metodología.....	14
1.7	Variables.....	15
1.7.1	Variables Independiente:.....	15
1.7.2	Variable dependiente:.....	15
CAPITULO II		16
2.	Fundamentación Teórica	16
2.1	Conceptos Generales	16

2.1.1	Hormigón	16
2.1.2	Estructura	16
2.1.3	Estructura de Hormigón	17
2.1.4	Sistema Estructural.....	17
2.1.5	Comportamiento de las Estructuras	18
2.1.6	Fuerzas Actuantes	18
2.1.7	Apoyo.....	18
2.2	Virtudes de una Buena Configuración Sísmica.....	18
2.2.1	Resistencia.....	19
2.2.2	Ductilidad.....	19
2.2.3	Rigidez	19
2.2.4	Continuidad.....	19
2.3	Definiciones Relacionadas a un Evento Sísmico	19
2.3.1	Categoría de Diseño Sísmico	19
2.3.2	Peligro Sísmico	20
2.3.3	Efectos de Sitio	20
2.3.4	Amenaza Sísmica.....	20
2.3.5	Desastre	21
2.3.6	Riesgo Sísmico.....	21

2.4	Vulnerabilidad	21
2.4.1	Vulnerabilidad de Daños.....	21
2.4.2	Vulnerabilidad de Edificaciones Existentes.....	22
2.4.3	Curvas de Fragilidad	23
2.5	Daños Sísmicos en Estructuras.....	23
2.5.1	Daños Estructurales.....	24
2.5.2	Daños No Estructurales.....	24
2.5.3	Deficiencias Estructurales.....	25
2.6	Patologías Estructurales	25
2.6.1	Fisuras en el Hormigón	27
2.6.1.1	Esfuerzos de Compresión.....	27
2.6.1.2	Esfuerzos de Tracción	28
2.6.1.3	Esfuerzos de Flexión.	29
2.6.1.4	Esfuerzos de Cortantes.	29
2.6.1.5	Esfuerzo de Torsión.....	30
2.6.1.6	Fisuras Muertas..	30
2.6.1.7	Fisuras Vivas..	31
2.7	Fema 154	31
2.8	Reforzamiento Estructural.....	31

2.8.1	Materiales Compuestos Para Reforzamiento	32
2.9	Técnicas de Reforzamiento	33
2.9.1	Refuerzo Estructural con Fibra de Carbono.....	33
2.9.1.1	Reforzamiento en Columnas	33
2.9.1.2	Reforzamiento en Vigas.	34
2.9.1.3	Reforzamiento en Uniones Viga-Columna	35
2.9.2	Refuerzo de Columnas Mediante Recrecido con Hormigón Armado..	36
2.9.2.1	Reforzamiento en Columnas.	36
2.9.2.2	Reforzamiento en Vigas	37
2.9.3	Reforzamiento de Columnas por Medio de la Colocación de Platinas Metálicas.....	38
2.9.4	Aplicación de Perfiles de Acero en Una Viga Como Reforzamiento Estructural.....	38
2.9.5	Reforzamiento Mediante Diagonales Rigidizadoras.....	39
2.9.6	Aplicación de Muros de Corte	41
2.10	Tipos de Análisis Estructural.....	42
2.11	Análisis Lineal.....	42
2.11.1	Análisis Lineal Estático.....	42
2.11.2	Análisis Lineal Dinámico.....	43
2.12	Análisis No Lineal.....	44

2.12.1	Análisis No Lineal Dinámico.....	45
2.12.2	Análisis No Lineal Estático (Pushover)	45
2.12.2.1	Capacidad	47
2.12.2.2	Demanda.....	47
2.12.2.3	Curva de Capacidad.....	48
2.12.2.4	Espectro de Capacidad	49
2.12.2.5	Curva De Demanda.	50
2.12.2.6	Espectro de Demanda	50
2.12.2.7	Rótula Plástica.	51
2.12.2.8	Control de Rótulas Plásticas.....	51
2.12.2.9	Punto de Desempeño..	52
2.12.2.10	Niveles De Amenaza Sísmica NEC-2015.	54
2.12.2.11	Niveles de Desempeño.	54
CAPITULO III.....		56
3. MARCO METODOLÓGICO		56
3.1	Fundamentos Peligro Sísmico (NEC–SE–DS).....	56
3.1.1	Definición.....	56
3.1.2	Zonificación Sísmica Y Factor De Zona (Z).....	56
3.1.3	Geología Local	58

3.1.3.1	Perfiles de Suelo Para Diseño Sísmico.....	58
3.1.3.2	Coeficientes de Perfil de Suelo F_a , F_d , y F_s	59
3.1.4	Componentes Horizontales de la Carga Sísmica	61
3.1.4.1	Espectro Elástico de Aceleración Horizontal de Diseño	61
3.1.5	Cortante Basal de Diseño (V)	63
3.1.5.1	Categoría De Edificio Y Coeficiente De Importancia I	64
3.1.5.2	Determinación del Periodo de Vibración T.....	65
3.1.5.3	Factor de Reducción de Fuerza Sísmica R.	66
3.1.5.4	Configuración Estructural	68
3.1.5.5	Coeficiente de Regularidad en Planta ϕ_P	70
3.1.5.6	Coeficiente de Regularidad en Elevación ϕ_E	71
3.1.5.7	Carga Sísmica Reactiva W	73
3.1.6	Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales	74
3.1.7	Distribución Horizontal del Cortante	75
3.1.8	Control de la Deriva de Piso (Deriva Inelástica ΔM)	75
3.1.9	Amplificación Del Momento Torsor Accidental	77
3.1.10	Efectos de Segundo Orden P- Δ e Índice de Estabilidad Q_j	78
3.1.11	Ajuste Del Cortante Basal De Los Resultados Obtenidos Por El Análisis Dinámico.....	79
3.2	Fundamentos Cargas No Sísmicas NEC	79

3.2.1	Definición.....	79
3.2.2	Combinaciones de Cargas	80
3.2.3	Cargas Vivas	81
3.2.4	Cargas Muertas.....	81
3.3	Código ACI 318 – 19	82
3.3.1	Vigas de Pórticos Especiales Resistentes a Momento	82
3.3.1.1	Limitaciones para el dimensionamiento de vigas.....	82
3.3.1.2	Refuerzo Longitudinal.....	83
3.3.1.3	Refuerzo transversal	84
3.3.2	Columnas En Pórtico Especiales Resistentes A Momentos.....	86
3.3.2.1	Limitaciones para el dimensionamiento de columnas.....	87
3.3.2.2	Resistencia mínima a flexión de columnas	87
3.3.2.3	Refuerzo Longitudinal.....	87
3.3.2.4	Refuerzo Transversal.....	88
3.3.2.5	Resistencia a Cortante	92
3.3.3	Nodos en pórticos especiales resistentes a momentos	93
3.3.3.1	Refuerzo Longitudinal.....	93
3.3.3.2	Refuerzo transversal	94
3.3.3.3	Resistencia a cortante..	94

3.3.3.4	Longitud de desarrollo de barras en tracción.	95
CAPITULO IV		96
4.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO POLINESIO.....	96
4.1	Especificaciones Generales de la Edificación	96
4.1.1	Visita Preliminar	97
4.2	Aplicación del Formato de Evaluación FEMA 154	98
4.2.1	Datos Generales de la Edificación	98
4.2.2	Características de la Construcción	99
4.2.2.1	Número de Pisos.....	99
4.2.2.2	Año de Construcción y Año de Código.....	99
4.2.2.3	Área Total en Planta.	100
4.2.2.4	Construcciones con Ampliaciones o con Divisiones	100
4.2.3	Ocupación de la Construcción	101
4.2.3.1	Asamblea.	101
4.2.3.2	Comercial	101
4.2.3.3	Servicios de emergencia.	101
4.2.3.4	Industrial.....	102
4.2.3.5	Oficina.	102
4.2.3.6	Residencial.	102

4.2.3.7	Educación.....	102
4.2.3.8	Servicios Públicos.....	102
4.2.3.9	Almacén.....	102
4.2.3.10	Designaciones Adicionales.....	102
4.2.4	Tipo de Suelo	103
4.2.5	Riesgos Geológicos.....	104
4.2.6	Separación Entre Estructuras Adyacentes.....	105
4.2.7	Irregularidades.....	106
4.2.7.1	Irregularidades en Elevación	106
4.2.7.2	Irregularidades en Planta.....	108
4.2.8	Peligro de Caída de Objetos al Exterior de la Estructura.....	110
4.2.9	Daño y Deterioro.....	110
4.2.10	Sección de Comentarios.....	111
4.2.11	Fotografía del Edificio	111
4.2.12	Bosquejo de la Edificación.....	111
4.2.13	Identificación del Tipo de Edificación.....	111
4.2.14	Documentación de la Puntuación Básica	112
4.2.15	Modificadores	113
4.2.15.1	Irregularidades en Elevación.....	113

4.2.15.2	Irregularidades en Planta..	114
4.2.15.3	Pre-Código.....	114
4.2.15.4	Post- Código.....	114
4.2.15.5	Tipo De Suelo.....	115
4.2.15.6	Puntuación Mínima, Smin.....	115
4.2.15.7	Puntuación Final.....	115
4.2.16	Documentación del Alcance de la Revisión.....	116
4.2.17	Documentación de los Resultados Obtenidos en la Evaluación de Nivel 2.....	117
4.2.18	Documentación de Otros Peligros Presentes en la Edificación	118
4.2.19	Determinación de la Acción Requerida	119
4.3	Modelación de la Estructura en el Software SAP	121
4.4	Análisis Estructural del Edificio.....	129
4.4.1	Cálculo de Cargas Consideradas de la Estructura.....	129
4.4.2	Peso Sísmico	133
4.5	Espectro Elástico De Aceleración Horizontal De Diseño	135
4.6	Cortante Basal y Distribución De Fuerzas Horizontales.....	136
4.7	Resultados Obtenidos del Comportamiento de la Estructura en sus Condiciones Actuales	138
4.7.1	Modos de Vibración de la Estructura.....	139

4.7.2	Control Del Cortante Basal Dinámico	140
4.7.3	Derivas Inelásticas de Piso Según Nec-15	143
4.7.4	Irregularidad Torsional.....	144
4.7.5	Índice de Estabilidad	145
4.8	Análisis Estático No Lineal - Pushover.....	146
4.9	Reforzamiento Estructural del Edificio Polinesio	168
4.9.1	Análisis de la Estructura Con Aumento de Secciones	168
4.9.1.1	Modos de Vibración de la Estructura.	169
4.9.1.2	Control Del Cortante Basal Dinámico.....	170
4.9.1.3	Derivas inelásticas de Piso según Nec-15.	172
4.9.1.4	Irregularidad Torsional.....	173
4.9.1.5	Índice de Estabilidad	174
4.10	Rediseño De los Elementos Estructurales	175
4.10.1	Diseño de Nueva Columna de 70x30.....	176
	Requisitos dimensionales.....	176
4.10.1.1	Diseño A Flexo-Compresión.....	177
4.10.1.2	Refuerzo Transversal.....	181
4.10.2	Rediseño de la Columna de 50x25 a 70x45.....	184
4.10.2.1	Diseño A Flexo-Compresión.....	185

4.10.2.2	Refuerzo Transversal.....	189
4.10.3	Rediseño De Vigas.....	199
4.10.3.1	Diseño a flexión.....	200
4.10.3.2	Diseño a Corte	207
4.10.3.3	Diseño de corte.....	215
4.10.4	Criterio Columna Fuerte – Viga Débil.....	217
4.10.5	Chequeo de Conexión Viga-Columna	221
CAPÍTULO V		228
5. Conclusiones y Recomendaciones		228
5.1	Conclusiones	228
5.2	Recomendaciones	230
REFERENCIAS.....		231
ANEXO.....		234

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de Fisuras y Grietas.....	27
Tabla 2. Niveles de Amenaza Sísmica.....	54
Tabla 3. Valores del Factor Z en Función Sísmica Adoptada.....	57
Tabla 4. Clasificación de los Perfiles de Suelo.	58
Tabla 5. Tipo de Suelo y Factores de Sitio Fa.	59
Tabla 6. Tipo de Suelo y Factores de Sitio Fd.	60
Tabla 7. Tipo de Suelo y Factores del Comportamiento Inelástico del Subsuelo Fs.....	60
Tabla 8. Factor de Importancia I de una estructura.....	64
Tabla 9. Valores de Coeficientes del Período Aproximado de la Estructura.....	65
Tabla 10. Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural R.	67
Tabla 11. Configuraciones Estructurales Recomendadas.	68
Tabla 12. Configuraciones Estructurales no Recomendadas.	69
Tabla 13. Coeficientes de irregularidad en planta.....	70
Tabla 14. Coeficientes de Irregularidad en Elevación.	72
Tabla 15. Valores del coeficiente K relacionado con el periodo T.....	75
Tabla 16. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso.....	77
Tabla 17. Carga viva o Sobrecarga de Uso.	81
Tabla 18. Cargas muertas sobreimpuestas.	82

Tabla 19. Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento.....	91
Tabla 20. Resistencia nominal del nudo a cortante V_n	94
Tabla 21. Separación Mínima de Edificios de la Zona Sísmica.	105
Tabla 22. Irregularidades Verticales 1.	106
Tabla 23. Irregularidades Verticales 2.	107
Tabla 24. Irregularidades Verticales 3.	108
Tabla 25. Irregularidades en Planta 1.....	108
Tabla 26. Irregularidades en Planta 2.....	109
Tabla 27. Tipología del sistema estructural.	112
Tabla 28. Cargas muertas sobreimpuestas.	130
Tabla 29. Peso Sísmico.	134
Tabla 30. Factores para la Construcción del Espectro de Diseño.	135
Tabla 31. Cortante Basal NEC-15.....	136
Tabla 32. Cálculo de Cortante Basal y distribución de fuerzas sísmicas por piso.....	137
Tabla 33. Cortante Basal Corregido.....	138
Tabla 34. Cálculo de Cortante Basal y distribución de fuerzas sísmicas por piso corregido.	138
Tabla 35. Modos de Vibración con sus Masas Participativas.....	139

Tabla 36. Comparación del Cortante Basal Estático y el Cortante Basal Dinámico en Sentido X.....	140
Tabla 37. Comparación del cortante Basal Estático y el Cortante Basal Dinámico en Sentido Y.....	140
Tabla 38. Comparación del Cortante Basal Estático y el Cortante Basal Dinámico corregido en sentido X.	142
Tabla 39. Comparación del Cortante Basal Estático y el Cortante Basal Dinámico corregido en sentido Y.	142
Tabla 40. Derivas Inelásticas con Sismo en Dirección X.	143
Tabla 41. Derivas Inelásticas con Sismo en Dirección Y.	143
Tabla 42. Irregularidad Torsional con Sismo en Dirección X.	144
Tabla 43. Irregularidad Torsional con Sismo en Dirección Y.	145
Tabla 44. Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección X.....	145
Tabla 45. Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y.....	146
Tabla 46. Patrón de Carga en Dirección X.	149
Tabla 47. Patrón de Carga en Dirección Y.	149
Tabla 48. Centro de Masas y Rigideces.	150
Tabla 49. Resultados de la Curva de capacidad – Pushover X.	157
Tabla 50. Resultados de la Curva de Capacidad – Pushover Y.	163
Tabla 51. Cortante Basal corregido.....	169

Tabla 52. Cálculo de Cortante Basal y Distribución de Fuerzas Sísmicas por Piso corregido.	169
Tabla 53. Modos de Vibración con sus Masas Participativas.	170
Tabla 54. Comparación del cortante Basal Estático y el Cortante Basal Dinámico en Sentido X.....	171
Tabla 55. Comparación del Cortante Basal Estático y el Cortante Basal Dinámico en Sentido Y.....	171
Tabla 56. Derivas Inelásticas con sismo en dirección X.....	173
Tabla 57. Derivas Inelásticas con sismo en dirección Y.....	173
Tabla 58. Irregularidad Torsional con Sismo en Dirección X.	174
Tabla 59. Irregularidad Torsional con Sismo en Dirección Y.	174
Tabla 60. Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección X.....	175
Tabla 61. Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y.....	175
Tabla 62. Rediseño de las Secciones.....	176
Tabla 63. Carga y momento de la Columna de la fachada frontal del primer y segundo piso.	177
Tabla 64. Datos del Diagrama de Interacción.	183
Tabla 65. Carga y momento de la Columna del primer piso.	185
Tabla 66. Resumen del Acero Mínimo en Columnas.	192
Tabla 67. Requisitos Dimensionales.	192

Tabla 68. Acero de Refuerzo en las Columnas de 50x50 a 80x45.	193
Tabla 69. Acero de refuerzo en las columnas de 40x50 a 80x70.....	194
Tabla 70. Acero de Refuerzo en las Columnas de 35x 45 a 55x65.	195
Tabla 71. Acero de Refuerzo en las Columnas de 60x60 a 90x80.	196
Tabla 72. Acero de Refuerzo en las Columnas de 80x30 a 100x55.	197
Tabla 73. Acero de Refuerzo en las Columnas de 70x30 a 90x50.	198
Tabla 74. Acero de Refuerzo en las Columnas de 60x30 a 90x50.	199
Tabla 75. Momentos de Diseño de la Viga 55 x 20.....	200
Tabla 76. Refuerzo Longitudinal en la Parte Intermedia de la Viga.....	204
Tabla 77. Refuerzo Longitudinal en la Parte Final de la Viga.....	205
Tabla 78. Acero de Refuerzo Longitudinal de la viga con Recrecido de Hormigón. ...	206
Tabla 79. Acero de Refuerzo en las Vigas de 20x40 a 20x55.	211
Tabla 80. Momento de Diseño de la Viga 55 x 25.....	211
Tabla 81. Refuerzo Longitudinal en la Parte Inicial de la Viga.....	211
Tabla 82. Refuerzo Longitudinal en la parte Intermedia de la Viga.	212
Tabla 83. Refuerzo Longitudinal en la parte Final de la Viga.	213
Tabla 84. Acero de Refuerzo Longitudinal de la Viga Con Recrecido de Hormigón. .	214
Tabla 85. Momentos probables del acero superior e inferior.....	215
Tabla 86. Contante Equivalente.	215

Tabla 87. Verificación del Acero.	216
Tabla 88. Acero de Refuerzo en las Vigas de 25x45 a 25x55.	217

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Curvas de fragilidad para cada estado de daño.	23
Ilustración 2. Patologías en Estructuras por Defectos.....	26
Ilustración 3. Patologías en Estructuras por Daños.....	26
Ilustración 4. Fisuras por Esfuerzos de Compresión.....	28
Ilustración 5. Fisuras por Esfuerzo a Tracción.....	28
Ilustración 6. Fisuras por Esfuerzo de Flexión.....	29
Ilustración 7. Fisuras por Esfuerzo Cortante.....	30
Ilustración 8. Fisuras por Esfuerzo de Torsión.	30
Ilustración 9. Fisura en la Planta Baja.....	31
Ilustración 10. Reforzamiento con Fibra de Carbono en una Columna.....	34
Ilustración 11. Reforzamiento con Fibra de Carbono en una Viga.....	35
Ilustración 12. Reforzamiento con Fibra de Carbono en Unión Viga-Columna.....	36
Ilustración 13. Refuerzo en Columna Mediante Recrecido con Hormigón Armado.....	37
Ilustración 14. Refuerzo en Viga Mediante el Recrecido de con Hormigón Armado. ...	37
Ilustración 15. Reforzamiento de Columnas por medio de la Colocación de Platinas Metálicas.	38
Ilustración 16. Aplicación de Perfiles de Acero en una Viga como Reforzamiento Estructural.	39

Ilustración 17. Refuerzo Mediante Diagonales Rigidizadoras Concéntricas.....	40
Ilustración 18. Refuerzo Mediante Diagonales Rigidizadoras Excéntricas.	41
Ilustración 19. Refuerzo Estructural Mediante Muro de Corte.....	41
Ilustración 20. Esquema del Análisis Estático lineal.	43
Ilustración 21. Análisis Lineal Dinámico - Modal Espectral.....	44
Ilustración 22. Curva de Capacidad.	48
Ilustración 23. Espectro de Capacidad.	49
Ilustración 24. Espectro de Demanda.	50
Ilustración 25. Rótula Plástica.....	51
Ilustración 26. Control de Rótulas plásticas.....	52
Ilustración 27. Método Del Espectro De Capacidad (MEC).....	53
Ilustración 28. Zonas Sísmicas de Ecuador con su Valor de Factor de Zona Z.....	57
Ilustración 29. Espectro de Sísmico Elástico de Aceleración que Presenta el Sismo de Diseño.	61
Ilustración 30. Ancho Máximo Efectivo de una Viga Ancha y el Refuerzo Transversal Requerido.	83
Ilustración 31. Parámetros para el Refuerzo Longitudinal de la Viga.	84
Ilustración 32. Parámetros para el refuerzo transversal de la viga.....	84

Ilustración 33. Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento superpuestos e ilustración del límite del máximo espaciamiento horizontal de barras longitudinales restringidas lateralmente.	86
Ilustración 34. Límites de espaciamiento del refuerzo transversal de la columna.....	89
Ilustración 35. Ejemplo de refuerzo transversal en columna.	90
Ilustración 36. Cortante de diseño para columnas.	93
Ilustración 37. Datos de la Edificación.	98
Ilustración 38. Característica de la Construcción.....	101
Ilustración 39. Clases de Ocupación..	103
Ilustración 40. Tipos de Suelo.....	103
Ilustración 41. Riesgos Geológicos-Deslizamiento.	104
Ilustración 42. Tipos de Riesgos Geológicos.....	105
Ilustración 43. Peligros de Estructuras Adyacentes.	105
Ilustración 44. Irregularidades en la Estructura.	106
Ilustración 45. Vista en planta de diversas configuraciones de construcción.	109
Ilustración 46. Peligro de Caída de Objetos.....	110
Ilustración 47. Puntaje Básico de cada Sistema Estructural.	113
Ilustración 48. Modificadores y Puntaje Final.	116
Ilustración 49. Alcance de la Revisión.....	117
Ilustración 50. Alcance de la Revisión Nivel 2.....	117

Ilustración 51. Otros Riesgos.	118
Ilustración 52. Acción Requerida.	119
Ilustración 53. Creación de un Nuevo Modelo.	121
Ilustración 54. Tipo 3D Frames.	121
Ilustración 55. Dimensionamiento de los Pórticos.	122
Ilustración 56. Definición del Material.	122
Ilustración 57. Tipología del Material.	123
Ilustración 58. Adición de Elementos Estructurales.	124
Ilustración 59. Diseño de la Sección de los Elementos.	124
Ilustración 60. Dimensionamiento de la Columna.	125
Ilustración 61. Asignación del Acero en Columnas.	125
Ilustración 62. Dimensionamiento de Viga.	126
Ilustración 63. Asignación del Acero en Vigas.	127
Ilustración 64. Empotramiento de la Estructura.	127
Ilustración 65. Asignación de Diafragmas.	128
Ilustración 66. Modelo de la Estructura.	128
Ilustración 67. Cargas Vivas Sobreimpuestas.	130
Ilustración 68. Cargas Muertas Sobreimpuestas.	133
Ilustración 69. Espectro de Diseño para la Provincia de Santa Elena, suelo Tipo C.	135

Ilustración 70. Espectro de diseño de Santa Elena.....	147
Ilustración 71. Carga Pushover en X.....	148
Ilustración 72. Carga Pushover en Y.....	148
Ilustración 73. Cargas Laterales en X con Coordenadas de Excentricidad.....	149
Ilustración 74. Cargas Laterales en Y con Coordenadas de Excentricidad.....	150
Ilustración 75. Carga Gravitacional no Lineal (CGNL).....	151
Ilustración 76. Carga AENL en Dirección X.	152
Ilustración 77. Carga AENL en Dirección Y.	152
Ilustración 78. Distancia Relativa de Rótulas Plásticas en Columnas y Vigas.	153
Ilustración 79. Asignación de Rótulas Plásticas en Columnas.	154
Ilustración 80. Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas.	154
Ilustración 81. Análisis del SAP 2000 del Edificio Polinesio.....	155
Ilustración 82. Curva Pushover en Dirección X.	156
Ilustración 83. Rótulas en la Etapa 2 en la Columna del eje G.....	158
Ilustración 84. Rótula en la Etapa 2 en la Columna del eje H.	158
Ilustración 85. Rótula en la Etapa 7 en la Columna del eje H.	159
Ilustración 86. Rótulas en Dirección X en la Etapa 7.	159
Ilustración 87. Método ATC - 40 Espectro de Capacidad.	160
Ilustración 88. Método FEMA 440 - Linearización Equivalente.....	161

Ilustración 89. Método de Coeficiente - FEMA 356.....	162
Ilustración 90. Curva de Capacidad - Pushover Y.	163
Ilustración 91. Rótula Plástica en Etapa 3 en la Columna en el eje L.....	164
Ilustración 92. Rótulas Plásticas en la Etapa 3 en Vigas en el eje Q.	164
Ilustración 93. Rótula Plástica en la Etapa 4 en Columnas en el eje A.....	165
Ilustración 94. Método ATC - 40 en Dirección Y.	165
Ilustración 95. FEMA 440 en Dirección Y.	166
Ilustración 96. FEMA 356 en Dirección Y.	167
Ilustración 97. Rótulas Plásticas en Dirección Y en la Etapa 4.	168
Ilustración 98. Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas $F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$, $F'_c<350 \text{ Kg/cm}^2$ y $d/h=0.85$	180
Ilustración 99. Sección Transversal de las Columnas 70x30.....	183
Ilustración 100. Diagrama de Interacción.	184
Ilustración 101. Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas $F_y= 4200 \text{ Kg/cm}^2$ $F'_c <350 \text{ Kg/cm}^2$ y $d/h=0.9$	188
Ilustración 102.Sección Transversal del Recrecido de las Columnas de 50x25a70x45.	191
Ilustración 103.Sección Transversal del Recrecido de las Columnas de 50x50a80x70.	193
Ilustración 104.Sección Transversal del Recrecido de las Columnas de 40x50a80x70.	194
Ilustración 105.Sección Transversal del Recrecido de las Columnas de 35x45a55x65.	195
Ilustración 106.Sección Transversal del Recrecido de las Columnas de 60x60a90x80.	196

Ilustración 107. Sección Transversal del Recrecido de las Columnas de 80x30 a 100x55.	197
Ilustración 108. Sección Transversal del Recrecido de las Columnas de 70x30 a 90x50.	198
Ilustración 109. Sección Transversal del Recrecido de las Columnas de 60x30 a 90x50.	199
Ilustración 110. Sección Transversal de la Parte Media de las Vigas de 20x40 a 20x55.	210
Ilustración 111. Sección Transversal de la parte Media de las Vigas de 25x45 a 25x55.	217
Ilustración 112. Conexión viga-columna.	221
Ilustración 113. Conexión viga-columna.	224

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Modelamiento del Primer Piso con Reforzamiento.....	234
Anexo 2. Modelamiento del Segundo Piso con Reforzamiento.	235
Anexo 3. Modelamiento del Tercer Piso con Reforzamiento.	236
Anexo 4. Modelamiento del Cuarto Piso con Reforzamiento.....	237
Anexo 5. Modelado de la Estructura con Reforzamiento de Muros de Corte.	238

“ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO PARA MEJORAR EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO POLINESIO UBICADO EN LA ENTRADA 11, EN PUNTA BLANCA, CANTÓN SANTA ELENA”

Autores: Muñiz Orrala Jonathan Stalyn

Villón Tomalá Génesis Magdalena

Tutor: Ing. Villao Vera Raúl Andrés, MSc.

RESUMEN

El siguiente trabajo de titulación se enfoca en realizar el análisis y evaluación del edificio Polinesio ubicado, en Punta Blanca, Cantón Santa Elena, aplicando el formato FEMA 154 para un análisis de observación, las normas de construcción vigentes del Ecuador NEC-15, y los métodos de análisis lineal (dinámico) y análisis no lineal estático (Pushover) con los métodos ATC-40, FEMA 440 y FEMA 356, para obtener el desempeño actual de la estructura. Es por esa razón que se recolecta información necesaria y útil de la edificación, tales como los planos, ubicación y especificaciones generales, para la ejecución del modelamiento de la estructura en el programa ETABS V18 para el análisis lineal, y el SAP 2000 V22 para el análisis no lineal – Pushover, obteniendo que la estructura no cumple con los requisitos de la Norma Ecuatoriana de Construcción en su estado estático y dinámico inicial, por ello, se presenta una propuesta de reforzamiento estructural que es el recrecido de hormigón en columnas y vigas se realiza un nuevo análisis a la estructura, donde se comprueba que el edificio cumple con los parametros sismicos de la norma NEC-15. Para el diseño del acero requerido en las nuevas secciones se consideran los requisitos de diseño del ACI 318-19 y su respectivo cumplimiento, teniendo como respuesta un mejor comportamiento estructural con el proposito de salvaguardar vidas.

***Palabras Claves:* Norma Ecuatoriana de la Construcción/ Desempeño Estructural/ Análisis Lineal Dinámico Espectral/ Análisis Estático No Lineal/ Reforzamiento Estructural/ Diseño sísmico.**

**"ANALYSIS AND DETERMINATION OF REINFORCEMENT TECHNIQUES
TO IMPROVE THE STRUCTURAL PERFORMANCE OF THE POLINESIO
BUILDING LOCATED AT ENTRANCE 11, IN PUNTA BLANCA, CANTÓN
SANTA ELENA"**

Authors: Muñiz Orrala Jonathan Stalyn

Villón Tomalá Génesis Magdalena

Tutor: Ing. Villao Vera Raúl Andrés, MSc.

ABSTRACT

The following degree work focuses on carrying out the analysis and evaluation of the Polynesian building located, in Punta Blanca, Canton Santa Elena, applying the FEMA 154 format for an observation analysis, the current construction standards of Ecuador NEC-15, and the methods of linear analysis (dynamic) and nonlinear static analysis (Pushover) with the ATC-40, FEMA 440 and FEMA 356 methods, to obtain the current performance of the structure. It is for this reason that necessary and useful information about the building is collected, such as plans, location and general specifications, for the execution of the modeling of the structure in the ETABS V18 program for the linear analysis, and the SAP 2000 V22 for the non-linear analysis - Pushover, obtaining that the structure does not meet the requirements of the Ecuadorian Construction Standard in its initial static and dynamic state. For this reason, a proposal for structural reinforcement is presented, which is the concrete screed in columns and beams, a new analysis of the structure is carried out, where it is verified that the building complies with the seismic parameters of the NEC-15 standard. For the design of the steel required in the new sections, the design requirements of ACI 318-19 and their respective compliance are considered, having as response a better structural behavior with the purpose of safeguarding lives.

***Keywords: Ecuadorian Construction Standard/ Structural Performance/ Linear
Dynamic Spectral Analysis/ Nonlinear Static Analysis/ Structural Reinforcement/
Seismic Design.***

INTRODUCCIÓN

El Ecuador es un país que con el transcurrir del tiempo consta con un historial de sismos que han causado gran cantidad de pérdidas humanas y económicas, principalmente ocasionado por el inadecuado comportamiento de las estructuras, esto debido a varias razones, entre ellas podemos encontrar la falta del uso de las normas de construcción apropiadas en algunas obras. Siendo la característica principal de los sismos su incalculable causas y consecuencias imprevistas, producidas por sus movimientos bruscos. Por ello Gavilánes Tamayo (2015) nos menciona que es necesario estar en constante monitoreo con ayuda de las entidades encargadas al respecto las cuales son el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional en base a la Red Nacional de Sismógrafos y la Red Nacional de Acelerógrafos.

Ramirez Alfonso and Tierra Maroto (2020) nos indican la gravedad que puede causar un terremoto y que en Ecuador han existido varios de gran magnitud, los cuales han dejado afectados a muchos habitantes, siendo el perfil costanero con más vulnerabilidad, debido a que está sujeta a cambios tectónicos en los bordes de placas, por su ubicación entre $1^{\circ}26'N$ y $3^{\circ}25'S$ en la costa oeste de Sudamérica, produciendo como menciona Chunga, Pazmiño, Martillo, Quiñonez, and Huaman (2013) un rose convergente y subducción entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana.

Como último terremoto con gran desastre en Ecuador nos muestra Gil (2017) en su artículo, el suceso del sábado 16 de abril de 2016 cuyo epicentro se localizó entre las parroquias Pedernales y Cojimíes de la provincia de Manabí, con una magnitud de momento de $M_w=7.8$ en la escala de Hank y Kanamori y con intensidad máxima de IX según la Escala macrosísmica europea EMS-98, hubieron 671 muertes, muchas

construcciones sufrieron daños en su estructura y mampostería mientras que otras colapsaron en su totalidad.

Conforme con lo mencionado por Barbat and Pujades (2004) en el avance tecnológico de la industria constructiva, surge la necesidad que los estudios de desempeño y vulnerabilidad sísmica sean más profundizados y que de acuerdo con Calcina Peña (2017) las estructuras sean sometidas a metodologías no solo de diseño lineal como se analizaban a las edificaciones antiguas, sino que se apliquen análisis más complejos para las existentes y futuras construcciones, con el propósito de pronosticar cómo estas responden a las cargas hasta el punto de falla, y se puedan definir soluciones para la reducción de consecuencias ante un suceso telúrico y estas proporcionen seguridad y funcionalidad.

De acuerdo con Bonett Díaz (2003) se puede determinar una metodología a un estudio estructural mediante una evaluación de desempeño y vulnerabilidad sísmica que se le realice a una estructura in situ, además del aporte de datos que pueden servir de cada zona, estando vinculado este análisis con el nivel de dinamismo sísmico. Por consiguiente Morales Marcillo (2017) considera que para la determinación del uso de algún tipo de método este debe abarcar con las inquietudes que se presentan en los parámetros sísmicos y estructurales, estableciendo un modelo sismo resistente y otro que muestre el comportamiento de la estructura, ya que los métodos existentes revelan una gran sensibilidad ante estas variantes.

El presente trabajo está conformado por cinco capítulos que se desarrollan a través de un proceso investigativo. El capítulo I, tiene como contenido los antecedentes, planeamiento del problema, justificación, los objetivos de la propuesta, hipótesis y la

metodología; en el capítulo II, se redactan conceptos relacionados al análisis estructural y evaluación de desempeño del edificio Polinesio; en el capítulo III, se describe la metodología a utilizar y las normas que se aplican tales son la Nec-15 y la ACI 318-19 con las respectivas especificaciones constructivas vigentes para el análisis y diseño de la estructura; en el capítulo IV, mediante la metodología del análisis estructural en base a las cargas que se encuentran en la norma ecuatoriana, se demuestran los resultados obtenidos de los modelos matemáticos de tipo análisis lineal dinámico y no lineal a carga estática incremental - Pushover, para luego continuar con la determinación de la propuesta de un reforzamiento estructural que cumpla satisfactoriamente con el desempeño global de la estructura; para finalizar en el capítulo V, con la descripción de las conclusiones y recomendaciones que se obtienen después del respectivo estudio analítico y comparativo de la técnica que se ejecuta en la estructura existente el cual le dará un buen desempeño en su sistema global de la construcción en base a las normas, dándole un factor de seguridad, evitando daños excesos en un futuro.

CAPITULO I

1 Generalidades

1.1 Antecedentes

El territorio ecuatoriano es un lugar perteneciente a una de las zonas de mayor riesgo sísmico, ya que forma parte del Cinturón del Fuego del Pacífico. Además, según el mapa de peligrosidad sísmica, el perfil costero se caracteriza por una muy alta amenaza de sismicidad, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, para la costa Ecuatoriana recomienda que el PGA debe ser mayor a 0.5 g, es decir el factor de zonificación $Z=0,5$. A pesar de que estos eventos sísmicos provocan desastres naturales y pérdidas humanas, se presenta también como un campo abierto para mejorar con nuevas reformas las normativas vigentes de construcción, en base a los estudios que se permiten realizar por medio de estos eventos catastróficos. El patrimonio cultural también ha sido afectado por esta amenaza, al estar vulnerable en su estructura debido al tiempo que tiene de construcción y que para las épocas de su ejecución aún no se aplicaban las medidas que garantizaban seguridad para eventos sísmicos, como los que se han presentado a lo largo de la historia de la región.

De acuerdo con lo argumentado por Bonett Díaz (2003) hay algunos tipo de métodos para analizar el comportamiento de las estructuras, tanto elásticos lineales como inelásticos no lineales. Los métodos elásticos existentes, son aquellos que contienen los procesos de fuerza lateral estática y fuerza lateral dinámica, como también procesos lineales mediante relaciones de capacidad-demanda considerados en los códigos. En cuanto a un análisis inelástico su principal método es el análisis dinámico no lineal de estructuras, pero debido a un alto nivel de complejidad que presenta al ser empleado en

lo práctico y en diseño es considerado asiduamente impracticable. Es por ello, que surgen los métodos de análisis estático no lineal, ya que estos nos permiten tener una mejor calidad de observación en cuanto al trabajo que ejercen las estructuras cuando éstas se someten a movimientos sísmicos y sobrepasan su capacidad elástica.

Según lo indagado por Calcina Peña (2017) para los años 1940 y 1950 comenzó hacerse más entendible la parte de las características dinámicas de las estructuras, tales como el periodo de vibración entre otras. El término “ductilidad” para los años 60 solo era usado como concepto de una propiedad del comportamiento de los materiales, pero con el tiempo se amplió, llegando a comprender hasta el nivel de comportamiento de la estructura global, vinculándose incluso con definiciones como resistencia y rigidez estructural.

Ya que ciertas viviendas no sufrieron daños excesivos en el sismo del 16 de abril, fue necesario realizar una evaluación estructural para determinar si existía la posibilidad de establecer técnicas de reforzamiento que optimicen su funcionalidad, con el fin de instaurarlas y así evitar el derrumbe e inhabilitación de la misma. Como reforzamiento de estructuras de hormigón armado tenemos las mencionadas por Santamaria Morales (2017) las cuales son: reforzamiento con fibras de carbono (CFRP), diagonales rigidizadoras y muros de corte, basadas en la norma vigente NEC-15. Raigosa (2010), describe en su estudio otras técnicas de reforzamiento: en las columnas de concreto con refuerzo estructural manifiesta técnicas entre las cuales tenemos reforzamiento por encamisado metálico aplicado en los elementos que no lograron obtener la resistencia calculada, siendo los más comunes los angulares, platinas o tubos de hierro negro con rigidizadores; otro método es la construcción de un anillo de concreto con refuerzo de acero, de manera

que la sección de la columna existente aumenta en tamaño, proporcionándole así la capacidad de distribuir mejor las cargas y evitar el pandeo local o total. En vigas en cambio existe la técnica de picar desde el fondo del elemento hasta el aro para suministrar el acero faltante, esto debido al déficit de varillas en el refuerzo longitudinal que a menudo se presentan en las estructuras existentes.

1.1.1 Peligro Sísmico en el Ecuador

De acuerdo con Sánchez, Grijalva, López, and Muñoz (2017) Ecuador se encuentra ubicado en pleno cinturón de fuego del Pacífico, siendo una zona sísmica activa aproximadamente con un área de 256.370 km² . El mapa de zonificación sísmica del Ecuador fue realizado para un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, con un periodo de retorno de 475 años.

Muchos eventos sísmicos en los últimos 460 años han causado destrucción en algunas ciudades importantes del país, principalmente en la zona central de la región Interandina y el perfil costero.

1.1.2 Sismicidad Histórica en la Costa Ecuatoriana

De acuerdo con la revista geofísica 67 Falconi (2017) señala que Ecuador ha sido catalogado como uno de los países con un alto nivel de peligro sísmico, y según datos registrados son siete terremotos con magnitud mayor o igual a 7.0 que se han producido en las costas ecuatorianas, desde el año 1906 hasta el 2016, en este listado de eventos telúricos se incluye también el sismo de Santa Elena de 1933.

1.1.2.1 Terremoto de 1906 en Esmeraldas. Sismo que afectó a las costas de Ecuador y Colombia el 31 de enero del año 1906 a las 15:36 pm, con magnitud de momento de $M_w=8.8$ en escala de Richter y una profundidad de 20km. Su epicentro se ubicó en las costas esmeraldeñas con coordenadas 0.955°N y 79.369°O , aproximadamente a 18 km de la ciudad de Esmeraldas en el sector Chontaduro, 160 km de la ciudad de Quito, 260 km de la ciudad de Manta, 350 km de la ciudad de Guayaquil y a 460 km de la ciudad de Cuenca. Este sismo provocó un tsunami en las costas de Colombia a media hora de producido el movimiento telúrico, con olas de 2 a 6 metros, información registrada por M Moncayo Theurer, Velasco, Mora, Montenegro, and Cordova (2017).

1.1.2.2 Terremoto de 1933 en Santa Elena. M Moncayo Theurer et al. (2017) en una revista describen el sismo que afectó las poblaciones de Montañita y Olón el 2 de octubre del año 1933 a las 10:30 am, con magnitud de 6.9 en la escala de Richter y profundidad de 15 km. Su epicentro se ubicó en las coordenadas 1.8434°S y 80.846°O , aproximadamente a una distancia de 50 km de Salinas, 110 km de la ciudad de Guayaquil, 230 km de la ciudad de Cuenca y a 320 km de la ciudad de Quito. En los principales sectores afectados se produjo fuertes oscilaciones al nivel del mar y grandes olas de amplitud aproximadamente entre 2 a 2.5 m las cuales desaparecieron después del sismo a las 13:00 hora local volviendo a su nivel normal.

1.1.2.3 Terremoto de 1942 en Guayaquil. M Moncayo Theurer et al. (2017)

relatan el sismo que afectó al Ecuador y principalmente a Manabí el día 14 de mayo del año 1942 a las 02:13 am, en dirección sur del área que comprende el sismo de 1906 hace 36 años, con magnitud de 7.8 en escala de Richter y profundidad de 20 km. Su epicentro se ubicó en las coordenadas 0.025°S y 79.955°O, aproximadamente a 15 km del poblado de Pedernales, 135 km de la ciudad de Manta, 165 km de la ciudad de Quito, 240 km de la ciudad de Guayaquil, 240 km de la ciudad de Salinas y a 340 km de la ciudad de Cuenca.

1.1.2.4 Terremoto de 1956 en Bahía de Caráquez. Sismo que afectó a las

diferentes ciudades a perfil costanero, el día 16 de enero de 1956 a las 23:37:45, con magnitud de 7.0 en la escala de Richter y profundidad de 20 km. Su epicentro se localizó en las coordenadas 0.727°S y 80.213°O, aproximadamente a 6 km al norte de Tosagua y a 26 km de Bahía de Caráquez, a 45 km de Portoviejo, 60 km de la ciudad de Manta, 165 km de Guayaquil, 180 km de las ciudades de Santa Elena y Ambato, 200 km de Quito y a 275 km de la capital de Azuay, datos obtenidos de M Moncayo Theurer et al. (2017).

1.1.2.5 Terremoto de 1958 en Esmeraldas. Sismo que menciona M Moncayo Theurer et al. (2017) aconteció el día 19 de enero de 1958 siendo las 14:07:28 (UTC) sintiéndose en Ecuador y Colombia, con magnitud de 7.6 en la escala de Richter y profundidad de 27.5 km, además de estar en el centro de la zona de ruptura del sismo de 1906, su epicentro se ubicó en las coordenadas 1.011°N y 79.489°O, a 8 km al noroeste de San Vicente, 19 km de Esmeraldas, 170 km de Quito, 250 km de Portoviejo, 260 km de Ambato, 350 km de Guayaquil, 390 km de Santa Elena y a 440 de la ciudad de Cuenca. Este terremoto fue de menor tamaño que el acontecido en el año 1979 en relación a su momento de liberación de energía sísmica, longitud de ruptura y tamaño de la zona de asperidad, pero igual provocó un tsunami con olas de 2 a 5.9 m originando daños en Tumaco y al norte de Esmeraldas.

1.1.2.6 Terremoto de 1979 en Esmeraldas. Sismo que ocurrió el 12 de diciembre de 1979 siendo las 07:59:03 (UTC) que afectó a la provincia de Esmeraldas y también a Colombia, con magnitud de 7.7 en la escala de Richter y con profundidad de 24 km, en otros estudios se indica que la profundidad fue de 33 km, además este movimiento telúrico fue ubicado en el norte de la zona del sismo de 1906, formando parte del cierre del ciclo de sismicidad, su epicentro se localizó en las coordenadas 1.62°N y 79.34°W, además produjo un tsunami causando severos daños. La longitud de ruptura fue de 180 y 230 km, en dirección N40°E, siendo un movimiento de subducción en la interplaca, empezando de donde se detuvo el terremoto del año 1958, y el epicentro del sismo del 1979, limitado entre las réplicas de los sismos de 1958 y 1979 según lo indagado por Espinoza (1992).

1.1.2.7 Terremoto de 1998 en Bahía de Caráquez. Terremoto ocurrido frente a las costas de Bahía de Caráquez, el día 4 de agosto de 1998 a las 13:59 con una magnitud de momento $M_w=7.2$. Su epicentro se ubicó en Canoa a 10 km de Bahía de Caráquez con coordenadas 0.593°S y 80.938°W , a 20 km de distancia del epicentro del sismo del 16 de enero de 1956 de $M_w=7.0$ y profundidad de 20 km, como consecuencias de este evento sísmico se tuvo gran pérdida de vidas, el colapso de un edificio de 5 pisos, daños de menos gravedad estructural y no estructural en otras edificaciones, inclusive el hospital Miguel H. Alcívar H. tuvo daños severos en su estructura quedando deshabilitada. El periodo de recurrencia para este terremoto es de 42 años, lo que indica que es probable que ocurra un evento similar para el año 2040. Este reporte fue dado por Argudo Rodríguez (1998) y Marcelo Moncayo Theurer, Jiménez, Velasco, and Zambrano (2017).

Según los estudios dados por Aguiar, Morales, Chunga, Iza, and Del Castillo (2016), el sismo producido en 1998 es interplaca tipo thrust, es decir, inversa de bajo ángulo, que delinea el plano del desplazamiento, lo que permitió determinar el espectro de respuesta de este evento telúrico.

1.1.2.8 Terremoto de 2016 en Pedernales. Sismo severo sacudió las tierras de Pedernales perteneciente a la provincia de Manabí, ocurrido en el año 2016 a los 16 días del mes de abril, siendo las 18:58 hora local (UTC 23:58:36), con una magnitud de $M_w=7.8$ en la escala de Richter. Su epicentro se ubicó en coordenadas de 0.025°S y 79.955°O , con una distancia de 45 km del sismo del 1942 de $M_w=7.8$ que tuvo una profundidad de 20 km frente a Muisne, y mediante el estudio analítico que se realizó se pudo mostrar que el periodo de recurrencia para el sismo del 16 de Abril sería de 74 años, cuyo evento similar ocurriría para el año 2090, según el análisis de recurrencia sobre los terremotos severos en Ecuador de Marcelo Moncayo Theurer et al. (2017).

En la revista Geofísica 67 Cisneros and Nocquet (2017) sostienen que este movimiento telúrico deja grandes pérdidas humanas y económicas, debido en su mayoría por daños severos que presentaron tempranamente las estructuras en su sistema global. Siendo esto producto del deslizamiento en el plano de subducción, separando la placa tectónica de Nazca (placa oceánica) del bloque continental llamado Bloque Nor -Andino. Este fenómeno de subducción es el mismo que originó los terremotos del 31 de enero de 1958 con $M_w=8.8$, el del 14 de mayo de 1942 con $M_w=7.8$, el del 19 de enero de 1958 con $M_w=7.8$ y del 12 de diciembre de 1979 con $M_w=8.1$.

1.2 Planteamiento del Problema

Es de suma importancia considerar la seguridad que deben tener las estructuras, ya que están directamente vinculadas con la capacidad de soporte de las cargas o solicitaciones máximas posibles que pueden producirse durante su vida de servicio, para así evitar problemas de sobrecargas, un colapso parcial o total de su edificación. Debido al incremento de la industria de la construcción en el transcurso del tiempo, los efectos

negativos provocados por catástrofes naturales, el deterioro de los elementos estructurales y las equivocaciones en diseño o construcción, se toma importancia la evaluación estructural ya que tiene como fin dar un diagnostico confiable del estado actual que se encuentra la estructura evaluada.

Según 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 resultado de estos sismos registrados en el país.

Posterior al acontecimiento en Pedernales algunas construcciones en lugares lejanos al epicentro del sismo también fueron afectadas, dado el caso, es el acontecido en el edificio Polinesio ubicado en la provincia de Santa Elena, en Punta Blanca el cual, en su estructura se produjo una falla en sus elementos estructurales lo que evidencia que presenta una vulnerabilidad en su estructura, por ende es necesario que se realice un análisis de desempeño estructural, además de un diseño de reforzamiento para mejorar el sistema global del edificio. Según la recolección de datos mediante el estudio técnico de los planos estructurales realizados para esta obra, se obtuvo como información que este edificio es irregular en planta y en elevación, basadas las especificaciones técnicas en la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-15. La resistencia del concreto del hormigón armado que tiene es de $f'_c=280 \text{ Kg/cm}^2$, la resistencia del acero longitudinal y transversal es de $f'_c=4200 \text{ Kg/cm}^2$; además, se edificó sobre un relleno bien compactado, se elaboró la cimentación como zapatas corridas en dos direcciones, con un replantillo de hormigón simple de $f'_c=110 \text{ Kg/cm}^2$; las columnas cuentan con diferentes dimensiones; teniendo

este edificio cuatro pisos que poseen losas nervadas en una dirección de las cuales tres son accesibles y la última es terraza inaccesible, también tiene un ascensor el cual su losa es maciza en dos dirección.

1.3 Justificación

Según el mapa de peligrosidad sísmica de la NEC-SE-DS, la provincia de Santa Elena es una zona que presenta un alto índice de riesgo ante sismos, por lo tanto, las construcciones deben tener un diseño estructural que brinde seguridad y dispongan de un adecuado comportamiento ante el movimiento del suelo, esto se logra cumpliendo con los requerimientos normativos. Debido a sucesos ocurridos en el terremoto de Pedernales del 2016, profesionales se vieron en la obligación de buscar nuevas alternativas para mejorar el sistema estructural de edificaciones vigentes, a razón de que varias viviendas y edificios de gran altura fallaron.

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriormente mencionadas, este estudio se realiza para dar solución al problema que presenta el edificio Polinesio originado por el evento sísmico del año 2016, de ahí que, se buscará la alternativa más adecuada para que el inmueble siga teniendo la misma capacidad de soporte y seguridad que en su inicio.

Este proyecto previo a la titulación se enfocará en buscar una posible respuesta al edificio, por medio de minuciosas investigaciones, relacionadas a técnicas de reforzamiento de estructuras, ya que estas son alternativas de solución que nos permite evitar el derrumbe o inhabilitación de la edificación antes mencionada y de muchas otras. Aplicando estas técnicas de reforzamiento se provee a la construcción mayor rigidez, incremento de su capacidad de carga y ductilidad, brindando un buen funcionamiento estructural.

1.4 Objetivos de la Propuesta

1.4.1 Objetivo General

Analizar el comportamiento estructural del edificio Polinesio ubicado en la Provincia de Santa Elena, Sector Punta Blanca mediante la norma NEC 2015 y los requisitos de diseño del ACI 318-19 para determinar un reforzamiento a la estructura.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Obtener información sobre el estado actual del edificio a través de la visita de campo basándose en la evaluación estructural en el formato FEMA P-154.
- Analizar el comportamiento del edificio Polinesio mediante su modelamiento en el software ETABS V18 para su análisis lineal dinámico, rigiéndose con el uso de las normas NEC-2015.
- Evaluar el punto de desempeño de la estructura existente a través del software SAP 2000 V22 aplicando el método estático no lineal Pushover.
- Proponer un tipo de reforzamiento para mejorar la funcionalidad de la estructura.
- Diseñar el reforzamiento estructural en base a los requisitos del ACI 318-19.

1.5 Hipótesis

Mediante la aplicación de la técnica de reforzamiento, se logrará mejorar el desempeño y reducirá la vulnerabilidad de la estructura frente a un evento sísmico.

1.6 Metodología

Este proyecto previo a la titulación se llevará a cabo mediante una metodología investigativa que aporte información contundente y acreditable de fuentes bibliográficas. A continuación, detallaremos las actividades a realizarse a medida del proceso de trabajo:

- Realizar visitas al campo para mejor observación del proyecto en estudio.
- Determinar la vulnerabilidad de la estructura mediante la aplicación del formato FEMA P-154.
- Análisis de los planos estructurales y arquitectónicos.
- Análisis de carga por pórtico de cada piso de la estructura.
- Modelamiento estructural en el software SAP 2000 y ETABS V18.
- Análisis lineal dinámico y no lineal inelástico (Pushover).
- Control de torsión excesiva y derivas de piso permisibles.
- Definición de las técnicas óptimas para el desempeño estructural sísmico.
- Aplicación de la técnica de reforzamiento estructural en el programa.

1.7 Variables

1.7.1 Variable Independiente:

Determinar las técnicas de reforzamiento estructural.

1.7.2 Variable dependiente:

Optimizar el funcionamiento estructural del condominio Polinesio.

CAPITULO II

2 Fundamentación Teórica

2.1 Conceptos Generales

2.1.1 Hormigón

Material pétreo mayormente utilizado a nivel global de la construcción por sus diferentes propiedades favorables al aplicarlo en la edificación de una estructura, sean estas el buen funcionamiento mecánico, la resistencia a los agentes atmosféricos y químicos, resistente al fuego u otro deterioro.

El hormigón se compone de una pasta adhesiva de cemento portland y agua, que sirven para mezclar el agregado fino, agregado grueso y aglomerante, que al momento de adherirse y fraguar adquiere dureza y resistencia proporcionada por los elementos que la conforman. Además, se le puede aplicar aditivos que mejoren las propiedades físico-químicas del mismo. La ventaja del hormigón es su alta resistencia a compresión y su desventaja es su fragilidad a tensión y cortante.

Existen algunos hormigones que se utilizan en la construcción, el hormigón pesado con densidades mayor a 3200 kg/cm^3 , el hormigón ligero con densidad de 1800 kg/cm^3 , pero el que habitualmente se utiliza es el hormigón con densidad de 2400 kg/cm^3 .

2.1.2 Estructura

Entidad compuesta por un orden de cuerpos dispuestos en el espacio que sujetan una conexión entre las partes formando un todo, refiriéndose en sí, a la estructura como una unidad de ensamblaje de los elementos de vigas y columnas que la conforman.

El propósito de la estructura es resistir las solicitaciones ejercidas en ella, resultado del uso ocupacional y de su peso propio, dando forma a una obra constructiva, como

ejemplo tenemos los edificios, estadios, puentes, presas entre otros, los cuales brindan un servicio a la comunidad.

Las estructuras se clasifican de acuerdo su ocupación en escuelas, hospitales, viviendas; su sistema estructural en simples como los muros portantes, reticulares como armaduras, marcos, vigas continuas y pórticos, en laminares como bóvedas, por su tipo de análisis se clasifican en determinadas e indeterminadas y por su tipo de material en metálicas y de hormigón armado.

2.1.3 Estructura de Hormigón

Este tipo de estructuras está conformada por hormigón y una armadura de acero que es de hierro redondos, que se ubica en la parte donde la estructura va a estar expuesta a esfuerzos de tracción por causa de las solicitaciones. Por otra parte, solo se coloca hormigón, sin armadura metálica en la parte donde la estructura sufrirá esfuerzos de compresión. La ventaja de estas estructuras es su durabilidad y trabajabilidad.

La combinación de estos dos materiales del hormigón y el hierro es debido a las propiedades que adquieren cada uno de ellos, el hormigón resiste bajo compresión de 50Kg/cm^2 y el hierro resiste muy bien los esfuerzos de tracción de 1000 a 1200 Kg/cm^2 y más.

2.1.4 Sistema Estructural

Es un ensamblaje de elementos estructurales (vigas-columnas-barras) que forman un solo cuerpo constituyendo un soporte básico (pórtico), con el propósito de distribuir las fuerzas que actúan a sus apoyos, proporcionando buen funcionamiento, seguridad, economía y estética a la estructura definiendo su comportamiento final, combinando tres aspectos importantes, su forma, cargas, materiales y dimensiones de elementos.

2.1.5 Comportamiento de las Estructuras

Las estructuras son consideradas sistemas que resisten solicitaciones, mientras que su comportamiento se da por grandes fuerzas horizontales y hace referencia a la manera de deformarse, vibrar, pandear o fluir debido a las fuerzas actuantes que está sometida.

2.1.6 Fuerzas Actuantes

Fuerzas que se encuentran presentes en la estructura y se dividen en externas e internas, siendo las fuerzas externas las solicitaciones aplicadas y las reacciones de los apoyos; estas a su vez se clasifican según su aplicación en estáticas aplicadas progresivamente y dinámicas aplicadas bruscamente, según su permanencia se clasifican en cargas breves y continuas, según su estabilidad en cargas fijas y fluctuantes o cargas invertidas, según su origen en cargas gravitacionales sometidas por la gravedad, la presión hidrostática, al viento, al sismo y cambios de temperatura, las cuales se subdividen en los códigos constructivos en cargas vivas y muertas, según su extensión en la zona se llaman cargas concentradas o puntuales y cargas distribuidas, mencionado por Naranjo Urbina (2011).

2.1.7 Apoyo

Dispositivo encargado de ensamblar la estructura, tiene como función impedir movimientos severos, limita las deformaciones, distribuye las solicitaciones a las que está sujeta la estructura. En estructuras planas se encuentran apoyos fijos, articulados y empotrados.

2.2 Virtudes de una Buena Configuración Sísmica

Para que una estructura tenga un buen desempeño y funcionalidad se deben tomar en consideración en su diseño los siguientes parámetros:

2.2.1 Resistencia

Capacidad de los elementos estructurales de soportar los esfuerzos sin romperse, y que dependen del tipo de material, su geometría y el ensamblaje de los elementos.

2.2.2 Ductilidad

Propiedad de los materiales de soportar grandes deformaciones sin llegar a fallar bajo altos esfuerzos de tensión.

2.2.3 Rigidez

Propiedad de un elemento de resistir deformaciones que depende de su sección transversal, el tipo de material y condiciones de apoyo.

2.2.4 Continuidad

Para un buen comportamiento de la estructura durante un movimiento sísmico esta debe tener una continuidad de rigidez entre la masa y la resistencia dentro de su sistema estructural, es por eso preciso verificar que las uniones entre elementos estructurales y no estructurales se encuentren firmemente conectados con las solicitaciones laterales resistentes.

2.3 Definiciones Relacionadas a un Evento Sísmico

Estos términos son importantes identificarlos ya que nos ayudan a realizar un análisis post y pre eventos sísmicos.

2.3.1 Categoría de Diseño Sísmico

Asignación que se le da a una estructura para determinar los requisitos de resistencia sísmica, esta se basa en el riesgo que posiblemente puede tener la edificación, los parámetros que intervienen son el nivel de amenaza sísmica de la zona, la clase de suelo y el uso ocupacional de la estructura.

2.3.2 Peligro Sísmico

Es la probabilidad de ocurrencia de un evento telúrico de determinada intensidad, en un espacio de tiempo específico y dentro de una zona determinada MIDUVI (2015).

El estudio de la peligrosidad sísmica con lleva a una estimación de la máxima aceleración del terreno causada por los movimientos telúricos. Es por esa razón que existen en la actualidad normas que regulan el peligro sísmico, estimando en un análisis los daños que podría causar los máximos sismos esperados en un lugar determinado durante un periodo de retorno, para así evitar que futuras edificaciones colapsen ante estos desastres naturales.

2.3.3 Efectos de Sitio

Estudio que se basa en la relación de la ingeniería civil y la geotecnia, cuyo objetivo es trabajar en conjunto para el análisis de los suelos (sitio de emplazamiento), con interacción de las estructuras ante un suceso sísmico severo, para establecer una estimación del movimiento durante su vida útil, para ello se elabora una caracterización de un espectro de diseño.

2.3.4 Amenaza Sísmica

Factor de riesgo que está expuesto un determinado espacio o sujeto, relacionado a una posible manifestación de un fenómeno físico, que puede causar un peligro latente para ese entorno, ya sea este una comunidad, una edificación entre otros. Una de las amenazas que presenta el Ecuador son las inundaciones, sequías, la actividad volcánica y los sismos.

2.3.5 Desastre

Resultado de un suceso severo en un lugar, evidenciando grandes pérdidas de índole humanitaria, económica y social, que necesita de ayuda de instituciones para sobrellevar el problema.

2.3.6 Riesgo Sísmico

Peligro que presenta una zona en específico debido a la ocurrencia de acontecimientos naturales como un sismo, y en caso de estructuras implica la vulnerabilidad que puede tener una construcción, resultado de la falla en su sistema estructural durante un evento telúrico. Tal es el caso de nuestro país que por pertenecer a una zona donde frecuentemente las placas tectónicas están en movimiento se encuentra en alto riesgo sísmico. Esta terminación es la combinación de tres factores, peligro sísmico, vulnerabilidad al daño y nivel de exposición.

2.4 Vulnerabilidad

Factor de importancia que ayuda a determinar la susceptibilidad de resistencia que presenta una edificación ante un evento sísmico.

2.4.1 Vulnerabilidad de Daños

La vulnerabilidad estructural consiste en los daños posibles que la estructura puede presentar en columnas, vigas, losas y cimentación durante un sismo, provocado por la vibración del suelo y las fuerzas que actúan en ella.

La vulnerabilidad depende de factores tales como la geometría, el tipo de suelo, su sistema constructivo y el entorno que rodea cierta zona.

Esta vulnerabilidad se debe al inadecuado diseño de las estructuras ya que estas habitualmente muestran poca ductilidad y resistencia debido a que en la actualidad aun

existiendo normas que ayuden a regular los problemas estructurales no las aplican en su totalidad y prefieren construir informalmente, otras de las construcciones que también presenta peligro en el suceso de un sismo son las edificaciones históricas que por su tipología constructiva y el tiempo de vida útil son vulnerables.

2.4.2 Vulnerabilidad de Edificaciones Existentes

El nivel de vulnerabilidad en el país es evidente por causa de la falta de control en la aplicación de las especificaciones sismo-resistentes por norma en las edificaciones existentes y las que están en proceso, esto se da más, en poblaciones de bajos recursos, es por eso que la ciudadanía opta por la construcción informal y económica, sin tomar en cuenta la supervisión de una persona especializada en el ámbito constructivo.

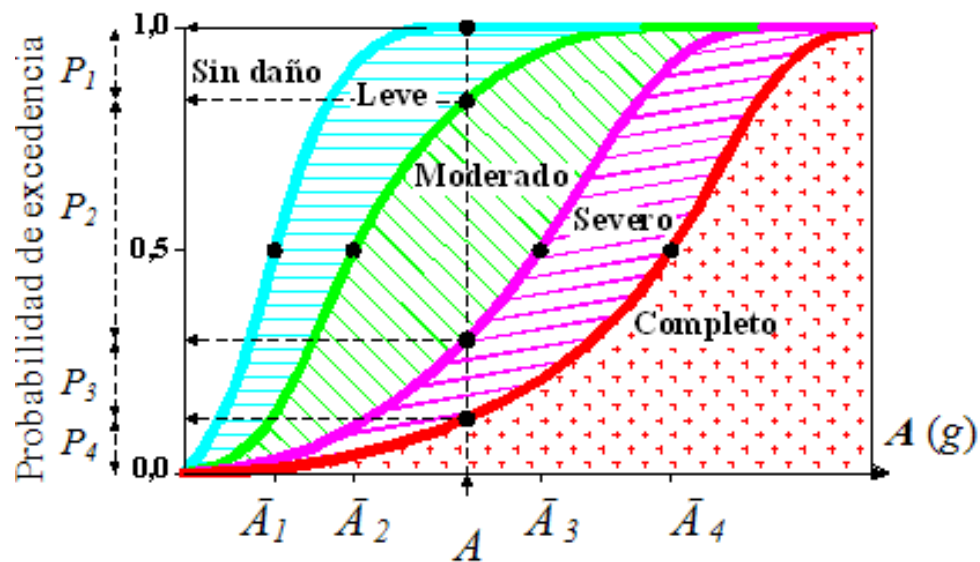
Existen métodos para analizar el grado de vulnerabilidad que posee una construcción que varían según el tipo de estructura, amenaza sísmica y nivel de precisión, tales son los métodos cualitativos, que consisten en evaluar de manera rápida la vulnerabilidad del edificio, tomando en cuenta las características generales de la construcción de forma objetiva, uno de los métodos que mayor se utiliza es el Fema 154 que sirve para una evaluación visual rápida, otro método es el cuantitativo, este se enfoca en realizar un estudio más profundo basándose en el comportamiento de la estructura durante un terremoto, considerando las características generales del sismo y de la zona, dando mejor detalle al análisis sismo resistente fundamentándose en normas y parámetros vigentes del lugar.

2.4.3 Curvas de Fragilidad

Este tipo de curvas detallan la probabilidad de ocurrencia de un 50% que pueda igualar o exceder los varios estados de daño de una estructura, por la acción de un desplazamiento espectral máximo.

Ilustración 1.

Curvas de fragilidad para cada estado de daño.



Nota: Factores de daño y niveles de riesgo de varios desplazamientos espectrales, elaborada por Coronel and López .

Esta probabilidad se representa mediante una distribución lognormal definida a continuación:

$$P[d_s/S_d] = \phi[(1/\beta_{ds}) * \ln(s_d/S_{d,ds})] \quad \text{Ec. 1}$$

2.5 Daños Sísmicos en Estructuras

Los daños que se pueden presentar durante un evento sísmico ya sea este leve o severo son los que se describen a continuación:

2.5.1 Daños Estructurales

Este tipo de daños se presentan con mayor frecuencia en construcciones hechas con concreto reforzado, dadas sus características de masa y rigidez, son propensas a fallar total o parcialmente en su sistema estructural ante un terremoto, causado por distintos factores que influyen en el grado de daño de los elementos estructurales (vigas-columnas) tales como la calidad del material que se usó para la construcción, el déficit de resistencia de las sollicitaciones laterales y las particularidades del sismo.

Ante eventos sísmicos severos es típico que las edificaciones se vean afectadas a nivel estructural, presentando daños en sus columnas como desprendimiento del recubrimiento, fisuras diagonales debido a esfuerzos máximos de torsión, grietas verticales, aplastamiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales.

2.5.2 Daños No Estructurales

Los daños no estructurales se producen por la caída de materiales que no forman parte del sistema de soporte del edificio y que solo se encuentran anclados a los elementos estructurales, siendo estos componentes arquitectónicos como las ventanas, puertas, cierres perimetrales (parapetos), voladizos, carteles, tabiques, cielos falsos, las líneas vitales, llamadas también servicios básicos. Entre los daños que con frecuencia se presentan después de un terremoto debido a una inadecuada adherencia de elementos estructurales y no estructurales, son grietas en la mampostería interna y externa, quiebre de vidrios, desprendimiento de los acabados, daños en las instalaciones de las líneas vitales (servicio eléctrico y sanitario).

2.5.3 Deficiencias Estructurales

Para conocer el grado de deficiencia que tiene la estructura, se estiman daños iniciales, entre ellos se encuentran piso débil, piso flexible, columnas cortas, irregularidades en planta y elevación, columna fuerte viga débil, falla por cortante, irregularidades geométricas y de masa.

2.6 Patologías Estructurales

Estas patologías se dan por errores en el diseño, operación constructiva y el deterioro de los materiales que provocan que la estructura tenga vulnerabilidad sísmica. Sosteniendo lo mencionado por Astorga and Rivero (2009), existen algunas causas que provocan estas patologías en las edificaciones que corresponden a las mencionadas a continuación:

Por defectos: Aplicación de materiales defectuosos que no tienen las propiedades físico-químicas y mecánicas apropiadas para la obra, un inadecuado diseño, incumplimiento de las normas vigentes de construcción y falta de control por parte de un profesional.

Ilustración 2

Patologías en Estructuras por Defectos

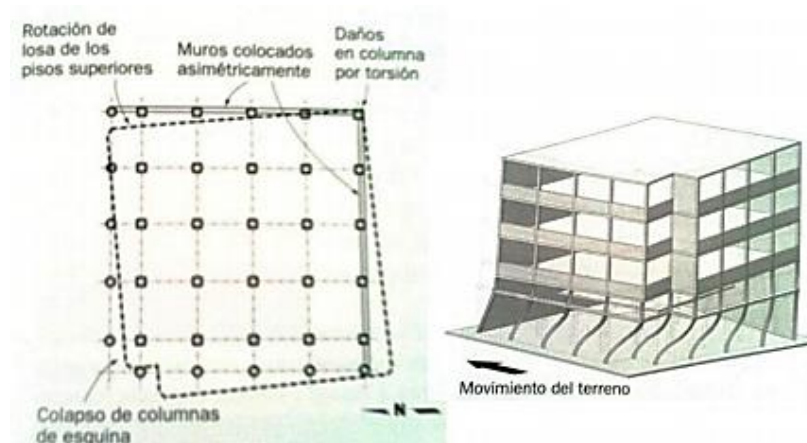


Nota: Refuerzo transversal inadecuado, tomada de la revista ELSEVIER, escrita por Doğangün (2004).

Por daños: causadas por las sobrecargas debido a su uso ocupacional diferente al que fue diseñado, vigas y columnas con grandes esfuerzos de cortante y de tensión, falla en la adherencia de viga-columna, muros de corte grandes, asimetrías que causan torsión, golpeteo entre estructuras y variación brusca de rigidez en relación a la altura.

Ilustración 3

Patologías en Estructuras por Daños



Nota: Demostración del momento torsor tomado de Castillo Moscoso and Flores Hernandez.

Por deterioro: esto se da debido al desgaste que sufren los materiales durante su vida útil, al estar expuestos a los agentes climáticos, presentando grietas y fisuras que se clasifican de la siguiente manera:

Tabla 1

Clasificación de Fisuras y Grietas

Clasificación	Espesor (mm)
Micro fisuras	$e < 0.05$
Fisuras	$0.10 < e < 0.20$
Micro fisuras	$0.20 < e < 0.40$
Grietas	$0.40 < e < 5$
Fracturas	$1 < e < 5$
Dislocación	$e > 5$

Nota: En la tabla se detallan los tamaños de las grietas, adaptado de la (NEC, 2015).

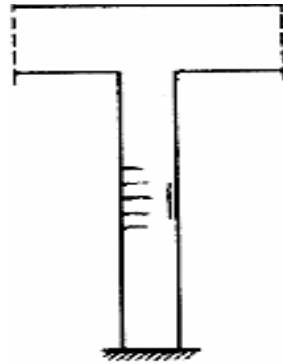
2.6.1 Fisuras en el Hormigón

Las patologías que aparecen en una estructura de hormigón armado son consideradas por el exceso de cargas, por sus deflexiones, aladeo, pandeo (esfuerzo de compresión) y por fisuras. Estas fisuras se clasifican en 3 grupos, fisuras muertas, vivas y por su forma, estas subdividiéndose a su vez en fisuras por esfuerzos de tracción, flexión, cortante y torsión, las cuales se detallan seguidamente:

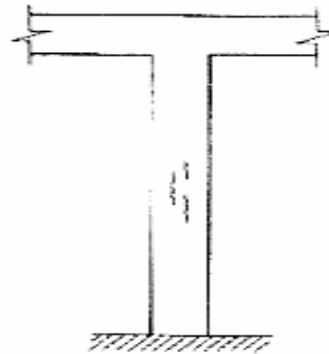
2.6.1.1 Esfuerzos de Compresión. Provocan fisuras verticales en elementos estructurales que trabajan a compresión como resultado de que la resistencia es menor que el esfuerzo. Estas grietas son muy peligrosas ya que es signo del inminente, del pandeo o aplastamiento del hormigón.

Ilustración 4.

Fisuras por Esfuerzos de Compresión.



Fisura indicativa de
inminente pandeo



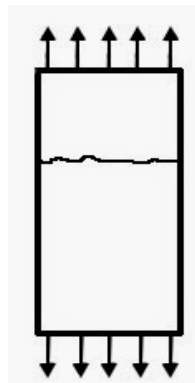
Fisura indicativa de
inminente colapso
por compresión

Nota: Demostración de fisuras por pandeo tomado de Toirac Corral (2004).

2.6.1.2 Esfuerzos de Tracción. Las fisuras causadas por la acción de esfuerzos de tracción tienen una superficie perpendicular a la dirección de la tensión. Estas fisuras no son habituales en hormigón armado, ya que se previenen mediante las armaduras de acero. Son grietas que aparecen de repente y atraviesan la sección.

Ilustración 5.

Fisuras por Esfuerzo a Tracción.

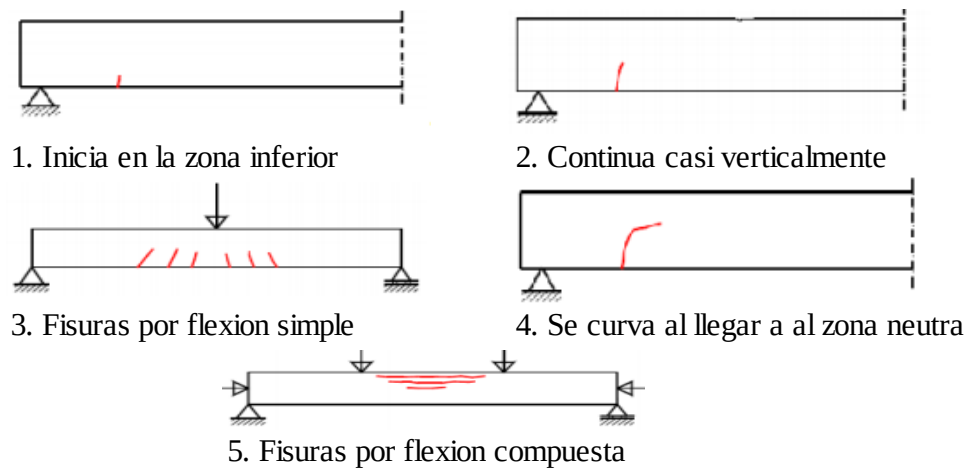


Nota: Elemento sometido a esfuerzos de tracción tomado de Morán Troya (2016).

2.6.1.3 Esfuerzos de Flexión. Las grietas por flexión son las más frecuentes en el hormigón armado, y pueden aparecer en la zona inferior del centro de la viga, lugar del máximo esfuerzo del elemento, y continuar en vertical deteniéndose en la zona de compresión. Además, también pueden presentarse las fisuras por flexión combinada con esfuerzo cortante, en la parte superior de la viga próxima a los apoyos.

Ilustración 6.

Fisuras por Esfuerzo de Flexión.

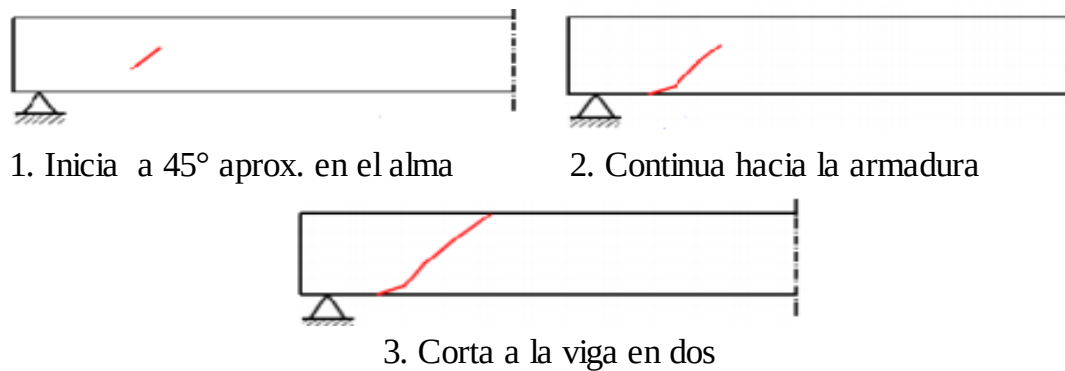


Nota: Proceso de fisuración por esfuerzos de flexión, tomado de Ticona Mamani (2019).

2.6.1.4 Esfuerzos de Cortantes. Las fisuras de cortante evolucionan de manera rápida dividiendo al concreto en dos partes, se caracterizan por tener un trazado a 45°, y en vigas se presentan desde el alma pasando por la armadura hasta llegar a la zona de aplicación de las cargas.

Ilustración 7

Fisuras por Esfuerzo Cortante

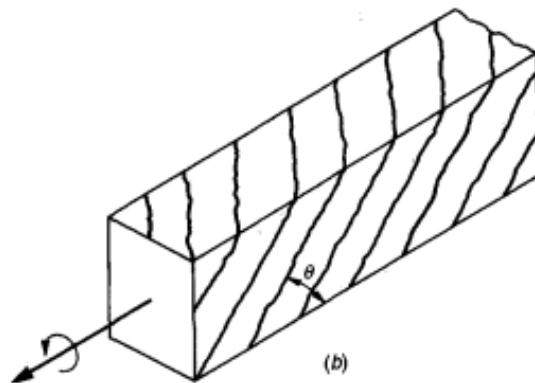


Nota: Progreso de fisura por corte, elaborado por Obras (2018).

2.6.1.5 Esfuerzo de Torsión. Las fisuras ocasionadas por la torsión son parecidas a las producidas por cortante, sin embargo, se diferencian ya que estas tienen las grietas con inclinación opuesta en las dos caras de la estructura.

Ilustración 8.

Fisuras por Esfuerzo de Torsión.



Nota: Fisuras producidas por esfuerzo a torsión, tomado de Grimán Morales (2015).

2.6.1.6 Fisuras Muertas. A este tipo de fisuras se las denomina estabilizadas, es decir, que han dejado de crecer ya que los esfuerzos que la provocaron desaparecen.

2.6.1.7 Fisuras Vivas. Son fisuras que continúan desarrollándose a lo largo del tiempo porque los esfuerzos que la crearon siguen presentes. Esto provoca la degradación de los componentes estructurales con el tiempo.

En la siguiente imagen se muestra una fisura en viga presente en el edificio Polinesio.

Ilustración 9

Fisura en la Planta Baja



Nota: Fotografía del edificio Polinesio de una fisura presente en una viga. Tomada por Muñiz Jonathan y Villón Génesis, 11 de agosto de 2021.

2.7 Fema 154

Agencia Federal del Gobierno Estadounidense para el manejo de emergencia, es un manual que muestra un método de inspección y puntaje mediante un análisis visual rápido, para determinar el riesgo que presenta una estructura y manifestar si es necesario un estudio más profundo.

2.8 Reforzamiento Estructural

Por el aumento de edificaciones que necesitan de refuerzo en su estructura se han desarrollado algunos métodos los cuales tienen dos mediaciones:

Preventivas: Se consideran antes que suceda un sismo, mediante la reducción de la vulnerabilidad de los elementos estructurales.

Correctivas: Se las considera en estructuras que ya pasaron por un sismo, restaurando los elementos afectados.

Para establecer un método de reforzamiento estructural se deben tomar en cuenta algunos factores tales como su costo, fácil aplicabilidad y eficacia de mejora en el funcionamiento de la estructura.

2.8.1 Materiales Compuestos Para Reforzamiento

Un compuesto estructural es un sistema que consiste de algunas fases, que está diseñado con un comportamiento mecánico y propiedades superiores ante los materiales cuando interactúan por individual. Hay dos fases, una discontinua llamada fibra y otra débil conocida como matriz. Su uso se ha incrementado por sus diferentes beneficios como alta resistencia, costo de instalación a bajo precio y fácil aplicación, es un material ligero y resistente a la corrosión.

De los materiales compuestos que se utilizan con frecuencia para reforzar estructuras están:

El cemento reforzado con fibras de vidrio: Material fibroso que se obtiene de fundir vidrio en una pieza de huecos finos, cuyas propiedades son una buena resistencia a los agentes climáticos, a la corrosión y estabilidad dimensional.

El polímero reforzado de aramida de origen orgánico (AFRP): Resultado de una larga cadena de carbono llamada polietileno, basada en fibras orgánicas de alta resistencia y módulo de elasticidad; una de las más comunes es la fibra de Aramida.

El polímero reforzado con fibras de carbono: Compuesto no metálico de tipo polimérico, hecho de carbono cuya materia prima es el poliacrilonitrilo (PAN).

2.9 Técnicas de Reforzamiento

En la actualidad existen algunas técnicas que se aplican en la construcción para reforzar las estructuras, las cuales se detallan a continuación:

2.9.1 Refuerzo Estructural con Fibra de Carbono

Las fibras de carbono están compuestas por un 95% de carbono y un 5% de poliacrilonitrilo, generalmente está sometida a un proceso de orientación, oxidación, carbonatación y grafitización.

En este tipo de reforzamiento se busca obtener mayor resistencia en los elementos estructurales, prevenir el mal funcionamiento de la columna, ya que esto puede causar el fallo de la estructura, y que garantice un comportamiento adecuado del sistema estructural con un buen funcionamiento.

2.9.1.1 Reforzamiento en Columnas. Uno de los elementos principales de la estructura son las columnas, por lo que surge la necesidad de que estas tengan una correcta funcionalidad ante las cargas sobreimpuestas, el uso de fibras de carbono puede llegar a ser de gran importancia ya que la colocación de este tipo de sistema permite incrementar la resistencia a la flexión y corte, mejora el confinamiento, además, es un refuerzo ideal ante un movimiento sísmico.

Ilustración 10

Reforzamiento con Fibra de Carbono en una Columna



Nota: Aplicación de fibra de carbono como refuerzo en una columna tomado de Reforzamiento y Actualización Sísmica de Estructuras elaborado por Rendón (2016).

2.9.1.2 Reforzamiento en Vigas. La aplicación de las fibras de carbono en vigas es necesaria para incrementar su capacidad de carga, cuando este sistema de reforzamiento se coloca de forma longitudinal ayuda a incrementar la resistencia a la flexión y controlar la deflexión, mientras que si las fibras de carbono se colocan en las caras laterales de la viga contribuirán al aumento de la resistencia al corte.

Ilustración 11

Reforzamiento con Fibra de Carbono en una Viga



Nota: Aplicación de fibra de carbono como refuerzo en las caras longitudinal y lateral de la viga tomado de Anclaf (2020).

2.9.1.3 Reforzamiento en Uniones Viga-Columna. Los puntos críticos que generalmente presentan las estructuras se encuentran en las uniones entre viga y columnas, debido a fallas en los elementos estructurales por la poca adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas o por la presencia de grietas diagonales producto del efecto de cortante.

Este reforzamiento para que tenga eficacia se debe procurar realizar un confinamiento lateral, capaz de aumentar la resistencia del núcleo de hormigón, para evitar así el pandeo de las barras verticales de la columna. Uno de los reforzamientos que se aplican en la unión de vigas y columnas es la fibra de carbono, ya que ayuda que trabajen juntamente y así, soportar esfuerzos mayores que los elementos que la conforman.

Ilustración 12

Reforzamiento con Fibra de Carbono en Unión Viga-Columna



Nota: Aplicación de fibra de carbono como refuerzo en unión de viga-columna tomado elaborado por Rendón (2016).

2.9.2 Refuerzo de Columnas Mediante Recrecido con Hormigón Armado

2.9.2.1 Reforzamiento en Columnas. Aumentar la sección de las columnas a través del recrecido del hormigón armado mediante una malla de acero, puede lograr incrementar la ductilidad del elemento. Además de ofrecer un excelente trabajo frente a la compresión, flexión, cortante y torsión, garantiza mayor resistencia. Esta es una técnica de refuerzo que ayuda a la columna existente absorber y transferir adecuadamente los esfuerzos hacia el cimiento.

Ilustración 13

Refuerzo en Columna Mediante Recrecido con Hormigón Armado



Nota: Reforzamiento en una columna por medio del encamisado de hormigón armado elaborado por Epachon (2014).

2.9.2.2 Reforzamiento en Vigas. Antes de aplicar este tipo de reforzamiento se necesita conocer si el elemento debe mejorar sus propiedades mecánicas. Este método se basa en la realización de una envoltura de hormigón armado en los lados de la viga, el cual debe estar unido al refuerzo existente por medio de barras soldadas de manera diagonal. En caso de realizar esta técnica de forma longitudinal aumenta la capacidad a flexión, y cuando se aplica en las caras laterales aumenta la resistencia al corte.

Ilustración 14

Refuerzo en Viga Mediante el Recrecido de con Hormigón Armado



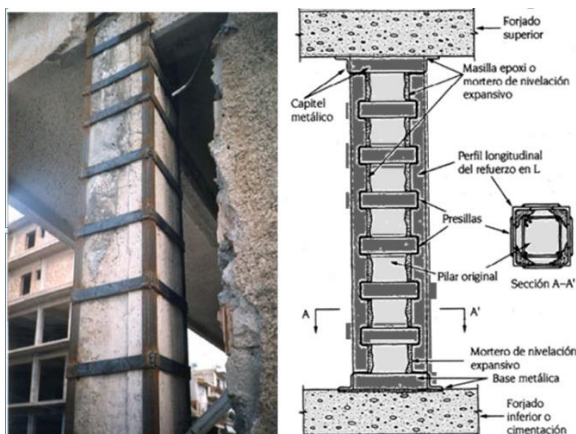
Nota: Reforzamiento en una viga a través de una envoltura de hormigón armado en 3 caras elaborado por Rendón (2016).

2.9.3 Reforzamiento de Columnas por Medio de la Colocación de Platinas Metálicas

Una de las técnicas poco utilizadas en la construcción es el reforzamiento con platinas metálicas por ser poco atractiva, ya que afecta el aspecto arquitectónico del edificio y que por sus características no necesita ser recubiertos. El armazón adicional es una columna de metal que incluye cuatro vértices, que pueden ser angulares, platinas o tubos de hierro negro con refuerzos ideal para prevenir el pandeo parcial o total de la nueva columna de metal.

Ilustración 15

Reforzamiento de Columnas por medio de la Colocación de Platinas Metálicas



Nota: Reforzamiento en columna con elementos metálicos formados por angulares, presillas y unos collarines elaborado por Carazo (2014).

2.9.4 Aplicación de Perfiles de Acero en Una Viga Como Reforzamiento Estructural

Moreta Viscarra (2015), presenta como refuerzo estructural a la colocación de perfiles de acero junto a la viga, y considera que en este sistema se debe agregar un refuerzo negativo adicional sobre la superficie de la losa en la zona de la viga y fuera de la columna existente, pero es fundamental que el refuerzo inferior y superior estén anclados en la zona de la columna con suficiente longitud para que se desarrolle, o a su vez ser continuo mediante una junta.

Ilustración 16

Aplicación de Perfiles de Acero en una Viga como Reforzamiento Estructural



Nota: Reforzamiento en la parte inferior de la viga y apoyos de los refuerzos de vigas en pilares de hormigón, elaborado por Epachon (2014).

2.9.5 Reforzamiento Mediante Diagonales Rigidizadoras

Mediante este sistema se logra obtener un importante control de los desplazamientos ya que se caracteriza por adquirir una considerable rigidez lateral, se pueden dividir en dos tipos, como son pórticos arriostrados concéntricamente y pórticos arriostrados excéntricamente.

Los pórticos arriostrados concéntricamente son un sistema con una gran rigidez elástica, pero es esencial diseñarlos para que desarrollen ductilidad, deformaciones inelásticas importantes y disipación de las cargas laterales mediante la fluencia en los elementos en tracción y pandeo en los elementos a compresión. Es recomendable planificar este tipo de reforzamiento en un número par de riostras en cada plano existente, ya que se busca que la respuesta del sistema sea simétrica en cuanto a resistencia y rigidez.

Ilustración 17

Refuerzo Mediante Diagonales Rigidizadoras Concéntricas



Nota: Refuerzo de pórticos de hormigón armado mediante arriostramiento metálico concéntrico elaborado por Rendón (2016).

Los pórticos arriostrados excéntricamente desarrollan respuesta dúctil y estable, donde la disipación de energía se genera por fluencia del acero a través de las excentricidades generadas en las vigas, estos segmentos se conocen como enlaces. La dimensión de la excentricidad debe diseñarse rigurosamente dado que está recibe grandes esfuerzos de corte y flexión por las cargas generadas, asimismo de esta depende la rigidez elástica y la ductilidad de la estructura.

Ilustración 18

Refuerzo Mediante Diagonales Rigidizadoras Excéntricas



Nota: Refuerzo de pórticos de hormigón armado mediante arriostramiento metálico excéntrico elaborado por Ruiz García, Bojórquez Mora, Corona Villar, and Reyes Salazar (2019).

2.9.6 Aplicación de Muros de Corte

El muro de corte es un sistema rígido de hormigón armado, que ubicados correctamente tiene el objetivo de suministrar estabilidad a momentos flexionantes y resistencia a los esfuerzos cortantes originados por las fuerzas laterales. Estos muros se pueden utilizar para controlar las deflexiones laterales y los efectos de torsión, que son las causantes de desplazamientos excesivos.

Ilustración 19

Refuerzo Estructural Mediante Muro de Corte



Nota: Aplicación de un muro de corte en un pórtico tomado de habitissimo (2017).

2.10 Tipos de Análisis Estructural

Para estudiar la capacidad que posee una estructura de resistir solicitaciones, se deben utilizar métodos para su análisis estructural, sean estos lineales y no lineales, que están comprendidos de dos modelos estáticos y dinámicos. Estos modelos matemáticos nos permiten visualizar a una estructura de una forma más real en un programa, donde es necesario añadir adecuadamente las cargas, geometría y las características de los materiales, para así, poder adquirir el comportamiento existente de la estructura.

Para utilizar un análisis lineal o no lineal, es preciso conocer su proceso de aplicación, ya que son diferentes.

2.11 Análisis Lineal

Es un método que se fundamenta en el comportamiento lineal de los materiales, que conforman la estructura y en su equilibrio para evitar deformaciones, siguiendo la ley de Hooke; comprendiendo solamente el rango elástico, se utilizan particularmente en edificaciones regulares, en planta y elevación. Se lo considera una metodología conservadora, por lo que estima resultados de diseño que pueden ser inexactos. No son aplicables en edificaciones que presentan algunas irregularidades, ya que para ellas se necesitan análisis con más complejidad. Este método comprende dos modelamientos estático y dinámico.

2.11.1 Análisis Lineal Estático

Este método conocido también como estático equivalente, se lo utiliza para el cálculo de desplazamientos, deformaciones unitarias, tensiones y fuerzas sometidas por las cargas empleadas. Este análisis aplica dos suposiciones, una estática donde todas las cargas se aplican gradualmente alcanzando sus últimas magnitudes, permaneciendo sus

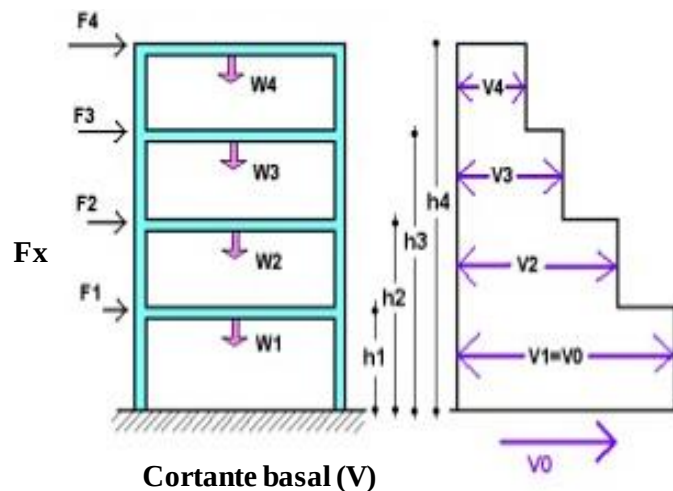
cargas constantes sin presencia de variación en el tiempo y una lineal que consiste en relacionar las cargas y respuestas estimadas; es decir, que si hay mayor carga habrá aumento relativo en su comportamiento estructural.

Se considera en su modelamiento un grado de libertad y rigidez lineal, su accionar sísmico se lo realiza distribuyendo las fuerzas laterales equivalentes o cortante basal en cada piso de la estructura simulando un sismo, para así obtener las fuerzas y desplazamientos internos de la misma.

El análisis estático lineal se limita a estudiar estructuras regulares, donde se predomina el primer modo de vibración.

Ilustración 20

Esquema del Análisis Estático lineal



Nota: Distribución del cortante basal por piso adaptado del Saavedra (2016).

2.11.2 Análisis Lineal Dinámico

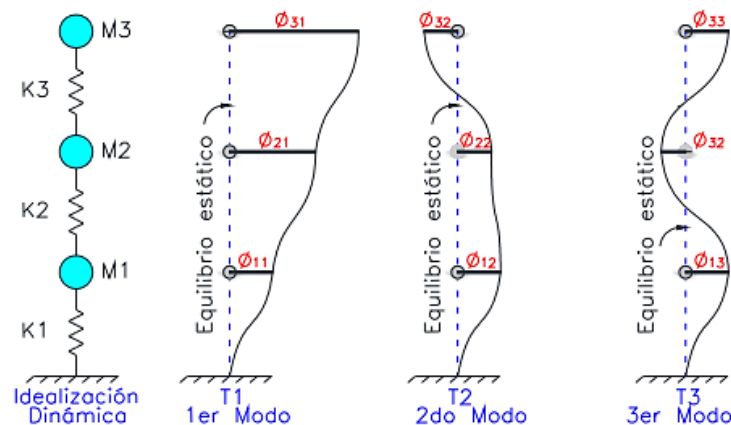
Este método nos brinda resultados más confiables, ya que el comportamiento de los materiales trabaja dentro de un rango lineal y la estructura se modela con un sistema de múltiples grados de libertad y matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. Además, nos permite descubrir donde se encuentran los puntos vulnerables en caso de un

suceso telúrico. Su accionar sísmico se basa en dos métodos, en el temporal y modal espectral.

El temporal o tiempo-historia, utiliza los registros de sismos reales, sus aceleraciones y las respuestas del comportamiento de una estructura paso a paso, producidas durante un acontecimiento sísmico. Mientras que el método modal espectral se basa en la respuesta de cada modo de vibración que interfieren en la respuesta de la estructura, utilizando un espectro de diseño y mediante la combinación de cada modo obtiene las respuestas máximas. En ambos análisis, las fuerzas y deformaciones internas se las obtiene mediante un análisis lineal dinámico.

Ilustración 21

Análisis Lineal Dinámico - Modal Espectral



Nota: Modos de vibraciones de una estructura elaborado por Suntaxi Tipán (2016).

2.12 Análisis No Lineal

Es un método inelástico que se fundamenta en la respuesta no lineal del comportamiento de los materiales y su linealidad geométrica, considerando el equilibrio de la estructura hasta llegar a su deformación.

Este tipo de análisis nos lleva a obtener una aproximación real del comportamiento de la estructura, detectando los mecanismos de falla y colapsos posibles. Se clasifica en dos métodos, estático no lineal y dinámico no lineal.

2.12.1 Análisis No Lineal Dinámico

En su análisis, el modelamiento de la estructura se lo realiza considerando múltiples grados de libertad y las características de los materiales que forman parte del sistema no lineal de los elementos estructurales, su proceso es más minucioso, ya que requiere una evaluación detallada de las deformaciones, de las fuerzas internas, tomando en cuenta su deformación electro plástica (fluencia del acero), y otros aspectos resultantes del comportamiento inelástico del material, frecuentemente representado en un momento-curvatura.

En este método, las características de rigidez de la estructura van cambiando con respecto al tiempo, obteniendo por medio del análisis de cada nodo y grado de libertad, un comportamiento más real de la estructura.

2.12.2 Análisis No Lineal Estático (Pushover)

Su modelo considera importante especificar detalles sobre las deformaciones de los materiales, en donde la estructura es sometida a solicitaciones laterales producidas por un terremoto, para observar el proceso de creación secuencial de rotulas plásticas. El propósito de este análisis es conocer el comportamiento de la estructura en un rango inelástico como respuesta por una acción sísmica en base a desplazamientos y así reconocer los elementos que tienden a fallar o se encuentran en estado de vulnerabilidad, este análisis se lo representa mediante la relación momento - curvatura.

Pushover, se basa en estimar el desempeño estructural mediante el empuje de una carga lateral incremental impuesta en el edificio, hasta tener como respuesta el colapso del mismo, reflejándose la capacidad de resistencia a través de la curva de capacidad que es la relación de la carga lateral con el desplazamiento producido por el mismo esfuerzo. Estos desplazamientos son distribuidos en cada piso de la estructura simulando fuerzas de inercias, obtenidas del cortante basal, de acuerdo con la NEC-SE-RE, incrementando así su intensidad y alcanzando su capacidad última, correspondiente a su estado límite de daño o prevención de colapso.

Los procesos estáticos más aplicados son: el método del espectro de capacidad, el ATC-40, el método del coeficiente de desplazamiento y el método N2. Los métodos antes mencionados están en base a un proceso que consta de dos pasos, el primero es determinar un sistema equivalente de un grado de libertad a través de la curva de capacidad obtenida de un análisis Pushover y el segundo se origina en representar la demanda sísmica en función de un espectro de respuesta elástica atenuada o en función de un espectro de diseño inelástico. El nivel de daño de la estructura se determina mediante el punto de desempeño, obtenido del desplazamiento máximo producido por un movimiento leve o severo del suelo.

2.12.2.1 Capacidad. Para poder reconocer el punto de desempeño de una estructura es preciso evaluar la capacidad que posee la misma en un estado actual, para ello se debe realizar la curva de capacidad que está comprendida de la carga y descarga de los elementos, llamada también curva histéresis, siendo la relación de esfuerzo y deformación, el cual nos muestra el índice de daño que se ha producido en los materiales durante su tiempo de uso.

Esta curva esta idealizada por dos aspectos de control importantes: La capacidad de fluencia, aquella fuerza lateral de resistir de la estructura antes de llegar a su estado inelástico y capacidad última, que es aquella máxima fuerza de la estructura donde todo el sistema se encuentra en un estado de plasticidad total.

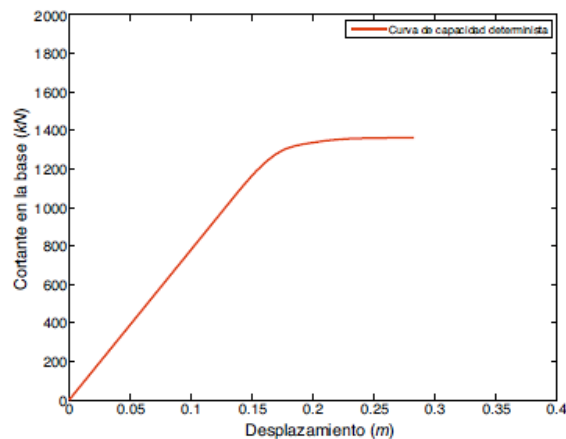
2.12.2.2 Demanda. La demanda en una estructura, no es un factor constante en comparación con la capacidad, ya que depende de las fuerzas exteriores, se la representa mediante la curva de demanda, donde se utiliza un espectro en estado lineal o no lineal, siendo este el espectro de respuesta elástica dividido para el factor de reducción de resistencia R , considerando en términos que si la estructura tiene mayor ductilidad el tiempo de deterioro disminuye evitando daños severos obteniendo un buen desempeño a nivel estructural, es decir que si el espectro de capacidad y el espectro de demanda se encuentra mayormente alejados los daños pueden ser más significativos.

2.12.2.3 Curva de Capacidad. Estas curvas se derivan del análisis Pushover, donde su modelo estructural es sometido a fuerzas laterales, generando una relación fuerza-deformación inelástica no lineal, formando así las curvas de capacidad donde se muestra la resistencia a deformarse de los componentes. Estas curvas nos permiten comprobar el límite de deformación elástica de la estructura (punto de cedencia), y la representación máxima de la resistencia, de la misma en su completo estado plástico (punto de capacidad última).

La curva de capacidad se la utiliza para representar la respuesta del primer modo de la estructura, siendo este modo de vibración hipotéticamente fundamental para la respuesta. Por lo general es aplicable para estructuras con períodos menores que un segundo, mientras que, para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos más altos vibración Calcina Peña (2017).

Ilustración 22

Curva de Capacidad



Nota: Gráfica representativa de la curva de capacidad tomado de Vargas, Pujades, Barbat, and Hurtado (2013).

2.12.2.4 Espectro de Capacidad. El espectro de capacidad se lo obtiene mediante una gráfica curva donde se representa el cortante base (V_o) y con el desplazamiento del último piso (ΔR), pero igual esta curva debe transformarse punto a punto ($V_{o_i}, \Delta n_i$) en un espectro de capacidad del edificio en unidades de ADRS que quiere decir Acceleration Displacement Responde Spectral), para mantener un vínculo entre la aceleración espectral (S_a) y el desplazamiento espectral (S_d), obtenida de las siguientes ecuaciones:

$$Sd_i = \frac{\Delta n_i}{(\beta_1 \times \phi_{1,n})} \qquad Sa_i = \frac{V_{o_i}}{(\alpha_1)}$$

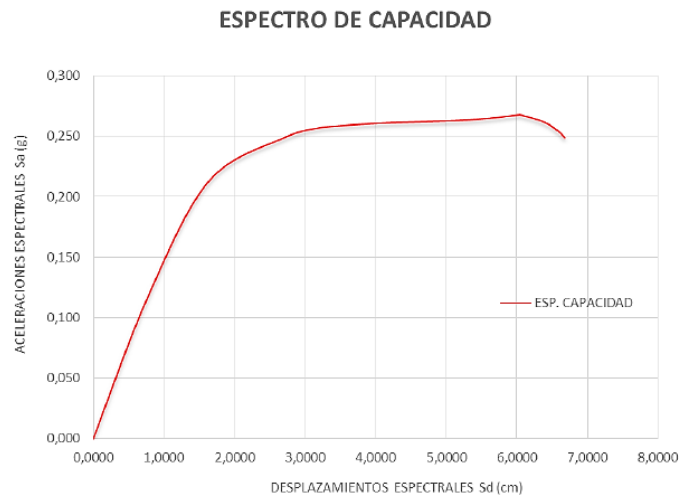
Dónde:

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

β_1 : Factor de participación asociado al modo fundamental

Ilustración 23

Espectro de Capacidad



Nota: Representación gráfica del espectro de capacidad, tomada de Yugcha Quilumba (2018).

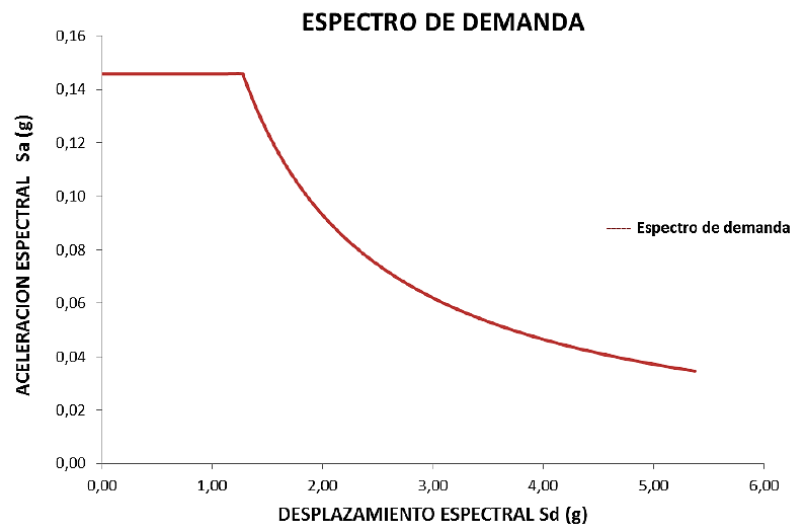
2.12.2.5 Curva De Demanda. La curva de demanda se la obtiene de la división del espectro de respuesta con el factor de reducción R, que se encuentra en la norma NEC–SE–DS.

2.12.2.6 Espectro de Demanda. Es una representación gráfica de la acción sísmica, en base al espectro de respuesta de diseño de un sitio determinado con un 5% de amortiguamiento. El espectro es reducido de manera que, simule la disipación de la energía por efecto de la respuesta inelástica de la edificación por medio de un adicional amortiguamiento efectivo, que puede percibirse como un amortiguamiento viscoso. Transformando cada punto del espectro de diseño en aceleraciones a un espectro de demanda a través de la siguiente ecuación:

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

Ilustración 24

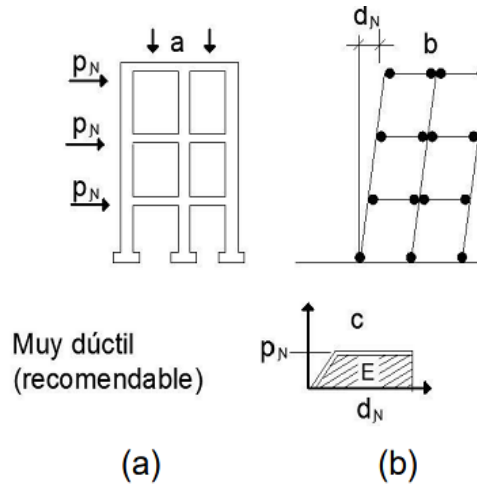
Espectro de Demanda



Nota: Representación gráfica del espectro de demanda, tomada de Yugcha Quilumba (2018).

Ilustración 26

Control de Rótulas plásticas



Nota: (a) esquema de pórtico con columnas fuertes y vigas débiles, (b) esquema para el diseño de columnas fuertes-vigas débiles con formación de rótulas plásticas en vigas, tomado de Palmieri, Noguera, and Salvadeo (2014).

2.12.2.9 Punto de Desempeño. Es de útil para la determinación de la vulnerabilidad y daño sísmico de una estructura, como también para mejorar el diseño de nuevas construcciones y rehabilitar edificios existentes. Identificar este punto nos permite reconocer mejor el comportamiento de una estructura cuando esta es sometida a varias intensidades producidas por un suceso sísmico y sirve de ayuda para aumentar el grado de seguridad a un costo confiable.

El punto de desempeño es la representación del desplazamiento máximo que se espera de la edificación, para poder establecer una demanda sísmica.

Método De Coeficientes De Desplazamiento, según el Fema 356 es un método matemático que permite el cálculo directo del desplazamiento, no precisa la transformación de la curva de capacidad a unidades espectrales, se limita a analizar estructuras regulares, que no presenten efectos de torsión o excedencia de modos de vibración. Su modelo debe ser bien definido para que se pueda representar mejor la

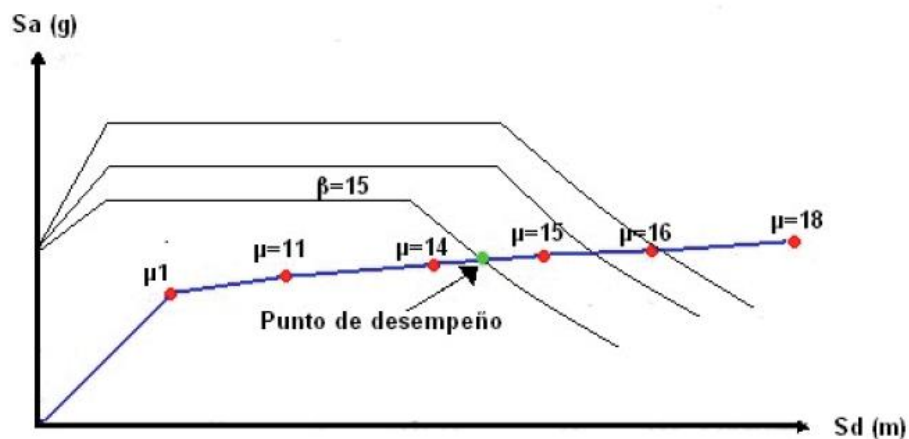
distribución espacial de la masa y la rigidez del sistema global de la estructura, tomando en cuenta los efectos no lineales, los niveles de deformación y los efectos $P - \delta$ que excedan el límite proporcional, Yugcha Quilumba (2018).

Método Del Espectro De Capacidad (MEC), método planteado por Freeman en 1975, que consiste en evaluar de manera rápida el riesgo sísmico, donde la demanda sísmica es representada a través de un espectro no lineal en unidades ADRS (Acceleration Displacement Responde Spectral), considerando la respuesta inelástica de la estructura, este espectro se lo obtiene reduciendo el espectro elástico en aceleraciones.

El desempeño estructural se alcanza mediante el hallazgo del punto de desempeño, el cual muestra el desplazamiento máximo posible que la edificación pueda sufrir durante un movimiento brusco del suelo, el punto se lo encuentra a través de la intersección del espectro de capacidad y la curva de demanda.

Ilustración 27

Método Del Espectro De Capacidad (MEC)



Nota: Representación gráfica del punto de desempeño por el método de espectro de capacidad, tomado de Álvarez, Eduardo, Ruiz, José, and Martínez (2016).

2.12.2.10 Niveles De Amenaza Sísmica NEC-2015. El comportamiento lineal o no lineal dependen del sistema estructural del edificio, cuando la relación fuerza/desplazamiento es lineal, la estructura tiene la capacidad suficiente originada por la rigidez elástica del sistema, mientras que si la relación fuerza/desplazamiento es no lineal depende de la rigidez elástica, de las propiedades inelásticas y de la historia de los desplazamientos impuestos en la estructura, MIDUVI (2015).

La NEC-15 define cuatro niveles de amenaza sísmica, correspondientes a probabilidades de excedencia de 2%, 10%, 20% y 50% en 50 años:

Tabla 2

Niveles de Amenaza Sísmica

NIVEL DE SISMO	SISMO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA EN 50 AÑOS	PERÍODO DE RETORNO T_r (AÑOS)	TASA DE EXCEDENCIA ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.0004

Fuente: (MIDUVI, 2015).

2.12.2.11 Niveles de Desempeño. Yugcha Quilumba (2018), menciona que los niveles de desempeño describen un estado límite de daño establecido en función de tres aspectos: los posibles daños que puedan experimentar los elementos estructurales y no estructurales, la amenaza de la seguridad de los ocupantes en la estructura por efecto de los daños en la edificación y la funcionalidad de la estructura cuando el terremoto se ha detenido.

La (NEC–SE–DS) clasifica tres niveles de desempeño para todas las estructuras:

1. Nivel de servicio (sismo menor): en elementos estructurales y no estructurales, se espera que no ocurra ningún tipo de daño. Sismo de servicio con un periodo de retorno de 72 años.

2. Nivel de daño (sismo moderado): se debe garantizar la funcionalidad de la estructura y que esta trabaje en el límite de su capacidad elástica. Se pueden presentar daños en elementos no estructurales y el principal objetivo es la seguridad de vida. Sismo ocasional con un periodo de retorno de 72 años.

3. Nivel de colapso (sismo severo): la respuesta de la estructura se puede encontrar en el rango inelástico, sufriendo daños, pero sin llegar al colapso de la edificación. Puede existir cierto grado de daño en los elementos estructurales y daño significativo en elementos no estructurales. Sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años.

CAPITULO III

3 MARCO METODOLÓGICO

3.1 Fundamentos Peligro Sísmico (NEC–SE–DS)

3.1.1 Definición

La norma (NEC–SE–DS), es una herramienta útil y necesaria para ser aplicada en el ámbito constructivo, este se fundamenta en definición y conceptos importantes que conciernen en la ingeniería sísmica, además de las especificaciones y regímenes que se deben acoger para estructuras diseñadas sismo resistente.

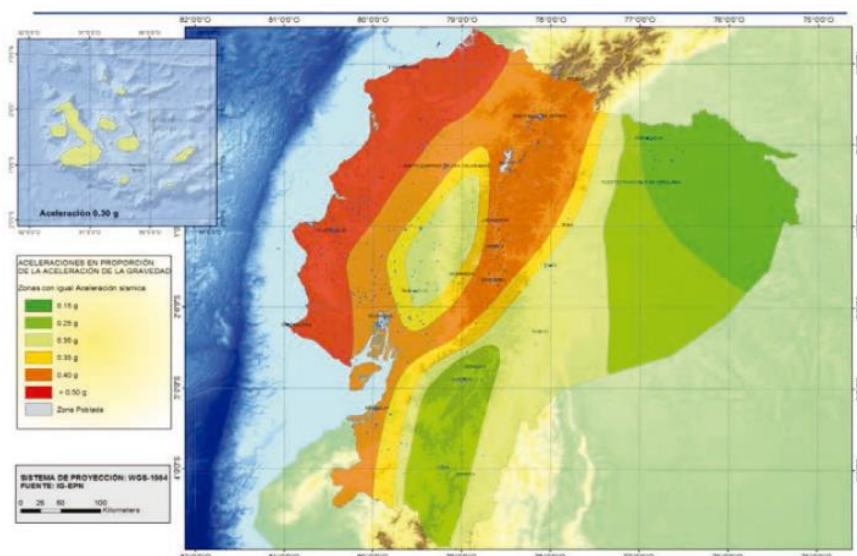
3.1.2 Zonificación Sísmica Y Factor De Zona (Z)

La Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-15), divide al Ecuador en 6 zonas sísmicas, las mismas que están definidas según la aceleración sísmica del sitio. Como declara Chunga et al. (2013), la región de la costa ecuatoriana tiene una amenaza sísmica muy alta, debido a su cercanía con la zona de subducción donde se chocan la placa oceánica y la placa continental, por tal razón, mientras más se aleja de esta zona la aceleración máxima en roca será menor.

Para realizar un diseño sismorresistente, se debe considerar el factor de zona Z, de ahí que utilizar el sismo de diseño es esencial, para poder estimar el terremoto máximo esperado en la localidad, a fin de poder reducir sus efectos en la estructura.

Ilustración 28

Zonas Sísmicas de Ecuador con su Valor de Factor de Zona Z



Fuente: MIDUVI (2015).

Según la NEC-15, 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 3

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 Alta

Fuente: MIDUVI (2015).

3.1.3 Geología Local

3.1.3.1 Perfiles de Suelo Para Diseño Sísmico. En la norma ecuatoriana se detallan 6 tipos de perfiles de suelos que serán empleados para el diseño sísmico, y se exponen en la siguiente tabla:

Tabla 4

Clasificación de los Perfiles de Suelo

Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} \geq V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte	$760 \text{ m/s} \geq V_s \geq 360 \text{ m/s}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte	$360 \text{ m/s} > V_s > 180 \text{ m/s}$
E	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N > 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
F	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante	$V_s < 180$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20, w \geq 40\%, S_u < \text{kPa}$
	Perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista.	

Fuente: MIDUVI (2015).

Donde:

V_s : Velocidad de onda cortante promedio del suelo que sobreyace al semi espacio.

N : Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo.

S_u : Resistencia al corte no drenado.

I_p : Índice de Plasticidad.

w: Contenido de agua en porcentaje (en la clasificación de los estratos de arcilla se determina por medio de la norma ASTM D 2166).

H: Espesor total de los estratos de suelos cohesivos (m).

3.1.3.2 Coeficientes de Perfil de Suelo F_a , F_d , y F_s . Para elaborar el espectro de diseño se necesita los valores de los coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s , dichos valores se obtienen a partir de las tablas 5, 6 y 7, donde se debe relacionar la zona sísmica y el tipo de suelo donde estará da edificación.

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Tabla 5

Tipo de Suelo y Factores de Sitio F_a

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F	Véase tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: MIDUVI (2015)

F_d : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla 6*Tipo de Suelo y Factores de Sitio F_d*

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: MIDUVI (2015).

F_s: comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 7*Tipo de Suelo y Factores del Comportamiento Inelástico del Subsuelo F_s*

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo 10.6.4					

Fuente: MIDUVI (2015).

En las tablas mostradas se presentan los coeficientes de perfil de suelo para todos los tipos de suelo, exceptuando el F, ya que la norma solicita realizar un estudio especial

por un profesional geotécnico, donde se pueda alcanzar la evaluación comportamiento dinámico del tipo de suelo presente en el sitio.

3.1.4 Componentes Horizontales de la Carga Sísmica

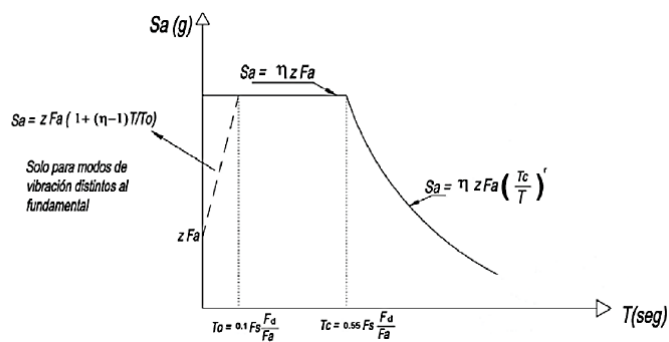
3.1.4.1 Espectro Elástico de Aceleración Horizontal de Diseño. Un espectro es la representación gráfica del comportamiento de una estructura de un grado de libertad frente a una acción dinámica aplicada a la misma. Quizhpilema Piray (2017), destaca que en los espectros se representan los períodos en el eje de las abscisas y la respuesta en el eje de las ordenadas, utilizando un factor de amortiguamiento (ξ), que por lo general es el factor crítico del 5%.

En la Ilustración 29 se muestra "El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , es expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño." fundamentado en:

- El factor de zona sísmica Z .
- La tipología del suelo de la zona de emplazamiento de la estructura.
- Consideración de los datos de los coeficientes de amplificación de suelo.

Ilustración 29

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



Fuente: MIDUVI (2015).

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{Cuando } T_0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ec. 2}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{Cuando } T > T_c \quad \text{Ec. 3}$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec.4}$$

Donde:

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

η : Representa la relación entre aceleración espectral ($T=0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado (S_a/Z). Este valor está en función de la región en donde está ubicada la estructura.

$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).

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

$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente.

Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

F_a, F_d, F_s .: Coeficientes de amplificación de suelo.

T : Período fundamental de vibración de la estructura.

T_0 : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

r : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto,

$r = 1$ para tipo de suelo A, B, C o D.

$r = 1.5$ para tipo de suelo E.

Para el análisis dinámico y únicamente para evaluar los resultados de los modos de oscilación diferentes al modo fundamental, el valor de S_a debe evaluarse mediante la siguiente expresión:

$$S_a = ZF_a \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{Cuando } T \leq T_0 \quad \text{Ec. 5}$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec. 6}$$

3.1.5 Cortante Basal de Diseño (V)

El cortante basal total de diseño (V), es una carga ejercida en la base de la estructura, que representa la sumatoria de las fuerzas sísmicas laterales actuantes en cada piso en una dirección determinada, y se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{ISa(Ta)}{R\phi_p\phi_E} W \quad \text{Ec. 7}$$

Donde:

V = Cortante basal total de diseño.

I= Coeficiente de importancia.

$S_a(Ta)$ = Espectro de diseño en aceleración, con respecto al periodo de vibración de la estructura.

R= Factor de reducción de resistencia sísmica.

ϕ_p y ϕ_E = Coeficientes de configuración en planta y elevación.

W= Carga sísmica reactiva.

3.1.5.1 Categoría de Edificio y Coeficiente de Importancia I. La elección del coeficiente de importancia está en función de la ocupación del edificio, cuyo objetivo es incrementar la demanda sísmica de diseño en la estructura, que por sus características de uso deben permanecer en servicio o sufrir daños menores durante y después de un sismo de diseño, de ahí que, es esencial, que en la etapa de planificación se realice correctamente la clasificación del inmueble, como esencial, estructura de ocupación especial u otra estructura.

Tabla 8

Factor de Importancia I de una estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
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 otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: MIDUVI (2015).

3.1.5.2 Determinación del Periodo de Vibración T. De acuerdo con la NEC-15 (NEC-SE-DS) en la sección 6.3, existen dos métodos aproximados para determinar el periodo de vibración de la estructura T, para cada dirección principal, los valores de T obtenidos son una estimación inicial razonable del período de la estructura que permite el cálculo de la fuerza sísmica a aplicar en la edificación. En este Trabajo de Titulación se utilizó el método 1.

$$T_a = C_t * h_n^\alpha \quad \text{Ec. 8}$$

Donde:

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n = Distancia vertical desde la base hasta el nivel más alto del sistema sísmico de resistencia de la estructura.

α = Impedancia del semi espacio $\alpha = \rho_s V_s / \rho_0 V_0$.

Los coeficientes C_t y α , se hallan en la siguiente tabla:

Tabla 9

Valores de Coeficientes del Período Aproximado de la Estructura

TIPO DE ESTRUCTURA	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

Fuente: MIDUVI (2015).

3.1.5.3 Factor de Reducción de Fuerza Sísmica R. NEC-15 (NEC-SE-DS),

define a R como un factor que 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.

El factor R permite una reducción significativa en la ordenada del espectro elástico y un comportamiento inelástico apropiado durante el sismo de diseño, lo que proporciona una ductilidad adecuada y una disipación de energía suficiente para evitar el colapso estructural en caso de un terremoto severo.

El factor de reducción de la resistencia R, en realidad dependen de varias variables, tales como: la tipología del suelo, el tipo de estructura, el período de vibración del edificio, coeficientes de ductilidad, sobre resistencia, y la amortiguación proporcionada a la estructura en condiciones límites.

En la siguiente tabla se muestran los valores de R dividido en dos grupos estructurales: sistemas estructurales dúctiles y sistemas estructurales de ductilidad limitada.

Tabla 10*Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural R*

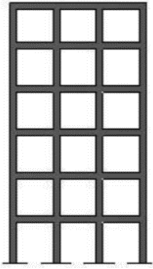
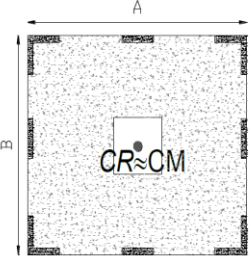
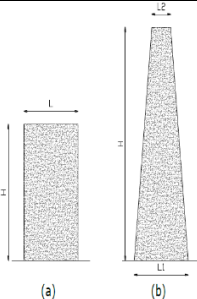
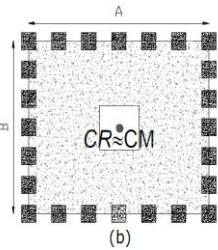
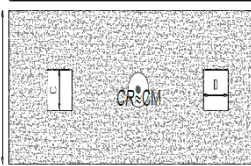
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles.	R
Sistemas Duales.	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas), o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos.	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones.	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada.	
Pórticos resistentes a momento.	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HA, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3

Fuente: MIDUVI (2015).

3.1.5.4 Configuración Estructural. La Norma Ecuatoriana de Construcción (2015), plantea que mediante un diseño simple y convencional se espera que las estructuras tengan un desempeño adecuado ante un sismo, como se presenta en la Tabla 11. Sin embargo, hay configuraciones estructurales que no se recomiendan como se muestra en la Tabla 12, este tipo de irregularidad se penaliza con los coeficientes de regularidad y configuración estructural ϕ_P y ϕ_E , que se detallan en las secciones 3.1.5.5 y 3.1.5.6 de la norma NEC, estimado a partir del análisis de las características del edificio. Estos coeficientes de configuración estructural aumentan el valor del cortante de diseño, con el objetivo de proporcionar más resistencia al edificio, pero no evitan que la estructura tenga un rendimiento deficiente en condiciones de vibración.

Tabla 11

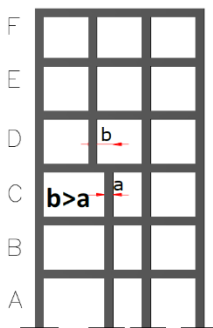
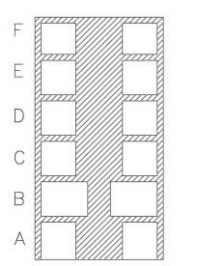
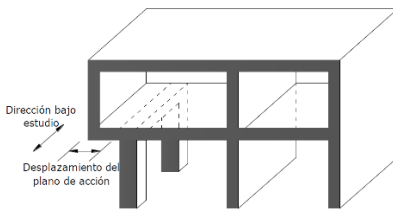
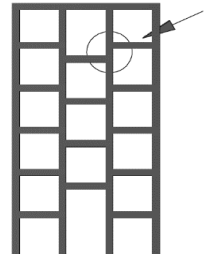
Configuraciones Estructurales Recomendadas

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{Ei} = 1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{Pi} = 1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_{Ei} = 1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{Pi} = 1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{Ei} = 1$			

Fuente: MIDUVI (2015).

Tabla 12

Configuraciones Estructurales no Recomendadas

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA
Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.	 Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.
Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	 
Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	

Fuente: MIDUVI (2015).

3.1.5.5 Coeficiente de Regularidad en Planta ϕ_P . Según MIDUVI (2015), el coeficiente ϕ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura. Cuando una estructura no tiene ninguna de las formas anómalas descritas en la Tabla 11 de la norma NEC-15, en ninguno de sus pisos, ϕ_P tomará el valor 1 y se considerará regular en planta.

Se utilizará la expresión:

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB} \quad \text{Ec. 9}$$

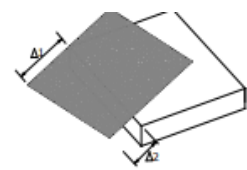
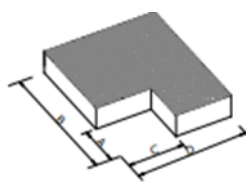
Donde:

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.

Tabla 13

Coeficientes de irregularidad en planta

Descripción ($\phi_P=0.9$)	
Tipo 1 - 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.	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas. $A > 0,15B$ Y $C > 0,15D$	
La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se	

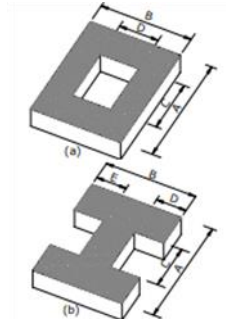
considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.

Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso.

a) $CxD > 0,5Ax B$

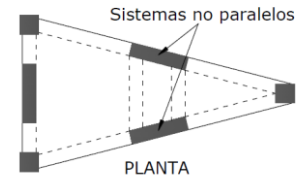
a) $[CxD + CxE] > 0,5Ax B$

La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.



Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos.

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.



Fuente: MIDUVI (2015).

3.1.5.6 Coeficiente de Regularidad en Elevación ϕ_E . MIDUVI (2015), plantea

que el coeficiente ϕ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la Tabla 12 de la norma NEC-15.

Cuando una estructura no tiene ninguna de las formas anómalas descritas en la Tabla 11 y Tabla 12 de la norma NEC-15, en ninguno de sus niveles, ϕ_E tomará el valor 1 y se considerará regular en elevación.

Se utilizará la expresión:

$$\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB} \quad Ec. 10$$

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.

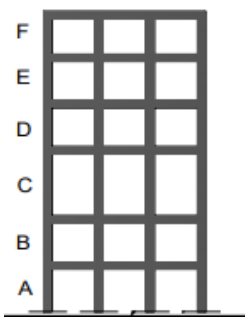
Donde:

Δ_{Mi} Derivada máxima de cualquier piso.

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

Tabla 14

Coefficientes de Irregularidad en Elevación

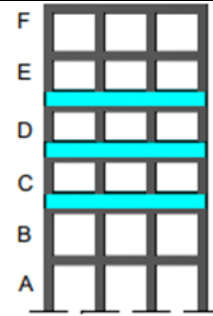
Descripción ($\phi_E=0.9$)	
Tipo 1 - Piso Flexible. <i>Rigidez $K_c < 0,70$ Rigidez K_D</i> <i>Rigidez $< 0,80 \left(\frac{K_D + K_E + K_F}{3} \right)$</i> La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	

Tipo 2 - Distribución de masa.

$$m_D > 1.50 m_E$$

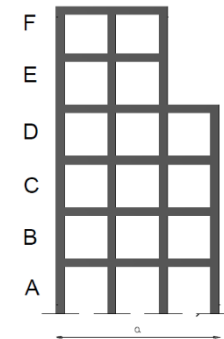
$$m_D > 1.50 m_C$$

La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.

**Tipo 3 - Irregularidad geométrica.**

$$a > 1.3 b$$

La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.



Fuente: MIDUVI (2015).

3.1.5.7 Carga Sísmica Reactiva W. La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo.

Caso general.

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

Donde:

D= Carga muerta total de la estructura.

L_i = Carga viva del piso i.

Casos especiales: Bodegas y almacenes.

$$W = D + 0,5L_i$$

Donde:

D = Carga muerta total de la estructura.

L_i = Carga viva del piso i.

3.1.6 Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales

Las fuerzas verticales son fuerzas que se aplican en cada uno de los pisos, que se asemeja a una distribución lineal (triangular), y dependen del periodo fundamental de vibración T_a . La fuerza lateral F_x en cualquier nivel del piso de la estructura se determinará de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{t=1}^n w_t h_t^k} * V \quad \text{Ec. 11}$$

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 o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

w_i = Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

h_x = Altura del piso x de la estructura.

h_i = Altura del piso i de la estructura.

k = Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T .

Determinación de k :

Tabla 15

Valores del coeficiente K relacionado con el periodo T

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

Fuente: MIDUVI (2015).

3.1.7 Distribución Horizontal del Cortante

En la sección 6.3.6 la NEC-15 (NEC-SE-DS), considera que el cortante de piso V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, teniendo en cuenta la rigidez del suelo. En sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición.

La masa de cada piso se considerará concentrada en el centro de masa del piso, pero desplazada de una distancia igual al 5% del tamaño máximo del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de la fuerza considerada, con propósito de tener en cuenta los posibles efectos, debidos a la torsión accidental, tanto para las construcciones regulares como irregular. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

3.1.8 Control de la Deriva de Piso (Deriva Inelástica Δ_M)

La deriva inelástica se define como la deformación relativa a la que está sometido el piso debido a la aplicación de fuerzas laterales ya sea por fenómenos de viento o terremotos, y su valor se lo obtiene mediante la diferencia entre el desplazamiento del borde superior y el desplazamiento del borde inferior.

Según Alarcón Ramírez and Muñiz Orrala (2019), en el diseño de una edificación sismo resistente se deben controlar las deformaciones relativas de entrepiso o derivas, las cuales provocan daños en los elementos estructurales. El control se lo realiza calculando a partir de análisis elástico, a las derivas inelásticas y luego comparándolas con las derivas límites permisibles. Las derivas elásticas que se obtienen como función de diseño de la distribución de las fuerzas laterales en cada piso provocadas por el sismo de diseño, Sección 6.3.9 de NEC-15 (NEC-SE-DS).

Para obtener el valor de la deriva máxima para cada piso de la estructura se realiza la siguiente ecuación:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad \text{Ec. 12}$$

Donde:

Δ_M = Deriva máxima inelástica.

R = Factor de reducción de resistencia.

Δ_E = Desplazamiento obtenido a partir de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

Se debe verificar:

$$\Delta_M = \Delta_M m \quad \text{Ec. 13}$$

$\Delta_M m$ = El límite para la deriva inelástica establecidos en la tabla.

Tabla 16

Valores de $\Delta_M m$ máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de:	$\Delta_M m$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera.	0.02
De mampostería.	0.1

Fuente: MIDUVI (2015).

3.1.9 Amplificación Del Momento Torsor Accidental

MIDUVI (2015), señala que el momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental.

Se debe incrementar la torsión accidental, cuando existe irregularidad torsional (coeficiente de regularidad en planta), por medio de un factor de amplificación torsional A_x , evaluado mediando la siguiente expresión:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{prom}} \right)^2 \quad Ec. 14$$

Dónde:

A_x = Factor de amplificación torsional.

δ_{prom} = Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

δ_{max} = Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

3.1.10 Efectos de Segundo Orden P- Δ e Índice de Estabilidad Q_i

En la sección 6.3.8 de la NEC-15 (NEC-SE-DS) se afirma que efectos P-Δ corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que generan un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la edificación. Por tales razones, estos efectos deben tenerse en cuenta para el cálculo de dichos incrementos y para la evaluación de la estabilidad estructural global.

El índice de estabilidad Q_i, se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad \text{Ec. 15}$$

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 que $Q_i \leq 0.30$, caso contrario la estructura se define como potencialmente inestable y debe rigidizarse.

Los efectos P-Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad $Q_i < 0.1$.

Para considerar estos efectos en la dirección bajo estudio y cuando $0.1 < Q_i < 0.3$, el factor de mayoración se calculará con la siguiente ecuación:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i} \quad \text{Ec. 16}$$

Dónde:

$f_{P-\Delta}$ = Factor de mayoración.

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

3.1.11 Ajuste del Cortante Basal de los Resultados Obtenidos por El Análisis Dinámico

La norma NEC-15, considera que se debe realizar un ajuste al cortante basal cuando el valor del cortante dinámico total en el base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, es menor al 80% del cortante basal hallado por el método estático en estructuras regulares, o es menor al 90% del cortante basal que se obtiene por el método estático cuando se trata de estructuras irregulares.

3.2 Fundamentos Cargas No Sísmicas NEC

3.2.1 Definición

La (NEC-SE-CG, 2015), es un reglamento constructivo de aporte general para los profesionales encargados de calcular y diseñar una edificación. Las cargas que forman parte del estudio y proyecto de una estructura son las siguientes: las cargas permanentes correspondientes a las cargas muertas que comprenden el peso de los elementos de la estructura, y las cargas variables como cargas vivas o las que intervienen externamente, por ejemplo, la carga de viento y granizo. Estas cargas descritas en la norma vigente de construcción en el Ecuador (NEC-SE-DS), se complementan con las cargas accidentales que son las cargas de sismo.

3.2.2 Combinaciones de Cargas

Para realizar un diseño sismorresistente, son necesarias las combinaciones de carga, ya que estas permiten calcular las máximas fuerzas a las que estará sometido un elemento, por lo tanto, se podrá identificar el estado límite de resistencia de cada componente estructural.

Es fundamental, que las estructuras componentes y cimientos se elaboren con una resistencia de diseño igual o mayor que los efectos de las cargas incrementadas mostradas a continuación:

Combinación 1

$$1.4D \quad Ec. 17$$

Combinación 2

$$1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max[L_r; S; R] \quad Ec. 18$$

Combinación 3

$$1.2 D + 1.6 \max[L_r; S; R] + \max[L; 0.5w] \quad Ec. 19$$

Combinación 4

$$1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[L_r; S; R] \quad Ec. 20$$

Combinación 5

$$1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S \quad Ec. 21$$

Combinación 6

$$0.9 D + 1.0 W \quad Ec. 22$$

Combinación 7

$$0.9 D + 1.0 E \quad Ec. 23$$

Donde:

D = Carga muerta.

E = Carga sísmica.

L = Carga viva.

Lr = Carga viva de cubierta.

R = Carga de lluvia.

S = Carga de nieve.

W = Carga de viento.

3.2.3 Cargas Vivas

El valor de la carga viva utilizada en el diseño serán las máximas esperadas por el uso u ocupación de la estructura. Además, se incluye el peso de las personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición.

Tabla 17

Carga viva o Sobrecarga de Uso

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (kN/m ²)
Residencias	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares).	2.00
Escaleras y rutas de escape.	4.80
Cubiertas planas, inclinadas y curvas.	0.70

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015).

3.2.4 Cargas Muertas

La NEC-15 (NEC-SE-CG), especifica que las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.

Tabla 18*Cargas muertas sobreimpuestas*

ELEMENTO	CARGAS	
PAREDES	100	Kg/m ²
INSTALACIONES	40	Kg/m ²
CONTRAPISO	50	Kg/m ²
TUMBADO	40	Kg/m ²
PISO CERAMICA	80	Kg/m ²
LOSA _{ascensor}	480	Kg/m ²
LOSA	216	Kg/m ²

3.3 Código ACI 318 – 19

De acuerdo con el código ACI 318-19, en este estudio se aplicará el capítulo 18, ya que consiste en el análisis de sistemas estructurales que forman parte de un sistema resistente ante fuerzas laterales.

3.3.1 Vigas de Pórticos Especiales Resistentes a Momento

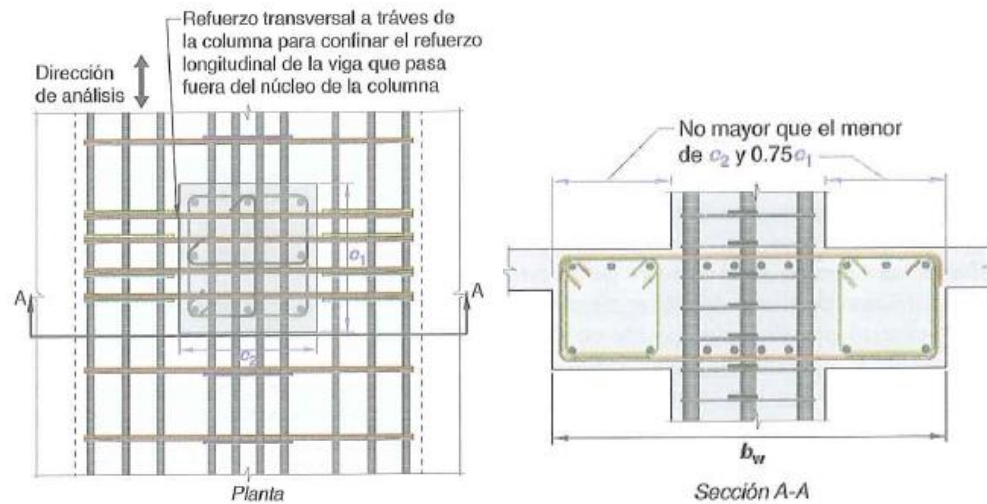
Es recomendable el diseño de vigas resistentes a combinaciones de momento y fuerza axial, a continuación se describen los requisitos para su dimensionamiento.

3.3.1.1 Limitaciones para el dimensionamiento de vigas. Las vigas deben cumplir con los siguientes requisitos:

- La luz libre ℓ_n no debe ser menor que **4d**.
- El ancho b_w , debe ser al menos igual al menor de **0.3h** y 250 mm.
- La proyección del ancho de la viga además que exceda el ancho de la columna de cada lado no debe ser mayor al menor de c_2 y **0.75 c₁**.

Ilustración 30

Ancho Máximo Efectivo de una Viga Ancha y el Refuerzo Transversal Requerido



Nota: Ilustración tomada del ACI 318-19.

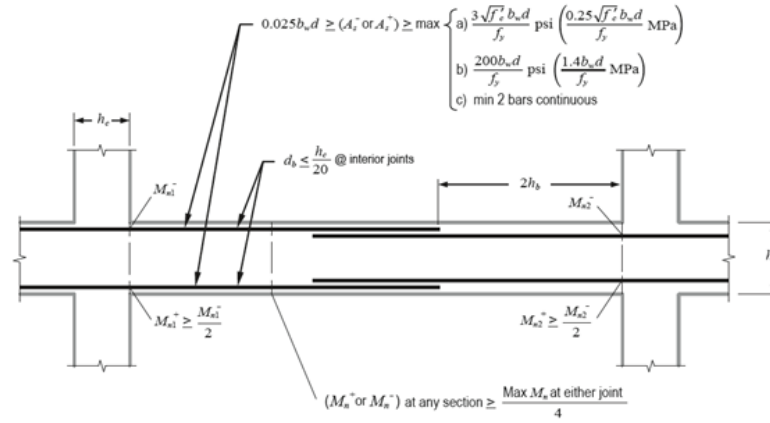
3.3.1.2 Refuerzo Longitudinal. Se requiere que tanto en la parte superior e inferior de la viga tener por lo menos dos barras continuas, el refuerzo debe ser como lo indicado en la Ilustración 30, y la cuantía de refuerzo ρ máximo es de 0,025.

En la sección 18.6.3.3 del reglamento nos indica que los empalmes por traslape de refuerzo solo se consideran en estribos cerrados de confinamiento, o espirales a lo largo del empalme por traslape y el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona del traslape no debe sobrepasar al menor entre $d4$ y 100 mm. No se debe empalmes por traslape en los siguientes puntos:

- Dentro de los nudos.
- En una distancia de dos veces, la altura de la viga medida desde la cara del nudo.
- Dentro de una longitud de dos veces, la altura de la viga que se mide desde las secciones donde posiblemente ocurra cedencia por flexión como consecuencia de los movimientos laterales que sobrepasan el rango elástico de comportamiento.

Ilustración 31

Parámetros para el Refuerzo Longitudinal de la Viga

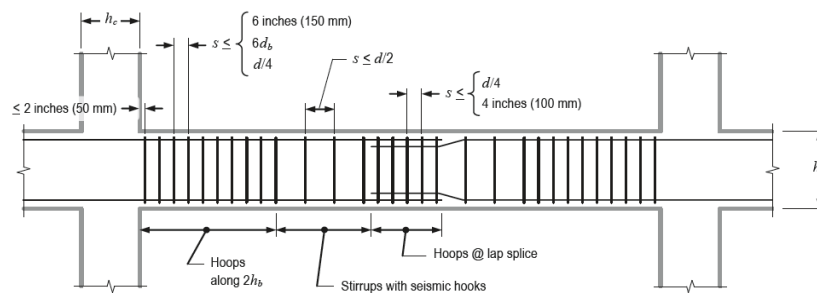


Nota: Tomado de (Moehle, Hooper, & Lubke, 2016).

3.3.1.3 Refuerzo transversal. El propósito de este refuerzo es darle soporte lateral a las barras longitudinales y prevenir el pandeo del elemento, Los estribos de la parte confinada, no confinada y el traslape se detallan a continuación en la ilustración.

Ilustración 32

Parámetros para el refuerzo transversal de la viga



Nota: Tomado de (Moehle et al., 2016).

Para prevenir el descascaramiento del hormigón superficial principalmente en las zonas de fluencia por flexión, es preciso que el refuerzo del alma tenga estribos cerrados de confinamiento.

Los estribos deben colocarse en las siguientes zonas de las vigas:

- a) En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de la columna de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.
- b) En longitudinales iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección, donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento.

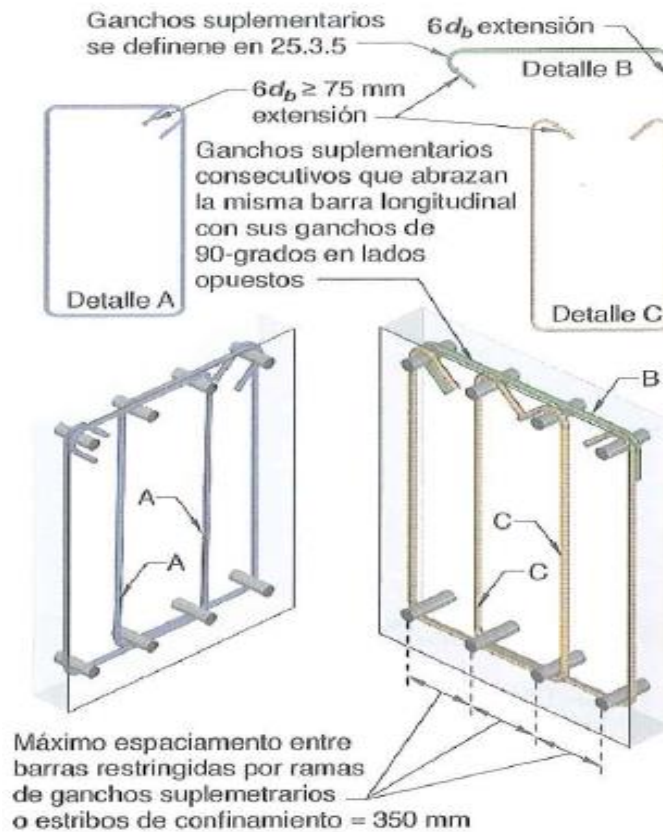
El primer estribo cerrado confinado debe ubicarse a 50 mm límite de la cara de la columna de apoyo, el espaciamiento debe cumplir y no exceder el menor de:

- a) $d/4$.
- b) 150 mm.
- c) Para acero Grado 420, $6d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido.
- d) Para acero Grado 550, $5d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial.

En la siguiente ilustración se detalla la colocación de estribos y los ángulos de gancho que deben ser por norma.

Ilustración 33

Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento superpuestos e ilustración del límite del máximo espaciamiento horizontal de barras longitudinales restringidas lateralmente



Nota: Tomado de (ACI 318, 2014).

3.3.2 Columnas En Pórtico Especiales Resistentes A Momentos

Estas columnas se diseñan para ser resistente a flexión, cortante y fuerzas axiales.

Los parámetros establecidos por el código ACI 318-19, para diseñar estas columnas se detallan a continuación:

3.3.2.1 Limitaciones para el dimensionamiento de columnas. Las columnas deben cumplir con los siguientes requisitos:

- a) La dimensión menor de la sección transversal, que es medida recta pasando el centroide de la estructura, debe ser mínimo de 300 mm.
- b) La relación entre la dimensión transversal mínima y la dimensión perpendicular deber ser por lo menos 0.4.

3.3.2.2 Resistencia mínima a flexión de columnas. El objetivo de esta ecuación es disminuir la posibilidad de fluencia.

$$\Sigma M_{nc} \geq (6/5) \Sigma M_{nb} \quad Ec. 24$$

Donde:

ΣM_{nc} = Es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

ΣM_{nb} = Es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

Es posible que si las columnas son débiles y las vigas fuertes pueden existir una acción inelástica en las columnas y pueden producir fluencia por flexión en ambos lados de las caras de la misma en un piso determinado, causando un mecanismo de falla en ellas hasta surgir un colapso.

3.3.2.3 Refuerzo Longitudinal. Los requisitos que el código ACI 318-19, para el refuerzo longitudinal en columnas se mencionan a continuación:

- El área de refuerzo longitudinal, A_{st} debe ser al menos **0.01 A_g** y no debe exceder **0,06 A_g** .

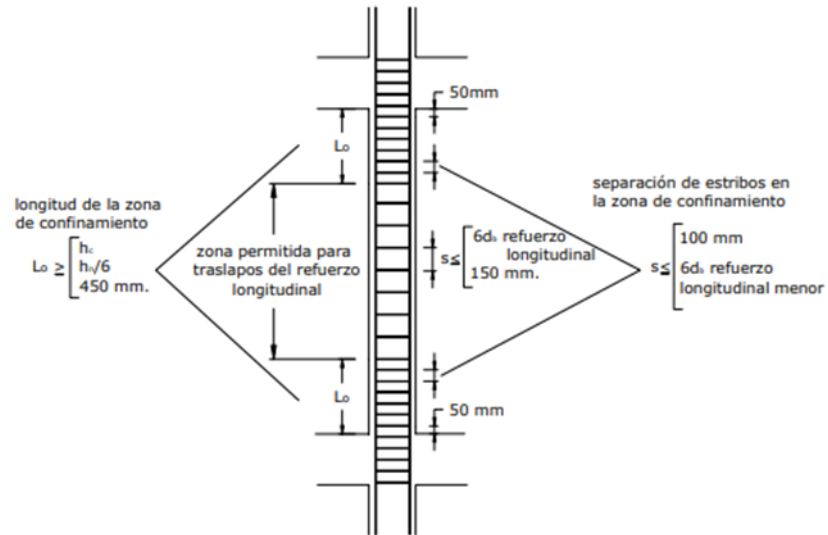
- En columnas con estribos de confinamiento circulares, debe haber al menos seis barras longitudinales.
- A lo largo de la altura libre de la columna, el refuerzo longitudinal debe seleccionarse de tal manera que $1.25 l_d \leq l_u/2$.
- El empalme debe regirse a cumplir con lo establecido por el capítulo 18 del ACI 318-19.

3.3.2.4 Refuerzo Transversal. De acuerdo con el código ACI 318-19, en la sección 18.7.5.2 se indica la cantidad requerida de refuerzo trasversal que se debe colocar en la columna, a una longitud ***l_o***, que se mide en las caras del nudo y en ambos lados de la sección donde se puede producir fluencia por flexión, El ***l_o*** debe al menos ser mayor o igual a:

- La altura de la columna en la cara del nudo en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- Un sexto de la luz libre de la columna.
- 450 mm.

Ilustración 34

Límites de espaciamiento del refuerzo transversal de la columna

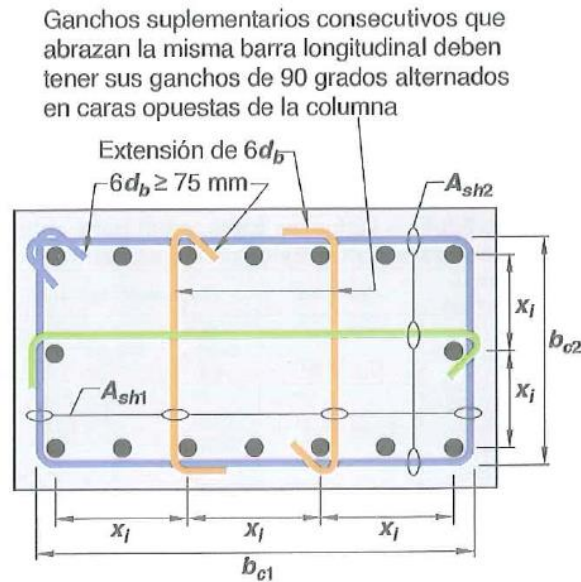


Nota: Ilustración tomada de la NEC-15.

A continuación, se detalla el refuerzo transversal, que se conforme por un estribo cerrado confinado y tres ganchos suplementarios. Los ganchos a 135° son efectivos, ya que proporcionan confinamiento en cambio los ganchos a 90° no son eficaces.

Ilustración 35

Ejemplo de refuerzo transversal en columna



La dimensión x_l centro a centro entre las ramas de estribo no debe exceder 350 mm. El término h_x usado en ecuación (18.7.5.3) se toma como el mayor valor de x_l .

Nota: Ilustración tomada del código ACI 318-19.

La separación del refuerzo transversal no debe exceder:

- La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- Para acero de Grado 420 $6d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- Para acero de Grado 420 $5d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- **So** debe calcularse por medio de la siguiente ecuación:

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad \text{Ec. 25}$$

Donde **So** no debe ser mayor a 150 mm y no es preciso considerar menos que 100 mm.

La cantidad de refuerzo transversal debe basarse en lo que detalla la tabla:

Tabla 19

Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo Transversal	Condición	Expresiones Aplicables	
A_{sh}/sb_c para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos.	$Pu \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a) y (b)	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}} \quad (a)$
			$0.09 \frac{f_c}{f_{yt}} \quad (b)$
	$Pu > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.2k_f k_n \frac{Pu}{f_{yt} A_{ch}} \quad (c)$
ρ_x para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$Pu \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d) y (e)	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}} \quad (d)$
			$0.12 \frac{f_c}{f_{yt}} \quad (e)$
	$Pu > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.2k_f \frac{Pu}{f_{yt} A_{ch}} \quad (f)$

Nota: Tabla tomada del código ACI 318-19.

Los factores de resistencia del concreto y de efectividad del confinamiento, k_f que aumenta el confinamiento requerido en columnas y k_n que disminuye el confinamiento requerido en columnas, se calcula con las ecuaciones descritas en la sección 18.7.5.4 del ACI 318-19 mostradas a continuación:

- $(a)k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0$ Ec. 26

- $(b) k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$ Ec.27

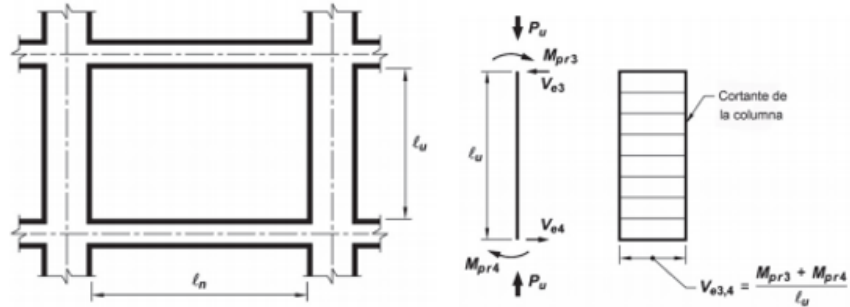
Donde:

n_l : es el número de barras longitudinales, que rodean perímetro del núcleo del pilar con estribos que la confinan.

3.3.2.5 Resistencia a Cortante. Para la fuerza de cortante de diseño se consideran las máximas fuerzas que se generan en las caras de los nodos en los extremos de la columna, utilizando las resistencias a flexión máximas probables M_{pr} que corresponde a el intervalo de fuerzas axiales mayoradas P_u que actúan ella. Para determinar las resistencias a momento se debe usar un factor de reducción de resistencia igual **1.0** y una resistencia efectiva del acero mínimo de **$1.25f_y$** .

Ilustración 36

Cortante de diseño para columnas



Fuente:(ACI 318, 2014).

3.3.3 Nodos en pórticos especiales resistentes a momentos

Las rotaciones inelásticas que se forman en las caras de los nodos en pórticos de concreto reforzado se vinculan con las deformaciones unitarias en el refuerzo, la cual amplía más la deformación unitaria de fluencia. Por ello la fuerza cortante en el nodo que se produce por el refuerzo de flexión se la calcula para una resistencia de **1.25 f_y** .

3.3.3.1 Refuerzo Longitudinal. El refuerzo longitudinal que termina en una conexión entre columna y viga de debe extenderse hasta la cara del núcleo del nudo más alejado y desarrollarse a tracción como se indica en la sección 18.8.5, y en compresión como se indica en la sección 25.4.9.

Cuando el refuerzo longitudinal atraviesa la unión de viga-columna, la altura **h** del nudo debe estar paralela al refuerzo longitudinal de la viga y ser al menos mayor a:

- $(20/\lambda)d_b$** de la mayor barra longitudinal Grado 420, donde **$\lambda = 0.75$** para concreto liviano y **$\lambda = 1.0$** para todos los otros casos.
- $2d_b$** de la mayor barra longitudinal Grado 550.

- c) $h/2$ de cualquier viga que conecte en el nudo y este genere cortante como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas en la dirección en estudio.

3.3.3.2 Refuerzo transversal. El código recomienda que el refuerzo transversal sea colocado en los nudos indistintamente de la magnitud de la fuerza calculada. Este refuerzo debe seguir los parámetros establecidos en la sección 18.8.3.2 y 18.8.5.2 del ACI 318-19.

3.3.3.3 Resistencia a cortante. Esta resistencia se debe calcular a la mitad de la altura del nudo con las fuerzas calculadas, usando las fuerzas de compresión y tracción de la viga que se determinan mediante la sección 18.8.2.1 y el cortante de la columna congruente con las resistencias a flexión probables M_{pr} de la viga.

La fuerza cortante en el nudo debe regirse con lo establecido en la tabla:

Tabla 20

Resistencia nominal del nudo a cortante V_n .

Columna	Viga en la dirección de V_u	Confinado por vigas transversales con 15.2.8	V_n , N ⁽¹⁾
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

Nota: Tomado de la ACI 318-19.

El λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal. El A_j debe calcularse en base la sección 14.4.2.4.

3.3.3.4 Longitud de desarrollo de barras en tracción. Para barras comprendidas entre N°10 a N° 36 que termina con gancho estándar l_{dh} se debe determinar mediante la siguiente ecuación:

$$l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \lambda \sqrt{f'_c}) \quad Ec. 1$$

El valor de l_{dh} debe ser al menos igual al mayor valor entre $8d_b$ y 150mm para concreto de peso normal, y debe ser mínimo igual al mayor entre $10d_b$ y 190 mm para concreto liviano.

Para barras de diámetro No. 10 a No. 36, l_d la longitud de desarrollo en tracción para una barra recta debe ser al menos igual a la mayor de:

- a) 2.5 veces l_{dh} , si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo la barra no excede de 300 mm.
- b) 3.25 veces l_{dh} , si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo de la barra excede de 300 mm.

CAPITULO IV

4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO POLINESIO

4.1 Especificaciones Generales de la Edificación

Para comenzar con este trabajo investigativo y práctico de ayuda a la sociedad, se realizó una previa evaluación de vulnerabilidad sísmica para conocer cómo se encuentra en la actualidad el edificio Polinesio, con el fin de determinar el nivel de peligro que puede tener la construcción y proceder con un análisis más detallado si es necesario en su sistema global estructural.

Para el proceso de evaluación se acudió a fuentes técnicas, aplicando la metodología Federal Emergency Management Agency sus siglas FEMA 154, el cual es un método cualitativo que sirve para una evaluación visual rápida a la estructura, que se detallará en la sección 4.2 y mediante este formato se identificará la existencia de vulnerabilidad ante un movimiento telúrico.

El edificio Polinesio se encuentra ubicado en el sector Punta Blanca, en un balneario turístico, su ocupación es residencial y los propietarios alquilan sus inmuebles, por ello la cantidad de habitantes es variada.

El edificio se caracteriza por tener cuatro pisos, incluido ascensor en la parte posterior, un parqueadero en la planta baja y la terraza es inaccesible.

Especificaciones técnicas; el esfuerzo del hormigón $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$ y el acero de refuerzo es de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. Como notas generales en los planos estructurales tenemos que el recubrimiento al estribo es de 50 mm para las vigas de zapatas y 30 mm el resto de la estructura; bajo ningún concepto los elementos estructurales tales como vigas y columnas fueron atravesados por tubos o paquetes de tubos de cualquier tipo de

instalación, las patas de los estribos fueron dobladas en la forma indicada y no a escuadras, de lo contrario no cumplirían su función, se tomó cilindros en obra para controlar la calidad del hormigón, y se verificaron medidas con el proyecto arquitectónico, previo a la construcción.

4.1.1 Visita Preliminar

La visita preliminar al lugar donde se encuentra el edificio Polinesio se dio con el dialogo y permiso del encargado, el Sr. Héctor Cochea, con el propósito que, mediante la observación, se determinen las características estructurales presentes en el inmueble tales como, el material de construcción, daños leves o severos, la obtención de información requerida de la construcción, entre otras propiedades visibles ante una evaluación rápida.

Con la visita al sitio de la edificación, se obtuvo las siguientes consideraciones que son:

- La obra en estudio en su totalidad es de hormigón armado.
- La edificación posee planos arquitectónicos y estructurales.
- Es un sistema estructural aporticado, con columnas y vigas peraltadas de hormigón armado.
- La losa de la planta baja y los tres pisos es nervada en una dirección mientras que la losa del ascensor es maciza.
- El número de ocupantes es aproximadamente de 40 personas.
- Los planos de la estructura se realizaron en el año 2012, pero su construcción se ejecutó en el año 2013.
- El tipo de ocupación de la estructura es residencial.

- Los elementos estructurales debido al acontecimiento del pasado 16 de abril del 2016 presenta fisuras.
- La planta baja de la estructura presenta insuficiencia de mampostería, es tipo parqueadero.
- Tiene volados de 3.35 m de distancia y no presenta soportes de columnas.

4.2 Aplicación del Formato de Evaluación FEMA 154

4.2.1 Datos Generales de la Edificación

Esta sección se encuentra en la parte superior derecha de la planilla, y en ella se recopila información básica del edificio como: la dirección, código postal, nombre del edificio, uso, latitud, longitud, nombre del (los) evaluador (es), y la fecha y hora de la inspección.

El inmueble Polinesio se encuentra ubicado en la provincia de Santa Elena, sector Punta Blanca, entrada 11, junto al edificio Arrecife, cuyo fin está destinado al acogimiento de personas ofreciéndoles un espacio seguro y confortable para resguardarse. Mediante la aplicación Google Maps, se obtuvo la información correspondiente a la latitud y longitud de la edificación en estudio.

Ilustración 37

Datos de la Edificación

Dirección: _____
 _____ Código postal: _____
 Otra identificación: _____
 Nombre del edificio: _____
 Uso: _____
 Latitud: _____ Longitud: _____
 Inspector(es): _____ Fecha/Hora: _____

Fuente: FEMA154 (2016).

4.2.2 Características de la Construcción

4.2.2.1 Número de Pisos. FEMA154 (2016), declara que la altura de un inmueble en ocasiones está relacionada con la cantidad de daño que puede recibir un edificio, por tal motivo, es primordial reconocer el número de pisos que posee la edificación. Cuando exista el problema de que la construcción tiene varios niveles de techos diferentes, la altura se tomará desde la parte inferior hasta el techo más alto. Además, si no se posee la suficiente información sobre la altura de cada piso, esta se podrá asumir de 3 metros para uso residencial y 4 metros para uso comercial o de oficina. En caso de existir subsuelos es necesario considerarlos en la evaluación.

De manera rápida se observa que la edificación posee 4 pisos sobre el suelo, cuyas alturas de entre piso proporcionadas en planos son: 3.33 metros, 3.65 metros, 3.575 metros y 3.675 metros, enumeradas de la primera a la cuarta planta, y no posee pisos bajo el nivel del suelo.

4.2.2.2 Año de Construcción y Año de Código. Reconocer el año de construcción de una edificación podría ayudar a determinar el tipo de estructura del formato FEMA, y si la misma se realizó antes o después del pre-código o año de referencia. Si no se dispone del año de la ejecución de la obra, se puede hacer una estimación de la edad de la edificación mediante un análisis visual, ya que está relacionada con las prácticas de diseño y construcción.

El año de código hace referencia al año del código o norma que se utilizó para diseñar el edificio. En caso de no conocer esta información no se debe escribir nada.

La estructura fue diseñada en el año 2012 y construida en el año 2015, siguiendo los parámetros ya provistos, por lo tanto, no pudo haber sido planificada con la última normativa vigente.

4.2.2.3 Área Total en Planta. Esta información se la puede medir en campo, multiplicando la longitud por el ancho y a su vez por la cantidad de pisos del edificio, o se la puede estimar en la etapa de planificación y recolección de datos utilizando herramientas como imágenes o mapas satelitales, sostenido por FEMA154 (2016).

Según la información recolectada a través de los planos y verificada in situ, se determina que la construcción en los tres primeros pisos dispone de un área de 474 m², mientras que el cuarto piso o cubierta posee un área de 543 m² y un aumento de dimensión, debido a que tiene mayor cantidad de volado en comparación con los pisos inferiores.

4.2.2.4 Construcciones con Ampliaciones o con Divisiones. En ocasiones se suelen construir inmuebles con más de un sistema estructural independiente, lo que implica que el comportamiento estructural será diferente ante un evento sísmico, por tal razón los edificios deben estar divididos por juntas, las mismas sirven para separar los sistemas estructurales de edificios que se construyeron al mismo tiempo. A lo largo de su vida, el edificio puede llegar a tener ampliaciones en su estructura, que se pueden unir al sistema estructural original o construirse como estructuras independientes con juntas de separación de acuerdo con FEMA154 (2016).

Ilustración 38

Característica de la Construcción

No. Pisos: Sobre el suelo: _____ Bajo el suelo: _____ **Año de construcción:** _____

Superficie total de pisos (mt²): _____ **Código año:** _____

Adiciones: ☐ Ninguna ☐ Sí, Años Construcción: _____

Fuente: FEMA154 (2016).

El edificio Polinesio, se construyó de manera continua con un solo sistema estructural de columnas y vigas de hormigón armado, y no ha tenido algún tipo de modificación o aumento desde su finalización.

4.2.3 Ocupación de la Construcción

4.2.3.1 Asamblea. Estos lugares se caracterizan por la reunión mínima de 300 personas al mismo tiempo, para tratar diferentes temas, por ejemplo: teatros, auditorios, centros comunitarios, sala de espectáculos e iglesias, tal como sostiene FEMA154 (2016).

4.2.3.2 Comercial. Es un establecimiento donde se ofrecen servicios o productos para la venta al público, como instituciones financieras, restaurantes, comerciales al por mayor y menor, entre otros como afirma FEMA154 (2016).

4.2.3.3 Servicios de emergencia. Son aquellas instalaciones que deben mantenerse en funcionamiento aun después de una catástrofe, estas podrían ser hospitales, bomberos y policías como lo menciona FEMA154 (2016).

4.2.3.4 Industrial. Es un espacio ocupado por la industria cuyas principales actividades son la fabricación de productos, ensamblaje y manufactura según FEMA154 (2016).

4.2.3.5 Oficina. Los inmuebles de oficina acogen actividades de servicios profesionales y de administración de acuerdo con FEMA154 (2016).

4.2.3.6 Residencial. Se refiere a edificios que brindan alojamiento a un cierto número de personas, pudiendo ser de forma definitiva o temporal, como: casas, dormitorios, moteles, hoteles, apartamentos y condominios y residencias para ancianos o discapacitados. Además, es importante indicar el número de viviendas del edificio como sostiene FEMA154 (2016).

4.2.3.7 Educación. Edificios destinados a la formación educativa de personas de todas las edades considerando desde una pequeña escuela hasta una gran universidad, ya sean centros públicos o privados como indica FEMA154 (2016).

4.2.3.8 Servicios Públicos. Edificios que brindan servicios tanto públicos como privados, como plantas de energía, instalaciones de tratamiento de agua y subestaciones eléctricas, mencionado por FEMA154 (2016).

4.2.3.9 Almacén. Este tipo de edificio se utiliza para almacenar artículos y a su vez comercializarlos como señala FEMA154 (2016).

4.2.3.10 Designaciones Adicionales. Estas edificaciones pueden usarse para establecer prioridades para la mitigación de peligros, como construcciones históricas, de gobierno o albergue, las mismas que se deben analizar para seleccionar la sección de ocupación de la construcción en el caso que corresponda según indica FEMA154 (2016).

Ilustración 39

Clases de Ocupación

Ocupación: Asambleas Comercial Servi. Emergencia ☐ Histórico ☐ Albergue
Industrial Oficina Educación ☐ Gobierno
Serv. Publicos Almacén Unid. Residenciales: _____

Fuente: FEMA154 (2016).

La construcción del edificio Polinesio ubicado en Punta Blanca a nivel del mar, se hizo con fines de ocupación residencial brindando alojamiento a un cierto número de personas de forma definitiva, de acuerdo a plano arquitectónico e información brindada por el propietario del inmueble.

4.2.4 Tipo de Suelo

FEMA154 (2016), recomienda que previo a la visita de campo, se identifique el tipo de suelo presente en el lugar, de no ser así se deberá determinar esta información al momento de la evaluación. Cuando no se pueda categorizar el tipo de suelo, se deberá asumir tipo de suelo D y seleccionar “DNK”.

No se posee información sobre estudios de suelo realizados previo a la construcción del inmueble, pero con la ayuda de la zonificación del sector se determina que fue edificado sobre un suelo de tipo C, clasificados como muy densos o rocas Blandas.

Ilustración 40

Tipos de Suelo

Tipo de suelo:	☐ A	☐ B	☐ C	☐ D	☐ E	☐ F	DNK
	Roca Dura	Roca Débil	Suelo Denso	Suelo Duro	Suelo Blando	Suelo Pobre	Si DNK, asumir tipo D.

Fuente: FEMA154 (2016).

4.2.5 Riesgos Geológicos

Para una previa construcción se debe identificar si el suelo se encuentra en condiciones estables, debido que pueden presentar riesgos geológicos como: licuefacción, potencial deslizamiento y ruptura de la falla de superficie, lo que aumentaría el riesgo y daño de una edificación durante un evento telúrico, provocando en sí, un colapso. Al existir uno de estos riesgos se deberá realizar una evaluación estructural más detallada.

Si la distancia desde el lado más cercano de una estructura con respecto a la altura de la pendiente de un talud es menor, existe la posibilidad que suceda un deslizamiento de tierra. Dado el caso que no se puedan establecer estos riesgos el inspector colocara en el formulario DNK (No sé).

Ilustración 41

Riesgos Geológicos-Deslizamiento



Fuente: FEMA154 (2016).

En el sector no existen laderas o colinas, por consiguiente, no se presentan los riesgos de deslizamiento ni superficie de ruptura, del mismo modo no se puede producir la licuefacción, ya que esta ocurre principalmente en suelos arenosos.

Ilustración 42

Tipos de Riesgos Geológicos

Riesgos Geológicos: Licuefacción: Si / No / DKN Deslizamiento: Si / No / DKN Superficie de Ruptura: Si / No / DKN
Fuente: FEMA154 (2016).

4.2.6 Separación Entre Estructuras Adyacentes

En un movimiento telúrico los edificios tienden a oscilar, y al no existir suficiente espacio entre ellos pueden provocar daños estructurales, producidos por los golpes contra la construcción adyacente, además de posibles caídas de elementos u objetos cercanos a la edificación.

Ilustración 43

Peligros de Estructuras Adyacentes

Ayacencia: ☐ Golpes ☐ Peligro Caída del Edificio Adyacente

Fuente: FEMA154 (2016).

Tabla 21

Separación Mínima de Edificios de la Zona Sísmica

Región Sísmica	Separación Mínima Por piso
Muy Alta	2" - 5cm
Alta	1 1/2" - 3.75 cm
Moderadamente Alta	1" - 2.5 cm
Moderada y Baja	1/2" - 1.25 cm

Fuente: FEMA154 (2016).

La estructura en estudio no posee riesgo de golpeteos por viviendas adosadas, ya que existen varios metros de separación con los demás inmuebles del sector, por tal motivo tampoco prevalece el peligro de caída de un edificio adyacente.

4.2.7 Irregularidades

Ilustración 44

Irregularidades en la Estructura

Irregularidades:

☐ Vertical (tipo/severidad) _____

☐ Planta (tipo) _____

Fuente: FEMA154 (2016).

4.2.7.1 Irregularidades en Elevación. Estas irregularidades se dan debido a un incorrecto diseño arquitectónico de una edificación, ya que se puede notar que en estructuras existentes, el primer piso suele tener mayor altura que sus pisos superiores. Existen siete clases de irregularidades verticales las cuales varían de gravedad y se detallan a continuación:

Tabla 22

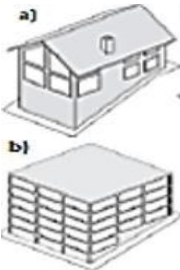
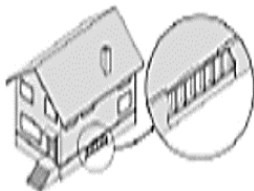
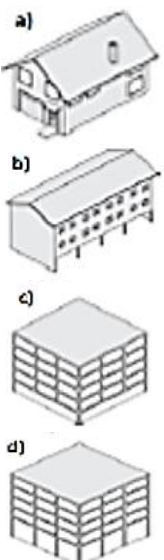
Irregularidades Verticales 1

La irregularidad vertical	Gravedad	Nivel Instrucciones
Plano de retroceso a) b)	Moderado	Aplicar si hay un desplazamiento del sistema lateral en el plano. Por lo general, esto se puede observar en el marco arriostrado (Fig. (a)) y edificios de muros de cortante (Fig. (b)). Aplicara si: La figura (a): algunas columnas/pilar son mucho más corta que las típicas columnas/pilares en la misma línea. La figura (b): Las columnas/pilares son estrechas en comparación con la profundidad de las vigas.
Columna corta/pilar a) b) c)	Grave	La figura (c): Existen muros de relleno que acortan la altura libre de la columna. Tenga en cuenta esta deficiencia se observa típicamente en hormigón y acero de construcción más antiguos.

Fuente: (FEMA154, 2016).

Tabla 23

Irregularidades Verticales 2

La irregularidad vertical	Gravedad	Nivel Instrucciones
Niveles de división 	Moderado	Aplicar si los pisos del edificio no se alinean o si hay un paso en el nivel del techo.
Declive del sitio 	Varia	Aplicar si hay más de una pendiente de una sola planta de un lado del edificio a la otra. Evaluar para edificios W1, como se muestra en la figura (a); evaluar como moderada para todos los demás tipos de construcción, como se muestra en la figura (b)
Pared de sótanos sin refuerzo 	Moderado	Aplicar si se observan muros bajos sin refuerzo en el espacio de acceso al edificio. Eso se aplica a los edificios W1. Si está ocupado el sótano, tenga en cuenta esta condición como un piso flexible.
Planta baja débil o blanda 	Grave	Aplicar: La figura (a): Para una casa W1, con el espacio ocupado sobre un garaje con longitudes de pared limitadas o cortas a ambos lados de la abertura del garaje. La figura (b): Para un edificio W1A, con un frente abierto en la planta baja (por ejemplo, para el estacionamiento). La figura (c): Cuando uno de los pisos tiene menos de pared o menos de columnas que los demás (Por lo general el piso de abajo). La figura (d): Cuando uno de los pisos es más alto que los otros (por lo general la parte inferior del edificio).

Fuente: FEMA154 (2016).

Tabla 24

Irregularidades Verticales 3

La irregularidad vertical	Gravedad	Nivel Instrucciones
Fuera del plano de retroceso	Grave	Aplicará si las paredes del edificio no se apilan verticalmente en el plano. Esta irregularidad es más grave cuando los elementos verticales del sistema lateral en los niveles superiores están por fuera de los que están en los niveles más bajos, como se muestra en la figura (a). La condición en la figura (b) también desencadena esta irregularidad. Si las paredes no aplicables son conocidas por ser no estructural, no se aplica esta irregularidad. Aplicar el revés si es mayor o igual a 2 pies.

Fuente: FEMA154 (2016).

4.2.7.2 Irregularidades en Planta. Estas irregularidades se dan debido que los encargados de diseñar los planos arquitectónicos tratan de aprovechar el terreno disponible. Existen cinco tipos de irregularidades en planta las cuales se detallan a continuación:

Tabla 25

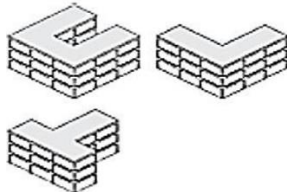
Irregularidades en Planta 1

La irregularidad planta.	Nivel Instrucciones.
Torsión	Aplicar si hay una buena resistencia lateral en una dirección, pero no la otra, o si hay rigidez excéntrica en la planta, como se muestra en las figuras (a) y (b); paredes sólidas en dos o tres lados con paredes con las porciones de aberturas en los lados restantes.

Fuente: FEMA154 (2016).

Tabla 26

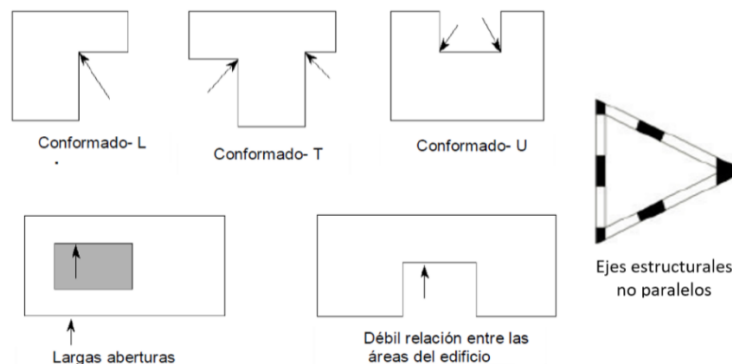
Irregularidades en Planta 2

La irregularidad planta.	Nivel Instrucciones.
Sistemas no paralelos 	Aplicar si los lados del edificio no forman ángulos de 90 grados
Esquina de reentrada 	Aplicará si hay un rincón de reentrada, es decir, el edificio es L, T, U, o en forma de +, con proyecciones de más de 20 pies. Siempre que sea posible, comprobar para ver si hay separaciones sísmicas donde las alas se encuentran.
Las aberturas de diafragma 	Aplicar si hay una abertura que tiene una anchura de más de 50% de la anchura de la membrana en cualquier nivel
Vigas no alineadas con columnas. 	Aplicara si las vigas exteriores no se alinean con las columnas en la planta. Típicamente, esto se aplica a edificios de concreto, donde las columnas perimetrales están por fuera de las vigas perimetrales.

Fuente: FEMA154 (2016).

Ilustración 45

Vista en planta de diversas configuraciones de construcción



Fuente: FEMA154 (2016).

4.2.8 Peligro de Caída de Objetos al Exterior de la Estructura

En toda construcción es importante tener un buen diseño que cumpla sismo-resistentemente, pero también es necesario considerar, si en esta edificación existen elementos no estructurales u objetos alternos, como chimeneas sin soporte lateral, parapetos, recubrimientos pesados, cubiertas entre otros, ya que estos pueden ser un peligro al caerse en un movimiento sísmico, si no se encuentran debidamente anclados, presentando un riesgo para la vida de los ocupantes y la de los transeúntes.

Ilustración 46

Peligro de Caída de Objetos

Peligros de Caída exteriores:

- ☐ Chimeneas sin soporte lateral
- ☐ Parapetos
- ☐ Otros:

- ☐ Revestimiento pesado o de chapa de madera pesada
- ☐ Apéndices

Fuente: FEMA154 (2016).

En la inspección se verificó anomalías con respecto a problemas adversos al sistema estructural de la edificación, la cual no tiene chimenea, revestimiento pesado, pero si se considera la existencia de balcones con parapetos que podrían provocar algún daño si no están bien ancladas en un posible movimiento telúrico.

4.2.9 Daño y Deterioro

El daño y deterioro de ciertos elementos estructurales que conforman el sistema sismo resistente, puede causar un severo impacto al desempeño y funcionalidad del edificio, por esa razón, al momento de realizar una evaluación visual de una construcción se debe observar con detalle si estos elementos presentan alguna afectación como columnas con acero corroído, muros de hormigón con grandes grietas producidas por sismos anteriores, juntas deterioradas de mortero en una pared de mampostería, entre

otros, por lo que estos pueden disminuir la capacidad de resistencia de cargas laterales ocasionadas por el sismo FEMA154 (2016).

4.2.10 Sección de Comentarios

Este apartado sirve como ayuda para el inspector quien está evaluando la edificación, aquí el describirá las observaciones inusuales que presenta la estructura y las que no pueda evidenciar con una foto o bosquejo FEMA154 (2016).

4.2.11 Fotografía del Edificio

En esta sección se proporciona evidencia fotográfica tomada en campo para su respectivo análisis visual, debe ser documentada de manera clara, se recomienda que en la captura se muestren características importantes de la edificación, como son irregularidades, peligros de caída y desniveles.

4.2.12 Bosquejo de la Edificación

Se documenta mediante un dibujo las características principales en planta y elevación, donde se muestra el número de pisos he irregularidades que tiene la estructura. También sirve para enfatizar aspectos especiales como grietas importantes, además, se puede presentar la distancia aproximada a los edificios adyacentes y su ubicación FEMA154 (2016).

4.2.13 Identificación del Tipo de Edificación

FEMA154 (2016) estableció en su planilla 17 tipos de estructuras que al momento de evaluar e identificarlas, estas nos permitirán establecer una puntuación con respecto a su funcionalidad, considerando la zona sísmica en donde esté ubicada, las cuales se detallan a continuación, con respecto a sus características de material de construcción y su sistema estructural:

Tabla 27*Tipología del sistema estructural*

Código de Identificación	Tipo de estructura
W1	Estructura liviana de madera de una o varias viviendas unifamiliares de uno o más pisos.
W1A	Marco de madera liviano de viviendas múltiples de varios pisos con un área de planta de más de 3.000 pies cuadrado por planta.
W2	Marco de madera de edificios comerciales e industriales con una superficie mayor de 5.000 pies cuadrados.
S1	Edificio con estructura de acero resistente a momento.
S2	Edificio con estructura de acero arriostrado.
S3	Construcciones metálicas ligeras.
S4	Edificios con marcos de acero con muros de corte preparados in situ.
S5	Edificios con marco de acero con paredes de relleno de mampostería no reforzada.
C1	Edificios de estructuras resistentes a momentos.
C2	Edificio cortante de pared de hormigón.
C3	Edificio con estructura de hormigón con paredes de relleno de mampostería no reforzada.
PC1	Edificio hormigón prefabricado.
PC2	Edificio con estructura de hormigón armado prefabricado.
RM1	Edificio de mampostería reforzada con piso flexible y diafragma de techo.
RM2	Edificio de mampostería reforzada con suelo rígido y diafragmas de techo.
URM	Edificios de pared de apoyo de mampostería no reforzada.
MH	Las viviendas prefabricadas.

*Fuente: FEMA154 (2016).***4.2.14 Documentación de la Puntuación Básica**

De acuerdo a la identificación del tipo de estructura que se evalúa se elige una puntuación básica, que está en función de la probabilidad de colapso ante un evento telúrico, es decir a la zona sísmica en que se encuentre la edificación y estas son las siguientes:

- Muy alta sismicidad (VH).
- Alta (H).

- Moderadamente alta (MH).
- Moderada (M).
- Baja (L).

Ilustración 47

Puntaje Básico de cada Sistema Estructural

TIPO DE EDIFICIO FEMA	No se sabe	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5

Fuente: FEMA154 (2016).

La tipología del sistema estructural se lo determinó mediante la inspección de los elementos principales, tales como columnas y vigas del edificio Polinesio, y como resultado se obtuvo que este posee un sistema de Pórticos de Hormigón Armado C1. En el formato FEMA, a esta clase de construcción se le asigna una puntuación básica de 1.5.

4.2.15 Modificadores

Mediante la información obtenida de campo, se procede a calificar al edificio, dándole una puntuación en relación con el tipo de estructura y su desempeño, usando los modificadores que nos presenta Fema, aumentando la calificación si son características que afectan de manera positiva a la estructura, o por el contrario reduciéndola si son observaciones negativas que afecten a la misma FEMA154 (2016).

4.2.15.1 Irregularidades en Elevación. Se debe indicar en esta sección si en la evaluación visual rápida el edificio presenta o no irregulares en elevación, ya sean estas moderadas o severas, para poder asignarle una puntuación, encerrando en un círculo el modificador de calificación correspondiente FEMA154 (2016).

Se puede observar que el edificio Polinesio posee una planta baja débil, ya que una de sus fachadas está abierta sin restricción por mampostería, además el primer piso

tiene menor número de columnas principales que los pisos superiores; esto, debido a que se buscaba un espacio más amplio, puesto que el primer nivel de la estructura está destinada a estacionamiento, por tales razones se lo penaliza como una irregularidad vertical grave con un valor de -0.9.

4.2.15.2 Irregularidades en Planta. Si en la visita al campo el edificio presenta irregulares en planta, se deberá asignar el modificador que indica que existe tal observación para considerarla dentro de la evaluación y calificación de la estructura FEMA154 (2016).

Al edificio se lo considera que es irregular en planta, ya que en el primer piso dos de sus vigas principales no son paralela a los ejes de la estructura, en consecuencia, se le otorga un valor de -0.6.

4.2.15.3 Pre-Código. Este modificador se considera si la estructura se diseñó y realizó anterior a la aprobación inicial y aplicación de los códigos sísmicos para las construcciones según Fema, tal información se obtiene previamente a la salida de campo, es importante saber que este factor es aplicable en regiones de alto y moderado riesgo de sismicidad FEMA154 (2016).

4.2.15.4 Post- Código. Este modificador se utiliza si el edificio en cuestión se diseñó y construyó después del mejoramiento de los códigos de diseño sísmico o si el año de ejecución de la obra coincide con el año de referencia FEMA154 (2016).

En Ecuador se considera Post-Código a todas aquellas edificaciones que fueron construidas luego del año 2001. En el edificio Polinesio se considera esta opción, ya que se estima que fue diseñado basado en el Código Ecuatoriano de Construcción CEC-2002, por ende, recibe una puntuación de 1.9.

4.2.15.5 Tipo De Suelo. En esta metodología, los valores de puntuación que existen son para los tipos de suelos A o B, y E, en este último suelo se considera parámetros para su respectiva calificación, que están en relación con el número de pisos que conforman la estructura evaluada, ya sean de 1 a 3 pisos y mayores a 3 pisos, para los suelos F no hay modificadores en esta evaluación visual rápida por lo que necesita de un análisis y detalle estructural más específico FEMA154 (2016).

Para este estudio se consideró un tipo de suelo C, y según Fema, si esta clase de suelo se encuentra presente en el sitio no se considera ningún tipo de modificador correspondiente al tipo de suelo.

4.2.15.6 Puntuación Mínima, S_{min} . Se considera la puntuación mínima si el resultado de la sumatoria final de los modificadores evaluados es menor a cero, debido a las posibles peores combinaciones, tal como irregularidades en elevación, irregularidades en planta y tipo de suelo, lo que estaría indicando una probabilidad de colapso de la estructura mayor al cien por ciento, lo cual es imposible FEMA154 (2016).

4.2.15.7 Puntuación Final. En esta sección se realiza la sumatoria de los puntajes de cada uno de los modificadores, asignados mediante el análisis visual de la estructura, más la calificación básica que se le determina según el tipo de edificación que se evalúa. Dependiendo del resultado final de la suma, se compara con la puntuación mínima y se utiliza la mayor entre ambas calificaciones FEMA154 (2016).

Ilustración 48

Modificadores y Puntaje Final

Irregularidad Vertical Grave, P_{L1}		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, P_{L1}		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en Planta, P_{L1}		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Posterior- Marca Base		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Suelo Tipo A or B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Suelo Tipo E (> 3 Pisos)		0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, S_{MIN}		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0

PUNTAJE FINAL NIVEL 1, $S_{L1} \geq S_{MIN}$:

Fuente: (FEMA154, 2016).

Una vez seleccionado el puntaje básico se adicionan o sustraen el valor de los modificadores elegidos. Siendo el puntaje básico de 1.5, irregularidad vertical -0.9, irregularidad en planta -0.6 y posterior-marca base 1.9.

Comparando la puntuación obtenida de los modificadores igual a 1.9 con la puntuación mínima de 0.3, se debe utilizar el valor mayor entre ambos siendo este el puntaje final.

4.2.16 Documentación del Alcance de la Revisión

En esta sección el evaluador deja constancia que el alcance del trabajo indica un nivel de confiabilidad, por lo que evidencia la facilidad de acceso que tuvo a todas las partes de la edificación tanto exterior como interior, además de documentar si hubo comunicación con en el encargado de la construcción, y la obtención de otros campos de información como son el tipo de suelo y peligro geológico.

Ilustración 49

Alcance de la Revisión

GRADO DE REVISIÓN

Exterior: ☐ Parcial ☐ Todos los lados ☐ Aéreo
Interior: ☐ Ninguno ☐ Visible ☐ Completo
Planos revisados: ☐ Si ☐ No

Fuente del tipo de suelo: _____

Fuente del Peligo Geológico: _____

Persona de contacto: _____

Fuente: FEMA154 (2016).

En la visita de campo se permitió acceder a las instalaciones internas y externas del edificio Polinesio, ubicada en Santa Elena en el sector Punta Blanca, para mejor observación de la estructura, además el encargado del edificio nos proporcionó información respecto a la construcción, y el de la obra, nos facilitó los planos. Dada esta inspección se procede con el trabajo investigativo con los documentos y observaciones obtenidas para in situ.

4.2.17 Documentación de los Resultados Obtenidos en la Evaluación de Nivel 2

Esta sección sirve para indicar si se realizaron tanto la evaluación de Nivel 1, como la de Nivel 2, para proceder a documentar la calificación obtenida en este segundo análisis y dar a conocer si en la edificación en estudio existen peligros no estructurales.

Ilustración 50

Alcance de la Revisión Nivel 2

¿NIVEL 2 DE ESCANEO REALIZADO?

_____, Puntaje final Nivel 2, S_{L2} : _____ ☐ No

Peligros no estructurales? ☐ Si ☐ No

Fuente: (FEMA154, 2016).

Para este estudio no se realiza la evaluación de Nivel 2, y no presenta peligros no estructurales.

4.2.18 Documentación de Otros Peligros Presentes en la Edificación

En esta sección se consideran observaciones críticas que no se toman en cuenta en un primer nivel de evaluación, las cuales son importantes verificar su posible existencia, para evitar así consecuencias graves al momento de suceder un sismo, estos peligros que ameritan ser evaluados son: golpeteo potencial, riesgo de caída de edificios adyacentes más altos, riesgo geológico o presencia de tipo de suelo F y daño o deterioro significativo del sistema estructural.

Ilustración 51

Otros Riesgos

OTROS RIESGOS

¿Hay peligros que ameriten una evaluación estructural detallada?

☐ Golpeteo potencial (a menos que $S_{L2} > \text{límite}$, si es conocido)

☐ Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos

☐ Riesgo geológico o Tipo de Suelo F

☐ Daño significativo/deterioro del sistema estructural

Fuente: FEMA154 (2016).

De acuerdo con la observación del edificio in situ, no provee riesgos estructurales por la existencia de construcciones esbeltas cercanas, problemas geológicos, golpeteos, pero si un leve deterioro en el sistema estructural a nivel de vigas.

4.2.19 Determinación de la Acción Requerida

En esta parte el evaluador ya con la información adquirida en el proceso de inspección, indica si la estructura requiere no solo de una evaluación visual rápida, sino que se necesita tener un análisis más detallado del sistema estructural y no estructural recomendado de la edificación.

Ilustración 52

Acción Requerida

ACCIÓN REQUERIDA

¿Requiere evaluación estructural detallada?

- ☐ Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio
- ☐ Si, puntaje menor que el límite
- ☐ Si, otros peligros presentes
- ☐ No

¿Evaluación no estructural detallada recomendada?

- ☐ Si, peligros no estructurales identificado que deben ser evaluados
- ☐ No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada
- ☐ No, no se identifican peligros no estructurales
- ☐ DNK

Fuente: (FEMA154, 2016).

Mediante la evaluación de acuerdo a los parámetros Fema 154, se llegó a la conclusión que se debe basar el estudio en proceso más técnico, es decir, evaluar la estructura a nivel global para considerar la vulnerabilidad que puede tener ante una disipación de energía sísmica, además conocer de manera explícita el desempeño estructural del edificio Polinesio y poder aplicar un reforzamiento que ayude a un mejor funcionamiento del mismo.

Detección visual rápida de edificios para posibles peligros sísmicos
FEMA P-154 Formato de Recolección de Datos

Nive 1
ALTA Sismicidad



Dirección: Ecuador, Provincia Santa Elena, Cantón Santa Elena, sector Punta Blanca **Código postal:** 240104

Otra identificación:

Nombre del edificio: Condomio Polinesio

Uso: Residencial

Latitud: -2.14749 **Longitud:** -80.78391

Inspector(es): Muñiz Jonathan, Villón Genesis

No. Pisos: Sobre el suelo: 4 Bajo el suelo: 0 **Año de construcción:** 2012

Superficie total de pisos (m²): 1604,61 **Código año:** 2011

Adiciones: ☒ Ninguna ☐ Si, Años Construcción:

Ocupación: Asambleas Comercial Servi. Emergencia Histórico Albergue
Industrial Oficina Educación Gobierno
Serv. Públicos Almacén Unid. Residenciales

Tipo de suelo: ☐ A Roca Dura ☐ B Roca Débil ☒ C Suelo Denso ☐ D Suelo Duro ☐ E Suelo Blando ☐ F Suelo Pobre **DNK** Si DNK, asumir tipo D.

Riesgos Geológicos: Licuefacción: Si ☒ No ☐ DKN Deslizamiento: Si ☒ No ☐ DKN Superficie de Ruptura: Si ☒ No ☐ DKN

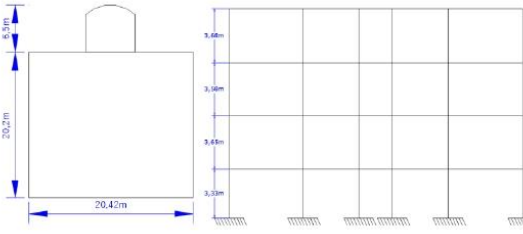
Ayacencia: ☐ Golpes ☐ Peligro Caída del Edificio Adyacente

Irregularidades: ☒ Vertical (tipo/severidad) ☒ Planta (tipo)

Peligros de Caída exteriores: ☐ Chimeneas sin soporte lateral ☐ Revestimiento pesado o de chapa de madera pesada ☐ Parapetos ☐ Apéndices ☐ Otros:

COMENTARIOS:

☐ Dibujos o comentarios adicionales en una página aparte.



ESQUEMA

NOTA BASE, MODIFICADORES, Y ÚLTIMA PUNTUACIÓN NIVEL 1, S_{LI}

TIPO DE EDIFICIO FEMA	No se sabe	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad Vertical Grave, V_L		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, V_L		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en Planta, P_L		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Posterior- Marca Base		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Suelo Tipo A or B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Suelo Tipo E (> 3 Pisos)		0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, S_{MIN}		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0

PUNTAJE FINAL NIVEL 1, $S_{LI} \geq S_{MIN}$: $1.5 - 0.9 - 0.6 + 1.9 = 1.9$

GRADO DE REVISIÓN

Exterior: ☐ Parcial ☒ Todos los lados ☐ Aéreo

Interior: ☐ Ninguno ☐ Visible ☒ Completo

Planos revisados: ☒ Si ☐ No

Fuente del tipo de suelo:

Fuente del Peligro Geológico:

Persona de contacto:

¿NIVEL 2 DE ESCANEO REALIZADO?

_____, Puntaje final Nivel 2, S_{L2} : ☒ No

Peligros no estructurales? ☐ Si ☒ No

OTROS RIESGOS

¿Hay peligros que ameriten una evaluación estructural detallada?

☐ Golpeteo potencial (a menos que $S_{LI} >$ límite, si es conocido)

☐ Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos

☐ Riesgo geológico o Tipo de Suelo F

☒ Daño significativo/deterioro del sistema estructural

ACCIÓN REQUERIDA

¿Requiere evaluación estructural detallada?

☐ Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio

☒ Si, puntaje menor que el límite

☐ Si, otros peligros presentes

☐ No

¿Evaluación no estructural detallada recomendada?

☐ Si, peligros no estructurales identificado que deben ser evaluados

☐ No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada

☐ No, no se identifican peligros no estructurales

☐ DNK

Cuando los datos no pueden ser verificados, el inspector deberá anotar lo siguiente: EST = estimado o dato no fiable O DNK = No sabe

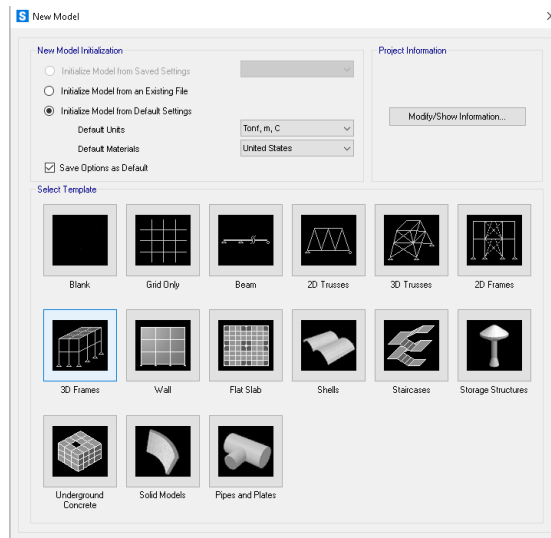
Leyenda: MRF = Pórtico resistente a momento RC = Hormigón Armado URM INF = Mampostería no reforzada de relleno MH = Vivienda prefabricada FD = Diagrama flexible
BR = Pórtico reforzado SW = Muro de Corte TU = Tilt up LM = Acero ligero RD = Diagrama rígido

4.3 Modelación de la Estructura en el Software SAP

1. Se crea un nuevo modelo “New Model” con las unidades Tonf, m, C, se da click en “3D Frames”.

Ilustración 53

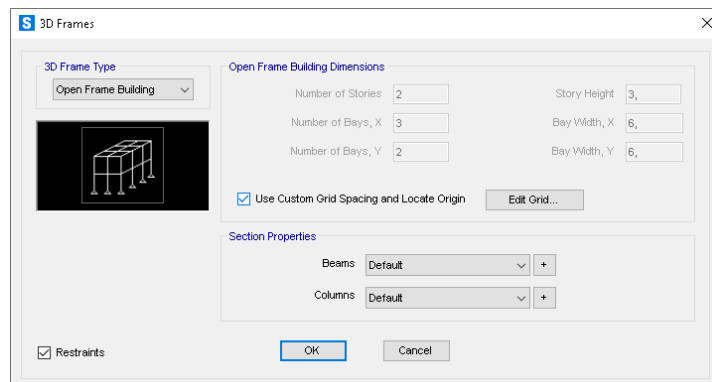
Creación de un Nuevo Modelo



2. Se despliega una ventana y se marca el cuadro “Use Custom Grid Spacing and Locate Origin”.

Ilustración 54

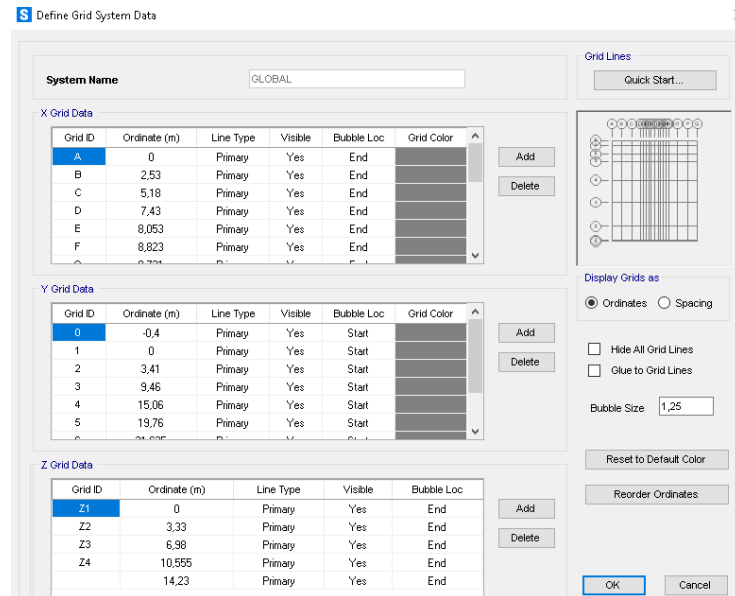
Tipo 3D Frames



3. Luego aparece una otra ventana donde se crean los pórticos de acuerdo a las medidas de los planos con las alturas entre pisos correspondientes.

Ilustración 55

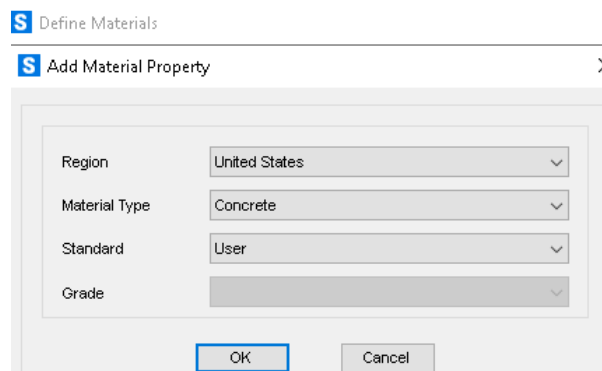
Dimensionamiento de los Pórticos



4. Para agregar el material de los elementos estructurales se da click en “Define”, se selecciona la opción “Materials” y se crea uno nuevo con “Add New Material”.

Ilustración 56

Definición del Material



5. Se despliega una ventana para asignar las propiedades lineales del material, f'_c y módulo de elasticidad.

Ilustración 57

Tipología del Material

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: f'c 280 kg/cm2

Material Type: Concrete

Material Grade: f'c 280

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2,4028

Mass per Unit Volume: 0,245

Units

Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2526713,3

Poisson, U: 0,2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9,900E-06

Shear Modulus, G: 1052797,2

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2812,2785

Expected Concrete Compressive Strength: 2812,2785

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

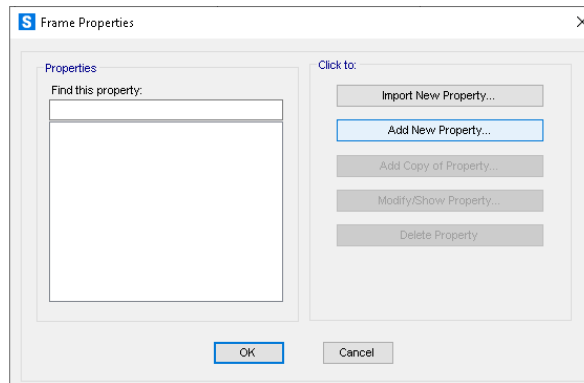
☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

6. Para añadir las dimensiones de los elementos se da click en “Define”, “Section Properties” y luego en “Frame Section” donde se abrirá una ventana para añadir los nuevos elementos dando click en “Add New Property”.

Ilustración 58

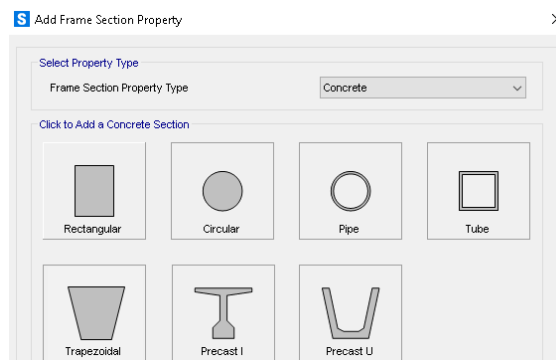
Adición de Elementos Estructurales



7. Aparecerá otra ventana donde se elige la sección dando click en “Frame Section Property Type”, se usa concrete y sección rectangular.

Ilustración 59

Diseño de la Sección de los Elementos



8. Luego se ingresan las medidas geométricas de las columnas y para añadir el agrietamiento de la columna se da click en la opción “Set modifiers” y se coloca en el momento de inercia en las axiales 2 y 3 la cantidad de 0.8, luego se asigna el área del acero de las columnas dando click en Concrete Reinforcement.

Ilustración 60

Dimensionamiento de la Columna

Rectangular Section

Section Name: C-20*40

Section Notes: Modify/Show Notes...

Dimensions:

- Depth (13): 0,2
- Width (12): 0,4

Material: f'c 280 kg/cm2

Property Modifiers: Set Modifiers...

Properties: Section Properties..., Time Dependent Properties...

Concrete Reinforcement...

OK Cancel

Ilustración 61

Asignación del Acero en Columnas

Reinforcement Data

Rebar Material:

- Longitudinal Bars: Fy 4200
- Confinement Bars (Ties): Fy 4200

Design Type:

- ☒ Column (P-M2-M3 Design)
- ☐ Beam (M3 Design Only)

Reinforcement Configuration:

- ☒ Rectangular
- ☐ Circular

Confinement Bars:

- ☒ Ties
- ☐ Spiral

Longitudinal Bars - Rectangular Configuration:

- Clear Cover for Confinement Bars: 0,03
- Number of Longit Bars Along 3-dir Face: 4
- Number of Longit Bars Along 2-dir Face: 3
- Longitudinal Bar Size: 14d

Confinement Bars:

- Confinement Bar Size: 8d
- Longitudinal Spacing of Confinement Bars: 0,15
- Number of Confinement Bars in 3-dir: 4
- Number of Confinement Bars in 2-dir: 2

Check/Design:

- ☒ Reinforcement to be Checked
- ☐ Reinforcement to be Designed

OK Cancel

9. Luego se ingresan las medidas geométricas de las vigas y para añadir el agrietamiento se da click en la opción “Set modifiers”, donde se coloca en el momento de inercia en la axial 3 la cantidad de 0.5, luego se asigna el acero en las vigas se da click en Concrete Reinforment.

Ilustración 62

Dimensionamiento de Viga

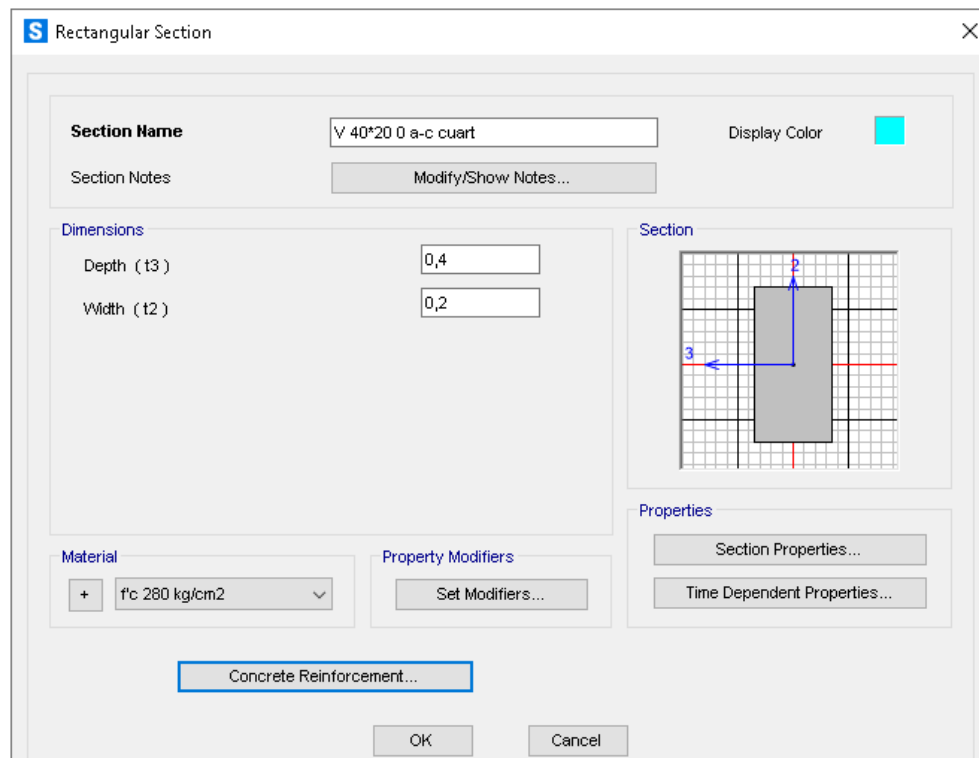


Ilustración 63

Asignación del Acero en Vigas

S Reinforcement Data [X]

Rebar Material

Longitudinal Bars Fy 4200

Confinement Bars (Ties) Fy 4200

Design Type

☐ Column (P-M2-M3 Design)

☒ Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top 0,04

Bottom 0,04

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	3,079E-04	3,079E-04
Bottom	4,618E-04	4,618E-04

OK Cancel

10. Para empotrar la estructura se selecciona la base, luego se da click en “Assign”,
“Joint” y Restraints.

Ilustración 64

Empotramiento de la Estructura

S Assign Joint Restraints [X]

Restrains in Joint Local Directions

☒ Translation 1 ☒ Rotation about 1

☒ Translation 2 ☒ Rotation about 2

☒ Translation 3 ☒ Rotation about 3

Fast Restraints

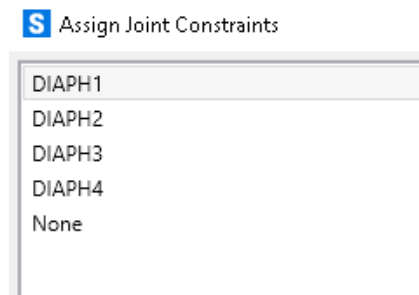
☐ ☐ ☐ ☐

OK Close Apply

11. Se procede a realizar los diafragmas para que los nodos estén conectados entre sí y la estructura trabaje uniformemente. Se da click en la opción “Assign”, “Joint” y Constraints.

Ilustración 65

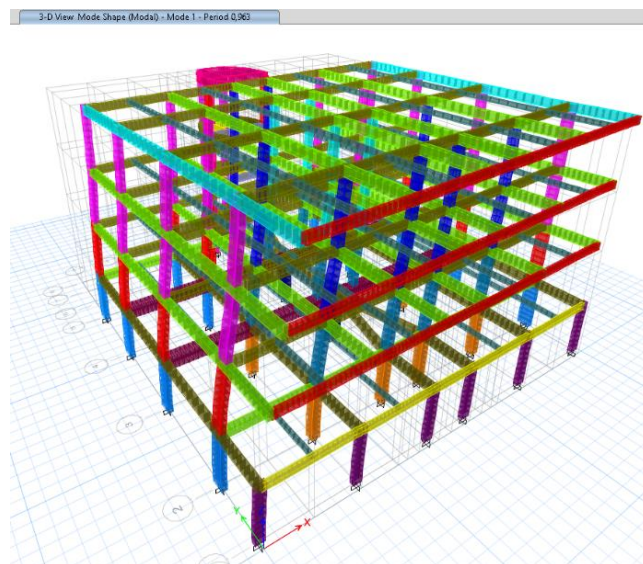
Asignación de Diafragmas



12. La estructura se muestra de la siguiente manera con sus elementos estructurales.

Ilustración 66

Modelo de la Estructura



Nota: Modelado de la estructura en el software Etabs

13. Luego se le asignan las cargas vivas y muertas en cada uno de los elementos.

4.4 Análisis Estructural del Edificio

En esta sección se desarrolla el cálculo de las cargas que ejercen en el edificio Polinesio, para así continuar con el análisis lineal y no lineal de la estructura.

4.4.1 Cálculo de Cargas Consideradas de la Estructura

Las cargas consideradas para el estudio de este edificio son las siguientes: carga viva, carga muerta, peso propio de la estructura y cargas sísmicas, las cuales se deben estimar a partir de la configuración estructural del inmueble.

- Cargas Vivas Sobreimpuestas.

Según valores normados para carga viva (L), en residencia se debe utilizar 200 kg/m² y para cubierta se utiliza un valor de 70 kg/m². A continuación, se detalla el cálculo de las cargas sobreimpuestas que serán aplicadas a vigas en el eje Y.

Pórtico A, viga principal del piso 1 al 3.

$CL_{1-3} = (\text{Carga viva de residencia}) * (\text{Ancho de fluencia de losa}).$

$$CL_{1-3} = 200 \text{ kg/m}^2 * 1.44\text{m} = 288 \text{ kg/m}.$$

$$CL_{1-3} = 0.288 \text{ ton/m}.$$

Pórtico A, viga principal de cubierta.

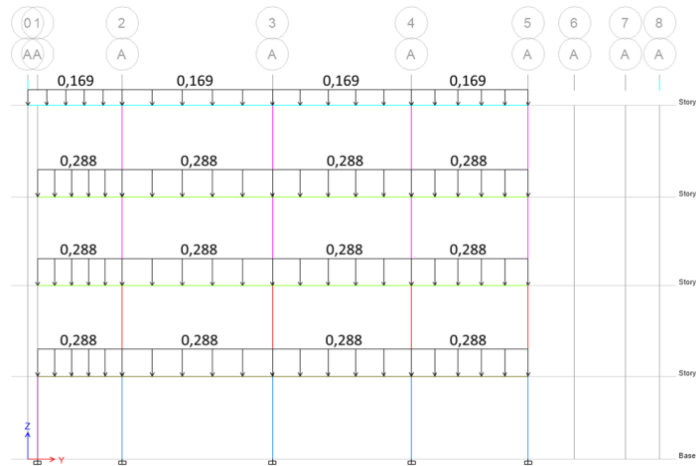
$CL_4 = (\text{Carga viva de residencia para cubierta}) * (\text{Ancho de fluencia de losa}).$

$$CL_4 = 70 \text{ kg/m}^2 * 2.415\text{m} = 169.05 \text{ kg/m}.$$

$$CL_4 = 0.169 \text{ ton/m}.$$

Ilustración 67

Cargas Vivas Sobreimpuestas



Fuente: Muñiz Jonathan – Villón Génesis.

- Cargas Muertas Sobreimpuesta (CM).

El valor de la carga muerta sobreimpuesta (CM) se subdivide en peso de: paredes, enlucidos, tumbado, piso de cerámica, instalaciones, información registrada en la NEC 15, y el valor de la losa se debe calcular según el caso del estudio.

Tabla 28

Cargas muertas sobreimpuestas

ELEMENTO	CARGAS	
PAREDES	100	Kg/m ²
INSTALACIONES	40	Kg/m ²
CONTRAPISO	50	Kg/m ²
TUMBADO	40	Kg/m ²
PISO CERAMICA	80	Kg/m ²
LOSA _{ascensor}	480	Kg/m ²
LOSA	216	Kg/m ²

Fuente: Muñiz Jonathan – Villón Génesis.

- Peso propio de losa en ascensor.

$$V_{losa} = (\text{Espesor de losa}) * (\text{Ancho tributario de losa} * \text{Longitud}).$$

$$V_{losa} = 0.2 * (1 * 1) = 0.2 \text{ m}^3$$

- Peso por metro cuadrado de losa:

$$W_{losa} = \frac{(V_{losa}) * \gamma_{concreto}}{At_{losa}}$$

$$W_{losa} = \frac{(0.2) * 2400}{1 * 1}$$

$$W_{losa} = 480 \text{ kg/m}^2$$

- Peso propio de losa y nervios.

Para realizar el cálculo de peso de la losa más nervios, se necesita el volumen de los mismos, considerando un espesor de losa de 5 cm, ancho de losa de 50 cm, longitud neta de nervios de 2.40 m, el espesor y la altura del nervio son de 10 cm y 20 cm respectivamente.

$$V_{losa} = (\text{Espesor de losa}) * (\text{Ancho tributario de losa} * \text{Longitud de nervio}).$$

$$V_{losa} = 0.05 * (0.50 * 2.40) = 0.06 \text{ m}^3$$

$$V_{nervio} = (\text{Altura de nervio}) * (\text{Espesor de nervio}) * (\text{Longitud de nervio}).$$

$$V_{nervio} = 0.20 * 0.1 * 2.40 = 0.048 \text{ m}^3$$

Peso por metro cuadrado de losa:

$$W_{losa+nervio} = \frac{(V_{losa} + V_{nervio}) * \gamma_{concreto}}{At_{losa}}$$

$$W_{losa+nervio} = \frac{(0.06 + 0.048) * 2400}{0.50 * 2.40}$$

$$W_{losa+nervio} = 216 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de la carga muerta sobreimpuesta por metro cuadrado del piso 1 al 3.

$$CM_{1-3} = W_{pared} + W_{inst} + W_{enlucido} + W_{tumbado} + W_{ceramica} + W_{losa+nervios}$$

$$CM_{1-3} = (100 + 40 + 50 + 40 + 80 + 216) \text{ kg/m}^2$$

$$CM_{1-3} = 526 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de la carga muerta sobreimpuesta por metro cuadrado de cubierta.

$$CM_{\text{cubierta}} = W_{\text{inst}} + W_{\text{enlucido}} + W_{\text{tumbado}} + W_{\text{losa+nervios}}$$

$$CM_{\text{cubierta}} = (40 + 50 + 40 + 216) \text{ kg/m}^2$$

$$CM_{\text{cubierta}} = 346 \text{ kg/m}^2$$

- Cargas aplicadas a los pórticos.

Para hallar las cargas que serán aplicadas en las vigas principales y secundarias se multiplica las cargas muertas de metro cuadrado de losa por el ancho de fluencia de la viga.

Pórtico A, viga principal del piso 1 al 3.

$$CM_{1-3} (\text{Ton/m}^2) = (\text{Carga muerta de losa}) * (\text{Ancho de fluencia de losa}).$$

$$CM_{1-3} (\text{Ton/m}^2) = 526 \text{ kg/m}^2 * 1.44\text{m} = 757.44 \text{ kg/m}.$$

$$CM_{1-3} (\text{Ton/m}^2) = 0.757 \text{ ton/m}.$$

Pórtico A, viga principal de cubierta.

$$CM_{\text{cubierta}} (\text{Ton/m}^2) = (\text{Carga muerta de losa para cubierta}) * (\text{Ancho de fluencia de losa}).$$

$$CM_{\text{cubierta}} (\text{Ton/m}^2) = 346 \text{ kg/m}^2 * 2.415 \text{ m} = 835.59 \text{ kg/m}.$$

$$CM_{\text{cubierta}} (\text{Ton/m}^2) = 0.836 \text{ ton/m}.$$

En la siguiente figura se muestran las cargas muertas sobreimpuestas en el eje A de la dirección Y de la estructura.

Ilustración 68

Cargas Muertas Sobreimpuestas



Fuente: Muñiz Jonathan – Villón Génesis.

4.4.2 Peso Sísmico

Para el cálculo de peso sísmico se utiliza 25% de la carga viva y el 100% de la carga muerta.

- Peso de la carga sobreimpuesta del piso 1 al 3.

$$W_{\text{Sobreimpuesta}} = W_{\text{pared}} + W_{\text{instalaciones}} + W_{\text{enlucido}} + W_{\text{tumbado}} + W_{\text{cerámica}}$$

$$W_{\text{Sobreimpuesta}} = 100 + 40 + 50 + 40 + 80 = 310 \text{ kg/m}^2.$$

$$W_{\text{Sobreimpuesta 1}} = 310 \text{ kg/m}^2 * 406,4 \text{ m}^2 = 125984 \text{ kg} = 125,984 \text{ Ton.}$$

$$W_{\text{Sobreimpuesta 2}} = 310 \text{ kg/m}^2 * 408,09 \text{ m}^2 = 126507,9 \text{ kg} = 126,5079 \text{ Ton.}$$

$$W_{\text{Sobreimpuesta 3}} = 310 \text{ kg/m}^2 * 409,44 \text{ m}^2 = 126926,4 \text{ kg} = 126,926 \text{ Ton.}$$

- Peso de la carga sobreimpuesta de cubierta.

$$W_{\text{Sobreimpuesta}} = W_{\text{inst}} + W_{\text{enlucido}} + W_{\text{tumbado}}$$

$$W_{\text{Sobreimpuesta}} = 40 + 50 + 40 = 130 \text{ kg/m}^2.$$

$$W_{\text{Sobreimpuesta de cubierta}} = 130 \text{ kg/m}^2 * 481,15 \text{ m}^2 = 62549,5 \text{ kg} = 62,549 \text{ Ton.}$$

- Cálculo de la carga viva tributaria al peso sísmico del piso 1 al 3.

$L = (\text{Carga viva de residencia}) * (\text{Área de la losa}).$

$$L_1 = 0,2 \text{ Ton/m}^2 * 406,4 \text{ m}^2 = 81,28 \text{ Ton.}$$

$$L_2 = 0,2 \text{ Ton/m}^2 * 408,09 \text{ m}^2 = 81,618 \text{ Ton.}$$

$$L_3 = 0,2 \text{ Ton/m}^2 * 409,44 \text{ m}^2 = 81,888 \text{ Ton.}$$

$$25\% * L_1 = 20,320 \text{ Ton.}$$

$$25\% * L_2 = 20,404 \text{ Ton.}$$

$$25\% * L_3 = 20,472 \text{ Ton.}$$

- Cálculo de la carga viva tributaria al peso sísmico de cubierta.

$$L = 0,07 \text{ Ton/m}^2 * 481.15 \text{ m}^2 = 33,68 \text{ Ton.}$$

$$25\% * L = 8,42 \text{ Ton.}$$

Mediante el software Etabs se obtuvo el peso acumulado de la estructura, luego se procedió al cálculo del peso por cada piso y a este valor se le agrega el 25% de la carga viva para hallar el peso sísmico.

Tabla 29

Peso Sísmico

PISO	PESO ACUMULADO (Ton)	PESO POR PISO (Ton)	SOBRE - IMPUESTA (Ton)	CARGA VIVA 25% (Ton)	PESO TOTAL POR PISO (Ton)
4	347,0317	347,0317	62,5495	8,420125	418,001325
3	742,4473	395,4156	126,9264	20,472	542,814
2	1145,5168	403,0695	126,5079	20,4045	549,9819
1	1595,4025	449,8857	125,984	20,32	596,1897

4.5 Espectro Elástico De Aceleración Horizontal De Diseño

Los parámetros para elaborar el espectro elástico de aceleraciones espectrales S_a , están en función del tipo de suelo y la ubicación de la estructura. El edificio Polinesio situado en el cantón Santa Elena, se lo considera sobre un tipo de suelo C y según el Mapa de peligrosidad sísmica de la NEC el factor de zona es $Z=0.5$.

Tabla 30

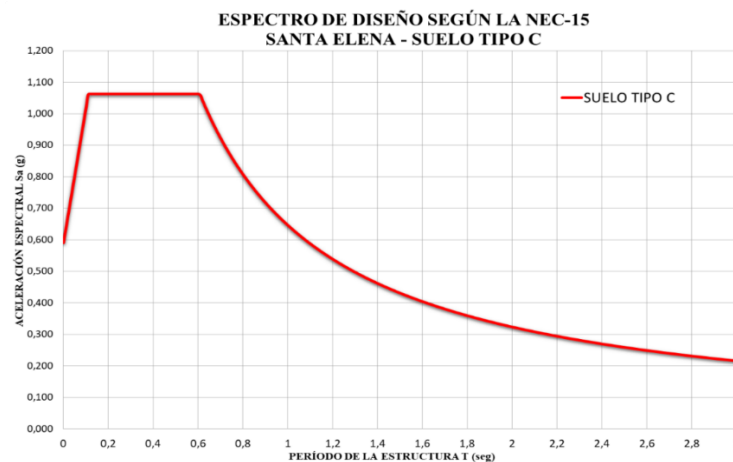
Factores para la Construcción del Espectro de Diseño

Parámetro	Valor
ZONA	VI
Z	0.50
r	1.00
n	1.80
Fa	1.18
Fd	1.06
Fs	1.23
To	0,11
Tc	0,608

Fuente: Muñiz Jonathan – Villón Génesis.

Ilustración 69

Espectro de Diseño para la Provincia de Santa Elena, suelo Tipo C



4.6 Cortante Basal y Distribución De Fuerzas Horizontales

El periodo de vibración de la estructura T_a , se lo calcula de manera aproximada con Ec. 28, considerando que el edificio no cuenta con muros ni diagonales rigidizadoras.

$$T_a = C_t * h_n^\alpha \quad \text{Ec. 28}$$

$$T_a = 0.055 * 14.23^{0.9} = 0.60013 \text{ seg}$$

Obtenido el periodo de vibración de 0,60013 segundos para el espectro de diseño en la zona de Santa Elena, le corresponde una aceleración espectral de:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{Ec. 29}$$

$$S_a = 1.8 * 0.5 * 1.18 = 1.062 \text{ seg}$$

Tabla 31

Cortante Basal NEC-15

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C - SANTA ELENA Z = 0,5							
n	1,80	Z	0,5	F_a	1,18	S_a	1,0620
C_t	0,055	α	0,9	h_t	14,23	T	0,6001
φ_p	0,9	φ_E	0,9	R	8	k	1,050066218
I	1	C_s	0,1639	V_x	345,312 Ton		

Los valores se obtuvieron debido a los siguientes datos:

- Factor K: se interpoló la constante considerando el periodo aproximado T.
- R: 8, se debe a que es una estructura de pórticos especiales sismorresistente, de hormigón armado con vigas descolgadas.
- $\Phi_p = 0.9$, factor de penalización en planta, por la presencia de la irregularidad tipo 4, que se refiere a que ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes principales de la estructura.

- $\Phi_p = 0.9$, factor de penalización en elevación, puesto que existen desplazamientos en la alineación de elementos verticales del sistema resistente.
- I: 1, factor de importancia, por permanecer al grupo de otras estructuras y no clasifican dentro de las categorías anteriores.

A continuación, se muestra el cálculo del cortante de basal:

$$V = \frac{1 * 1.062}{8 * 0.9 * 0.9} * 2106.99 = 345.31 \text{ Ton}$$

Las distribuciones de fuerzas sísmicas se realizan de acuerdo al procedimiento presentado en la sección 3.1.6. La Tabla 32, muestra la cantidad de pisos, el peso por cada piso y las fuerzas horizontales F_x , datos que serán ingresados en el programa ETABS para realizar el análisis lineal de la estructura.

Tabla 32

Cálculo de Cortante Basal y distribución de fuerzas sísmicas por piso

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C - SANTA ELENA Z = 0,5							
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	14,23	418,001325	6793,900	0,347	119,814	119,814	35,944
3	10,555	542,814	6446,886	0,329	113,694	233,509	34,108
2	6,98	549,9819	4231,092	0,216	74,618	308,126	22,385
1	3,33	596,1897	2108,558	0,108	37,186	345,312	11,156
W _T		2106,99	19580,436	1,000	V	345,000	

Modelada la estructura y corrido el programa Etabs, se obtiene un periodo de vibración de $T_a = 0,963$, el cual es considerado para el análisis real de la edificación y se utiliza para un nuevo cálculo del cortante basal. Tomando en cuenta que este T_a se encuentra fuera del rango entre T y $1.3T$, la estructura es más flexible que rígida.

Tabla 33*Cortante Basal Corregido*

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C - SANTA ELENA Z = 0,5						
n	1,80	Z	0,5	F_a	1,18	S_a 0,67017757
C_t	0,055	α	0,9	h_t	14,23	T 0,963
φ_p	0,9	φ_E	0,9	R	8	k 1,2315
I	1	C_s	0,1034	V_x	217,91	Ton

A continuación, se muestra el cálculo del cortante de basal:

$$V = \frac{1 * 0.6701}{8 * 0.9 * 0.9} * 2106.99 = 217.91 \text{Ton}$$

Tabla 34*Cálculo de Cortante Basal y distribución de fuerzas sísmicas por piso corregido*

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C - SANTA ELENA Z = 0,5							
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	14,23	418,00133	10998,906	0,372	81,170	81,170	24,351
3	10,555	542,814	9886,438	0,335	72,960	154,131	21,888
2	6,98	549,9819	6019,444	0,204	44,423	198,553	13,327
1	3,33	596,1897	2622,857	0,089	19,356	217,910	5,807
W_T		2106,99	29527,645	1,000	V	218,000	

4.7 Resultados Obtenidos del Comportamiento de la Estructura en sus Condiciones Actuales

De acuerdo con la norma ecuatoriana de diseño sismorresistente, a continuación, se mostrarán las tablas de resultados obtenidos del análisis del edificio Polinesio, que ha sido sometido a un sismo de diseño, para verificar si la estructura cumple con las especificaciones establecidas y posee un buen comportamiento estructural.

4.7.1 Modos de Vibración de la Estructura

A continuación, se extrae del programa Etabs, la tabla de los modos de vibración con su participación de masa que existe de la estructura para su respectivo análisis.

Tabla 35

Modos de Vibración con sus Masas Participativas

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	0,963	59,72%	0,00%	59,72%	0,00%	11,57%	11,57%
Modal	2	0,786	0,00%	75,15%	59,72%	75,15%	0,00%	11,57%
Modal	3	0,776	12,71%	0,00%	72,43%	75,15%	62,68%	74,25%
Modal	4	0,315	12,75%	0,00%	85,18%	75,15%	1,70%	75,95%
Modal	5	0,249	0,00%	13,35%	85,18%	88,51%	0,00%	75,95%
Modal	6	0,248	2,22%	0,00%	87,40%	88,51%	11,55%	87,50%
Modal	7	0,187	6,97%	0,00%	94,37%	88,51%	0,87%	88,37%
Modal	8	0,139	3,94%	0,00%	98,31%	88,51%	1,94%	90,31%
Modal	9	0,135	0,00%	6,75%	98,31%	95,25%	0,00%	90,31%
Modal	10	0,13	1,69%	0,00%	100,00%	95,25%	4,59%	94,90%
Modal	11	0,089	0,00%	4,75%	100,00%	100,00%	0,00%	94,91%
Modal	12	0,089	0,00%	0,00%	100,00%	100,00%	5,09%	100,00%

Con los resultados obtenidos del análisis dinámico de los 12 modos de vibración, el primer modo tiene un 59,72% de masa participativa en dirección X y el segundo modo tiene un 75,15% de masa participativa en dirección Y, además, que en ambas sumatorias de desplazamientos SumUX y SumUY llegan a su 100% de masa participativa, lo que demuestra que el software está considerando toda la masa del edificio. También se analiza el SumRZ de los dos primeros modos de vibración para verificar si hay movimiento rotacional y estos valores deben estar dentro de un 10%. En los dos primeros modos de vibración, el SumRZ es de 11,57% lo que indica que excede el límite de porcentaje aceptable de rotación siendo la estructura flexible.

4.7.2 Control Del Cortante Basal Dinámico

Según Nec-15, para estructuras irregulares el cortante dinámico debe ser menor al 90% del cortante basal obtenido por el método estático.

Tabla 36

Comparación del Cortante Basal Estático y el Cortante Basal Dinámico en Sentido X

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	90% VE	VD acumulado	VD
81,1703488	81,1703488	73,0533139	50,1444	50,1444
154,130845	72,96049625	65,6644466	84,1805	34,0361
198,5534753	44,42263024	39,9803672	106,7683	22,5878
217,9097805	19,35630522	17,4206747	119,6904	12,9221
		196,118802		119,6904

Tabla 37

Comparación del cortante Basal Estático y el Cortante Basal Dinámico en Sentido Y

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	90% VE	VD acumulado	VD
81,1703488	81,1703488	73,0533139	64,0984	64,0984
154,130845	72,9604962	65,6644466	115,326	51,2276
198,5534753	44,4226302	39,9803672	148,5833	33,2573
217,9097805	19,3563052	17,4206747	164,3928	15,8095
		196,118802		164,3928

Para verificar las condiciones impuestas por la Nec-15, se procede a dividir la sumatoria del cortante dinámico entre el 90% del cortante estático en el sentido X y Y.

En sentido X

$$\frac{VD}{90\%VE} = \frac{119,6904 \text{ Ton}}{196,1188 \text{ Ton}} = 0,6103$$

En sentido Y

$$\frac{VD}{90\%VE} = \frac{164,3928 \text{ Ton}}{196,1188 \text{ Ton}} = 0,669$$

Los resultados no cumplen por lo que se calcula el factor de corrección dividiendo el 90% del cortante estático entre la sumatoria del cortante dinámico. El factor de corrección se debe multiplicar por el coeficiente espectral, el procedimiento se muestra a continuación:

En sentido X

$$\text{Factor de corrección} = \frac{90\%VE}{VD}$$

$$\text{Factor de corrección} = \frac{196,1188 \text{ Ton}}{119,6904 \text{ Ton}} = 1,6385$$

$$\text{Factor de Etabs} = 1,6385 * 9,8067 = 16,0688$$

En sentido Y

$$\text{Factor de corrección} = \frac{90\%VE}{VD}$$

$$\text{Factor de corrección} = \frac{196,1188 \text{ Ton}}{164,3928 \text{ Ton}} = 1,1930$$

$$\text{Factor de Etabs} = 1,1930 * 9,8067 = 11,6993$$

El resultado de este producto se ingresa a Etabs, y se debe verificar que con esta corrección cumpla con lo exigido en la normativa ecuatoriana. A continuación, se muestran los valores con la respectiva corrección:

Tabla 38

Comparación del Cortante Basal Estático y el Cortante Basal Dinámico corregido en sentido X

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	90% VE	VD acumulado	VD
81,1703488	81,1703488	73,0533139	82,1641	82,1641
154,130845	72,96049625	65,6644466	137,934	55,7699
198,5534753	44,42263024	39,9803672	174,9452	37,0112
217,9097805	19,35630522	17,4206747	196,1188	21,1736
		196,118802		196,1188

Tabla 39

Comparación del Cortante Basal Estático y el Cortante Basal Dinámico corregido en sentido Y

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	90% VE	VD acumulado	VD
81,1703488	81,1703488	73,0533139	76,4687	76,4687
154,130845	72,9604962	65,6644466	137,5826	61,1139
198,5534753	44,4226302	39,9803672	177,2582	39,6756
217,9097805	19,3563052	17,4206747	196,1188	18,8606
		196,118802		196,1188

En sentido X

$$\frac{VD}{90\%VE} = \frac{196,1188 \text{ Ton}}{196,1188 \text{ Ton}} = 1$$

En sentido Y

$$\frac{VD}{90\%VE} = \frac{196,1188 \text{ Ton}}{196,1188 \text{ Ton}} = 1$$

4.7.3 Derivas Inelásticas de Piso Según Nec-15

Para derivas inelásticas de pisos, la Nec-15 considera un máximo de 2% para elementos estructurales. Según el análisis lineal realizado, los tres pisos superiores en la dirección X exceden la deriva máxima permitida, mientras que en la dirección Y todos los pisos cumplen con lo requerido.

Tabla 40

Derivas Inelásticas con Sismo en Dirección X

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
4	0,03705	0,02556	0,04502	3,675	0,01009	0,00274	0,00470	0,02818	NO
4	0,06578	0,02556	0,07057	3,675	0,01726	0,00470			CUMPLE
3	0,02904	0,01942	0,03493	3,575	0,01522	0,00426	0,00687	0,04121	NO
3	0,04965	0,01942	0,05331	3,575	0,02455	0,00687			CUMPLE
2	0,01655	0,01071	0,01972	3,650	0,01411	0,00386	0,00589	0,03537	NO
2	0,02669	0,01071	0,02876	3,650	0,02151	0,00589			CUMPLE
1	0,00483	0,00286	0,00561	3,330	0,00561	0,00168	0,00218	0,01305	SI
1	0,00666	0,00286	0,00724	3,330	0,00724	0,00218			CUMPLE

Tabla 41

Derivas Inelásticas con Sismo en Dirección Y

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
4	0,00001	0,03094	0,03094	3,675	0,00655	0,00178	0,00178	0,01069	SI
4	0,00001	0,03094	0,03094	3,675	0,00655	0,00178			CUMPLE
3	0,00001	0,02439	0,02439	3,575	0,00987	0,00276	0,00276	0,01656	SI
3	0,00001	0,02440	0,02440	3,575	0,00987	0,00276			CUMPLE
2	0,00001	0,01453	0,01453	3,650	0,01010	0,00277	0,00277	0,01661	SI
2	0,00001	0,01453	0,01453	3,650	0,01011	0,00277			CUMPLE
1	0,00000	0,00442	0,00442	3,330	0,00442	0,00133	0,00133	0,00797	SI
1	0,00000	0,00442	0,00442	3,330	0,00442	0,00133			CUMPLE

4.7.4 Irregularidad Torsional

De acuerdo con el código de construcción vigente para la obtención de la irregularidad torsional se establece la siguiente ecuación.

$$\Delta = 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$$

Esta nos permite determinar si la estructura cumple con este parámetro, analizando la irregularidad torsional en base a las derivas excesivas. A continuación, se muestran las respectivas tablas en dirección X y Y con sus respectivos resultados:

Tabla 42

Irregularidad Torsional con Sismo en Dirección X

Piso	U _x m	U _y m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
4	0,03705	0,02556	0,04502	3,675	0,004697	1,26242	NO
4	0,06578	0,02556	0,07057	3,675			CUMPLE
3	0,02904	0,01942	0,03493	3,575	0,006868	1,23479	NO
3	0,04965	0,01942	0,05331	3,575			CUMPLE
2	0,01655	0,01071	0,01972	3,65	0,005894	1,20800	NO
2	0,02669	0,01071	0,02876	3,65			CUMPLE
1	0,00483	0,00286	0,00561	3,33	0,002176	1,12715	SI CUMPLE
1	0,00666	0,00286	0,00724	3,33			

Tabla 43*Irregularidad Torsional con Sismo en Dirección Y*

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
4	0,00001	0,03094	0,03094	3,675	0,001782	1,00008	SI
4	0,00001	0,03094	0,03094	3,675			CUMPLE
3	0,00001	0,02439	0,02439	3,575	0,002761	1,00000	SI
3	0,00001	0,02440	0,02440	3,575			CUMPLE
2	0,00001	0,01453	0,01453	3,65	0,002768	1,00005	SI
2	0,00001	0,01453	0,01453	3,65			CUMPLE
1	0,00000	0,00442	0,00442	3,33	0,001328	1,00000	SI
1	0,00000	0,00442	0,00442	3,33			CUMPLE

4.7.5 Índice de Estabilidad

Según el análisis en Etabs, los desplazamientos resultantes que se tuvo a partir del centro de masa por piso se detallan a continuación en las siguientes tablas en las direcciones X y Y.

Tabla 44*Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección X*

Pisos	u m	Altura	ΔE m	$\Delta E/h$ m/m	V Ton	w Ton	Qi	Qi<0,1
4	0,0460	3,675	0,0112	0,0031	81,170	418,001	1,57%	SI CUMPLE
3	0,0348	3,575	0,0157	0,0044	154,131	960,815	2,74%	SI CUMPLE
2	0,0191	3,65	0,0140	0,0038	198,553	1510,797	2,92%	SI CUMPLE
1	0,0051	3,33	0,0051	0,0015	217,910	2106,987	1,47%	SI CUMPLE

Tabla 45*Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y*

Pisos	u m	Altura	ΔE m	$\Delta E/h$ m/m	V Ton	W Ton	Qi	Qi<0,1
4	0,0309	3,675	0,0065	0,0018	81,170	418,001	0,92%	SI CUMPLE
3	0,0244	3,575	0,0099	0,0028	154,131	960,815	1,72%	SI CUMPLE
2	0,0145	3,65	0,0101	0,0028	198,553	1510,797	2,11%	SI CUMPLE
1	0,0044	3,33	0,0044	0,0013	217,910	2106,987	1,28%	SI CUMPLE

El índice de estabilidad tanto en dirección X y Y cumple con los parámetros establecidos en la norma de ser menor al 30%, teniendo en el segundo piso un desplazamiento máximo de 2,92% en dirección X y 2,11% en dirección Y. Ya que estos valores no se encuentran dentro del rango $0.1 < Q_i < 0.3$ no se consideran Efectos P- Δ .

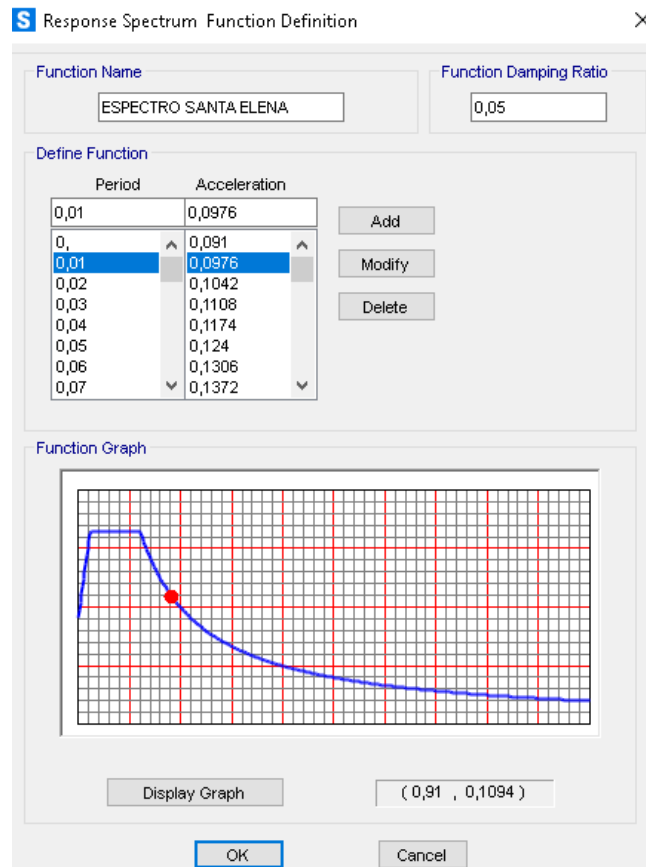
4.8 Análisis Estático No Lineal – Pushover

Mediante el analisis no lineal, metodo Pushover, el cual se basa en carga incremental estatica hasta la falla, se verifica el desempeño sísmico que posee la estructura, a continuación se detalla el procedimiento.

- 1) Se modela la estructura en 3D en el software SAP 2000 como se detalla en la Sección 4.3.
- 2) Se ingresa el espectro de sitio, que en este estudio es de Santa Elena, con sus respectivos parametros establecidos por la NEC-15, para ello se da click en “Define”, “Functions”, “Response Spectrum”, se elige “from file”, “Add New Function” se escoge la opcion “Period vs Value”, “Browse” para cargar la información del espectro, “Covert to User Defined” y ok.

Ilustración 70

Espectro de diseño de Santa Elena



- 3) Luego del espectro en Define, “Load Patterns”, se crea una nueva carga en “Add New Load Pattern” llamada Pushover tanto en X y Y,

Ilustración 71

Carga Pushover en X

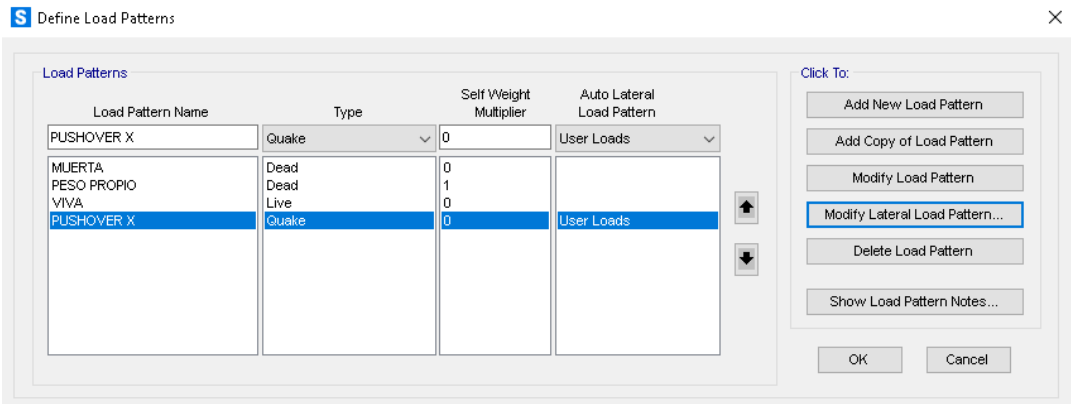
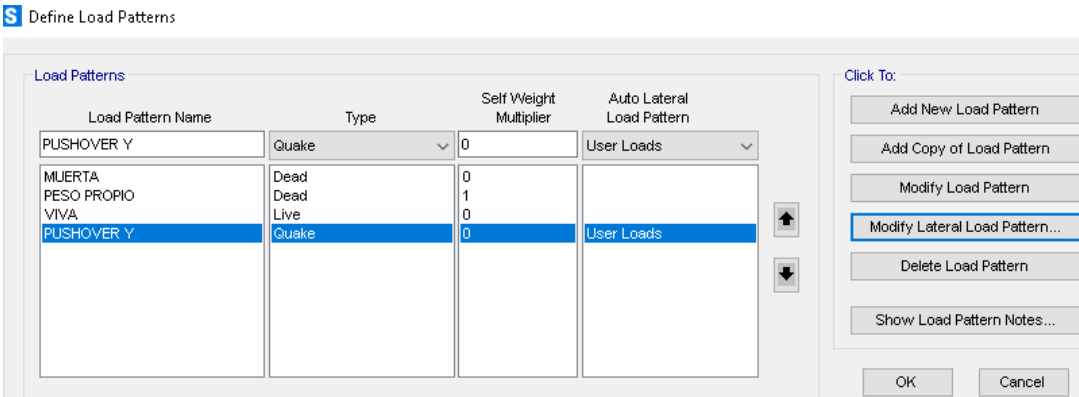


Ilustración 72

Carga Pushover en Y



- 4) En esta carga Pushover se ingresa el patrón de carga estatica lateral en “Modify Lateral Load Pattern”, que se lo obtiene dividiendo la máxima fuerza sismica actuante, que se encuentra en el cuarto piso del edificio con cada uno de los pisos correspondiente.

Tabla 46*Patrón de Carga en Dirección X*

Piso	Patrón de carga en X
4	1.000
3	0.899
2	0.547
1	0.238

Tabla 47*Patrón de Carga en Dirección Y*

Piso	Patrón de carga en Y
4	1.000
3	0.899
2	0.547
1	0.238

- 5) Se calculó la excentricidad accidental a un +5% perpendicular a la fuerza, para poder así, registrar las coordenadas en X y Y respectivamente, con el fin de comprobar la ductilidad y desempeño de la estructura.

Ilustración 73*Cargas Laterales en X con Coordenadas de Excentricidad*

S User Seismic Load Pattern ×

Edit

User Seismic Loads on Diaphragms

Diaphragm	Diaphragm Z	FX	FY	MZ	X	Y
DIAPH4	14,23	1,	0,	0,	11,0669	12,4476
DIAPH3	10,555	0,899	0,	0,	11,0663	13,1543
DIAPH2	6,98	0,547	0,	0,	11,0663	13,1534
DIAPH1	3,33	0,238	0,	0,	11,0714	13,1108

Ilustración 74

Cargas Laterales en Y con Coordenadas de Excentricidad

S User Seismic Load Pattern ×

Edit

User Seismic Loads on Diaphragms

Diaphragm	Diaphragm Z	FX	FY	MZ	X	Y
DIAPH4	14,23	0,	1,	0,	12,0669	11,4476
DIAPH3	10,555	0,	0,899	0,	12,0663	12,1543
DIAPH2	6,98	0,	0,547	0,	12,0663	12,1534
DIAPH1	3,33	0,	0,238	0,	12,0714	12,1108

Tabla 48

Centro de Masas y Rigideces

No. Pisos	XCM m	YCM m	XCR M	YCR m
4	11.0669	11.4476	11.0674	13.8052
3	11.0663	12.1543	11.0674	13. 6753
2	11.0663	12.1534	11.0672	13.0197
1	11.0714	12.1108	11.0669	11.6326

- 6) En “Define”, “Load Case”, se procede a crear una nueva carga en “Add New Load Case” que se llama CGNL “Carga gravitacional no lineal”, en ella se añaden la carga muerta, el peso propio con factor 1, y la carga viva con factor de 0,25 tanto en sentido X y Y.

Ilustración 75

Carga Gravitacional no Lineal (CGNL)

S Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: CGNL [Set Def Name] [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	MUERTA	1,
Load Pattern	PESO PROPIO	1,
Load Pattern	VIVA	0,25

[Add] [Modify] [Delete]

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

Mass Source: Previous [v]

Other Parameters:
Load Application: Full Load [Modify/Show...]
Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]
Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

- 7) La carga CGNL se la crea para utilizarla en el caso de la carga AENL “Análisis Estático no Lineal”, en esta nueva carga se añade el Pushover que se crea en “Load Pattern” tanto para sentido X y Y.

Ilustración 76

Carga AENL en Dirección X

S

Load Case Data - Nonlinear Static

X

Load Case Name

AENL

Set Def Name

Notes

Modify/Show...

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case

CGNL

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

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PUSHOVER X	1,
Load Pattern	PUSHOVER X	1,

Add

Modify

Delete

Other Parameters

Load Application

Displ Control

Modify/Show...

Results Saved

Multiple States

Modify/Show...

Nonlinear Parameters

Default

Modify/Show...

Load Case Type

Static

Design...

Analysis Type

☐ Linear

☒ Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters

☒ None

☐ P-Delta

☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source

Previous

OK

Cancel

Ilustración 77

Carga AENL en Dirección Y

S

Load Case Data - Nonlinear Static

X

Load Case Name

AENL

Set Def Name

Notes

Modify/Show...

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case

CGNL

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

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PUSHOVER Y	1,
Load Pattern	PUSHOVER Y	1,

Add

Modify

Delete

Other Parameters

Load Application

Displ Control

Modify/Show...

Results Saved

Multiple States

Modify/Show...

Nonlinear Parameters

Default

Modify/Show...

Load Case Type

Static

Design...

Analysis Type

☐ Linear

☒ Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters

☒ None

☐ P-Delta

☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source

Previous

OK

Cancel

8) Luego se crean las rótulas plásticas dando click en “Assign”, “Frame”, “Hinges”, se desplaza una ventana donde se añadirá la distancia relativa, que de acuerdo con Alarcón Ramírez and Muñiz Orrala (2019), se pueden formar a un 10 y 90% de la longitud de las vigas y columnas, se hace click en Add Hinge y se asigna el tipo de Hinges a utilizar que es ASCI 41-13, se selecciona para columnas “Concrete columns” y con trabajo de fuerzas axiales y a flexión P-M2-M3, su caso a evaluar es AENL y para vigas “Concrete Beams” con trabajo a flexion M3 y su caso a evaluar es CGNL.

Ilustración 78

Distancia Relativa de Rótulas Plásticas en Columnas y Vigas

S Assign Frame Hinges ×

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Absolute Distance m
Auto	Relative To Clear Length	0,9	
Auto P-M2-M3	Relative To Clear Length	0,9	
Auto P-M2-M3	Relative To Clear Length	0,1	

Add Hinge...

Modify Hinge...

Note: Hold the Ctrl key down when clicking the Modify button to Modify or Show the Auto hinge properties of the selected hinge

Delete Hinge

Current Hinge Information
 Type: From Tables In ASCE 41-13
 Table: Table 10-8 (Concrete Columns)
 DOF: P-M2-M3

Options

☐ Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns
☒ Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects
 Number of Selected Frame Objects: 1
 Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 2
 All 2 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignment is applied

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

Ilustración 79

Asignación de Rótulas Plásticas en Columnas

S Auto Hinge Assignment Data ✕

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table
Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom
☐ M2 ☐ P-M2 ☐ Parametric P-M2-M3
☐ M3 ☐ P-M3
☐ M2-M3 ☒ P-M2-M3

Concrete Column Failure Condition
☐ Condition i - Flexure ☐ Condition iv - Development
☒ Condition ii - Flexure/Shear
☐ Condition iii - Shear

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

P and V Values From
☒ Case/Combo AENL
☐ User Value
V2 V3

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$
☒ From Current Design
☐ User Value

OK Cancel

Ilustración 80

Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas

S Auto Hinge Assignment Data ✕

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13

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

Degree of Freedom
☐ M2
☒ M3

Transverse Reinforcing
☒ Transverse Reinforcing is Conforming

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

V Value From
☒ Case/Combo CGNL
☐ User Value
V2

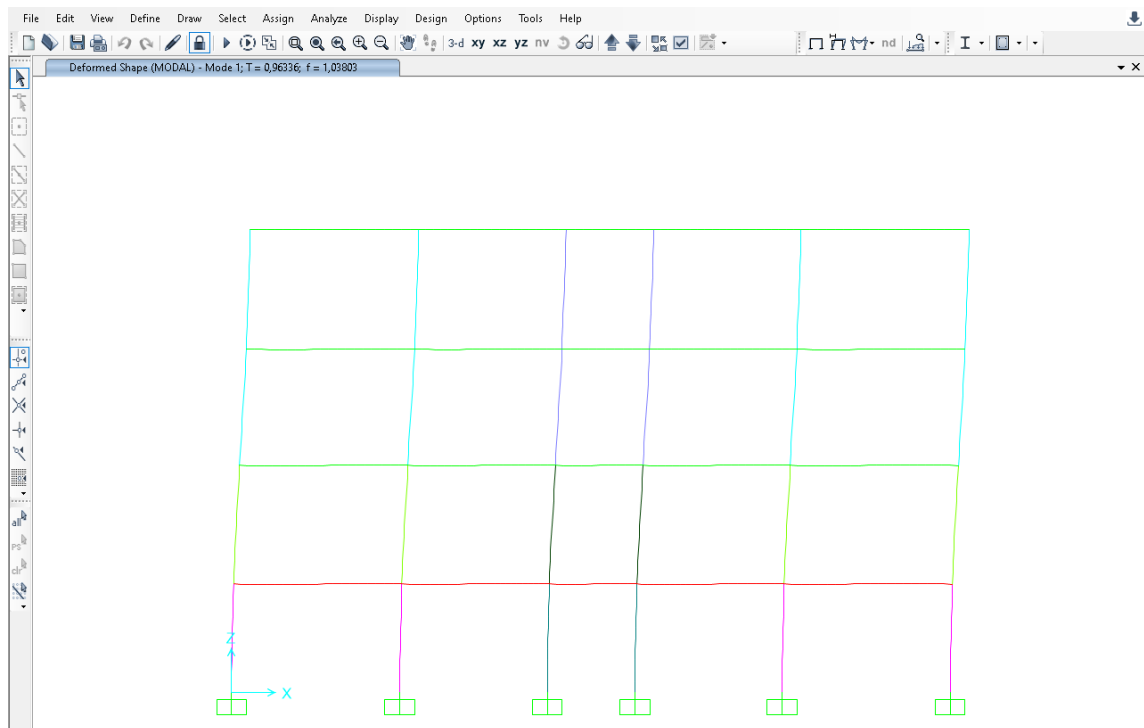
Reinforcing Ratio $(p - p') / p_{balanced}$
☒ From Current Design
☐ User Value (for positive bending)

OK Cancel

- 9) Se ejecuta el programa para analizar la estructura con las fuerzas actuantes en dirección X y Y obteniendo el resultado de la curva de capacidad en ambas direcciones.

Ilustración 81

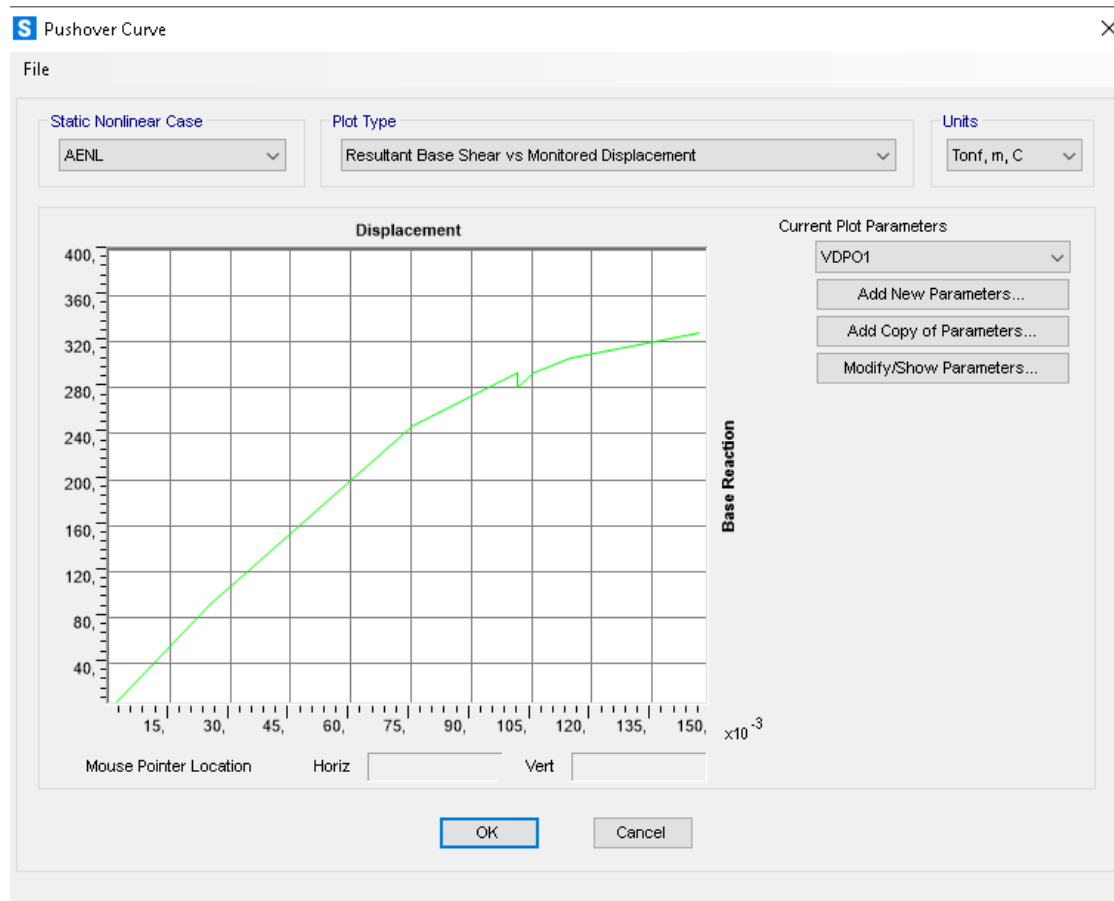
Análisis del SAP 2000 del Edificio Polinesio



A continuación, se presentan los resultados obtenidos del análisis en dirección X, donde se observa el incremento secuencial de la carga que conforma la curva de capacidad, el punto de desempeño donde la edificación es igual a la demanda del movimiento producido por el suelo, por el Método ATC – 40 y FEMA 440.

Ilustración 82

Curva Pushover en Dirección X



Las rótulas plásticas se encuentran en los siguientes puntos de control:

A: Origen.

B: Estado de fluencia.

C: Capacidad Ultima del Pushover.

D: Fuerza residual para el Pushover.

E: Falla total.

Criterios considerados para la formación de las rotulas plásticas:

LS: Seguridad para la vida.

CP: Prevención del colapso.

IO: De inmediata ocupación.

Tabla 49

Resultados de la Curva de capacidad – Pushover X

Etap	Desplaza- miento m	Cortante basal Tonf	A - B	B - IO	IO - LS	CP - C	C - D	Total
0	0.000045	0	713	13	0	0	0	726
1	0.025045	91.8016	708	18	0	0	0	726
2	0.075227	246.992	646	76	3	1	0	726
3	0.101349	293.5344	585	132	8	1	0	726
4	0.101421	280.8453	573	133	19	1	0	726
5	0.105574	293.1736	569	136	20	1	0	726
6	0.114542	305.7299	547	157	21	1	0	726
7	0.146645	327.4228	508	150	63	3	2	726

En la segunda etapa con un cortante basal de 293,5344 Tonf, se reportan las 3 primeras rótulas en vigas entre IO - LS (azul) y una rótula en columna entre CP – C (verde), en la séptima etapa con un cortante de 327,4228 aparecen 2 rótulas que se encuentran entre C – D (amarillo).

Ilustración 83

Rótulas en la Etapa 2 en la Columna del eje G

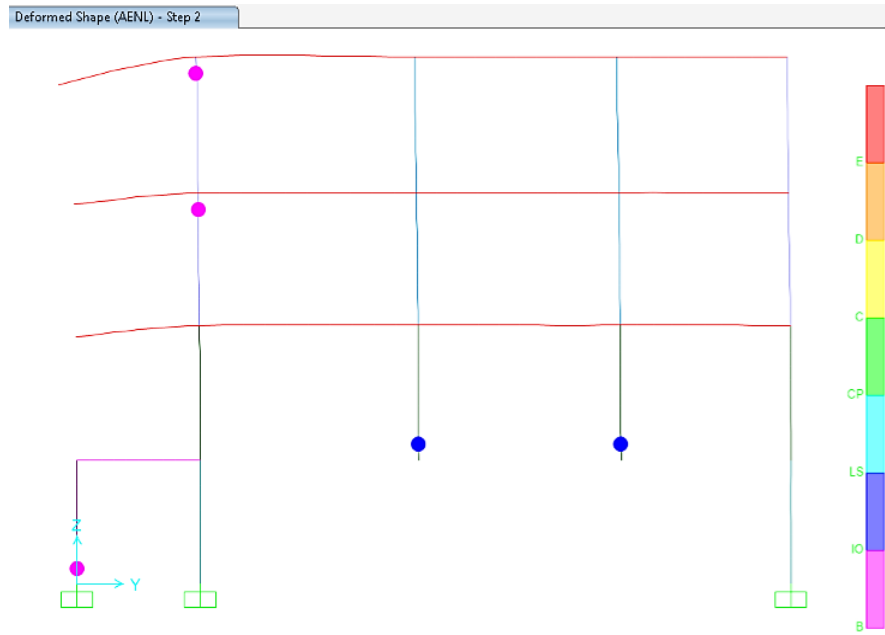


Ilustración 84

Rótula en la Etapa 2 en la Columna del eje H

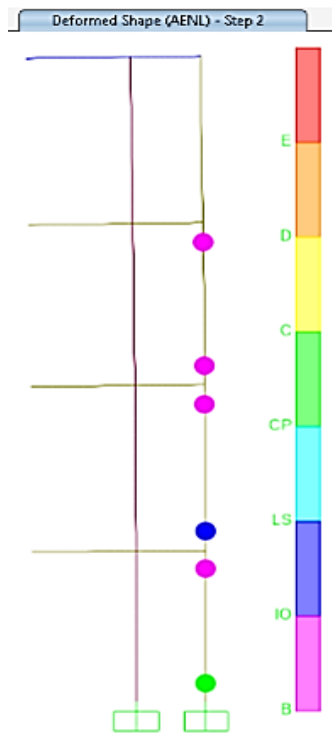


Ilustración 85

Rótula en la Etapa 7 en la Columna del eje H

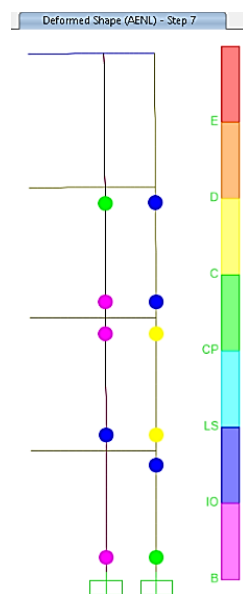


Ilustración 86

Rótulas en Dirección X en la Etapa 7

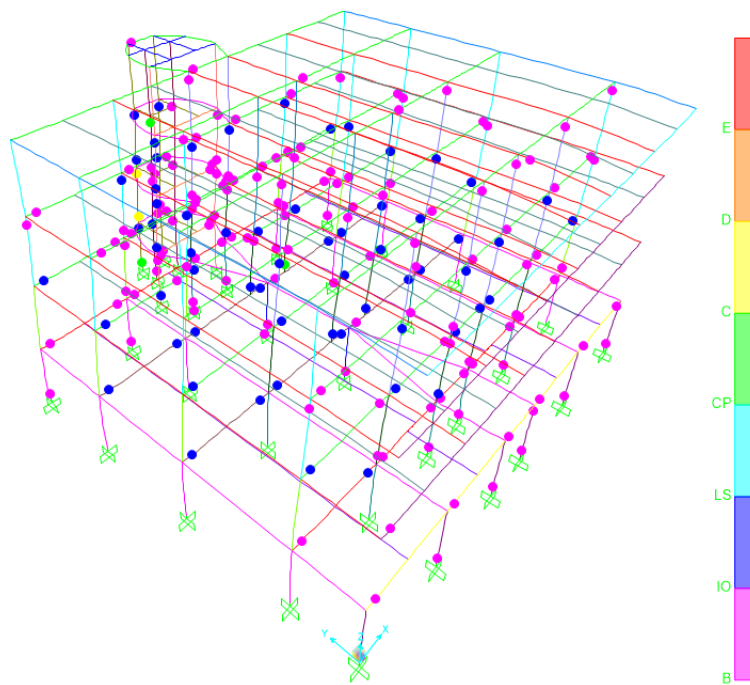
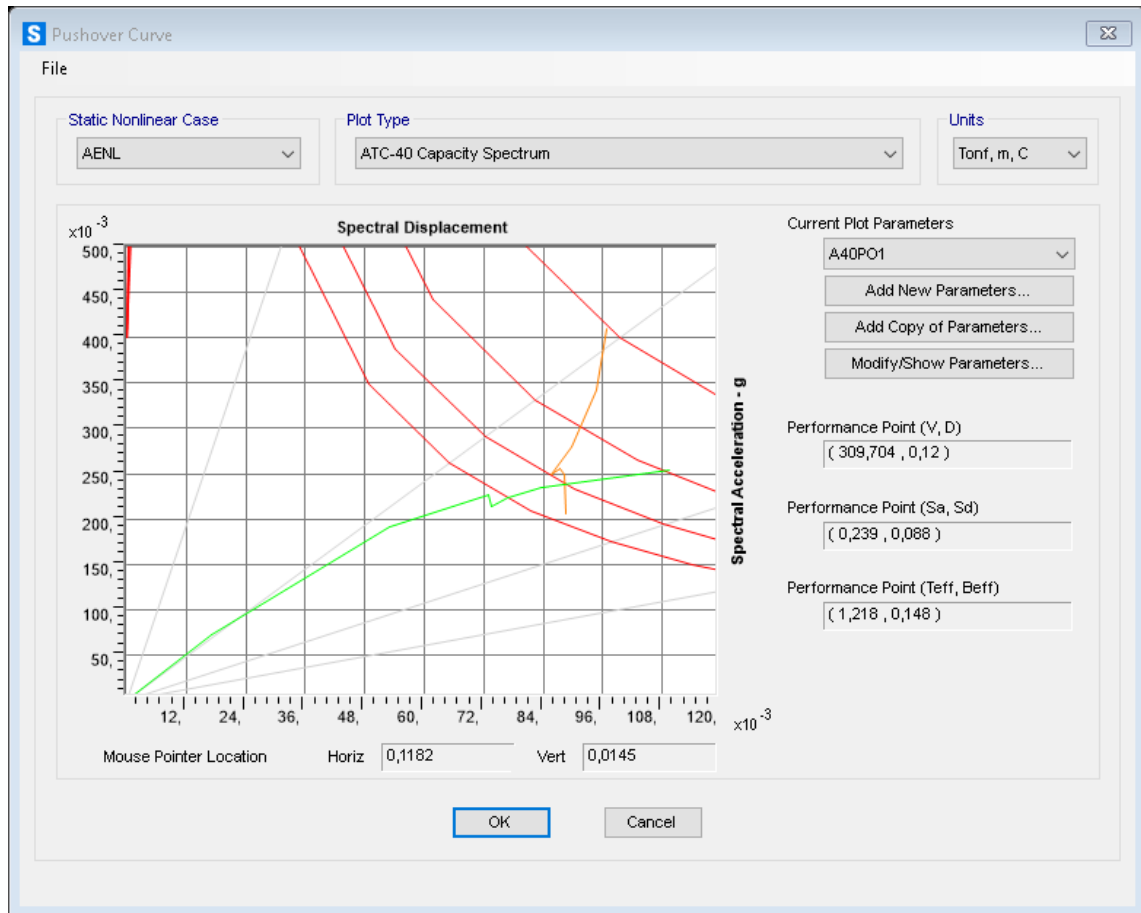


Ilustración 87

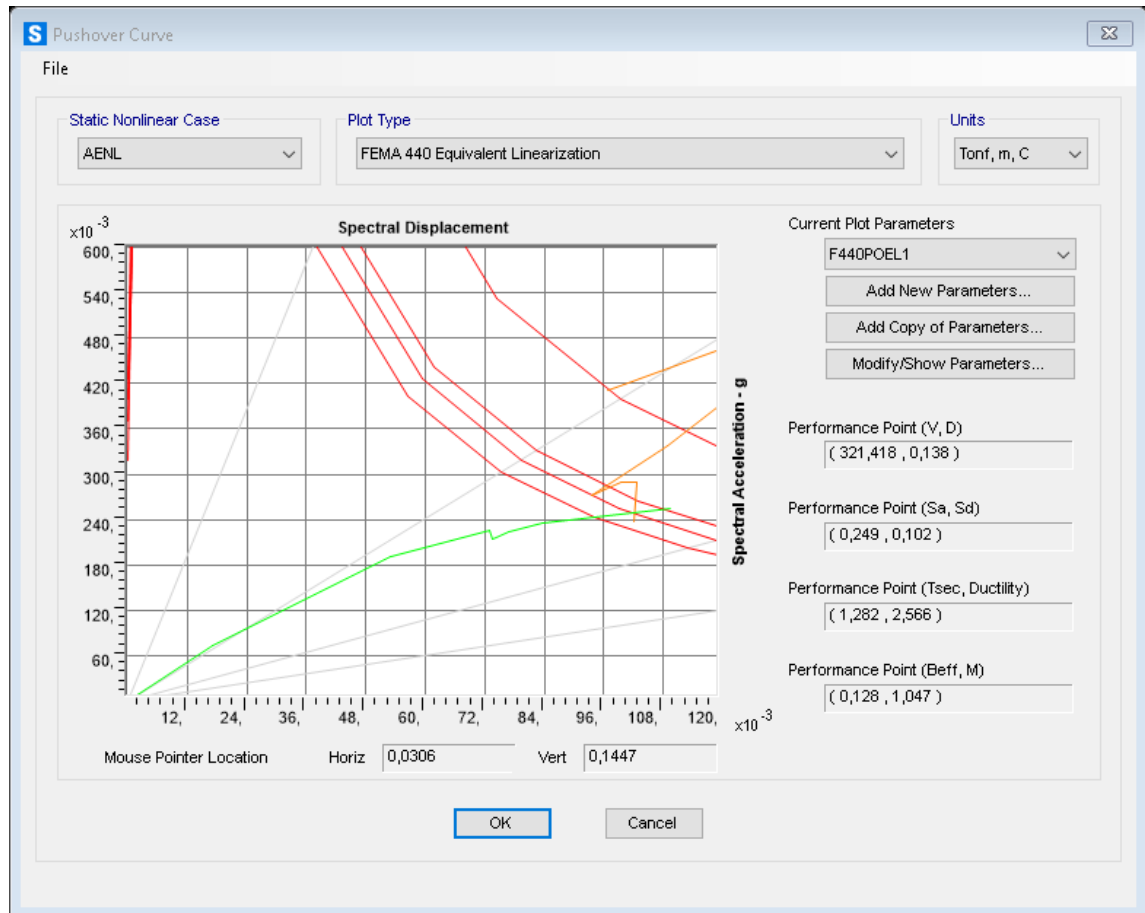
Método ATC - 40 Espectro de Capacidad



En la ilustración se muestra el espectro de capacidad por el Método ATC-40, siendo el punto de desempeño encontrado de 12 cm para una aceleración espectral de 0,239 (g).

Ilustración 88

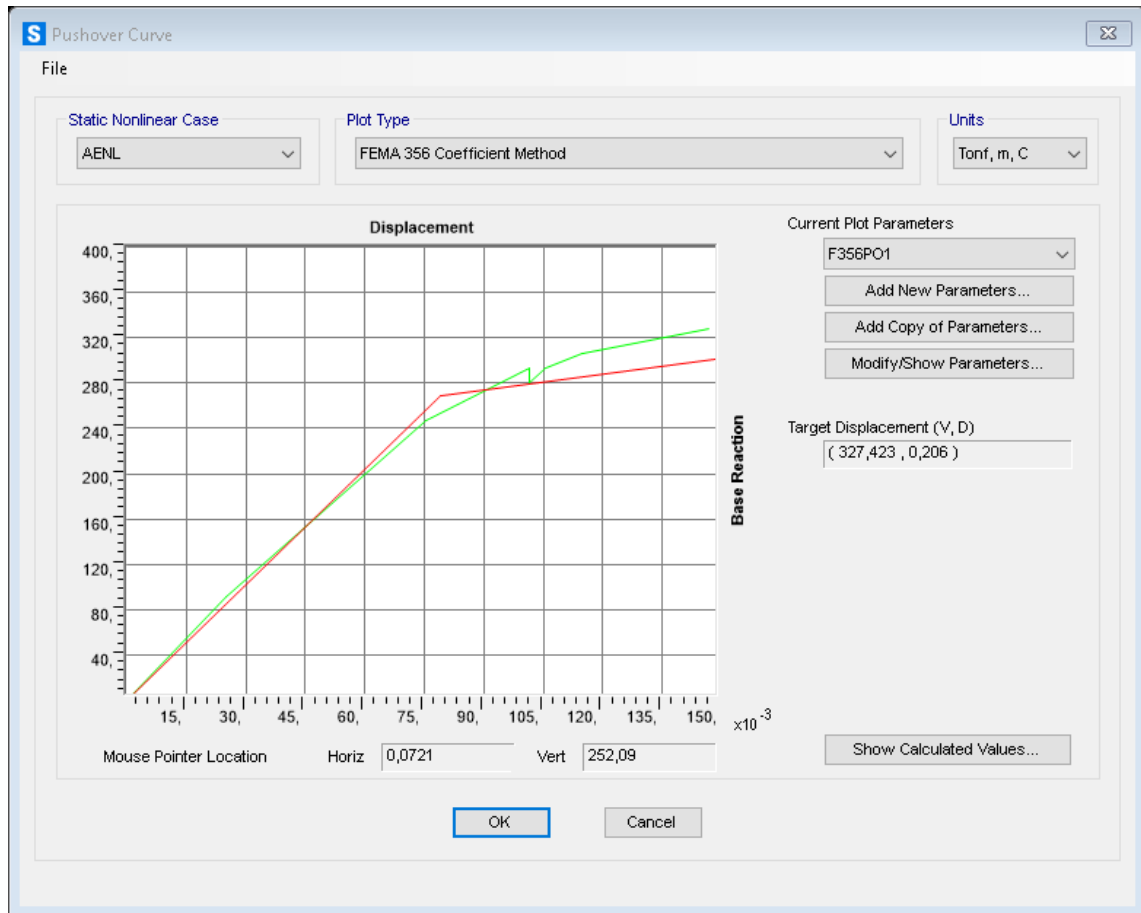
Método FEMA 440 - Linearización Equivalente



Para el método FEMA 440 el punto de desempeño encontrado es de 13,8 cm para una aceleración espectral de 0,249 (g).

Ilustración 89

Método de Coeficiente - FEMA 356



De acuerdo con el análisis del método de coeficiente FEMA 356 tenemos como resultado un desplazamiento de 0,206 m con un cortante basal de 327.423 Tonf.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del análisis en dirección Y, el punto de desempeño por el Método ATC – 40 y FEMA 440.

Ilustración 90

Curva de Capacidad - Pushover Y

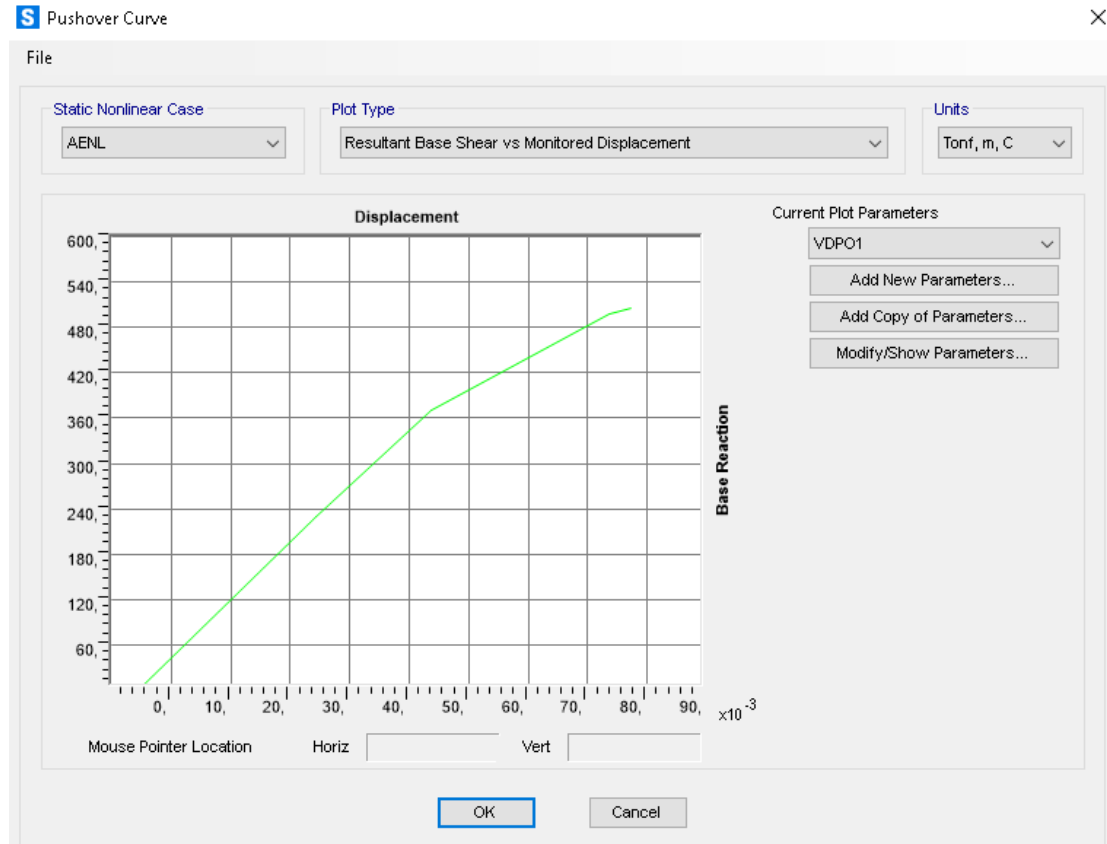


Tabla 50

Resultados de la Curva de Capacidad – Pushover Y

Etap	Desplaza miento m	Cortante basal Tonf	A - B	B - IO	IO - LS	CP - C	Total
0	-0.005572	0	713	13	0	0	726
1	0.024428	229.5204	711	15	0	0	726
2	0.043696	370.6263	673	53	0	0	726
3	0.073696	498.5611	529	192	5	0	726
4	0.077324	506.2256	520	196	8	2	726

En los resultados del análisis en dirección Y, en la tercera etapa aparecen 5 rotulas plásticas comprendidas en columnas y vigas entre IO – LS (azules), en la cuarta etapa aparecen 2 rotulas en columnas entre CP – C (verde).

Ilustración 91

Rótula Plástica en Etapa 3 en la Columna en el eje L

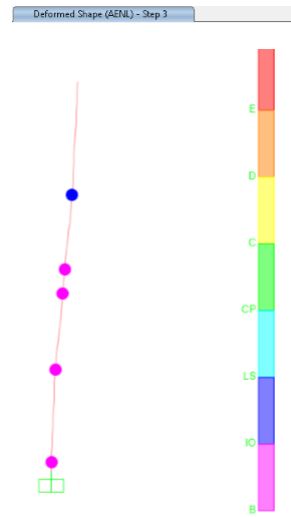


Ilustración 92

Rótulas Plásticas en la Etapa 3 en Vigas en el eje Q

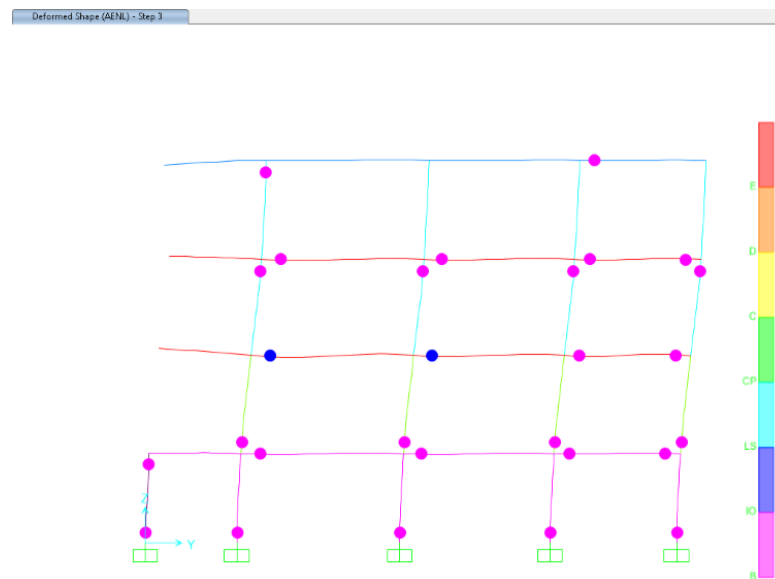


Ilustración 93

Rótula Plástica en la Etapa 4 en Columnas en el eje A

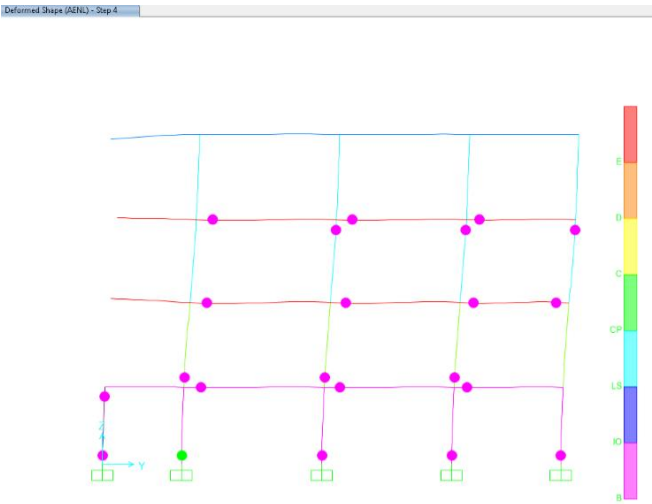
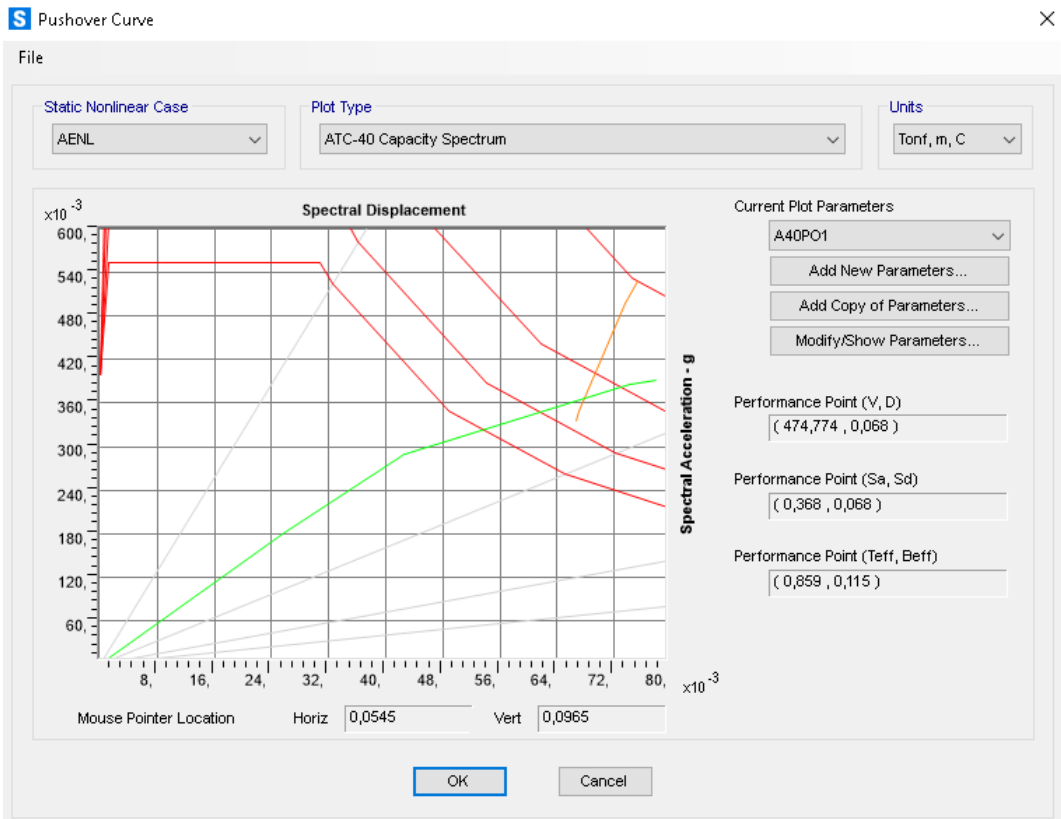


Ilustración 94

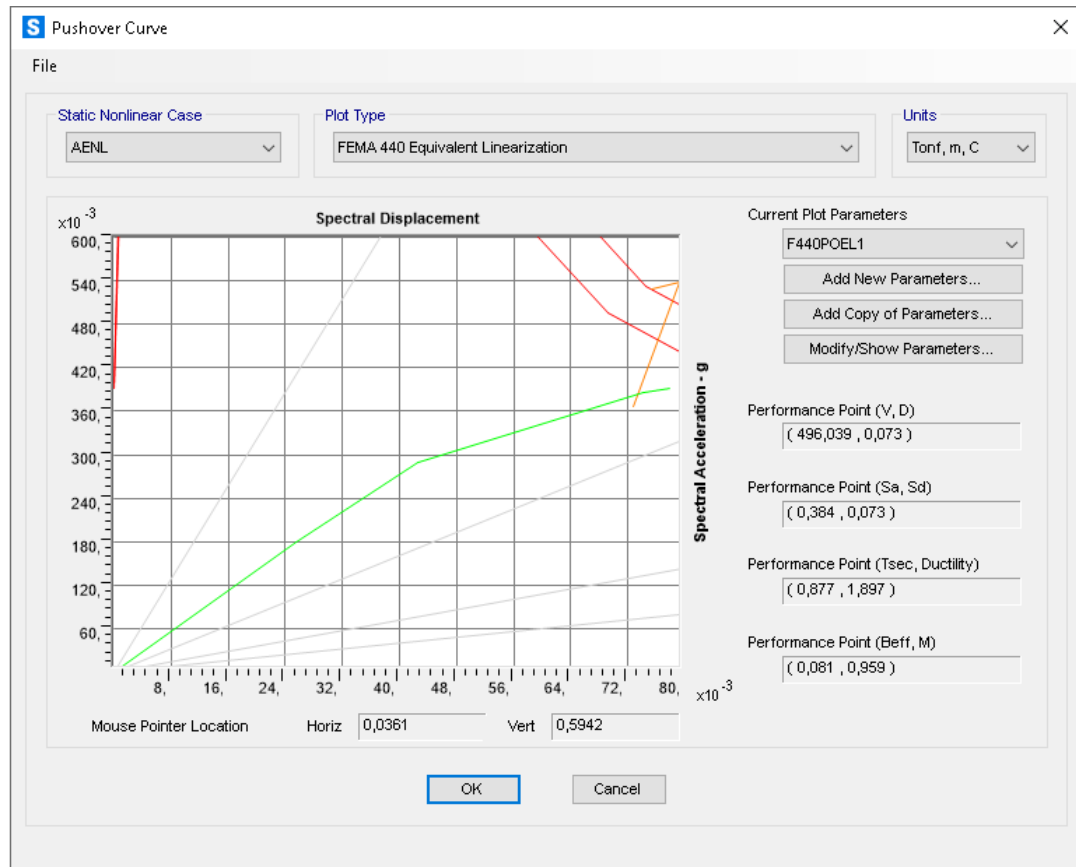
Método ATC - 40 en Dirección Y



En la ilustración se muestra el espectro de capacidad por el Método ATC-40, siendo el punto de desempeño encontrado de 8,8 cm para una aceleración espectral de 0,368 (g).

Ilustración 95

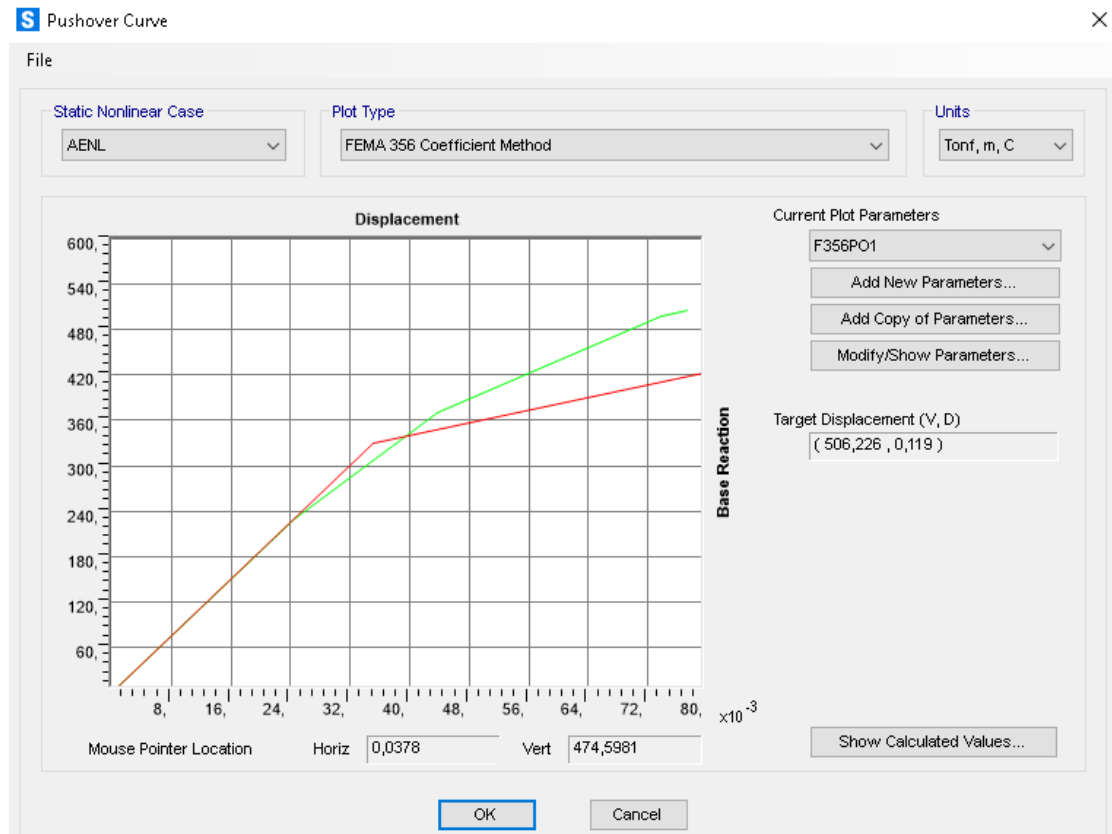
FEMA 440 en Dirección Y



Para el método FEMA 440 el punto de desempeño encontrado es de 0,073 m para una aceleración espectral de 0,384 (g).

Ilustración 96

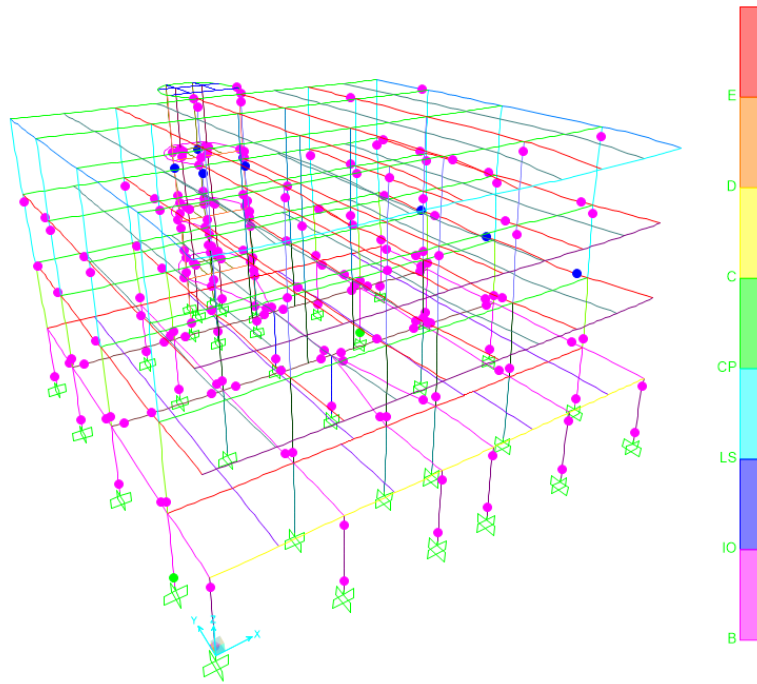
FEMA 356 en Dirección Y



En el método de coeficiente FEMA 356 tenemos como resultado un desplazamiento de 0,119 m con un cortante basal de 506.226 Tonf.

Ilustración 97

Rótulas Plásticas en Dirección Y en la Etapa 4



4.9 Reforzamiento Estructural del Edificio Polinesio

Debido a que la estructura existente no cumple con los requisitos establecidos en la norma NEC-15 inicialmente, se realizó el rediseño de la estructura con el aumento de secciones.

4.9.1 *Análisis de la Estructura Con Aumento de Secciones*

Con las nuevas secciones se obtuvo del programa Etabs un periodo de vibración $T_a = 0,67$, el cual es considerado para el análisis real del edificio y el cálculo del nuevo de cortante basal. Tomando en cuenta que T_a se encuentra ya dentro del rango entre T y $1.3T$ ($0,60013-0,78016$), siendo la estructura estable.

Tabla 51*Cortante Basal corregido*

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C - SANTA ELENA Z = 0,5							
n	1,80	Z	0,5	F_a	1,18	S_a	0,963255224
C_t	0,055	α	0,9	h_t	14,23	T	0,670
φ_p	0,9	φ_E	0,9	R	8	k	1,085
I	1	C_s	0,1487	V_x	334,754 Ton		

A continuación, se muestra el cálculo del cortante de basal:

$$V = \frac{1 * 0,963}{8 * 0,9 * 0,9} * 2251,96 = 334,67 \text{ Ton}$$

Tabla 52*Cálculo de Cortante Basal y Distribución de Fuerzas Sísmicas por Piso corregido*

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C - SANTA ELENA Z = 0,5							
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	14,23	431,75243	7699,493	0,343	114,876	114,876	34,463
3	10,555	577,5924	7448,583	0,332	111,132	226,008	33,340
2	6,98	595,2336	4900,841	0,218	73,120	299,128	21,936
1	3,33	647,3774	2387,864	0,106	35,627	334,754	10,688
W_T		2251,96	22436,780	1,000	V	335,000	

4.9.1.1 Modos de Vibración de la Estructura. En la siguiente tabla se presentan los valores de los modos de vibración y la participación de masa obtenidos del nuevo análisis de la estructura en el software ETABS.

Tabla 53*Modos de Vibración con sus Masas Participativas*

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	0,67	69,80%	0,00%	69,80%	0,00%	0,00%	0,00%
Modal	2	0,613	0,00%	71,04%	69,80%	71,04%	0,00%	0,00%
Modal	3	0,588	0,01%	0,00%	69,81%	71,04%	71,60%	71,61%
Modal	4	0,227	14,26%	0,00%	84,07%	71,04%	0,43%	72,04%
Modal	5	0,198	0,33%	0,00%	84,40%	71,04%	13,83%	85,87%
Modal	6	0,196	0,00%	14,77%	84,40%	85,81%	0,00%	85,87%
Modal	7	0,119	8,70%	0,00%	93,11%	85,81%	0,15%	86,03%
Modal	8	0,101	0,00%	8,77%	93,11%	94,59%	0,00%	86,03%
Modal	9	0,099	0,41%	0,00%	93,52%	94,59%	8,50%	94,53%
Modal	10	0,071	5,75%	0,00%	99,27%	94,59%	0,47%	95,00%
Modal	11	0,061	0,00%	5,41%	99,27%	100,00%	0,00%	95,00%
Modal	12	0,056	0,73%	0,00%	100,00%	100,00%	5,00%	100,00%

Con los resultados de la Tabla 53, se pueden observar los 12 modos de vibración, teniendo en su primer modo 69,80% de participación de masa, en su segundo modo la participación de masa es de 71,04%, además, se puede notar que en el modo 8 la estructura llega a un 94,59% de participación de masa, teniendo en la sumatoria de desplazamientos de SumUX y SumUY el 100% de masa participativa, lo que demuestra que el programa está considerando toda la masa de la estructura. Se verifica en SumRZ que los primeros modos no excedan el 10% teniendo como respuesta que no hay movimiento rotacional.

4.9.1.2 Control Del Cortante Basal Dinámico. En la siguiente tabla se comparan los valores obtenidos del cortante basal dinámico y el cortante basal estático de la estructura.

Tabla 54

Comparación del cortante Basal Estático y el Cortante Basal Dinámico en Sentido X

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	90% VE	VD acumulado	VD
114,8756053	114,8756053	103,388045	77,6668	77,6668
226,0076663	111,132061	100,018855	138,3046	60,6378
299,1276832	73,12001684	65,8080152	176,1054	37,8008
334,7543538	35,62667058	32,0640035	192,6804	16,575
		301,278918		192,6804

Tabla 55.

Comparación del Cortante Basal Estático y el Cortante Basal Dinámico en Sentido Y.

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	90% VE	VD acumulado	VD
114,8756053	114,875605	103,388045	83,4295	83,4295
226,0076663	111,132061	100,018855	151,8388	68,4093
299,1276832	73,1200168	65,8080152	194,6174	42,7786
334,7543538	35,6266706	32,0640035	212,6325	18,0151
		301,278918		212,6325

Para verificar las condiciones impuestas por la Nec-15, se procede a dividir la sumatoria del cortante dinámico entre el 90% del cortante estático en el sentido X y Y.

En sentido X

$$\frac{VD}{90\%VE} = \frac{192,6804 \text{ Ton}}{301,278 \text{ Ton}} = 0,639$$

En sentido Y

$$\frac{VD}{90\%VE} = \frac{212,6325 \text{ Ton}}{301,2789 \text{ Ton}} = 0,7057$$

Los resultados no cumplen por lo que se calcula el factor de corrección dividiendo el 90% del cortante estático entre la sumatoria del cortante dinámico. El factor de

corrección se debe multiplicar por el coeficiente espectral, el procedimiento se muestra a continuación:

En sentido X

$$Factor\ de\ corrección = \frac{90\%VE}{VD}$$

$$Factor\ de\ corrección = \frac{301,278\ Ton}{192,6804\ Ton} = 1,563$$

$$Factor\ de\ Etabs = 1,563 * 9,8067 = 15,334$$

En sentido Y

$$Factor\ de\ corrección = \frac{90\%VE}{VD}$$

$$Factor\ de\ corrección = \frac{301,2789\ Ton}{212,6325\ Ton} = 1,4169$$

$$Factor\ de\ Etabs = 1,4169 * 9,8067 = 13,895$$

El resultado de este producto se ingresa a Etabs, y se debe verificar que con esta corrección cumpla con lo exigido en la normativa ecuatoriana.

4.9.1.3 Derivas inelásticas de Piso según Nec-15. En la siguiente tabla se demuestran los resultados de las derivas inelásticas en dirección X y Y, comprobando que cumple con lo considerado por la NEC – 15 de tener el 2% máximo permisible.

Tabla 56*Derivas Inelásticas con sismo en dirección X*

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
4	0,03598	0,00048	0,03599	3,675	0,00980	0,00267	0,00313	0,01880	SI
4	0,03634	0,00048	0,03634	3,675	0,01151	0,00313			CUMPLE
3	0,02617	0,00088	0,02619	3,575	0,01183	0,00331	0,00331	0,01985	SI
3	0,02481	0,00088	0,02483	3,575	0,01155	0,00323			CUMPLE
2	0,01435	0,00069	0,01436	3,650	0,01032	0,00283	0,00283	0,01697	SI
2	0,01326	0,00069	0,01328	3,650	0,00963	0,00264			CUMPLE
1	0,00403	0,00025	0,00404	3,330	0,00404	0,00121	0,00121	0,00728	SI
1	0,00365	0,00025	0,00365	3,330	0,00365	0,00110			CUMPLE

Tabla 57*Derivas Inelásticas con sismo en dirección Y*

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
4	0,00001	0,02969	0,02969	3,675	0,00800	0,00218	0,00218	0,01305	SI
4	0,00001	0,02969	0,02969	3,675	0,00800	0,00218			CUMPLE
3	0,00001	0,02170	0,02170	3,575	0,00964	0,00270	0,00270	0,01618	SI
3	0,00001	0,02169	0,02169	3,575	0,00964	0,00270			CUMPLE
2	0,00001	0,01206	0,01206	3,650	0,00869	0,00238	0,00238	0,01428	SI
2	0,00001	0,01206	0,01206	3,650	0,00868	0,00238			CUMPLE
1	0,00000	0,00337	0,00337	3,330	0,00337	0,00101	0,00101	0,00607	SI
1	0,00000	0,00337	0,00337	3,330	0,00337	0,00101			CUMPLE

4.9.1.4 Irregularidad Torsional. De acuerdo con el código que rige en Ecuador en cuanto a la irregularidad torsional en el nuevo análisis de la estructura se obtuvo que esta sí cumple, con este parámetro de no tener torsión excesiva tanto en dirección X y Y.

Tabla 58*Irregularidad Torsional con Sismo en Dirección X*

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
4	0,03598	0,00048	0,03599	3,675	0,003133	1,08049	SI
4	0,03634	0,00048	0,03634	3,675			CUMPLE
3	0,02617	0,00088	0,02619	3,575	0,003308	1,01200	SI
3	0,02481	0,00088	0,02483	3,575			CUMPLE
2	0,01435	0,00069	0,01436	3,65	0,002828	1,03491	SI
2	0,01326	0,00069	0,01328	3,65			CUMPLE
1	0,00403	0,00025	0,00404	3,33	0,001213	1,05007	SI
1	0,00365	0,00025	0,00365	3,33			CUMPLE

Tabla 59*Irregularidad Torsional con Sismo en Dirección Y*

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
4	0,00001	0,02969	0,02969	3,675	0,002176	1,00000	SI
4	0,00001	0,02969	0,02969	3,675			CUMPLE
3	0,00001	0,02170	0,02170	3,575	0,002696	1,00016	SI
3	0,00001	0,02169	0,02169	3,575			CUMPLE
2	0,00001	0,01206	0,01206	3,65	0,002380	1,00012	SI
2	0,00001	0,01206	0,01206	3,65			CUMPLE
1	0,00000	0,00337	0,00337	3,33	0,001012	1,00000	SI
1	0,00000	0,00337	0,00337	3,33			CUMPLE

4.9.1.5 Índice de Estabilidad. Dado el nuevo análisis de la estructura se obtiene que el índice de estabilidad se encuentra dentro del 10% permitido por la norma Nec-15, cumpliendo con este parámetro tanto en dirección X y Y. A continuación, se describe en la tabla los valores correspondientes.

Tabla 60*Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección X*

Pisos	u m	Altura	ΔE m	$\Delta E/h$ m/m	V Ton	W Ton	Qi	Qi<0,1
4	0,0361	3,675	0,0105	0,0029	81,170	418,001	1,47%	SI CUMPLE
3	0,0256	3,575	0,0117	0,0033	154,131	960,815	2,04%	SI CUMPLE
2	0,0139	3,65	0,0100	0,0027	198,553	1510,797	2,09%	SI CUMPLE
1	0,0039	3,33	0,0039	0,0012	217,910	2106,987	1,12%	SI CUMPLE

Tabla 61*Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y*

Pisos	u m	Altura	ΔE m	$\Delta E/h$ m/m	V Ton	w Ton	Qi	Qi<0,1
4	0,0297	3,675	0,0080	0,0022	81,170	418,001	1,12%	SI CUMPLE
3	0,0217	3,575	0,0096	0,0027	154,131	960,815	1,68%	SI CUMPLE
2	0,0121	3,65	0,0087	0,0024	198,553	1510,797	1,81%	SI CUMPLE
1	0,0034	3,33	0,0034	0,0010	217,910	2106,987	0,98%	SI CUMPLE

4.10 Rediseño De los Elementos Estructurales

En la siguiente tabla se detallan las secciones geométricas que se tuvieron que rediseñar para que la estructura existente cumpla con un óptimo desempeño y funcionalidad.

Tabla 62*Rediseño de las Secciones*

	Sección existente	Sección propuesta	Ubicación
Piso 1	C 50 x 25	C 70 x 45	Eje 1 Pórtico A, C, G, K O, Q
	C 50 x 50	C 80 x 70	Eje 2 Pórtico C, G, K, O / Eje 3 Pórtico C, O / Eje 5 Pórtico G, K
	C 60 x 60	C 90 x 80	Eje 3 Pórtico I / Eje 4 Pórtico I
	C 30 x 80	C 55 x 100	Eje 5 Pórtico A, C, O, Q
Piso 2		C 70 x 30	Eje 1 Pórtico A, C, G, K O, Q
	C 40 x 50	C 80 x 70	Eje 2 Pórtico C, G, K, O / Eje 3 Pórtico C, O / Eje 5 Pórtico G, K
	C 30 x 70	C 50 x 90	Eje 5 Pórtico A, C, O, Q
	V 40 x 20	V 55 x 20	Eje 1 Pórtico A-Q
	V 40 x 25	V 55 x 25	Eje 5 Pórtico A-Q
Piso 3		C 70 x 30	Eje 1 Pórtico A, C, G, K O, Q
	C 35 x 45	C 55 x 65	Eje 2 Pórtico C, G, K, O / Eje 3 Pórtico C, O / Eje 5 Pórtico G, K
	C 30 x 60	C 50 x 90	Eje 5 Pórtico A, C, O, Q
	V 40 x 20	V 55 x 20	Eje 1 Pórtico A-Q
	V 40 x 25	V 55 x 25	Eje 5 Pórtico A-Q
Piso 4	C 35 x 45	C 55 x 65	Eje 2 Pórtico C, G, K, O / Eje 3 Pórtico C, O / Eje 5 Pórtico G, K

4.10.1 Diseño de Nueva Columna de 70x30

Debido que la estructura no presentaba las suficientes columnas en su fachada frontal se consideró agregar nuevos elementos capaces de soportar las cargas ejercidas.

Requisitos dimensionales

Según el código americano se debe cumplir con lo siguiente:

- $hc1 \geq 300 \text{ mm}$.
 $300 \geq 300 \text{ mm}$ “CUMPLE”.
- $hc2 \geq 300 \text{ mm}$.
 $700 \geq 300 \text{ mm}$ “CUMPLE”.

- $\frac{\text{Dimensión menor}}{\text{Dimensión perpendicular}} > 0.4$

$$\frac{300}{700} > 0,4$$

0,42 > 0,4 “CUMPLE”.

4.10.1.1 Diseño A Flexo-Compresión. Para este diseño se utilizan la mayor

carga puntual y mayor momento actuante de la columna, valores obtenidos a partir de la siguiente tabla. Además se requiere de uso del diagrama de interacción.

Tabla 63

Carga y momento de la Columna de la fachada frontal del primer y segundo piso

Story	Output Case	Station cm	P kgf	M2 kgf-cm	M3 kgf-cm
Story2	1,4D	0	-17412,93	-78167,98	-83408,94
Story2	1,4D	155	-16317,99	-8356,49	-15736,91
Story2	1,4D	310	-15223,05	61455	51935,12
Story2	1,2D+1,6L	0	-18404,58	-90960,37	-97916,17
Story2	1,2D+1,6L	155	-17466,06	-8648,18	-18678,97
Story2	1,2D+1,6L	310	-16527,54	73664,01	60558,23
Story2	1,2D+L	0	-17099,88	-81975,65	-88007,62
Story2	1,2D+L	155	-16161,35	-8091,13	-16732,65
Story2	1,2D+L	310	-15222,83	65793,4	54542,33
Story2	1,2D+Dx+L+0,3Dy	0	1351,99	111480,77	1631141,98
Story2	1,2D+Dx+L+0,3Dy	155	2290,51	35035,8	602884,93
Story2	1,2D+Dx+L+0,3Dy	310	3229,03	174126,96	625379,55
Story2	1,2D+Dx+L+0,3Dy	0	-35551,74	-275432,07	-1807157,2
Story2	1,2D+Dx+L+0,3Dy	155	-34613,22	-51218,05	-636350,23
Story2	1,2D+Dx+L+0,3Dy	310	-33674,7	-42540,17	-516294,9
Story2	1,2D-Dx+L-0,3Dy	0	1351,99	111480,77	1631141,98
Story2	1,2D-Dx+L-0,3Dy	155	2290,51	35035,8	602884,93
Story2	1,2D-Dx+L-0,3Dy	310	3229,03	174126,96	625379,55
Story2	1,2D-Dx+L-0,3Dy	0	-35551,74	-275432,07	-1807157,2
Story2	1,2D-Dx+L-0,3Dy	155	-34613,22	-51218,05	-636350,23
Story2	1,2D-Dx+L-0,3Dy	310	-33674,7	-42540,17	-516294,9
Story2	1,2D+Dy+L+0,3Dx	0	-3271,84	557335,54	434124,33
Story2	1,2D+Dy+L+0,3Dx	155	-1551,22	133065,84	169832,43
Story2	1,2D+Dy+L+0,3Dx	310	169,41	416168,87	232123,06

Story2	1,2D+Dy+L+0,3Dx	0	-39501,86	-715053,24	-609170,66
Story2	1,2D+Dy+L+0,3Dx	155	-37781,24	-150847,78	-202409,22
Story2	1,2D+Dy+L+0,3Dx	310	-36060,61	-294015,05	-122230,31
Story2	1,2D-Dy+L-0,3Dx	0	1015,13	554218,74	433639,87
Story2	1,2D-Dy+L-0,3Dx	155	1953,66	133865,68	169388,18
Story2	1,2D-Dy+L-0,3Dx	310	2892,18	420885,36	231719,01
Story2	1,2D-Dy+L-0,3Dx	0	-35214,89	-718170,04	-609655,12
Story2	1,2D-Dy+L-0,3Dx	155	-34276,37	-150047,93	-202853,48
Story2	1,2D-Dy+L-0,3Dx	310	-33337,84	-289298,56	-122634,36
Story2	0,9D	0	-11194,03	-50250,84	-53620,03
Story2	0,9D	155	-10490,14	-5372,03	-10116,58
Story2	0,9D	310	-9786,25	39506,78	33386,87
Story2	0,9D+Dx+0,3Dy	0	7257,84	143205,58	1665529,57
Story2	0,9D+Dx+0,3Dy	155	7961,73	37754,9	609501,00
Story2	0,9D+Dx+0,3Dy	310	8665,62	147840,35	604224,09
Story2	0,9D+Dx+0,3Dy	0	-29645,89	-243707,26	-1772769,6
Story2	0,9D+Dx+0,3Dy	155	-28942	-48498,96	-629734,17
Story2	0,9D+Dx+0,3Dy	310	-28238,11	-68826,78	-537450,36
Story2	0,9D-Dx-0,3Dy	0	7257,84	143205,58	1665529,57
Story2	0,9D-Dx-0,3Dy	155	7961,73	37754,9	609501,00
Story2	0,9D-Dx-0,3Dy	310	8665,62	147840,35	604224,09
Story2	0,9D-Dx-0,3Dy	0	-29645,89	-243707,26	-1772769,6
Story2	0,9D-Dx-0,3Dy	155	-28942	-48498,96	-629734,17
Story2	0,9D-Dx-0,3Dy	310	-28238,11	-68826,78	-537450,36
Story2	0,9D+Dy+0,3Dx	0	6920,98	585943,55	468027,46
Story2	0,9D+Dy+0,3Dx	155	7624,87	136584,78	176004,25
Story2	0,9D+Dy+0,3Dx	310	8328,77	394598,74	210563,55
Story2	0,9D+Dy+0,3Dx	0	-29309,04	-686445,23	-575267,52
Story2	0,9D+Dy+0,3Dx	155	-28605,15	-147328,84	-196237,41
Story2	0,9D+Dy+0,3Dx	310	-27901,26	-315585,18	-143789,82
Story2	0,9D-Dy-0,3Dx	0	6920,98	585943,55	468027,46
Story2	0,9D-Dy-0,3Dx	155	7624,87	136584,78	176004,25
Story2	0,9D-Dy-0,3Dx	310	8328,77	394598,74	210563,55
Story2	0,9D-Dy-0,3Dx	0	-29309,04	-686445,23	-575267,52
Story2	0,9D-Dy-0,3Dx	155	-28605,15	-147328,84	-196237,41
Story2	0,9D-Dy-0,3Dx	310	-27901,26	-315585,18	-143789,82

Se complementan con los siguientes datos para realizar el diseño:

$$P_u = 39501,6 \text{ Kg}$$

$$M_u = 1665529,57 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$F_R = 0,8 \text{ (con confinamiento)}$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$F'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$d/h = 0,85$$

$$f''_c = 0,85 * 0,80 * f'_c = 0,85 * 0,80 * 280 = 190,4 \text{ Kg/cm}^2$$

Se calculan los valores K y R

$$K = \frac{P_u}{F_R * b * h * f'_c} = \frac{39501,6}{0,8 * 70 * 30 * 280} = 0,084$$

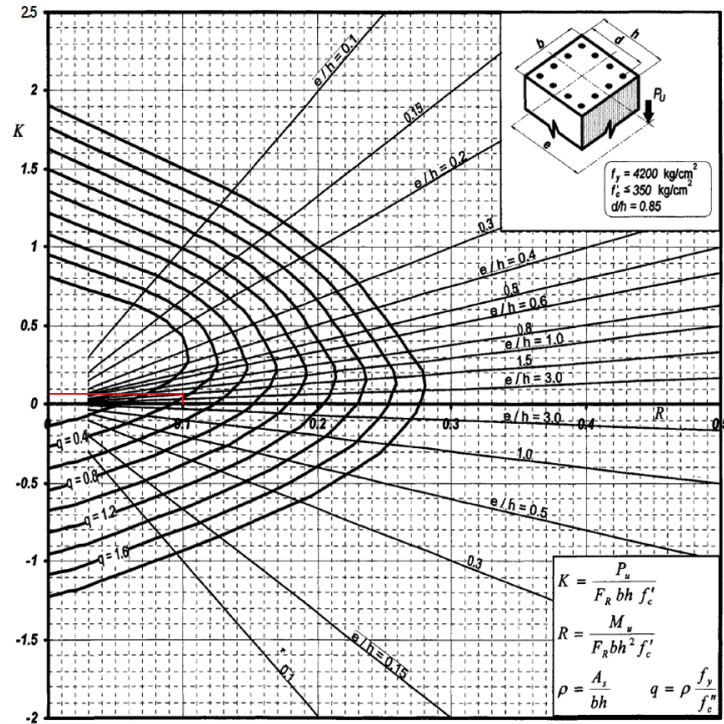
$$R = \frac{M_u}{F_R * b * h^2 * f'_c} = \frac{1665529,57}{0,8 * 70 * 30^2 * 280} = 0,118$$

Se debe buscar el diagrama de interacción con la relación entre el peralte y la altura

$d/h=0,85$, con $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ y $F'_c \leq 350 \text{ Kg/cm}^2$ de ahí se ingresan los valores de K y R.

Ilustración 98

Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, $F'_c < 350 \text{ Kg/cm}^2$
y $d/h = 0.85$



En el diagrama se obtiene el valor de $q = 0,39$ y con este valor se podrá hallar la cuantía con la siguiente ecuación:

$$\rho = q * \frac{f'_c}{f_y} = 0,39 * \frac{190,4}{4200} = 0,01768$$

Según la ACI se recomienda que la cuantía mínima requerida esté en el rango de 1% y 6%, por lo tanto, se cumple con el requisito de la norma estadounidense.

El área del acero requerido se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{s \text{ diseño}} = \rho * b * h = 0,01768 * 70 * 30 = 37,128 \text{ cm}^2$$

Para el armado de la columna propone la utilización de 6 varillas de 22 mm y 6 varillas de 18 mm.

$$A_{s\text{ real}} = (6 * 3,87 \text{ cm}^2) + (6 * 2,544 \text{ cm}^2) = 38,488 \text{ cm}^2$$

Se debe verificar que el acero real tiene que ser mayor o igual al acero requerido o diseño.

$$A_{s\text{ real}} \geq A_{s\text{ diseño}}$$

$$38,488 \text{ cm}^2 \geq 37,128 \text{ cm}^2 \text{ “CUMPLE”}$$

El acero real transformado a cuantía debe estar dentro del rango de 1,5% al 2%.

$$\rho_{\text{real}} = \frac{38,488}{70 * 30} = 0,0183 \text{ “CUMPLE”}$$

La separación entre varillas no debe ser menor a 5 cm ni mayor a 15 cm en ambos ejes.

$$s = \frac{h - (2 * r) - (\#varillas * \text{diámetro de varilla})}{\# \text{espacios entre varillas}}$$

$$sh = \frac{70 - (2 * 4) - (2 * 2,2) - (3 * 1,8)}{4} = 13,05 \text{ cm “CUMPLE”}$$

$$sb = \frac{30 - (2 * 4) - (3 * 3,23)}{2} = 8,3 \text{ cm “CUMPLE”}$$

4.10.1.2 Refuerzo Transversal. Se procede a realizar la metodología para calcular el refuerzo transversal de una columna.

Datos iniciales:

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{db1} = 2,2 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{db2} = 1,8 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{sh1} = 1.6 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{sh2} = 1.4 \text{ cm}$$

Longitud de la zona de confinamiento L_o .

a) $l_o = hc_1 = 70 \text{ cm}$ “CONTROLA”

b) $l_o = hc_2 = 30 \text{ cm}$

c) $l_o = \frac{lc}{6} = \frac{3,65}{6} = 60,83 \text{ cm}$

d) $l_o = 45 \text{ cm}$

Espaciamiento entre estribos en zona de confinamiento Lo.

a) $S_1 = \frac{hc_1}{4} = \frac{70}{4} = 17,5 \text{ cm}$

b) $S_1 = 6_{db} = 6 * 2,2 = 13,2 \text{ cm}$ “CONTROLA”

c) $S_1 = S_o = 10 + \frac{35-h_x}{3} = 10 + \frac{35-13,05}{3} = 17,317 \text{ cm}$

Espaciamiento entre estribos fuerza de la zona de confinamiento Lo.

a) $S_2 = 6_{db} = 6 * 2,2 = 13,2 \text{ cm}$ “CONTROLA”

b) $S_2 = 15 \text{ cm}$

Diseño por confinamiento en columnas rectangulares.

$$A_{ch} = 62 * 22 = 1364 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 70 * 30 = 2100 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{s*bc} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_y} = 0.3 \left(\frac{2100}{1364} - 1 \right) \frac{280}{4200} = 0.01079 \text{ “CONTROLA”}$$

$$\frac{A_{sh}}{s*bc} = 0.09 \frac{f'_c}{F_y} = 0.09 * \frac{280}{4200} = 0.006$$

$$A_{sh1 \text{ requerido}} = A_{sh} * bc1 * s = 0.01079 * 62 * 10 = 6,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2 \text{ requerido}} = A_{sh} * bc2 * s = 0.01079 * 22 * 10 = 2,37 \text{ cm}^2$$

En el eje de la altura se utilizan 1 estribo de 14 mm cada 10 cm dentro y fuera de la zona Lo.

En el eje de la base se utilizan 1 estribo de 14 mm y 2 vichas de 16 mm cada 10 cm dentro y fuera de la zona Lo.

$$A_{sh1 \text{ provisto}} = \text{ramas} * \text{área} = (2 * 1,539) + (2 + 2,011) = 7,1 \text{ cm}^2 > 6,69 \text{ cm}^2 \quad \text{“CUMPLE”}$$

$$A_{sh2 \text{ provisto}} = \text{ramas} * \text{área} = (2 * 1,539) = 3,078 \text{ cm}^2 > 2,37 \text{ cm}^2$$

“CUMPLE”

Ilustración 99

Sección Transversal de las Columnas 70x30

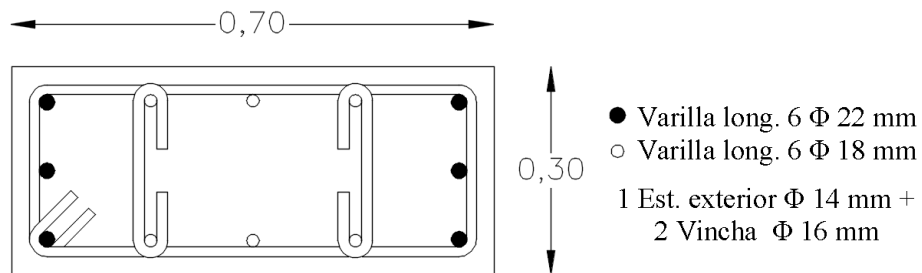


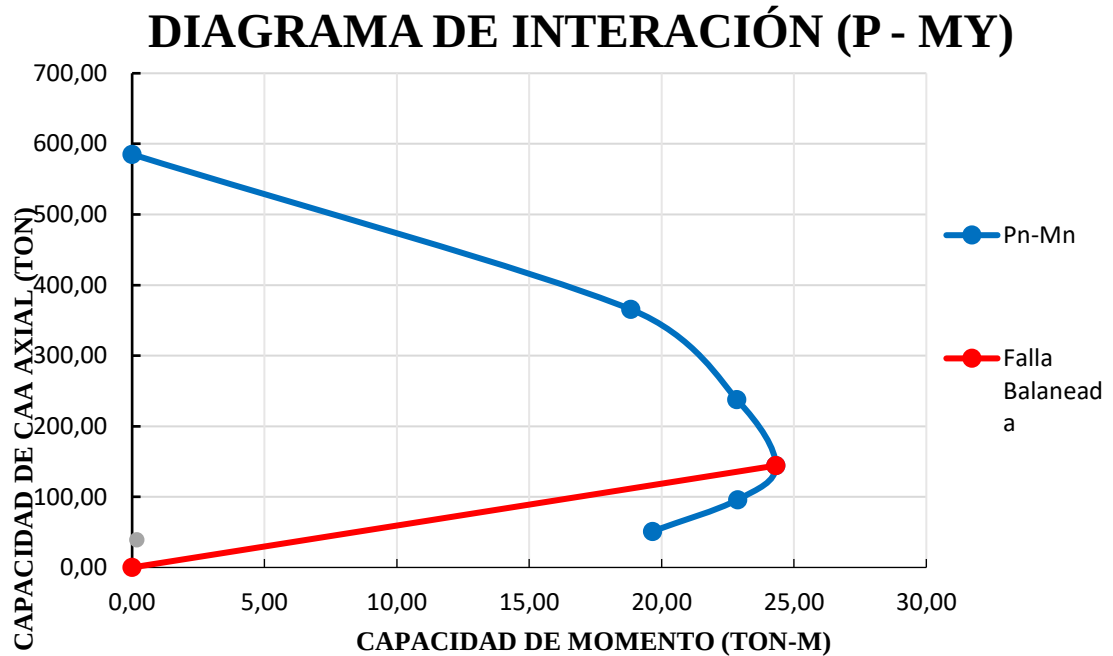
Tabla 64

Datos del Diagrama de Interacción

Pn	Mn
Ton	Ton-m
585,20	0,00
365,59	18,83
237,90	22,84
144,26	24,31
95,97	22,87
51,10	19,65
Falla Balanceada	
P	M
0,00	0,00
144,26	24,31
Pu	Mu
39,50186	0,166553

Ilustración 100

Diagrama de Interacción



Las siguientes columnas al no cumplir con los requerimientos necesarios para soportar las fuerzas actuantes sobre ellas, se propusieron el aumento de sus dimensiones considerando que la cantidad mínima para el recredido de hormigón es de 10 cm.

4.10.2 Rediseño de la Columna de 50x25 a 70x45

Requisitos dimensionales

Según el código americano se debe cumplir con lo siguiente:

- $h_{c1} \geq 300 \text{ mm}$
 $450 \geq 300 \text{ mm}$ “CUMPLE”
- $h_{c2} \geq 300 \text{ mm}$
 $700 \geq 300 \text{ mm}$ “CUMPLE”

- $\frac{\text{Dimensión menor}}{\text{Dimensión perpendicular}} > 0.4$

$$\frac{450}{700} > 0,4$$

$$0,64 > 0,4 \text{ "CUMPLE"}$$

4.10.2.1 Diseño A Flexo-Compresión. Para este diseño se utilizan la mayor

carga puntual y mayor momento actuante valores obtenidos del software Etabs, de la columna que antes media C 50 x 25 y ahora es de 70 x 45 mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 65

Carga y momento de la Columna del primer piso

Story	Output Case	Station cm	P kgf	M2 kgf-cm	M3 kgf-cm
Story1	1,4D	0	-26854.88	-76185.08	-46085.74
Story1	1,4D	136.5	-25408.5	13814.85	14542.07
Story1	1,4D	273	-23962.11	103814.79	75169.89
Story1	1,2D+1,6L	0	-28146.9	-87528.56	-54293.89
Story1	1,2D+1,6L	136.5	-26907.14	17331.56	17204.67
Story1	1,2D+1,6L	273	-25667.38	122191.69	88703.23
Story1	1,2D+L	0	-26223.74	-79193.42	-48746.96
Story1	1,2D+L	136.5	-24983.98	15272.72	15427.15
Story1	1,2D+L	273	-23744.22	109738.85	79601.27
Story1	1,2D+Dx+L+0,3Dy	0	-1421.17	322739.94	2302376.91
Story1	1,2D+Dx+L+0,3Dy	136.5	-181.42	166189.21	1535913.5
Story1	1,2D+Dx+L+0,3Dy	273	1058.34	212107.01	782915.07
Story1	1,2D+Dx+L+0,3Dy	0	-51026.3	-481126.77	-2399870.82
Story1	1,2D+Dx+L+0,3Dy	136.5	-49786.54	-135643.78	-1505059.19
Story1	1,2D+Dx+L+0,3Dy	273	-48546.78	7370.68	-623712.54
Story1	1,2D-Dx+L-0,3Dy	0	-1421.17	322739.94	2302376.91
Story1	1,2D-Dx+L-0,3Dy	136.5	-181.42	166189.21	1535913.5
Story1	1,2D-Dx+L-0,3Dy	273	1058.34	212107.01	782915.07
Story1	1,2D-Dx+L-0,3Dy	0	-51026.3	-481126.77	-2399870.82
Story1	1,2D-Dx+L-0,3Dy	136.5	-49786.54	-135643.78	-1505059.19
Story1	1,2D-Dx+L-0,3Dy	273	-48546.78	7370.68	-623712.54
Story1	1,2D+Dy+L+0,3Dx	0	-5702.27	1230141.04	659478.67
Story1	1,2D+Dy+L+0,3Dx	136.5	-3429.38	502205.4	471971.88
Story1	1,2D+Dy+L+0,3Dx	273	-1156.5	439539.44	292468.54

Story1	1,2D+Dy+L+0,3Dx	0	-61214.03	-1385658.48	-755802.03
Story1	1,2D+Dy+L+0,3Dx	136.5	-58941.15	-473652.82	-441859.49
Story1	1,2D+Dy+L+0,3Dx	273	-56668.26	-226916.83	-135920.39
Story1	1,2D-Dy+L-0,3Dx	0	1532.14	1228706.35	658893.39
Story1	1,2D-Dy+L-0,3Dx	136.5	2771.9	503201.83	472342.84
Story1	1,2D-Dy+L-0,3Dx	273	4011.66	442966.98	293795.73
Story1	1,2D-Dy+L-0,3Dx	0	-53979.62	-1387093.18	-756387.31
Story1	1,2D-Dy+L-0,3Dx	136.5	-52739.86	-472656.4	-441488.53
Story1	1,2D-Dy+L-0,3Dx	273	-51500.1	-223489.29	-134593.19
Story1	0,9D	0	-17263.85	-48976.13	-29626.55
Story1	0,9D	136.5	-16334.03	8880.98	9348.48
Story1	0,9D	273	-15404.22	66738.08	48323.5
Story1	0,9D+Dx+0,3Dy	0	7538.71	352957.23	2321497.32
Story1	0,9D+Dx+0,3Dy	136.5	8468.53	159797.47	1529834.82
Story1	0,9D+Dx+0,3Dy	273	9398.35	169106.24	751637.31
Story1	0,9D+Dx+0,3Dy	0	-42066.41	-450909.48	-2380750.42
Story1	0,9D+Dx+0,3Dy	136.5	-41136.6	-142035.52	-1511137.87
Story1	0,9D+Dx+0,3Dy	273	-40206.78	-35630.09	-654990.31
Story1	0,9D-Dx-0,3Dy	0	7538.71	352957.23	2321497.32
Story1	0,9D-Dx-0,3Dy	136.5	8468.53	159797.47	1529834.82
Story1	0,9D-Dx-0,3Dy	273	9398.35	169106.24	751637.31
Story1	0,9D-Dx-0,3Dy	0	-42066.41	-450909.48	-2380750.42
Story1	0,9D-Dx-0,3Dy	136.5	-41136.6	-142035.52	-1511137.87
Story1	0,9D-Dx-0,3Dy	273	-40206.78	-35630.09	-654990.31
Story1	0,9D+Dy+0,3Dx	0	10492.03	1258923.64	678013.8
Story1	0,9D+Dy+0,3Dx	136.5	11421.85	496810.09	466264.16
Story1	0,9D+Dy+0,3Dx	273	12351.67	399966.22	262517.96
Story1	0,9D+Dy+0,3Dx	0	-45019.73	-1356875.89	-737266.9
Story1	0,9D+Dy+0,3Dx	136.5	-44089.91	-479048.14	-447567.21
Story1	0,9D+Dy+0,3Dx	273	-43160.1	-266490.06	-165870.96
Story1	0,9D-Dy-0,3Dx	0	10492.03	1258923.64	678013.8
Story1	0,9D-Dy-0,3Dx	136.5	11421.85	496810.09	466264.16
Story1	0,9D-Dy-0,3Dx	273	12351.67	399966.22	262517.96
Story1	0,9D-Dy-0,3Dx	0	-45019.73	-1356875.89	-737266.9
Story1	0,9D-Dy-0,3Dx	136.5	-44089.91	-479048.14	-447567.21
Story1	0,9D-Dy-0,3Dx	273	-43160.1	-266490.06	-165870.96

Se complementan con los siguientes datos para realizar el diseño:

$$P_u = 61214.03 \text{ Kg}$$

$$M_u = 2399870.82 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$F_R = 0,8 \text{ (con confinamiento)}$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d = 45 - 4 = 41 \text{ cm}$$

$$d/h = 0,91$$

$$f''_c = 0,85 * 0,80 * f'_c = 0,85 * 0,80 * 280 = 190,4 \text{ Kg/cm}^2$$

Se calculan los valores K y R

$$K = \frac{P_u}{F_R * b * h * f'_c} = \frac{61214.03}{0,8 * 70 * 45 * 280} = 0,0868$$

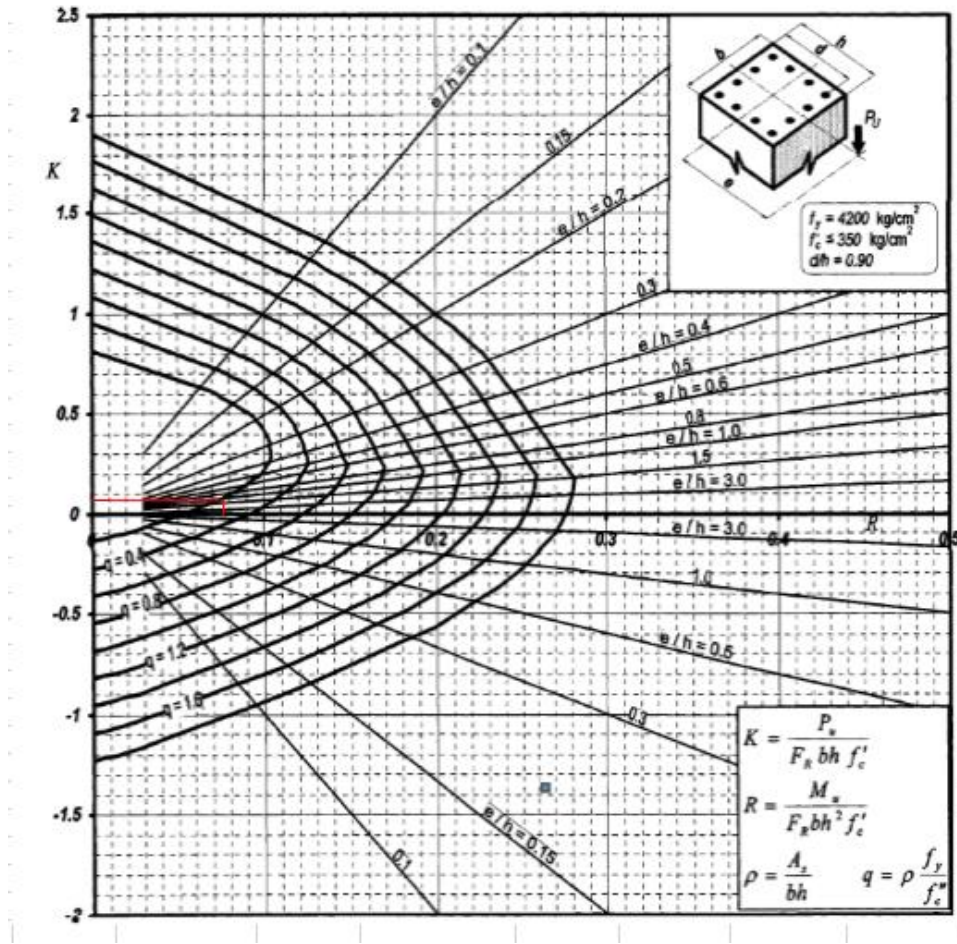
$$R = \frac{M_u}{F_R * b * h^2 * f'_c} = \frac{1665529,57}{0,8 * 70 * 45^2 * 280} = 0,0756$$

Se debe buscar el diagrama de interacción con la relación entre el peralte y la altura

$d/h=0,90$, con $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ y $F'_c \leq 350 \text{ Kg/cm}^2$ de ahí se ingresan los valores de K y R.

Ilustración 101

Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ $F'_c < 350 \text{ Kg/cm}^2$
y $d/h = 0.9$



En el diagrama se obtiene el valor de $q = 0,2$ y con este valor se podrá hallar la cuantía con la siguiente ecuación:

$$\rho = q * \frac{f'_c}{f_y} = 0,2 * \frac{190,4}{4200} = 0.0090667$$

Según la ACI se recomienda que la cuantía mínima requerida esté en el rango de 1% y 6%, por lo tanto, la cuantía calculada no cumple con lo establecido, por esa razón se considera la cuantía mínima de 1%.

El área del acero requerido se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{s \text{ diseño}} = \rho * b * h = 0,01 * 70 * 45 = 31,5 \text{ cm}^2$$

La columna existente tiene 10 varillas de 14 mm con un área de 15.39384 cm², siendo insuficiente acero de refuerzo, es por ello que en el recrecido del hormigón se añadió 10 varillas de 12 mm y 4 varillas de 14 mm.

$$A_{s \text{ real}} = (10 * 1,13 \text{ cm}^2) + (4 * 1,53 \text{ cm}^2) + 15,393 = 32,861 \text{ cm}^2$$

Se debe verificar que el acero real tiene que ser mayor o igual al acero requerido o diseño.

$$A_{s \text{ real}} \geq A_{s \text{ diseño}}$$

$$32,861 \text{ cm}^2 \geq 31,5 \text{ cm}^2 \text{ “CUMPLE”}$$

La separación entre varillas no debe ser menor a 5 cm ni mayor a 15 cm en ambos ejes.

$$S = \frac{h - (2 * r) - (\# \text{varillas} * \text{diámetro de varilla})}{\# \text{espacios entre varillas}}$$

$$Sh = \frac{70 - (2 * 4) - (2 * 1,4) - (3 * 1,2)}{4} = 13,9 \text{ cm} \text{ “CUMPLE”}$$

$$Sb = \frac{45 - (2 * 4) - (2 * 1,4) - (2 * 1,2)}{3} = 10,6 \text{ cm} \text{ “CUMPLE”}$$

4.10.2.2 Refuerzo Transversal. Se procede a realizar la metodología para calcular el refuerzo transversal de una columna.

Datos iniciales:

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{db1} = 1,2 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{db2} = 1,4 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{sh1} = 8,0 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{sh2} = 1.4 \text{ cm}$$

Longitud de la zona de confinamiento Lo.

a) $lo = hc_1 = 70 \text{ cm}$ “CONTROLA”

b) $lo = hc_2 = 45 \text{ cm}$

c) $lo = \frac{lc}{6} = \frac{3,33 \text{ m}}{6} = 55,5 \text{ cm}$

d) $lo = 45 \text{ cm}$

Espaciamiento entre estribos en zona de confinamiento Lo.

a) $S_1 = \frac{hc_1}{4} = \frac{70}{4} = 17,5 \text{ cm}$

b) $S_1 = 6_{db} = 6 * 1.4 = 8,4 \text{ cm}$ “CONTROLA”

c) $S_1 = So = 10 + \frac{35-h_x}{3} = 10 + \frac{35-13,9}{3} = 17,03 \text{ cm}$

Espaciamiento entre estribos fuerza de la zona de confinamiento Lo.

a) $S_2 = 6_{db} = 6 * 1,4 = 8,4 \text{ cm}$ “CONTROLA”

b) $S_2 = 15 \text{ cm}$

Diseño por confinamiento en columnas rectangulares.

$$A_{ch} = 62 * 37 = 2294 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 70 * 45 = 3150 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{s*bc} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_y} = 0.3 \left(\frac{3150}{2294} - 1 \right) \frac{280}{4200} = 0.007462 \text{ “CONTROLA”}$$

$$\frac{A_{sh}}{s*bc} = 0.09 \frac{f'_c}{F_y} = 0.09 * \frac{280}{4200} = 0.006$$

$$A_{sh1 \text{ requerido}} = Ash * bc1 * s = 0.007463 * 62 * 10 = 4,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2 \text{ requerido}} = Ash * bc2 * s = 0.007463 * 37 * 10 = 2,76 \text{ cm}^2$$

En el eje de la altura la columna existente tiene 2 estribos de 8 mm cada 10 cm dentro y fuera de Lo, y con el recrecido se aumentó 1 estribo de 14 mm cada 5 cm dentro y fuera de Lo.

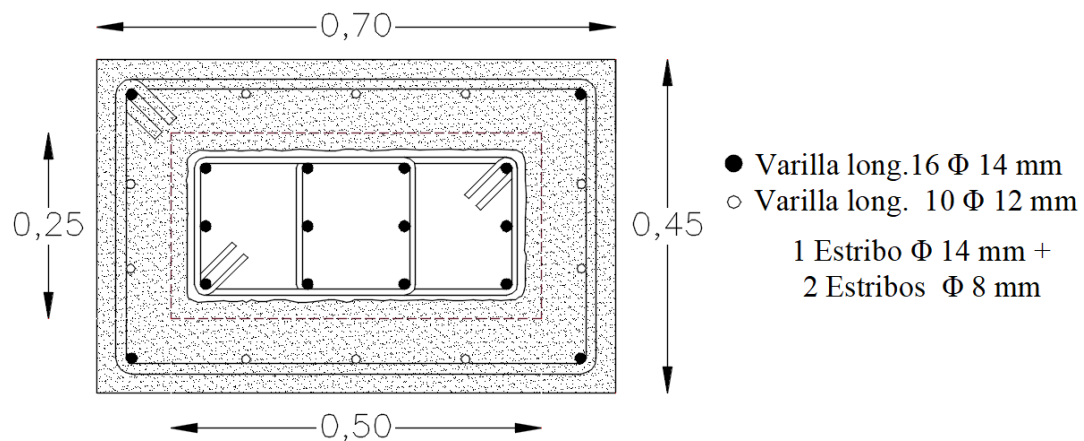
En el eje de la base la columna existente tiene 2 estribos de 8 mm cada 10 cm dentro y fuera de Lo, y con el recrecido se añadió 1 estribo de 14 mm cada 5 cm dentro y fuera de Lo.

$$A_{sh1 \text{ provisto}} = \text{ramas} * \text{área} = (4 * 2,0106) + (2 + 3,0787) = 5,089 \text{ cm}^2 > 4,63 \text{ cm}^2 \quad \text{“CUMPLE”}$$

$$A_{sh2 \text{ provisto}} = \text{ramas} * \text{área} = (2 * 1,005) + (2 * 3,0787) = 4,084 \text{ cm}^2 > 2,76 \text{ cm}^2 \quad \text{“CUMPLE”}$$

Ilustración 102

Sección Transversal del Recrecido de las Columnas de 50x25 a 70x45



En las siguientes ilustraciones y tablas se detallan los resultados obtenidos de las columnas a las cuales se les debe realizar un aumento de sección.

Tabla 66

Resumen del Acero Mínimo en Columnas

	Sección existente	Sección propuesta	Acero requerido (cm ²)	Acero propuesto (cm ²)	Condición
Piso 1	C 50 x 25	C 70 x 45	31,500	32,229	CUMPLE
	C 50 x 50	C 80 x 70	56,000	56,710	CUMPLE
	C 60 x 60	C 90 x 80	84,864	85,804	CUMPLE
	C 30 x 80	C 55 x 100	55,000	56,518	CUMPLE
Piso 2		C 70 x 30	37,128	38,488	CUMPLE
	C 40 x 50	C 80 x 70	56,000	57,389	CUMPLE
	C 30 x 70	C 50 x 90	45,000	45,108	CUMPLE
Piso 3		C 70 x 30	37,128	38,488	CUMPLE
	C 35 x 45	C 55 x 65	35,750	35,751	CUMPLE
	C 30 x 60	C 50 x 90	45,000	45,505	CUMPLE
Piso 4	C 35 x 45	C 55 x 65	35,750	35,751	CUMPLE

Tabla 67

Requisitos Dimensionales

	Sección propuesta	hc1 ≥ 300 mm		hc2 ≥ 300 mm		(Dimensión menor/ Dimensión mayor) > 0,4	
Piso 1	C 70 x 45	70	CUMPLE	45	CUMPLE	0,643	CUMPLE
	C 80 x 70	80	CUMPLE	70	CUMPLE	0,875	CUMPLE
	C 90 x 80	90	CUMPLE	80	CUMPLE	0,889	CUMPLE
	C 55 x 100	55	CUMPLE	100	CUMPLE	0,550	CUMPLE
Piso 2	C 70 x 30	70	CUMPLE	30	CUMPLE	0,429	CUMPLE
	C 80 x 70	80	CUMPLE	70	CUMPLE	0,875	CUMPLE
	C 50 x 90	50	CUMPLE	90	CUMPLE	0,556	CUMPLE
Piso 3	C 70 x 30	70	CUMPLE	30	CUMPLE	0,429	CUMPLE
	C 55 x 65	55	CUMPLE	65	CUMPLE	0,846	CUMPLE
	C 50 x 90	50	CUMPLE	90	CUMPLE	0,556	CUMPLE
Piso 4	C 55 x 65	55	CUMPLE	65	CUMPLE	0,846	CUMPLE

Ilustración 103

Sección Transversal del Recrecido de las Columnas de 50x50 a 80x70

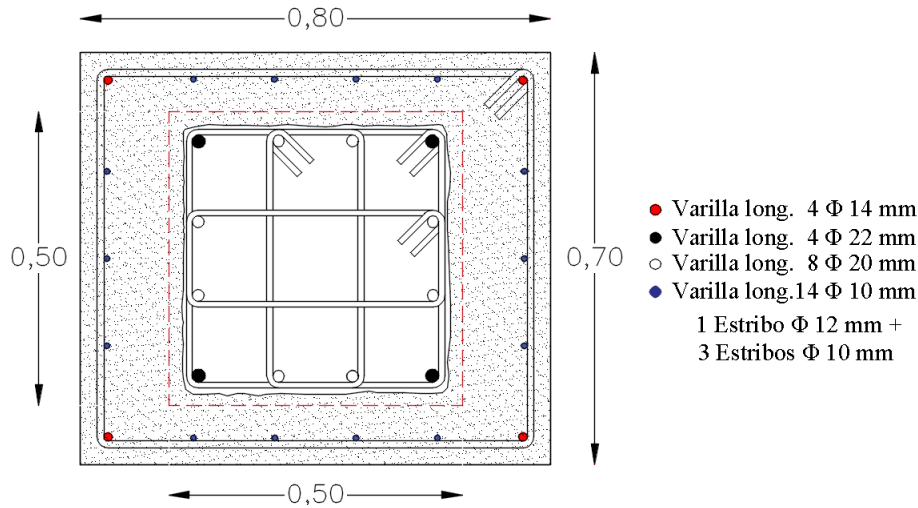


Tabla 68

Acero de Refuerzo en las Columnas de 50x50 a 80x45

Especificación de Acero de Refuerzo		
	Existente	Adicional
En la zona Lo	3 Estr. Φ 10mm @ 10 cm	1 Estr. Φ 12mm @ 10 cm
Fuera de zona Lo	3 Estr. Φ 10mm @ 20 cm	1 Estr. Φ 12mm @ 10 cm
Longitudinal	4 Var Φ 22mm + 8 Var Φ 20 mm	14 Var Φ 10mm + 4 Var Φ 14 mm

Ilustración 104

Sección Transversal del Recrecido de las Columnas de 40x50 a 80x70

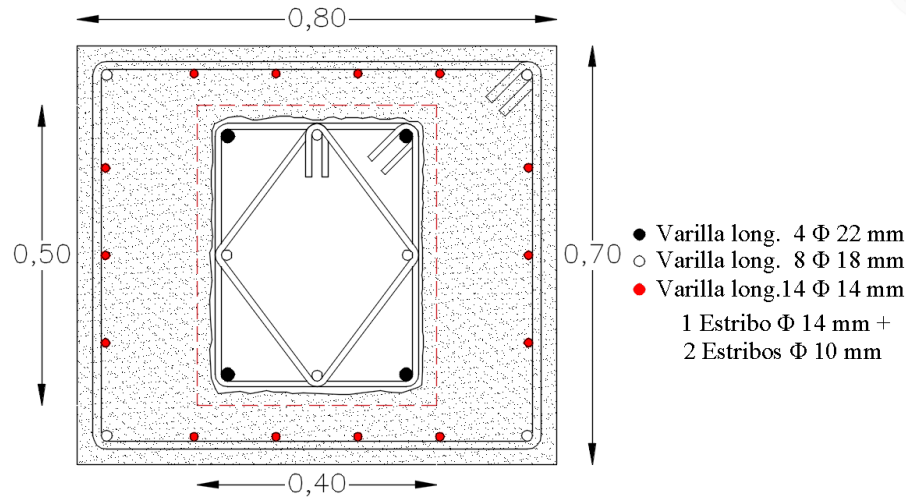


Tabla 69

Acero de refuerzo en las columnas de 40x50 a 80x70

Especificación de Acero de Refuerzo		
	Existente	Adicional
En la zona Lo	2 Estr. Φ 10mm @ 10 cm	1 Estr. Φ 14mm @ 10 cm
Fuera de zona Lo	2 Estr. Φ 10mm @ 20 cm	1 Estr. Φ 14mm @ 10 cm
Longitudinal	4 Var. Φ 22mm + 4 Var. Φ 18 mm	14 Var. Φ 14mm + 4 Var. Φ 18 mm

Ilustración 105

Sección Transversal del Recrecido de las Columnas de 35x 45 a 55x65

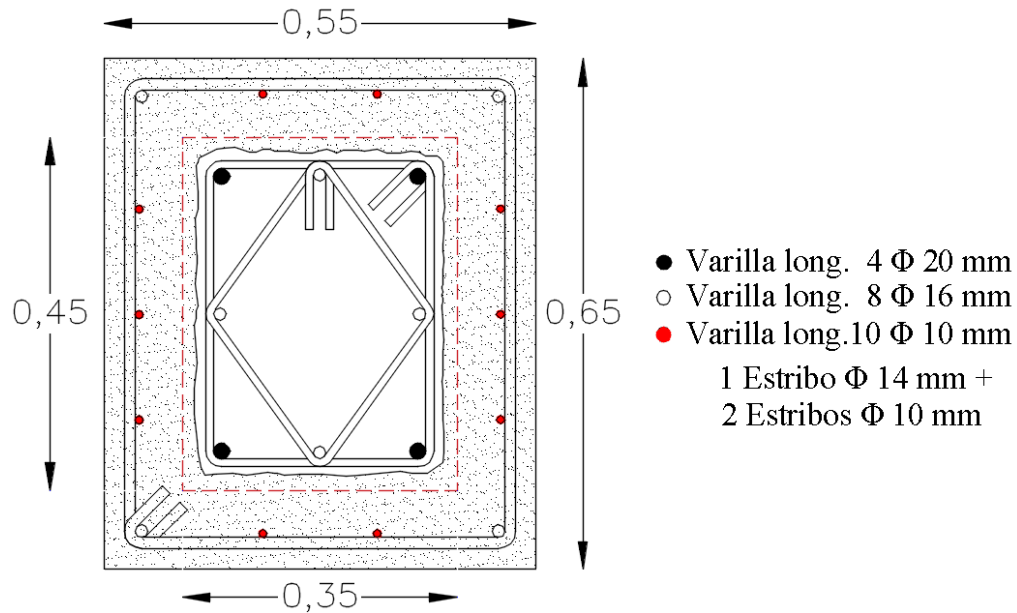


Tabla 70

Acero de Refuerzo en las Columnas de 35x 45 a 55x65

Especificación de Acero de Refuerzo		
	Existente	Adicional
En la zona Lo	2 Estr. Φ 10mm @ 10 cm	1 Estr. Φ 14mm @ 10 cm
Fuera de zona Lo	2 Estr. Φ 10mm @ 20 cm	1 Estr. Φ 14mm @ 10 cm
Longitudinal	4 Var. Φ 20mm + 4 Var. Φ 16 mm	10 Var Φ 10mm + 4 Var. Φ 16 mm

Ilustración 106

Sección Transversal del Recrecido de las Columnas de 60x60 a 90x80

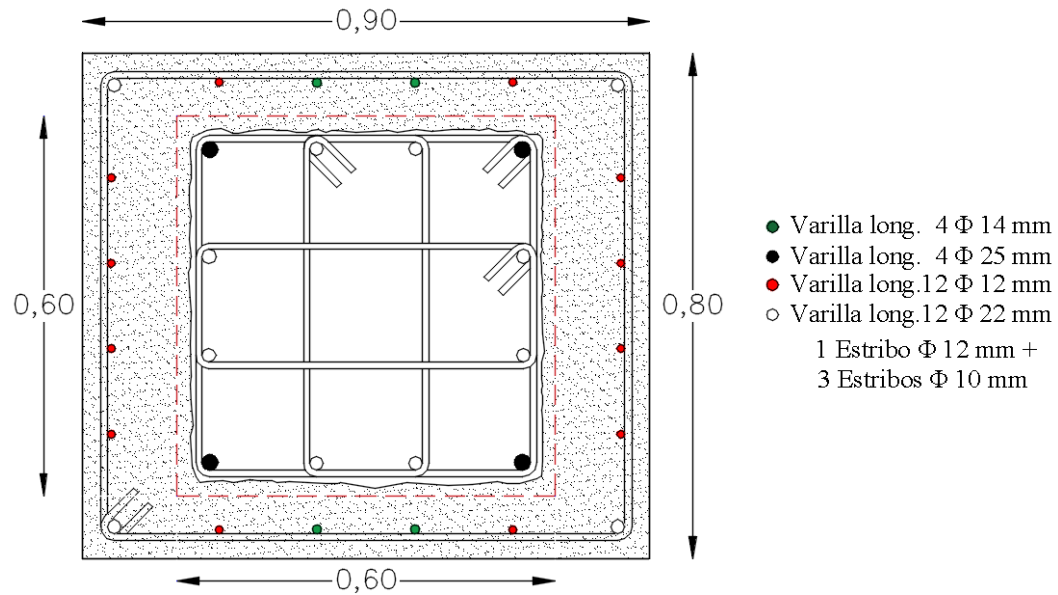


Tabla 71

Acero de Refuerzo en las Columnas de 60x60 a 90x80

Especificación de Acero de Refuerzo		
	Existente	Adicional
En la zona Lo	3 Estr. Φ 10mm @ 10 cm	1 Estr. Φ 12mm @ 15 cm
Fuera de zona Lo	3 Estr. Φ 10mm @ 20 cm	1 Estr. Φ 12mm @ 15 cm
longitudinal	4 Var Φ 25mm + 8 var Φ 22 mm	12 Var Φ 12mm + 4 Var Φ 14 mm + 4 Var Φ 22 mm

Ilustración 107

Sección Transversal del Recrecido de las Columnas de 80x30 a 100x55

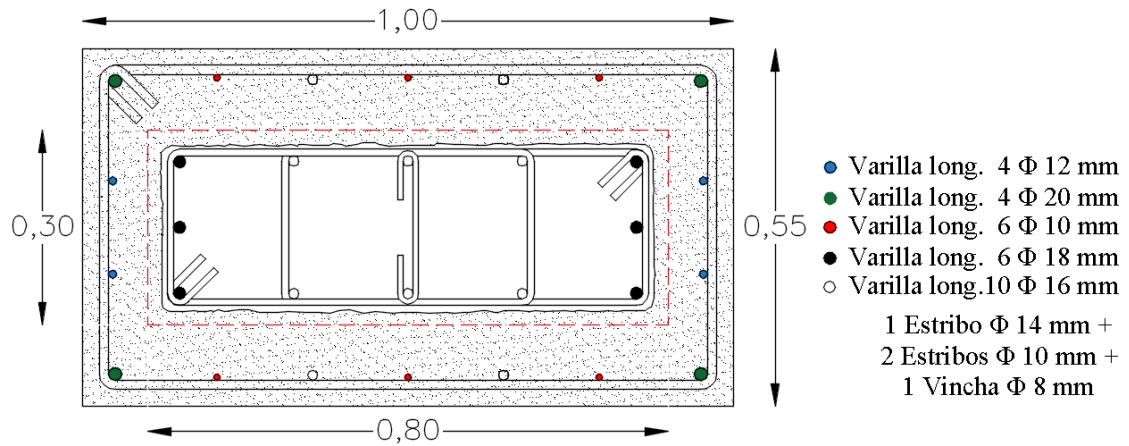


Tabla 72

Acero de Refuerzo en las Columnas de 80x30 a 100x55

Especificación de Acero de Refuerzo		
	Existente	Adicional
En la zona Lo	2 Estr. Φ 10mm + 1 Vin. Φ 8mm @ 10 cm	1 Estr. Φ 14mm @ 10 cm
Fuera de zona Lo	2 Estr. Φ 10mm + 1 Vin. Φ 8mm @ 20 cm	1 Estr. Φ 14mm @ 10 cm
Longitudinal	6 Var. Φ 18 mm + 6 Var. Φ 16 mm	6 Var. Φ 10mm + 4 Var. Φ 12 mm + 4 Var. Φ 16 mm + 4 Var. Φ 20 mm

Ilustración 108

Sección Transversal del Recrecido de las Columnas de 70x30 a 90x50

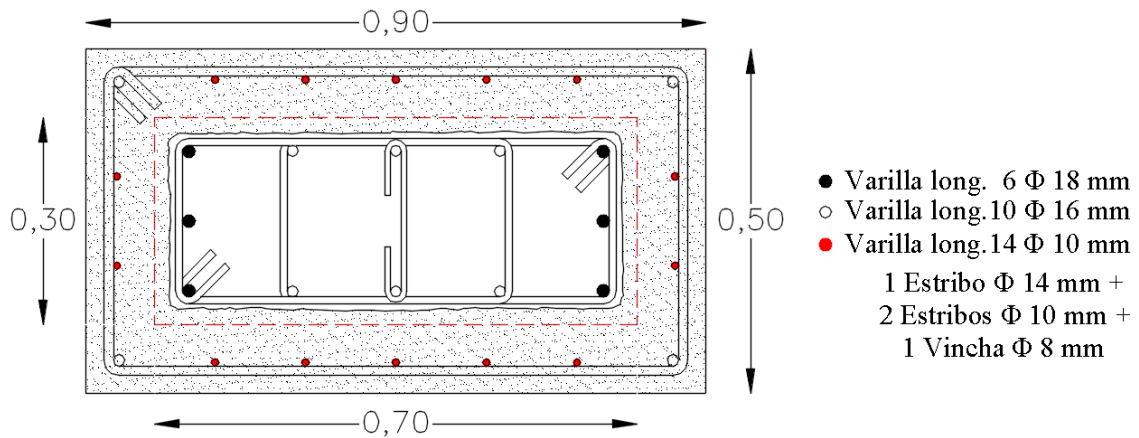


Tabla 73

Acero de Refuerzo en las Columnas de 70x30 a 90x50

Especificación de Acero de Refuerzo		
	Existente	Adicional
En la zona Lo	2 Estr. Φ 10mm + 1 Vincha 8mm @ 10 cm	1 Estr. Φ 14mm @ 10 cm
Fuera de zona Lo	2 Estr. Φ 10mm + 1 Vincha 8mm @ 20 cm	1 Estr. Φ 14mm @ 10 cm
Longitudinal	6 Var Φ 18mm + 6 Var Φ 16 mm	4 Var Φ 16mm + 14 Var Φ 10 mm

Ilustración 109

Sección Transversal del Recrecido de las Columnas de 60x30 a 90x50

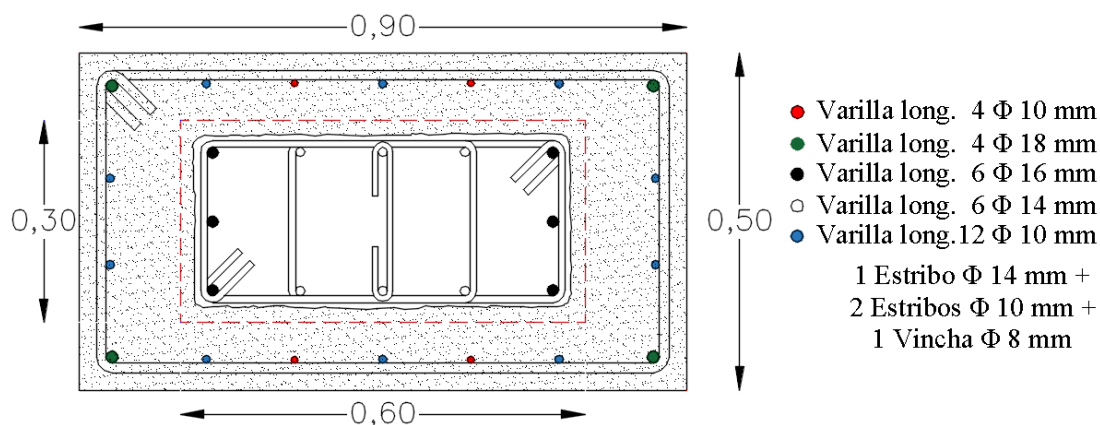


Tabla 74

Acero de Refuerzo en las Columnas de 60x30 a 90x50

Especificación de Acero de Refuerzo		
	Existente	Adicional
En la zona Lo	2 Estr. Φ 10mm + 1 Vincha 8mm @ 10 cm	1 Estr. Φ 14mm @ 10 cm
Fuera de zona Lo	2 Estr. Φ 10mm + 1 Vincha 8mm @ 20 cm	1 Estr. Φ 14mm @ 10 cm
Longitudinal	6 Var. Φ 16mm + 6 Var Φ 14 mm	4 Var. Φ 10mm + 4 Var. Φ 18 mm + 10 Var. Φ 12 mm

4.10.3 Rediseño De Vigas

Las siguientes vigas al no cumplir con el acero de refuerzo requerido para soportar las fuerzas actuantes sobreimpuestas, se realizó el aumento de sus dimensiones considerando que la cantidad mínima para el recrecido de hormigón es de 10 cm.

4.10.3.1 Diseño a flexión. El elemento que necesita reforzamiento es la V40

x 20, quedando con las nuevas dimensiones de 55*20 y la V45 x 25 aumentada a 55 x 25. Para este diseño se utilizan los momentos máximos de las combinaciones de carga obtenidos del Etabs, tanto en la parte superior e inferior que se detallan en la siguiente tabla.

Tabla 75

Momentos de Diseño de la Viga 55 x 20

Momentos de diseño (Ton-m)				
		Inicio	Centro	Final
Viga de 55 x 20	Superior	-11,66507	2,9792	-11,91674
	Combo	$1.2D-Dx+L-0,3Dy$	$\frac{Mn_{max}^-}{4}$	$1.2D-Dx+L-0,3Dy$
	Inferior	5,8325	2,2063	5,9583
	Combo	$\frac{Mn_1^-}{2}$	$1.2D-Dx+L-0,3Dy$	$\frac{Mn_2^-}{2}$

Se complementan con los siguientes datos para realizar el diseño:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Phi = 0.9$$

$$Mu- = 11,665 \text{ Ton} - m$$

$$Mu+ = 5,8325 \text{ Ton} - m$$

$$b = 20\text{cm}$$

$$d = 55\text{cm}$$

A continuación, se calcula el valor de la cuantía máxima permisible, aplicando las siguientes ecuaciones:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi * b * d}$$

$$R_n = \frac{1166507.87 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0,9 * 20 * 51}$$

$$R_n = 24,9158 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0,85 * f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0,85 * f'c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0,85 * 280}{4200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 24,9158}{0,85 * 280}} \right)$$

$$\rho = 0,0063$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,0063 * 20 * 51$$

$$A_s = 6,4060 \text{ cm}^2$$

Ahora, se calculan la cantidad mínima de acero longitudinal que requiere la viga con reforzamiento, ejecutando las siguientes ecuaciones:

$$A_{s_{min1}} = \frac{4 * \sqrt{f'c}}{5f_y} * b_w * d$$

$$A_{s_{min1}} = \frac{4 * \sqrt{280}}{5 * 4200} * 20 * 51$$

$$A_{s_{min1}} = 3,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min2}} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$$

$$A_{s_{min2}} = \frac{14}{4200} * 20 * 51$$

$$As_{min2} = 3,40 \text{ cm}^2$$

Se elige el mayor entre ambas expresiones siendo $As_{min} = 3,40 \text{ cm}^2$ y el cual debe cumplir con que:

$$As > As_{min}$$

$$6,406 > 3,40 \text{ "CUMPLE"}$$

Se verifica que la cuantía calculada sea mayor que la cuantía máxima, siendo

$$\beta_1 = 1.$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{280}{4200} * \frac{0.003}{\frac{4200}{204000000} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0,0478$$

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.5 * 0.0478$$

$$\rho_{max} = 0,0239$$

Se debe cumplir con:

$$\rho < \rho_{max}$$

$$0,0063 < 0,0239 \text{ "Cumple"}$$

Para el $Mu+ = 5,8325 \text{ ton-m}$ se realiza el mismo procedimiento para obtener las cuantías y acero requerido.

$$R_n = \frac{583253,935 \text{ kg} - \text{cm}}{0,9 * 20 * 51}$$

$$R_n = 12,45790 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 * 280}{4200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 583253,935}{0,85 * 280}} \right)$$

$$\rho = 0,003$$

$$As = 0,003 * 20 * 51$$

$$As = 3 \text{ cm}^2$$

Obtención de As_{min} :

$$As_{min1} = 3,25 \text{ cm}^2$$

$$As_{min2} = 3,40 \text{ cm}^2$$

Se elige el mayor entre ambas expresiones siendo $As_{min} = 3,40 \text{ cm}^2$ y el cual debe cumplir con que:

$$As > As_{min}$$

$$3 > 3,40 \text{ "NO CUMPLE"}$$

Al no cumplir con el acero mínimo se aplica la siguiente expresión:

$$As = \frac{4}{3} As_{calculado}$$

$$As = \frac{4}{3} * 3 \text{ cm}^2$$

$$As = 4,1454 \text{ cm}^2$$

Se verifica que la cuantía calculada sea mayor que la cuantía máxima, siendo

$$\beta_1 = 1.$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{280}{4200} * \frac{0.003}{\frac{4200}{204000000} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0,0478$$

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.5 * 0.0478$$

$$\rho_{max} = 0,0239$$

Se debe cumplir con:

$$\rho < \rho_{max}$$

$$0,003 < 0,0239 \text{ "Cumple"}$$

Como el recrecido del hormigón se va a colocar en la parte inferior de la viga al refuerzo existente de $2\phi 14 \text{ mm}$, se le procede añadir más refuerzo longitudinal de $2\phi 10 \text{ mm}$. Teniendo un área de acero de $4,6 \text{ cm}^2$ en la parte inicial de la viga.

Para la sección media de la viga se hace el mismo procedimiento para verificar el acero de refuerzo y obtener las cuantías utilizando los momentos.

Tabla 76

Refuerzo Longitudinal en la Parte Intermedia de la Viga

	Mu- = 297918,42 kg-cm	Mu+ = 220630,2 kg-cm
R_n	6,3633 kg/cm ²	4,7125 kg/cm ²
ρ	0,0015	0,0011
A_s	1,566 cm ²	1,1560 cm ²
$A_{s_{min1}}$	3,25 cm ²	3,25 cm ²
$A_{s_{min2}}$	3,40 cm ²	3,40 cm ²
Se elige el mayor entre ambas expresiones $A_{s_{min}}$ cumpliendo con		
	$A_s > A_{s_{min}}$	
	No Cumple	No Cumple

Si no cumple se aplica la siguiente ecuación:		
	$As = \frac{4}{3} As_{calculado}$	
As	$2,088 \text{ cm}^2$	$1,541 \text{ cm}^2$
ρ_b	$0,0478$	$0,0478$
ρ_{max}	$0,0239$	$0,0239$
	Se debe cumplir con	
	$\rho < \rho_{max}$	
	Cumple	Cumple

Como el recrecido del hormigón se va a colocar en la parte inferior de la viga al refuerzo existente en la parte intermedia de $3\phi 14 \text{ mm}$ se le procede añadir más refuerzo longitudinal para que sea resistente siendo este $2\phi 10 \text{ mm}$. Teniendo un área de acero de $6,1 \text{ cm}^2$ en la parte media de la viga.

Para la sección final de la viga se hace el mismo proceso anterior para verificar el acero de refuerzo y obtener las cuantías utilizando los momentos.

Tabla 77

Refuerzo Longitudinal en la Parte Final de la Viga

	Mu- = 1191673,68 kg-cm	Mu+ = 595836,84 kg-cm
R_n	$6,553 \text{ kg/cm}^2$	$3,1788 \text{ kg/cm}^2$
ρ	$0,0064$	$0,0031$
As	$6,553 \text{ cm}^2$	$3,178 \text{ cm}^2$
As_{min1}	$3,25 \text{ cm}^2$	$3,25 \text{ cm}^2$
As_{min2}	$3,40 \text{ cm}^2$	$3,40 \text{ cm}^2$
Se elige el mayor entre ambas expresiones As_{min} cumpliendo con		
	$As > As_{min}$	
	Cumple	No Cumple
Si no cumple se aplica la siguiente ecuación:		
	$As = \frac{4}{3} As_{calculado}$	

A_s	$6,553 > 3,40$	$4,237 \text{ cm}^2$
ρ_b	0,0478	0,0478
ρ_{max}	0,0239	0,0239
	Se debe cumplir con $\rho < \rho_{max}$	
	Cumple	Cumple

La viga existente tiene un refuerzo en la parte final de $2\phi 14 \text{ mm}$, con recrecido del hormigón en la parte inferior se añade un refuerzo longitudinal más de $2\phi 10 \text{ mm}$. Teniendo un área de acero de $4,6 \text{ cm}^2$ en la parte final de la viga.

A continuación, se detalla en la tabla los valores obtenidos del cálculo del acero de refuerzo longitudinal.

Tabla 78

Acero de Refuerzo Longitudinal de la viga con Recrecido de Hormigón

		Acero de Refuerzo Longitudinal cm^2		
		Inicio	Centro	Final
Viga de 55 x 20	Superior	6,40	2,088	6,55
	Inferior	4,6	6,1	4,6

4.10.3.2 Diseño a Corte. Para calcular la resistencia al corte se utiliza el acero superior e inferior de la viga existente, además del refuerzo trasversal que se añade con el recrecido de hormigón, tomando en cuenta que la carga gravitacional $Wu = 1.2WD + WL$, es cero por lo que las cargas vivas y muertas se ejercieron en los pórtico del eje Y por el método de área de fluencia y estas vigas se encuentran en el eje X, luego de tener el acero se procede a verificar el cumplimiento de las siguientes ecuaciones:

Momento probable en la parte superior de la viga con el acero existente $A_s = 8,168$ constando de $1\phi 16\text{ mm} + 4\phi 14\text{ mm}$.

$$a^+ = \frac{1,25A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

$$a^+ = \frac{1,25 * 8,168 * 4200}{0,85 * 280 * 20} = 9,009\text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 1,25A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr1}^+ = 1,25 * 8,168 * 4200 * \left(51 - \frac{9,009}{2} \right)$$

$$M_{pr1}^+ = 1993859,087\text{ kg/cm}$$

Momento probable en la parte inferior de la viga con el acero existente $A_s = 3,08\text{ cm}^2$ constando de $2\phi 14\text{ mm}$ añadiendo en el recrecido $2\phi 10\text{ mm}$ obteniendo un área nueva $A_s = 4,649\text{ cm}^2$.

$$a^- = \frac{1,25A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

$$a^- = \frac{1,25 * 4,65 * 4200}{0,85 * 280 * 20} = 5,128\text{ cm}$$

$$M_{pr2} = 1,25A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 1,25 * 4,65 * 4200 \left(51 - \frac{5,13}{2} \right)$$

$$M_{pr2}^- = 1182331,56 \text{ kg/cm}$$

Luego se calcula el cortante equivalente con las siguientes ecuaciones:

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

$$V_e = \frac{1993859,087 + 1182331,56}{423} + \frac{0 * 423}{2} = 7508,725 \text{ kg}$$

$$V_{sismo} = \frac{\sum M_{pr}}{L_n} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n}$$

$$V_{sismo} = \frac{\sum M_{pr}}{L_n} = \frac{1993859,087 + 1182331,56}{423} = 7508,725 \text{ kg}$$

Se debe cumplir con la siguiente condición:

$$\frac{\sum M_{pr}}{L_n} > \frac{1}{2} V_u$$

$$7508,725 \text{ kg} > \frac{1}{2} * 7508,725 \text{ kg}$$

$$7508,725 \text{ kg} > 3754,362 \text{ kg "Cumple"}$$

Cumpliendo con la condición anterior, se asume un $V_c = 0$, esperando que las rótulas plásticas se formen primero en las vigas. A continuación, se verifica que el acero suministrado sea mayor al requerido en zonas sísmicas:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

$$\phi = 0,75$$

$$V_s = \frac{7508,725 \text{ kg} - 0}{0,75}$$

$$V_s = 10011,6332 \text{ kg}$$

Se asumen estribos de 10 mm con un espaciado cada 10 cm.

$$A_v = \frac{s * V_s}{f_y * d}$$

$$A_v = \frac{(10 * 10011,6332)}{(4200 * 51)}$$

$$A_{vprov} = 0,467 \text{ cm}^2$$

Se verifica que el A_v mínimo cumpla mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{Av_{min}}{s} > 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$\frac{Av_{min}}{s} > 0.35 \frac{20}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\frac{Av_{min}}{s} > 0,00166$$

$$Av_{min} = 0,00166 * 10 \text{ cm}$$

$$Av_{min} = 0,0166 \text{ cm}^2$$

Se debe cumplir que:

$$A_{vprov} > Av_{min}$$

$$0,467 \text{ cm}^2 > 0,0166 \text{ cm}^2 \text{ "Cumple"}$$

Se debe verificar que fuera de la zona 2h cumpla.

$$V_c = 0,53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0,53 * 1 * \sqrt{280} * 20 * 51$$

$$V_c = 9045,9682 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,75 * 9045,9682 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 6784,4761 \text{ kg}$$

Si se utiliza $10\phi 10\text{mm}$ cada 20cm de separación.

$$\phi V_s = \phi * \frac{A_v}{s} * f_y * d$$

$$\phi V_s = 0,75 * \frac{(20 * 0,79)}{20 \text{ cm}} * 4200 \text{ cm}^2 * 51 \text{ cm}$$

$$\phi V_s = 126913,5 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_n = 6784,4761 \text{ kg} + 126913,5 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 133697,9761 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_e$$

$$133697,9761 \text{ kg} \geq 7508,725 \text{ kg "Cumple"}$$

A continuación, se presenta el diseño de la viga:

Ilustración 110

Sección Transversal de la Parte Media de las Vigas de 20x40 a 20x55

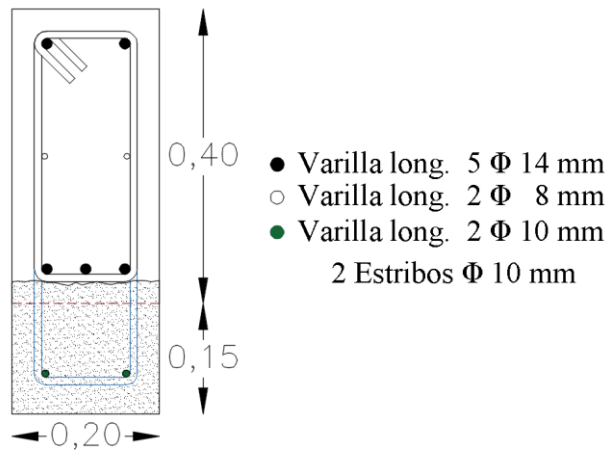


Tabla 79*Acero de Refuerzo en las Vigas de 20x40 a 20x55*

Especificación de Acero de Refuerzo		
	Existente	Adicional
En la zona 2H	1 Estr. $\Phi 10\text{mm}$ @ 10 cm	1 Estr. $\Phi 10\text{mm}$ @ 10 cm
Fuera de zona 2H	1 Estr. $\Phi 10\text{mm}$ @ 20 cm	1 Estr. $\Phi 10\text{mm}$ @ 20 cm
Longitudinal	5 Var. $\Phi 14\text{mm}$	2 Var. $\Phi 10\text{mm}$

Se realiza el mismo proceso para la viga de 55 x 25 tanto para el diseño longitudinal y transversal.

Tabla 80*Momento de Diseño de la Viga 55 x 25*

Momentos de diseño (Ton-m)				
Viga de 55 x25	Superior	-15.7418142	4.3731208	-17.4924834
	Combo	$1,2D+Dx+L+0,3Dy$	$\frac{Mn_{max}}{4}$	$1,2D+Dx+L+0,3Dy$
	Inferior	-7.8709071	12.18375	-8.7462417
	Combo	$\frac{Mn_1}{2}$	$0,9D+Dx+0,3Dy$	$\frac{Mn_2}{2}$

En las siguientes tablas se detalla el refuerzo longitudinal.

Tabla 81*Refuerzo Longitudinal en la Parte Inicial de la Viga.*

	Mu- = 1574181,42 kg-cm	Mu+ = 787090,71 kg-cm
R_n	$26,898 \text{ kg/cm}^2$	$13,449 \text{ kg/cm}^2$
ρ	0,0068	0,0033
A_s	$8,688 \text{ cm}^2$	4 cm^2

As_{min1}	$4,06 \text{ cm}^2$	$4,06 \text{ cm}^2$
As_{min2}	$4,25 \text{ cm}^2$	$4,25 \text{ cm}^2$
Se elige el mayor entre ambas expresiones As_{min} cumpliendo con		
$As > As_{min}$		
	Cumple	No Cumple
Si no cumple se aplica la siguiente ecuación:		
$As = \frac{4}{3} As_{calculado}$		
As	$8,688 > 4,25$	$5,6069 \text{ cm}^2$
ρ_b	$0,0478$	$0,0478$
ρ_{max}	$0,0239$	$0,0239$
Se debe cumplir con		
$\rho < \rho_{max}$		
	Cumple	Cumple

El refuerzo existente de la viga en la parte inferior es $2\phi 16 \text{ mm}$, con el recrecido del hormigón se le procede añadir un refuerzo longitudinal de $2\phi 14 \text{ mm}$. Teniendo un área de acero de 6 cm^2 en la parte inicial de la viga.

Para la sección media de la viga se hace el mismo procedimiento para verificar el acero de refuerzo y obtener las cuantías utilizando los momentos.

Tabla 82

Refuerzo Longitudinal en la parte Intermedia de la Viga

	Mu- = 437312,085 kg-cm	Mu+ = 1218375,2 kg-cm
R_n	$7,472 \text{ kg/cm}^2$	$20,818 \text{ kg/cm}^2$
ρ	$0,0018$	$0,0052$
As	$2,305 \text{ cm}^2$	$6,623 \text{ cm}^2$
As_{min1}	$4,06 \text{ cm}^2$	$4,06 \text{ cm}^2$
As_{min2}	$4,25 \text{ cm}^2$	$4,25 \text{ cm}^2$

Se elige el mayor entre ambas expresiones As_{min} cumpliendo con		
$As > As_{min}$		
No Cumple		Cumple
Si no cumple se aplica la siguiente ecuación:		
$As = \frac{4}{3} As_{calculado}$		
As	3,0736	6,623 cm^2
ρ_b	0,0478	0,0478
ρ_{max}	0,0239	0,0239
Se debe cumplir con		
$\rho < \rho_{max}$		
Cumple		Cumple

El refuerzo existente en la parte intermedia de la viga es $2\phi 16\text{ mm} + 1\phi 14\text{ mm}$, se procede añadir refuerzo longitudinal en recrecio de hormigón para que sea resistente siendo este $2\phi 14\text{ mm}$. Teniendo un área de acero de $8,56\text{ cm}^2$ en la parte media de la viga.

Para la sección final de la viga se realiza el proceso anterior para verificar el acero de refuerzo y obtener las cuantías utilizando los momentos.

Tabla 83

Refuerzo Longitudinal en la parte Final de la Viga

	Mu-= 1749248,34 kg-cm	Mu+= 874624,17 kg-cm
R_n	7,472 kg/cm^2	20,818 kg/cm^2
ρ	0,0076	0,0037
As	9,728 cm^2	4,689 cm^2
As_{min1}	4,06 cm^2	4,06 cm^2
As_{min2}	4,25 cm^2	4,25 cm^2
Se elige el mayor entre ambas expresiones As_{min} cumpliendo con		
$As > As_{min}$		

	Cumple	Cumple
ρ_b	0,0478	0,0478
ρ_{max}	0,0239	0,0239
	Se debe cumplir con $\rho < \rho_{max}$	
	Cumple	Cumple

La viga existente tiene un refuerzo en la parte final de $2\phi 16 \text{ mm}$, con recrecido del hormigón en la parte inferior se añade un refuerzo longitudinal más de $2\phi 14 \text{ mm}$. Teniendo un área de acero de $7,021 \text{ cm}^2$ en la parte final de la viga.

A continuación, se detalla en la tabla los valores obtenidos del cálculo del acero de refuerzo longitudinal.

Tabla 84

Acero de Refuerzo Longitudinal de la Viga Con Recrecido de Hormigón

		Acero de Refuerzo Longitudinal cm^2		
		Inicio	Centro	Final
Viga de 55 x25	Superior	8,688	3,0736	9,728
	Inferior	6	8,560	7,021

4.10.3.3 Diseño de corte. Para calcular la resistencia al corte se utiliza el acero superior e inferior de la viga existente, además del refuerzo transversal que se añade con el recrecido de hormigón. A continuación, se procede a verificar el cumplimiento de las siguientes ecuaciones mostradas en las tablas.

Tabla 85

Momentos probables del acero superior e inferior

Parte de la viga	Área de acero	No. Varillas	Momentos probables	
			$a^{\pm}$	$M_{pr1}^{\pm}$
Superior	13.132 cm^2	Existente: $4\phi 16 \text{ mm}$ + $2\phi 18 \text{ mm}$	11.59 cm	$3116646,527 \text{ kg} - \text{cm}$
Inferior	$7,10 \text{ cm}^2$	Existente: $2\phi 16 \text{ mm}$ Añadido: $2\phi 14 \text{ mm}$	$6,264 \text{ cm}$	$1784270,30 \text{ kg} - \text{cm}$

Luego se calcula el cortante equivalente con las siguientes ecuaciones presentadas en la tabla:

Tabla 86

Contante Equivalente

V_e	$11586,0918 \text{ kg}$
$\frac{\sum M_{pr}}{Ln}$	$11586,1 \text{ kg}$
$\frac{\sum M_{pr}}{Ln} > \frac{1}{2} V_u$	$11586,0918 \text{ kg} > 5793,046 \text{ kg}$ Cumple

Cumpliendo con la condición anterior, se asume un $V_c = 0$, A continuación, se verifica que el acero suministrado sea mayor al requerido en zonas sísmicas:

Tabla 87*Verificación del Acero*

V_s	15448,122 <i>kg</i>
Se asumen estribos de 10 mm con un espaciado cada 10 cm	
A_{vprov}	0,721 <i>cm</i> ²
Se verifica que el A_v mínimo	
$\frac{Av_{min}}{s} > 0.35 \frac{b_w}{fyt}$	
Av_{min}	0,0208 <i>cm</i> ²
Se debe cumplir $A_{vprov} > Av_{min}$	
0,721 <i>cm</i> ² > 0,0208 <i>cm</i> ² "Cumple"	
Se debe verificar que fuera de la zona 2h cumpla.	
V_c	11307.460 <i>kg</i>
ϕV_c	8480.595 <i>kg</i>
Si se utiliza 10 ϕ 10mm cada 20cm de separación	
ϕV_s	126913,5 <i>kg</i>
ϕV_n	135394.095 <i>kg</i>
$\phi V_n \geq V_u$	
135394.095 <i>kg</i> $\geq$ 11586,0918 <i>kg</i>	
"Cumple"	

Ilustración 111

Sección Transversal de la parte Media de las Vigas de 25x45 a 25x55

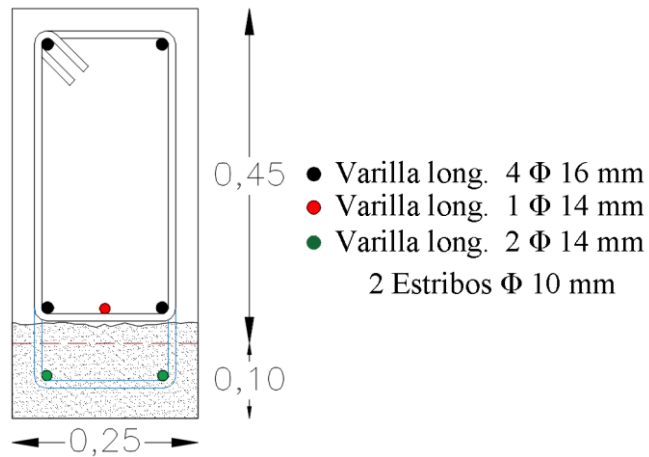


Tabla 88

Acero de Refuerzo en las Vigas de 25x45 a 25x55

Especificación de Acero de Refuerzo		
	Existente	Adicional
En la zona 2H	1 Estr. Φ 10mm @ 10 cm	1 Estr. Φ 10mm @ 10 cm
Fuera de zona 2H	1 Estr. Φ 10mm @ 20 cm	1 Estr. Φ 10mm @ 20 cm
Longitudinal	4 Var. Φ 16mm + 1 Var Φ 14 mm	2 Var. Φ 14mm

4.10.4 Criterio Columna Fuerte – Viga Débil

El siguiente chequeo se lo realizó en el segundo piso a una columna exterior de 70x30 y una viga exterior de 20x55.

Se debe hallar los momentos ocurridos en la viga.

$$A_{sup} = 8,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{sinf} = 4,50 \text{ cm}^2$$

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

$$F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$\Phi = 0.9$$

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

Se calcula el ancho efectivo de la viga en la parte superior y momento:

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'c b} = \frac{8,15 * 4200}{0,85 * 280 * 20} = 7,189 \text{ cm}$$

$$M_{v1} = \Phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 * 8,15 * 4200 \left(51 - \frac{7,189}{2} \right) = 1459979,67 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Se calcula el ancho efectivo de la viga en la parte inferior y momento:

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'c b} = \frac{4,50 * 4200}{0,85 * 280 * 20} = 3,970 \text{ cm}$$

$$M_{v1} = \Phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 * 4,50 * 4200 \left(51 - \frac{3,97}{2} \right) = 833521,13 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\sum M_v = 1459979,67 + 833521,13 = 2293500,80 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Luego con el siguiente procedimiento se obtiene los momentos que ocurren en la columna.

$$A_s = 38,49 \text{ cm}^2$$

$$\Phi = 0.9$$

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

$$d = 26 \text{ cm}$$

$$F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 6$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,01768$$

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho * n)^2} - \rho n = \sqrt{2 * 0,018 * 6 + (0,018 * 4)^2} - 0,018 * 6 = 0,367$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0,367}{3} = 0,878$$

$$M_{c1} = \Phi A_s f_y * j * d = 0,9 * 38,49 * 4200 * 0,878 * 26 = 3320399,92 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_{c2} = \Phi A_s f_y * j * d = 0,9 * 38,49 * 4200 * 0,878 * 26 = 3320399,92 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\sum M_c = 3320399,92 + 3320399,92 = 6640799,84 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \sum M_v$$

$$6640799,84 \geq \frac{6}{5} (2293500,80)$$

$$6640799,84 \geq 2752200,96$$

El siguiente chequeo se lo realizó en el tercer piso a una columna interior de 55x65 y una viga interior de 25x45.

Se debe hallar los momentos ocurridos en la viga.

$$A_{sup} = 13,05 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{inf} = 3,98 \text{ cm}^2$$

$$\Phi = 0.9$$

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

$$d = 41 \text{ cm}$$

$$F'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

Se calcula el ancho efectivo de la viga en la parte superior y momento:

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{13,05 * 4200}{0,85 * 280 * 25} = 9,211 \text{ cm}$$

$$M_{v1} = \Phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 * 13,05 * 4200 \left(41 - \frac{9,211}{2} \right) = 1795212,37 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Se calcula el ancho efectivo de la viga en la parte inferior y momento:

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{3,98 * 4200}{0,85 * 280 * 25} = 2,809 \text{ cm}$$

$$\mathbf{M}_{v1} = \Phi \mathbf{A}_s \mathbf{f}_y \left(\mathbf{d} - \frac{\mathbf{a}}{2} \right) = 0,9 * 3,98 * 4200 \left(41 - \frac{2,809}{2} \right) = 595687,44 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\sum \mathbf{M}_v = 1795212,37 + 595687,44 = 2390899,81 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Luego con el siguiente procedimiento se obtiene los momentos que ocurren en la columna.

$$\mathbf{A_s} = 35,75 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{F_y} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mathbf{F'c} = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mathbf{b} = 55 \text{ cm}$$

$$\mathbf{d} = 61 \text{ cm}$$

$$\Phi = 0,9$$

$$\mathbf{n} = 11$$

$$\rho = 0,01$$

$$\mathbf{k} = \sqrt{2\rho\mathbf{n} + (\rho * \mathbf{n})^2} - \rho\mathbf{n} = \sqrt{2 * 0,01 * 11 + (0,01 * 11)^2} - 0,01 * 11 = 0,372$$

$$\mathbf{j} = 1 - \frac{\mathbf{k}}{3} = 1 - \frac{0,372}{3} = 0,876$$

$$\mathbf{M}_{c1} = \Phi \mathbf{A}_s \mathbf{f}_y * \mathbf{j} * \mathbf{d} = 0,9 * 35,75 * 4200 * 0,876 * 61 = 7221712,49 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\mathbf{M}_{c1} = \Phi \mathbf{A}_s \mathbf{f}_y * \mathbf{j} * \mathbf{d} = 0,9 * 35,75 * 4200 * 0,876 * 61 = 7221712,49 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\sum \mathbf{M}_c = 7221712,49 + 7221712,49 = 14443424,99 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\sum \mathbf{M}_c \geq \frac{6}{5} \sum \mathbf{M}_v$$

$$14443424,99 \geq \frac{6}{5} (2390899,81)$$

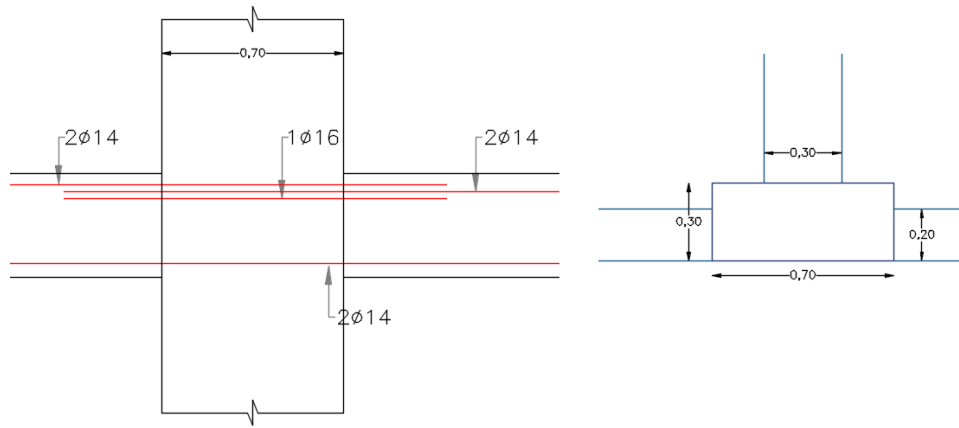
$$14443424,99 \geq 2869079,778$$

4.10.5 Chequeo de Conexión Viga-Columna

Para realizar el chequeo de nodos se analiza del segundo piso un nodo exterior conformado por una C 30x70 y V20 x55. Se utilizan los siguientes datos para el proceso:

Ilustración 112

Conexión viga-columna.



$$F'c = 280Kg/cm^2$$

$$H_{viga} = 55 \text{ cm}$$

$$F_y = 4200Kg/cm^2$$

$$B_{viga} = 20 \text{ cm}$$

$$H_{col} = 30 \text{ cm}$$

$$d_{viga} = 51 \text{ cm}$$

$$B_{col} = 70 \text{ cm}$$

$$L_{viga} = 4.23 \text{ m} \approx 423 \text{ cm}$$

$$L_{col} = 3.65 \text{ m} \approx 365 \text{ cm}$$

$$\#Varilla_{superior} = 1\phi 16 + 4 \phi 14$$

$$\phi = 0.85$$

$$A_{superior} = 8,147 \text{ cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$\#Varilla_{inferior} = 2 \phi 14 + 2 \phi 10$$

$$A_{inferior} = 4.50 \text{ cm}^2$$

El chequeo de conexión viga-columna debe cumplir con la siguiente condición:

$$b_w \geq \frac{3}{4} b_{col}$$

$$20 \geq \frac{3}{4} (70)$$

$$20 \geq 52.5 \quad \text{“No Cumple”}$$

Al no cumplir se verifica con la Tabla 20 la fórmula que se requiere para el cálculo del V_n .

Conexión cumple con 15.2.6: Si, porque es un piso intermedio y no es columna del último piso.

Conexión cumple con 15.2.7: Si, porque no es una columna esquinera y existen vigas continuas.

Conexión cumple con 15.2.8: No, porque el b_w es menor al $\frac{3}{4}b_{col}$.

Con estas condiciones el esfuerzo resistente a corte se lo obtiene aplicando:

$$V_n = 4.2 \lambda \sqrt{f'c} A_j$$

$$V_n = 4.2 (1)(\sqrt{280})(2100)$$

$$V_n = 147586.8287 \text{ kg}$$

Se obtiene el área efectiva A_j :

$$b_j = B + 2x$$

$$b_j = 30 \text{ cm}$$

$$A_j = b_j x H$$

$$A_j = 30 x 70 = 2100 \text{ cm}^2$$

$$b_j \leq b_{viga} + h_{columna}$$

$$30 \leq 50 \quad \text{“Cumple”}$$

Para el cálculo de Tensión se aplica la siguiente ecuación:

$$T^+ = 1.25 * A_s^+ * f_y$$

$$T^+ = 1.25 * 8.1475 * 4200 = 42775 \text{ kg}$$

Para el cálculo de V_{col} se aplica las siguientes ecuaciones:

$$a^+ = \frac{T^+}{0.85 * f'_c * b_{viga}}$$

$$a^+ = \frac{42775}{0.85 * 280 * 20} = 8.99 \text{ cm}$$

$$M^+_{pr} = T^+ * \left(d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M^+_{pr} = 42775 * \left(51 - \frac{8.99}{2} \right)$$

$$M^+_{pr} = 1989311.24 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$V_{col} = \frac{M^+_{pr}}{ln}$$

$$V_{col} = \frac{1989311.24 \text{ kg} - \text{cm}}{3.65 * 100}$$

$$V_{col} = 5450.17 \text{ kg}$$

Se procede a calcular V_u :

$$V_u = T^+ + V_{col}$$

$$V_u = 42775 + 5450.17$$

$$V_u = 37324 \text{ kg}$$

Se comprueba la siguiente condición:

$$\phi V_n \geq V_u$$

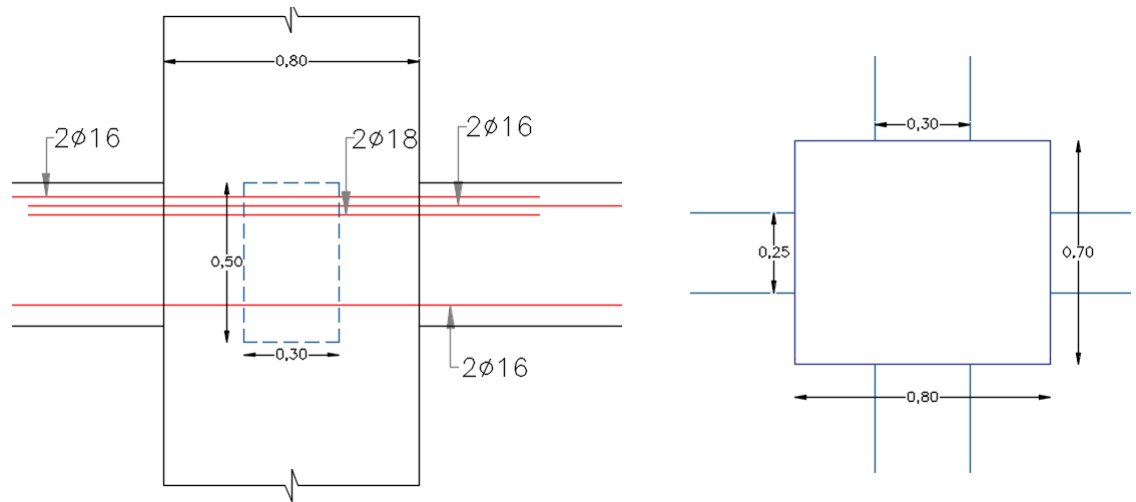
$$0.75 * 147586.8287 \text{ kg} \geq 37324 \text{ kg}$$

$$125448.8 \text{ kg} \geq 37324 \text{ kg} \text{ “Cumple”}$$

Del tercer piso se analiza un nodo interior conformado por una C 70x80 y V 25 x45. Se utilizan los siguientes datos para el proceso:

Ilustración 113

Conexión viga-columna



$$F'c = 280Kg/cm^2$$

$$Fy = 4200Kg/cm^2$$

$$H_{col} = 70\text{ cm}$$

$$B_{col} = 80\text{ cm}$$

$$L_{col} = 3.65\text{ m} \approx 365\text{ cm}$$

$$\phi = 0.85$$

$$r = 4\text{ cm}$$

$$H_{viga} = 45\text{ cm}$$

$$B_{viga} = 25\text{ cm}$$

$$d_{viga} = 51\text{ cm}$$

$$L_{viga} = 4.23\text{ m} \approx 423\text{ cm}$$

$$\#Varilla_{superior} = 4\phi 16 + 2\phi 18$$

$$As_{superior} = 13.049\text{ cm}^2$$

$$\#Varilla_{inferior} = 2\phi 16$$

$$As_{inferior} = 3.98\text{ cm}^2$$

El cheque de conexión viga-columna debe cumplir con la siguiente condición:

$$b_w \geq \frac{3}{4} b_{col}$$

$$25 \geq \frac{3}{4} (80)$$

$$25 \geq 60 \quad \text{“No Cumple”}$$

Al no cumplir se establece con la Tabla 20 la fórmula que se requiere para el cálculo del V_n .

Conexión cumple con 15.2.6: Si, porque es un piso intermedio y no es columna del último piso.

Conexión cumple con 15.2.7: Si, porque no es una columna esquinera y existen vigas continuas.

Conexión cumple con 15.2.8: No, porque el b_w es menor al $\frac{3}{4} b_{col}$.

Teniendo que el esfuerzo resistente a corte V_n se lo obtiene aplicando:

$$V_n = 4.2 \lambda \sqrt{f'c} * A_j$$

$$V_n = 4.2 (1)(\sqrt{280})(5600)$$

$$V_n = 393564.976 \text{ kg}$$

Se obtiene el área efectiva A_j :

$$b_j = B + 2x$$

$$b_j = 70 \text{ cm}$$

$$A_j = b_j x H$$

$$A_j = 70 x 80 = 5600 \text{ cm}^2$$

$$b_j \leq b_{viga} + h_{columna}$$

70 ≤ 95 “Cumple”

Para el cálculo de Tensión se aplica la siguiente ecuación:

$$T^{\pm} = 1.25 * As^+ * fy$$

$$T^+ = 1.25 \times 13.049 \times 4200 = 68509 \text{ kg}$$

$$T^- = 1.25 * 3.98 * 4200 = 20895 \text{ kg}$$

Para el cálculo de V_{col} se aplica las siguientes ecuaciones:

$$a^{\pm} = \frac{T^{\pm}}{0.85 * f'c * b_{viga}}$$

$$a^+ = \frac{68509}{0.85 * 280 * 25} = 11.51 \text{ cm}$$

$$a^- = \frac{20895}{0.85 * 280 * 25} = 3.51 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^{\pm} = T^+ * \left(d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 68509 \times \left(41 - \frac{11.51}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 2414467.74 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{pr}^- = 20895 \times \left(41 - \frac{3.51}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 820005.84 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$V_{col} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{ln}$$

$$V_{col} = \frac{2414467.74 + 820005.84}{3.65 \times 100}$$

$$V_{col} = 8861.57 \text{ kg}$$

Se procede a calcular V_u :

$$V_u = T^+ + T^- + V_{col}$$

$$V_u = 68509 + 20895 + 8861.57$$

$$V_u = 80543 \text{ kg}$$

Se comprueba la siguiente condición:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0.75 \times 393564.87 \text{ kg} \geq 80543 \text{ kg}$$

$$334530.15 \text{ kg} \geq 80543 \text{ kg} \text{ “Cumple”}$$

CAPÍTULO V

5 Conclusiones y Recomendaciones

5.1 Conclusiones

- ✓ De acuerdo con lo expuesto con el análisis visual del edificio Polinesio en su estado actual aplicando el formato FEMA 154, se obtuvo que la estructura de cuatro pisos por presentar irregularidad no recomendada en su configuración geométrica, tanto en planta como en elevación nos dio como resultado que la edificación requiere de un estudio más preciso y completo.
- ✓ Tras el análisis lineal de la estructura modelada en el programa Etabs V18, se tuvo como resultados que el sistema estructural al ser sometida a una fuerza sísmica, se encuentra en un estado inestable y flexible, ya que su periodo de vibración de diseño es de 0,6001 y el obtenido en el programa con el espectro de respuesta es de 0,963 estando fuera del rango entre T y $1.3T$. Además, de no cumplir con las derivas inelásticas en todos los pisos y con la irregularidad torsional en los 3 pisos adyacentes en dirección X , esto debido a que elementos estructurales existentes favorecen con mayor rigidez en el sentido Y .
- ✓ Dentro del análisis no lineal expuesto de la estructura en el software SAP2000, se obtuvo la curva Pushover donde las primeras rotulas se presentaron en las vigas tanto en dirección X y Y , verificó también, el punto de desempeño de la estructura por el método ATC 40, FEMA 440 Y FEMA 356.

- ✓ En síntesis, se puede determinar que la estructura al no cumplir en su estado lineal con derivas y torsión, se planteó la búsqueda de un reforzamiento que optimice su desempeño. La propuesta que se consideró para esta estructura fue el recrecido de columnas y vigas, consiguiendo que, al aumentar 8 secciones de columnas, 2 secciones de vigas y diseñar 2 secciones de columnas nuevas, se logró que la estructura satisfaga las derivas y torsiones permisibles por la NEC-15, además de tener un periodo de vibración $T_a = 0,67$, quedando dentro del límite con respecto al periodo de vibración de diseño. En cuanto a otras alternativas de reforzamiento es preferible no aplicar muros de corte en esta edificación, ya que después de varios intentos, al ejecutar esta técnica la estructura tiende a rigidizarse, lo cual es un peligro, porque ante un evento sísmico podría colapsar provocando caos y pérdidas humanas.
- ✓ Realizado el nuevo análisis de la estructura con aumento de secciones en columnas y vigas, se obtuvo el cumplimiento de los parámetros establecidos por la norma Nec-15, en cuanto a los límites permisibles de derivas inelásticas e irregularidad torsional, además del diseño los elementos estructurales en base a los requisitos y chequeos prescritos por el ACI 318-19.

5.2 Recomendaciones

- ✓ Es preferible que para nuevas construcciones se consideren diseños que no presenten en lo posible irregularidades geométricas no recomendadas y más si en el tipo de suelo que se pretende edificar no es muy apto y se encuentre en una zona de alta sismicidad, previniendo así problemas de deficiencia estructural como fisuras, desprendimiento del hormigón, entre otras, inclusive la inhabilitación de la misma, con el objeto de prevalecer la seguridad y salvaguardar vidas.
- ✓ Se recomienda que una estructura tenga la suficiente rigidez y ductilidad considerando que esta configuración estructural no sea demasiado rígida porque tendría fallas por fragilidad, ni tan dúctiles para evitar que se produzcan grandes deformaciones.
- ✓ Para edificaciones existentes que tengan elementos estructurales que excedan en dimensión, en algunos casos no es dable aplicar muros portantes como reforzamiento porque provocaría un estado muy rígido y menos dúctil a la estructura, de tal manera una de las opciones viables sería el recrecido de hormigón en columnas y vigas.
- ✓ Evitar estructuras con grandes volados ya que estos causan excentricidades de centros de masas respecto a centros de rigideces originando torsión inherente.
- ✓ Es necesario que al tener columnas con una mayor dimensión el espaciamiento entre estribos sea menor, para que la misma pueda desempeñarse dúctilmente, y no falle por aplastamiento.

REFERENCIAS

- ACI 318. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-14) y comentario (ACI 318SR-14)*. American Concrete Institute.
- Aguilar, R., Morales, E., Chunga, K., Iza, E., & Del Castillo, F. J. Á. D. H. (2016). Acelerogramas y espectros inferidos del terremoto 1998 (mw 7, 2), Bahía de Caráquez, Ecuador. 2(2), 98-115.
- Ahumada, C. A., & Parra, J. C. DISEÑO DE EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURADOS EN BASE A MARCOS RÍGIDOS ESPECIALES.
- Alarcón Ramírez, J. H., & Muñiz 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.,
- Álvarez, D., Eduardo, R., Ruiz, R., José, M., & Martínez, E. A. J. R. R. (2016). Análisis No Lineal Push Over De Un Edificio Público De 5 Pisos Rigidizado Mediante Pórticos Espaciales Dúctiles De Hormigón Armado. 3582, 30-37.
- Anclaf. (2020). Reforzamiento Estructural con Fibra de Carbono.
- Argudo Rodríguez, J. (1998). Evaluación de los daños del hospital Miguel H. Alcívar de la ciudad de Bahía de Caráquez, Ecuador durante el terremoto del 4 de agosto de 1998. In *Evaluación de los daños del hospital Miguel H. Alcívar de la ciudad de Bahía de Caráquez, Ecuador durante el terremoto del 4 de agosto de 1998* (pp. 7-7).
- Astorga, A., & Rivero, P. J. R. d. h. c. h. g. v. e. v. a. p. e. l. e. p. (2009). Patologías en las edificaciones.
- Barbat, A., & Pujades, L. (2004). *Evaluación de la Vulnerabilidad y del riesgo sísmico en zonas urbanas. Aplicación a Barcelona*. Paper presented at the Sísmica 2004: 6º Congreso Nacional de Sismología e Engenharia Sísmica.
- Bonett Díaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Calcina Peña, R. M. (2017). Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal.
- Carazo, N. (2014). Reparación de pilares en estructuras de h.a. dañados por sismo.
- Castillo Moscoso, S. J., & Flores Hernandez, J. H. Análisis de la interacción entre estructuras adyacentes de concreto armado de 5 y 12 pisos sin una adecuada junta de separación sísmica en la ciudad de Lima.
- Chunga, K., Pazmiño, N., Martillo, C., Quiñonez, M., & Huaman, F. J. R. C. y. T. U. (2013). Estimación de máximos niveles de sismicidad para el Litoral Ecuatoriano a través de la integración de datos geológicos y sismo-tectónicos. 1(2).
- Cisneros, D. A., & Nocquet, J.-M. J. R. G. (2017). Actualización preliminar del Sistema Nacional de Referencia Espacial—SIRGAS-Ecuador, posterior al terremoto de Pedernales 7.8 Mw, 16 de abril de 2016. (67), 41-79.

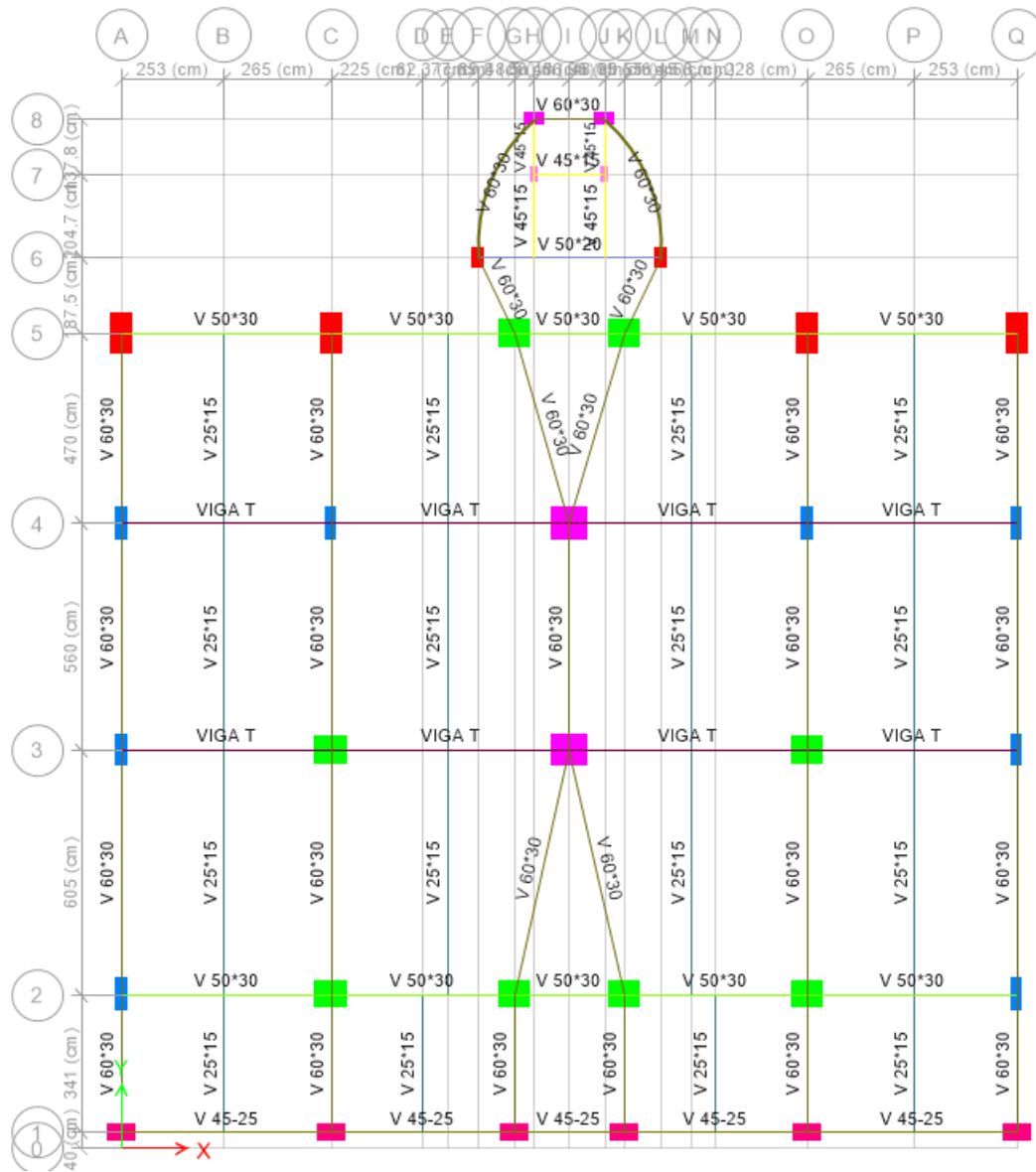
- Coronel, G., & López, O. A. CURVAS DE FRAGILIDAD PARA LA ESTIMACIÓN DE DAÑOS EN EDIFICACIONES ESCOLARES DE VENEZUELA DEBIDOS A TERREMOTOS.
- Doğangün, A. J. E. S. (2004). Performance of reinforced concrete buildings during the May 1, 2003 Bingöl Earthquake in Turkey. 26(6), 841-856.
- Epachon. (2014). REFUERZO DE PILARES DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO O RECRECIDO DE SU SECCIÓN.
- Espinoza, J. (1992). Terremotos tsunamigenicos en el Ecuador.
- Falconi, R. A. J. R. G. (2017). Peligrosidad sísmica de la costa norte de Ecuador y el terremoto de Pedernales de 2016. (67), 9-24.
- FEMA154. (2016). *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: A handbook*: Government Printing Office.
- Gavilanes Tamayo, Á. S. (2015). *Análisis de la red sísmica del Ecuador y la información que proporciona para el diseño sismo resistente de estructuras*.
- Gil, H. A. P. J. L. T. (2017). Efectos del sismo del 16 de abril de 2016 en el sector productivo agropecuario de Manabí. (17), 30-42.
- Grimán Morales, J. (2015). RESISTENCIA A TORSIÓN.
- habittissimo. (2017). Reforzamiento Estructural.
- MIDUVI. (2015). NEC-SE-DS Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente. Ecuador.
- Moehle, J. P., Hooper, J. D., & Lubke, C. D. J. N. S. D. T. B. (2016). Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames.
- Morales Marcillo, V. R. (2017). *Análisis de la vulnerabilidad sísmica de dos viviendas ubicadas en la urbanización Acuarela II según la NEC-15, Bahía de Caráquez*. JIPIJAPA-UNESUM,
- Morán Troya, J. I. (2016). *Aplicación De La Metodología Fema-154 Para La Evaluación De Daños Estructurales En Edificaciones Luego De Un Evento Sísmico*. Universidad de Guayaquil. Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas ...,
- 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,
- Naranjo Urbina, A. G. (2011). *Los desplazamientos de los pórticos ante fuerzas horizontales y verticales y su forma de cálculo*.
- NEC-SE-CG. (2015). NEC-SE-CG CARGAS (NO SÍSMICAS).
- NEC. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Quito,.
- Obras, C. (2018). Patologías en estructuras aporticadas (Pathologies in contributed structures).
- Palmieri, A., Noguera, L., & Salvadeo, V. (2014). DISEÑO SISMICO POR CAPACIDAD PARA EDIFICIOS DE VARIOS NIVELES. ROTULAS PLASTICAS Y SU CONCEPTO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL. In: Argentina.
- 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,

- Raigosa, E. (2010). Técnicas de reforzamiento de estructuras construidas de concreto que presentan deficiencias estructurales.
- Ramirez Alfonso, C. A., & Tierra Maroto, H. C. (2020). *Evaluación del comportamiento sismo resistente de edificio irregular en Bahía de Caráquez debido al sismo del 16 de abril de 2016*. Universidad de Guayaquil-Facultad Ciencias Matemáticas y Físicas-Carrera de ...,
- Rendón, J. (2016). Reforzamiento y Actualización Sísmica de Estructuras
- Ruiz García, J., Bojórquez Mora, E., Corona Villar, E., & Reyes Salazar, A. J. I. s. (2019). Comportamiento de edificios de acero con contraventeos excéntricos ante secuencias sísmicas. (100), 30-50.
- Saavedra, C. J. R. d. h. s. w. c. v.-d.-c.-b.-s.-c.-.-. (2016). Verificación del Cortante Basal según Covenin 1756-2001.
- Sánchez, R. M. S., Grijalva, M. V. G., López, Á. H. V., & Muñoz, J. C. V. J. O. l. a. (2017). Desastres naturales–terremotos y seguros en Ecuador. (48), 2.
- Santamaria Morales, D. C. (2017). DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN.
- Suntaxi Tipán, J. L. (2016). *Análisis de un edificio con aisladores de base y su influencia en la curva de capacidad*. Quito, 2016.,
- Theurer, M. M., Jiménez, J. V., Velasco, G. M., & Zambrano, I. B. J. R. P. T. (2017). Análisis sobre la recurrencia de terremotos severos en Ecuador. 8(1), 12-17.
- Theurer, M. M., Velasco, G., Mora, C., Montenegro, M., & Cordova, J. J. I. (2017). Terremotos mayores a 6.5 en escala Richter ocurridos en Ecuador desde 1900 hasta 1970. 21(2), 55-64.
- Ticona Mamani, A. F. (2019). Estudio Geotécnico y su Incidencia en la Aparición de Fisuras y Grietas en las Estructuras de las Edificaciones de Concreto Armado en la Ciudad de Juliaca.
- Toirac Corral, J. J. C. y. s. (2004). Patología de la construcción: grietas y fisuras en obras de hormigón; origen y prevención.
- Vargas, Y., Pujades, L., Barbat, A., & Hurtado, J. J. R. i. d. m. n. p. c. y. d. e. i. (2013). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado. 29(2), 63-78.
- Yugcha Quilumba, B. I. (2018). *Evaluación estructural por desempeño para una construcción informal mediante el método Pushover, sector la Forestal, cantón Quito, Provincia Pichincha*. Quito: UCE,

ANEXO

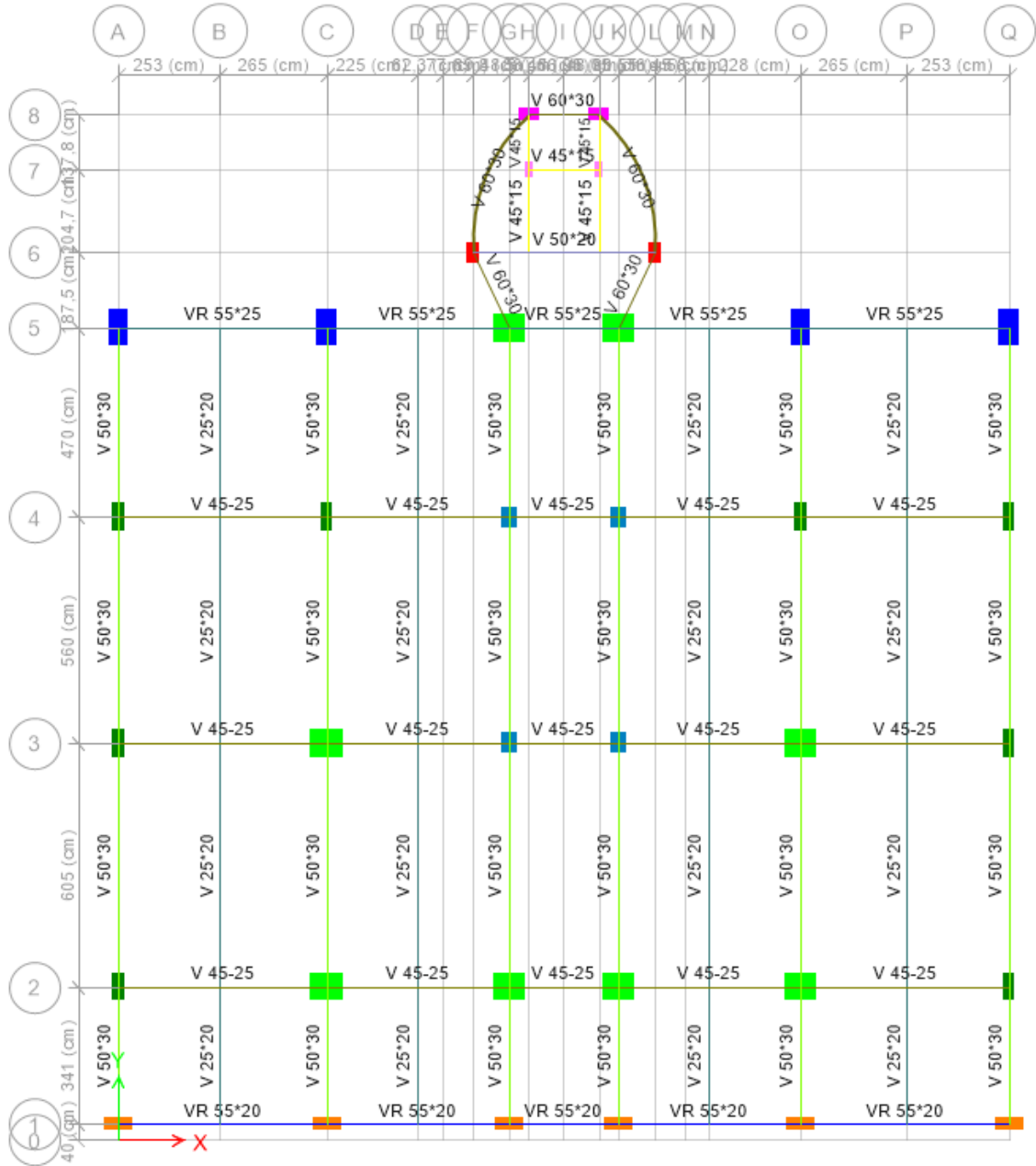
Anexo 1

Modelamiento del Primer Piso con Reforzamiento



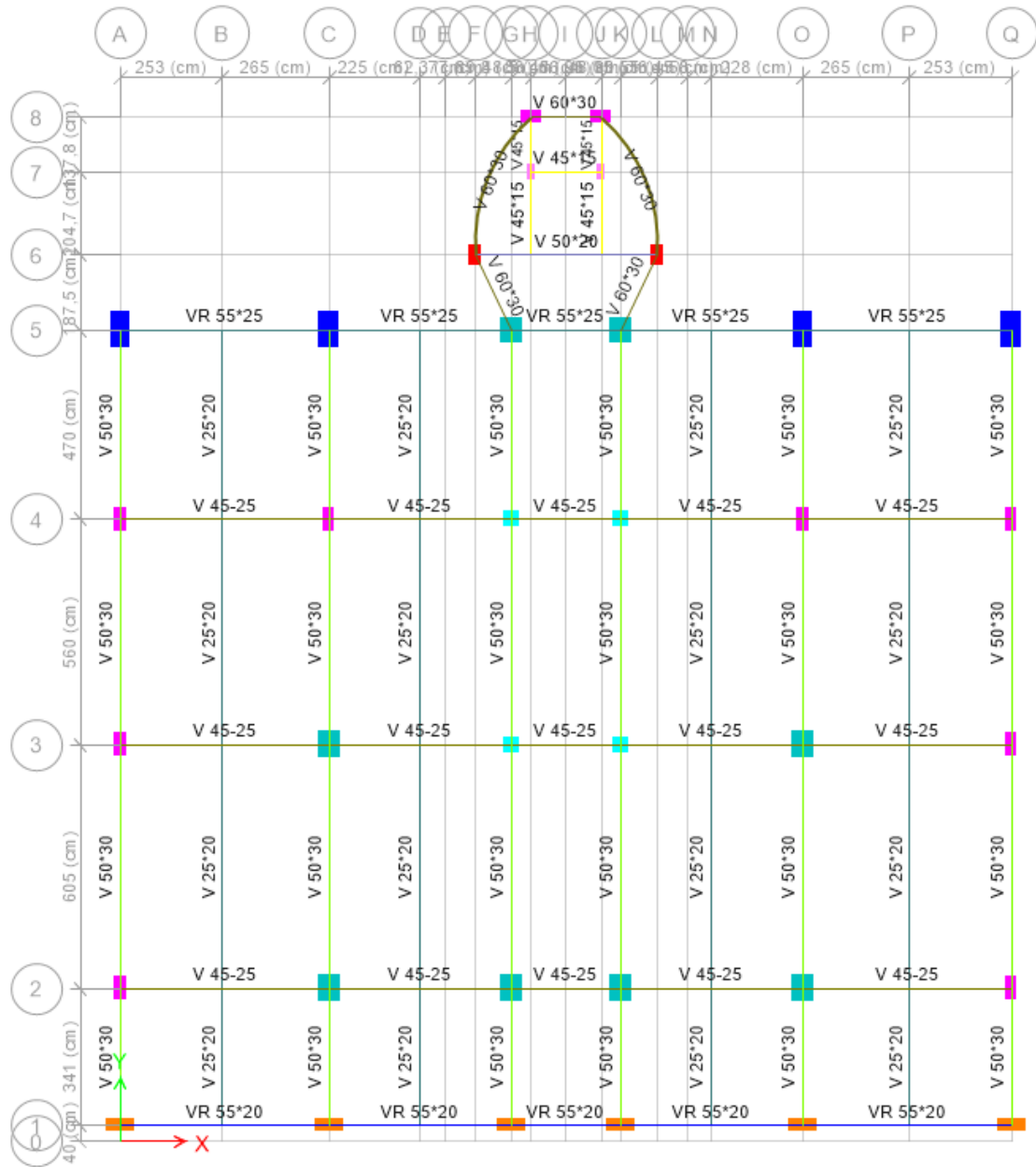
Anexo 2

Modelamiento del Segundo Piso con Reforzamiento



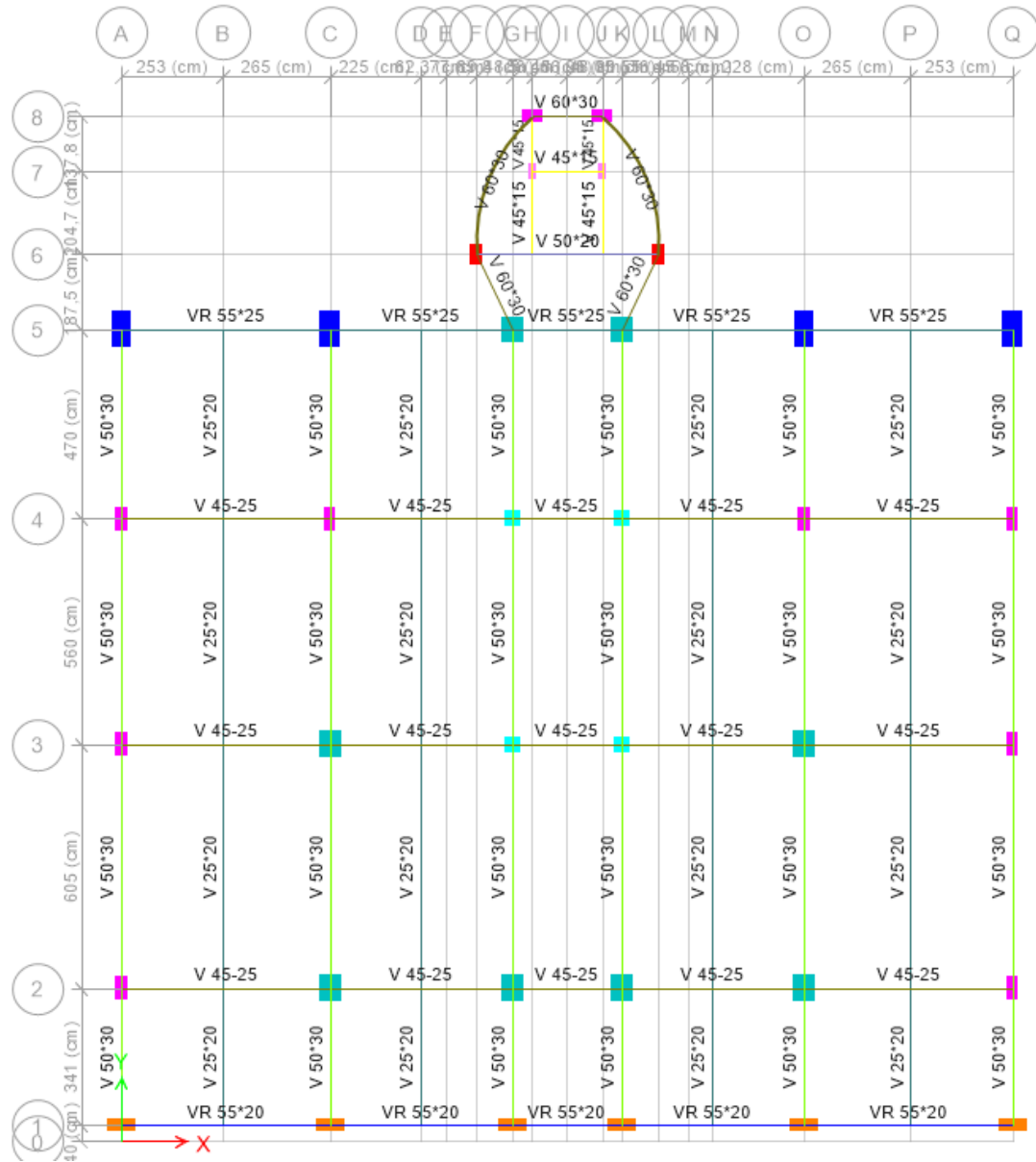
Anexo 3

Modelamiento del Tercer Piso con Reforzamiento



Anexo 4

Modelamiento del Cuarto Piso con Reforzamiento



Anexo 5

Modelado de la Estructura con Reforzamiento de Muros de Corte

