

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL, DISEÑO DE REFORZAMIENTO Y
DETERMINACIÓN DE PRESUPUESTO DEL EDIFICIO ARCOS
UBICADO EN EL SECTOR SUR DE QUITO - ECUADOR**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO EN INGENIERIA CIVIL
MENCION ESTRUCTURAS**

LENIN SAÚL CUASQUI FUENTES

lenin.cuasqui@gmail.com

MERCEDES MAKARENA MERIZALDE PEÑAHERRERA

mechemaka20@hotmail.com

DIRECTOR: ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ, PhD

luis.hernandezr@epn.edu.ec

Quito, marzo 2019

DECLARACIÓN

Nosotros, Lenin Saúl Cuasqui Fuentes, Mercedes Makarena Merizalde Peñaherrera, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado en ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normativa institucional vigente.

**LENIN SAÚL
CUASQUI FUENTES**

**MERCEDES MAKARENA
MERIZALDE PEÑAHERRERA**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Lenin Saúl Cuasqui Fuentes y Mercedes Makarena Merizalde Peñaherrera, bajo mi supervisión.

ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ, PhD.

DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

A mis padres, Amado y Martha, por el apoyo incondicional en el caminar de mi vida, sus consejos y palabras de aliento en momentos difíciles, por ser un gran ejemplo de amor, respeto y responsabilidad.

A mis hermanos Liss y Jorge Luis, compañeros de juegos, alegrías, tristezas, sé que pase lo que pase, siempre estaremos pendientes uno del otro.

A la Escuela Politécnica Nacional representada en sus profesores, los conocimientos brindados en las aulas serán las herramientas a utilizar en esta nueva etapa de mi vida.

A Maka, mi compañera de tesis, por la confianza, paciencia y responsabilidad demostrada en la realización de este trabajo.

Al Centro de Investigación de la Vivienda (CIV), por confiar en nosotros para la realización del presente trabajo y de manera especial a Gastón y Raúl, quienes estuvieron abiertos a compartir sus conocimientos y sugerencias.

A MEMELL la última cruzada, (Maka, Eri, Michu, Elvis, Lenin y Luis), su amistad y cariño será el mejor recuerdo que llevare en mi vida.

A Cami, tanto que agradecerle y pocas palabras para realizarlo, solo sé que estaría perdido sin ti.

A Melito, Nico, y Sra. Rocío, por permitirme ser parte de su familia, siempre los llevare en mi corazón.

A mis compañeros de batallas, Lenin (Tocayo), Henry, Nico, Kathy, Sofi y Vane, solo vergüenzas con ustedes. Gracias por su amistad.

A Belén, sin su ayuda este caminar hubiese terminado muy pronto. Gracias.

A todas las personas que formaron parte en esta etapa de mi vida. Siempre los recordaré.

Lenin

AGRADECIMIENTO

Primero quiero agradecer a Dios por la vida que me ha regalado y por bendecir cada paso que doy.

Quiero agradecer a mis padres, Carlos y Patricia y a mi abuelita Michita, los cuales han sido mi ejemplo, mi guía, mi motor y mi fortaleza para seguir adelante, cumpliendo mis metas y mis sueños. Gracias por su amor, sus enseñanzas y sus consejos.

A mis hermanas Karla y Johana, las cuales han sido mis amigas, mis confidentes y mi compañía en cada etapa de mi vida. Ustedes son como mi madre y agradezco por cuidar de mí. Gracias por su amor y sus consejos.

A mi novio, Paolo, por ser mi apoyo constantemente, por estar siempre pendiente de mí y ser mi compañía. Gracias por enseñarme a ser fuerte y a caminar por la vida sin temor. De ti, he aprendido mucho y te agradezco por todo lo que eres conmigo. Además, agradezco a la familia, Barrionuevo Jaramillo, por ser mi segunda familia, estoy eternamente agradecida con ustedes y por lo que han hecho por mí, gracias por abrirme sus puertas.

A mi sobrina, Roseli, tu mi adoración y la que ha puesto alegría en mi vida. Gracias por existir mi chiquita.

A mis cuñados, Jorge Luis y Andrés, por ser los promotores para seguir mis estudios superiores en la reconocida Escuela Politécnica Nacional. Gracias por su apoyo y por sus consejos.

A la Escuela Politécnica Nacional y a la Facultad de Ingeniería Civil por impartirme los conocimientos necesarios para permitirme ser una gran profesional.

A los ingenieros del CIV (Centro de Investigación de la Vivienda), en especial a Gastón y Raúl, gracias por la ayuda, por ser nuestros mentores e impartirnos sus conocimientos.

Gracias Lenin, por ser mi amigo y mi compañero, gracias por ser un gran equipo y dar todo de ti por este proyecto que realizamos.

A mi querida amiga, Katherine, por ser mi confidente en todo momento, mi consejera y la que me ha enseñado a ver la vida desde una perspectiva más consiente y espiritual. Gracias por tus enseñanzas y consejos.

A mis queridos amigos de la universidad, Elvis, Luis, Henry, Lenin G. Michelle, Erika, Sofia, Vanessa, Kathy y Nicol, gracias por su amistad. No los olvidaré chicos.

Gracias a todas las personas que han formado parte de esta etapa de mi vida.

Makarena

DEDICATORIA

Para mi familia, quienes son mi fuerza, mi motivación y de manera especial a los Benjis (Martín y Benjamín), nos contagiaron de sus locuras y nuevas expectativas. Llenaron a la familia de alegría, no logro imaginar que sería de nosotros sin los “igualitos” en nuestras vidas.

Lenin

DEDICATORIA

Para mi familia, Carlos, Patricia, Michita, Karla, Johana, Paolo, Jorge Luis, Andrés, mi pequeña Roseli y cómo olvidar a Matilda y Maya, la familia sigue creciendo. Para ustedes, porque son el tesoro más valioso que tengo en la vida.

Makarena

INDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN	II
AGRADECIMIENTO.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
DEDICATORIA.....	V
DEDICATORIA.....	VI
INDICE DE CONTENIDO.....	VII
LISTA DE TABLAS.....	XI
LISTA DE IMÁGENES	XVI
TABLA DE FIGURAS	XVII
RESUMEN	XXI
ABSTRACT	XXII
CAPÍTULO 1	1
GENERALIDADES.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 ALCANCE	2
1.3 OBJETIVOS.....	2
1.3.1 OBJETIVO GENERAL.....	2
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.4 JUSTIFICACIÓN.....	3
1.4.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA	3
1.4.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA	4
1.4.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA	4
CAPÍTULO 2	5

ESTADO DEL ARTE	5
2.1.1 ANTECEDENTES	5
2.1.2 BIBLIOGRAFÍA REVISADA	7
2.2 REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL.....	14
2.2.1 ANTECEDENTES	14
2.2.2 BIBLIOGRAFÍA REVISADA	14
CAPÍTULO 3	22
MARCO TEÓRICO.....	22
3.1 VULNERABILIDAD SÍSMICA	22
3.1.1 SISTEMAS TRADICIONALES DE CONSTRUCCIÓN EN ECUADOR	22
3.1.2 SISTEMA ESTRUCTURAL CONFORMADO POR LOSAS PLANAS Y COLUMNAS.....	22
3.1.3 FACTORES QUE AFECTAN LA VULNERABILIDAD SÍSMICA	23
3.1.4 PATOLOGÍAS ESTRUCTURALES	24
3.2 RIESGO SÍSMICO	26
3.2.1 TEORÍA DE TECTÓNICA DE PLACAS	26
3.2.2 EVENTOS SÍSMICOS EN EL ECUADOR.....	30
3.2.3 ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE DISEÑO	32
3.3 REHABILITACIÓN SÍSMICA	33
3.3.1 TIPOS DE REHABILITACIÓN	34
3.4 PRUEBAS EN CAMPO.....	35
3.4.1 PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS	35
3.5 PRUEBAS DE LABORATORIO	39
3.5.1 COMPRESIÓN EN NÚCLEOS DE HORMIGÓN.....	39
3.5.2 DENSIDAD Y COMPRESIÓN DE BLOQUES DE HORMIGÓN.....	40
3.6 NORMAS DE CONSTRUCCIÓN	42
3.6.1 NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-15).....	42
3.7 NORMAS Y GUIAS DE REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS	44

3.7.2	GUÍA PARA EVALUACIÓN SÍSMICA Y REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS EN CONFORMIDAD CON LA NEC – 15.....	44
	CAPÍTULO 4	45
	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	45
4.1	IDENTIFICACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	45
4.1.1	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	45
4.1.2	DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	48
4.1.3	CARACTERIZACIÓN DEL SUELO	57
4.1.4	CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOS MATERIALES.....	58
4.2	DEFINICIÓN DE LOS PROBLEMAS DE LA ESTRUCTURA Y DETERMINACIÓN DE DAÑOS	61
4.2.1	DAÑOS CAUSADOS EN LA EDIFICACIÓN	61
4.2.2	ESTABLECIMIENTO DE LAS CAUSAS	62
4.3	DIAGNÓSTICO DE LOS PROBLEMAS.....	64
4.3.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN.....	64
4.4	DIAGNÓSTICO FINAL.....	136
4.4.1	PATOLOGÍAS	136
4.4.2	SISTEMA MARCO – LOSA – VIGA BANDA – COLUMNA	136
4.4.3	VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN LA GUÍA PRÁCTICA DE LA NEC-15.....	142
4.4.4	VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA EDIFICACIÓN.....	142
	CAPÍTULO 5	143
	PROPUESTA Y DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.....	143
5.1.1	ALTERNATIVA 1, ENCHAPADO DE MAMPOSTERÍA NO ESTRUCTURAL.....	143
5.1.2	ALTERNATIVA 2, REFORZAMIENTO DE LOSAS - VIGAS MEDIANTE PERFILES DE ACERO Y ENCAMISADO DE COLUMNAS	164
5.1.3	ALTERNATIVA 3, INCLUSIÓN DE NUEVOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	184

5.2	FACTIBILIDAD DE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO	
	ESTRUCTURAL	193
5.2.1	ANÁLISIS ECONÓMICO.....	193
5.3	PROPUESTA DE LA OPCIÓN ÓPTIMA DE REFORZAMIENTO	
	ESTRUCTURAL	196
5.3.1	MATRIZ DE DECISIÓN.....	196
5.3.2	PLANOS ESTRUCTURALES.....	196
	CAPÍTULO 6	197
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	197
6.1	CONCLUSIONES	197
6.2	RECOMENDACIONES	198
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	200
	ANEXOS	205
	PLANOS ARQUITECTÓNICOS DE LA EDIFICACIÓN EXISTENTE	206
	PLANOS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN EXISTENTE.....	210
	PRUEBA DEL ESCLERÓMETRO	215
	ENSAYO DE NÚCLEOS DE HORMIGÓN.....	217
	DEFLEXIONES EN LOSAS DE LA EDIFICACIÓN	225
	EVALUACIÓN VISUAL DE VULNERABILIDAD SÍSMICA.....	227
	PLANOS ESTRUCTURALES ALTERNATIVA 1.....	229
	PLANOS ESTRUCTURALES ALTERNATIVA 2.....	240
	CATÁLOGO DIPAC PERFILES IPE.....	244
	CATÁLOGO DIPAC PERFILES HEB	246
	CÁTALOGO DIPAC PERFIL G.....	248

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Bibliografía Empleada	7
Tabla 2.2 Descripción y resultados	8
Tabla 2.3 Bibliografía analizada según el País	13
Tabla 2.4 Concentración de la Bibliografía	13
Tabla 2.5 Bibliografía Empleada	15
Tabla 2.6 Descripción y resultados	16
Tabla 2.7 Bibliografía analizada según el País	20
Tabla 2.8 Concentración de la Bibliografía	21
Tabla 3.1 Terremotos ocurridos en el Ecuador con intensidades \geq VIII MSK.....	31
Tabla 3.2 Factor de zona (z) y caracterización del peligro sísmico.....	33
Tabla 3.3 Proceso de Evaluación y Rehabilitación según Placencia	33
Tabla 3.4 Modelos típicos de fractura	40
Tabla 3.5 Bloques de hormigón de acuerdo con su densidad	41
Tabla 3.6 Resistencia neta mínima a la compresión en bloques de hormigón	42
Tabla 4.1 Sistema de clasificaión SUCS	58
Tabla 4.2 Resultados de la prueba de compresión de núcleos.....	59
Tabla 4.3 Resultados de la prueba del esclerómetro	60
Tabla 4.4 Resumen de materiales	61
Tabla 4.5 Peso Propio de 1 [m ²] de losa.....	65
Tabla 4.6 Peso propio de las losas en todos los niveles.....	67
Tabla 4.7 Peso por metro lineal de elementos Viga.....	69
Tabla 4.8 Peso propio de los elementos Viga.....	69
Tabla 4.9 Peso por metro lineal de elementos Columna	71
Tabla 4.10 Peso Propio de los elementos Columna	71
Tabla 4.11 Peso de mampostería Nv.+0.00 – Nv.+2.52	72
Tabla 4.12 Peso de mampostería Nv.+5.04.....	72
Tabla 4.13 Peso de mampostería Nv.+7.56.....	73
Tabla 4.14 Peso de mampostería Nv.+10.08.....	73
Tabla 4.15 Peso total de sobrecarga	74

Tabla 4.16 Carga Viva según la NEC-15	74
Tabla 4.17 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo (Fs).....	77
Tabla 4.18 Tipo de suelo y Factores de sitio (Fd).....	77
Tabla 4.19 Tipo de suelo y Factores de sitio (Fa).....	77
Tabla 4.20 Periodo fundamental mediante vibraciones ambientales	81
Tabla 4.21 Pesos de elementos estructurales	86
Tabla 4.22 Comprobación de pesos de elementos estructurales	86
Tabla 4.23 Resultados obtenidos de sobrecarga para cada nivel.....	87
Tabla 4.24 Comprobación del cortante basal.....	88
Tabla 4.25 Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados	91
Tabla 4.26 Propiedades del panel crítico.....	92
Tabla 4.27 Altura mínima en losa maciza	93
Tabla 4.28 Altura equivalente de losa maciza.....	93
Tabla 4.29 Acero mínimo en losa	94
Tabla 4.30 Cálculo de deflexiones	94
Tabla 4.31 Datos previos para el análisis	97
Tabla 4.32 Propiedades del tramo A-B Eje 2.....	98
Tabla 4.33 Propiedades del tramo 1-2 y 2-3 Eje A	98
Tabla 4.34 Franja de análisis fuera de la zona de punzonamiento (Viga 35•22)	98
Tabla 4.35 Franja de análisis en la zona de punzonamiento (Viga 35•22)	98
Tabla 4.36 Franja de análisis fuera de la zona de punzonamiento (Viga 30•22)	99
Tabla 4.37 Franja de análisis en la zona de punzonamiento (Viga 30•22)	99
Tabla 4.38 Cálculo de momento por flexión tramo A-B Eje 2 (Viga 35•22)	99
Tabla 4.39 Cálculo de momento por flexión tramo 1-2 y 2-3 Eje A (Viga 30•22)	100
Tabla 4.40 Elementos torsionales columna A2.....	100

Tabla 4.41 Elementos torsionales columna A1	101
Tabla 4.42 Solución del pórtico equivalente	101
Tabla 4.43 Análisis de Franja de columna por carga vertical.....	102
Tabla 4.44 Análisis de franja de columna por cargas de sismo	103
Tabla 4.45 Punzonamiento	104
Tabla 4.46 Solicitaciones por carga vertical.....	104
Tabla 4.47 Solicitaciones por carga sísmica	105
Tabla 4.48 Cálculo de momento de columna de 30•35 [cm] para la conexión A2.....	106
Tabla 4.49 Cálculo de momento de viga de 30•22 [cm] para la conexión A2	106
Tabla 4.50 Resultado de la condición de rótula plástica	107
Tabla 4.51 Cálculo de momento de columna de 30•30 [cm] para la conexión A1.....	107
Tabla 4.52 Cálculo de momento de viga de 30•22 [cm] para la conexión A1	108
Tabla 4.53 Resultado de la condición de rótula plástica	108
Tabla 4.54 Cuantía mínimas y máximas para viga 30•22 [cm]	109
Tabla 4.55 Cuantía mínimas y máximas para viga 35•22 [cm]	109
Tabla 4.56 Cuantía de viga 30•22 [cm].....	110
Tabla 4.57 Cuantía de viga 35•22 [cm].....	110
Tabla 4.58 Determinación de la Envolvente y comprobación de acero longitudinal de las vigas del eje A	111
Tabla 4.59 Determinación de la Envolvente y comprobación de acero longitudinal de las vigas del eje 2.....	112
Tabla 4.60 Análisis de refuerzo transversal de las vigas del eje A	113
Tabla 4.61 Análisis de refuerzo transversal de las vigas del eje 2.....	115
Tabla 4.62 Separación mínima de estribos en zona confinada 2h.....	117
Tabla 4.63 Separación mínima de estribos en zona no confinada.....	117
Tabla 4.64 Cálculo de cuantía de acero de la columna 30•30 [cm]	118
Tabla 4.65 Cálculo de cuantía de acero de la columna 30•35 [cm]	118
Tabla 4.66 Longitud de zona confinada para columnas de 30•30 [cm].....	121
Tabla 4.67 Longitud de zona confinada para columnas de 30•35 [cm].....	121

Tabla 4.68 Separación mínima de estribos en la zona confinada para columnas de 30•30 [cm].....	122
Tabla 4.69 Separación mínima de estribos en zona no confinada para columnas de 30•30 [cm].....	122
Tabla 4.70 Separación mínima de estribos en la zona confinada para columnas de 30•35 [cm].....	122
Tabla 4.71 Separación mínima de estribos en zona no confinada para columnas de 30•35 [cm].....	123
Tabla 4.72 Chequeo de acero transversal para columna 30•30 [cm].....	123
Tabla 4.73 Chequeo de acero transversal para columna 30•35 [cm].....	124
Tabla 4.74 Chequeo a corte en el sentido X para columna 30•30 [cm]	124
Tabla 4.75 Chequeo a corte en el sentido Y para columna 30•30 [cm]	125
Tabla 4.76 Chequeo a corte en el sentido X para columna 30•35 [cm]	125
Tabla 4.77 Chequeo a corte en el sentido Y para columna 30•35 [cm]	126
Tabla 4.78 Propiedades del suelo.....	127
Tabla 4.79 Propiedades de la cimentación	127
Tabla 4.80 Resistencia a cortante de la cimentación.....	131
Tabla 4.81 Resistencia a la flexión de la cimentación.....	133
Tabla 4.82 Modos de vibración de la edificación	133
Tabla 4.83 Derivas de piso de la edificación.....	134
Tabla 4.84 Resumen de patologías	136
Tabla 4.85 Resumen de losa	136
Tabla 4.86 Resumen de Viga banda 30•22 [cm].....	137
Tabla 4.87 Resumen de Viga banda 35•22 [cm].....	138
Tabla 4.88 Resumen de Columna 30•30 [cm]	139
Tabla 4.89 Resumen de Columna 30•35 [cm]	139
Tabla 4.90 Resumen de la Cimentación	140
Tabla 4.91 Resumen de periodo fundamental	141
Tabla 4.92 Resumen de modos de vibración.....	141
Tabla 4.93 Resumen de masa modal efectiva	141
Tabla 4.94 Resumen de derivas	142
Tabla 5.1 Relación de aspectos de la mampostería enchapada.....	146

Tabla 5.2	Cálculo de peso de enchape por piso	147
Tabla 5.3	Comprobación de pesos teóricos y pesos de software estructural	147
Tabla 5.4	Comprobación y corrección de cortante basal	148
Tabla 5.5	Diseño y chequeo de acero mínimo en enchapes	151
Tabla 5.6	Chequeo de diseño a corte para enchapes	152
Tabla 5.7	Modos de vibración	157
Tabla 5.8	Deriva en sentido X.....	158
Tabla 5.9	Deriva en sentido Y	158
Tabla 5.10	Comprobación de pesos teóricos y pesos de software estructural ..	177
Tabla 5.11	Comprobación y corrección de cortante basal	178
Tabla 5.12	Modos de vibración	181
Tabla 5.13	Deriva en sentido X.....	182
Tabla 5.14	Deriva en sentido Y	182
Tabla 5.15	Comprobación de pesos teóricos y pesos de software estructural ..	188
Tabla 5.16	Comprobación y corrección de cortante basal	189
Tabla 5.17	Periodo y Modos de vibración	189
Tabla 5.18	Deriva en sentido X.....	190
Tabla 5.19	Deriva en sentido Y	191
Tabla 5.20	Presupuesto Referencial de materiales de Alternativa 1.....	194
Tabla 5.21	Presupuesto Referencial de materiales de Alternativa 2.....	195
Tabla 5.22	Matriz de decisión	196

LISTA DE IMÁGENES

Imagen 3.1 Enchapado de Paredes	34
Imagen 3.2 Encamisado de Columnas	35
Imagen 3.3 Esclerómetro.....	36
Imagen 3.4 Exploración de Suelos	37
Imagen 3.5 Ensayo de Vibraciones Ambientales.....	38
Imagen 3.6 Muestras de cilindros de hormigón	39
Imagen 4.1 Ubicación del proyecto.....	45
Imagen 4.2 Edificación de estudio	46
Imagen 4.3 Viviendas colindante adosada	62
Imagen 4.4 Problemas de columnas. A) Vestigios en columnas B) Columna fuera de aplomo C) Exposición de acero de refuerzo.....	63
Imagen 4.5 Problemas en losas A. Encofrados de las losas B. Refuerzo de acero en losas	63

TABLA DE FIGURAS

Figura 3.1 Sistema de Losas Planas	22
Figura 3.2 Columna Corta	24
Figura 3.3 Irregularidad en planta.....	25
Figura 3.4 Martilleo en edificaciones	26
Figura 3.5 Placas tectónicas en relación con la ubicación de los continentes.....	27
Figura 3.6 Fragmentación de Pangea	28
Figura 3.7 Corrientes de convección del manto de la tierra	28
Figura 3.8 Movimientos de las placas	29
Figura 3.9 Zonificación sísmica del Ecuador	32
Figura 4.1 Pórticos 1,2,3 y 4.....	49
Figura 4.2 Pórticos A y B.....	49
Figura 4.3 Losa Tipo.....	50
Figura 4.4 Ubicación de vigas internas(35x22 cm) y vigas externas(30x22 cm) .	50
Figura 4.5 Viga de borde Tipo	51
Figura 4.6 Viga interna tipo.....	51
Figura 4.7 Ubicación de columnas esquineras y de borde	52
Figura 4.8 Columna Esquinera	53
Figura 4.9 Columna de borde	53
Figura 4.10 Ubicación de las perforaciones (medidas en metros).....	54
Figura 4.11 Perfil de Suelo – Cimentación (medidas en metros).....	54
Figura 4.12 Zapata Esquinera (medidas en metros)	55
Figura 4.13 Zapata de borde (medidas en metros)	56
Figura 4.14 Cadena Tipo.....	56
Figura 4.15 Ubicación de los sondeos y perforaciones	57
Figura 4.16 Losas Nv. +10.08 y Nv.+7.56	66
Figura 4.17 Losa Nv.+5.04 y Nv.+2.52	67
Figura 4.18 Ubicación de vigas internas y externas	68
Figura 4.19 Ubicación de columnas esquineras y columnas de borde.....	70
Figura 4.20 Espectro sísmico elástico de aceleraciones	76

Figura 4.21 Ubicación de los acelerómetros en la losa	78
Figura 4.22 Promedio del espectro de Fourier C051 Norte-Sur	79
Figura 4.23 Promedio del espectro de Fourier C051 Este-Oeste	79
Figura 4.24 Promedio del espectro de Fourier C054 Norte-Sur	80
Figura 4.25 Promedio del espectro de Fourier C054 Este-Oeste	80
Figura 4.26 Espectro de diseño según NEC 15.....	81
Figura 4.27 Hormigón para vigas, columnas y losas	82
Figura 4.28 Asignación de propiedades en vigas	83
Figura 4.29 Asignación de propiedades en columnas	84
Figura 4.30 Definición de la losa	84
Figura 4.31 Definición de las cadenas de cimentación.....	85
Figura 4.32 Definición de Zapatas.....	85
Figura 4.33 Asignación de sobrecarga a la losa.....	87
Figura 4.34 Panel crítico de losa Nv.+2.52.....	92
Figura 4.35 Losa Tipo.....	93
Figura 4.36 Nomenclatura para el cálculo del punzonamiento de losa para una columna externa (paralela al eje y).....	96
Figura 4.37 Vista en planta Nv.+2.52 y columnas A1 y A2.....	97
Figura 4.38 Ubicación de la franja de columna para carga vertical	102
Figura 4.39 Ubicación de la franja de columna para carga de sismo	103
Figura 4.40 Conexión A2 en análisis de ubicación de rótula plástica	105
Figura 4.41 Diagrama de interacción columna 30•35 [cm]	106
Figura 4.42 Conexión A1 en análisis de ubicación de rótula plástica	107
Figura 4.43 Diagrama de interacción columna 30•30 [cm]	108
Figura 4.44 Separación de estribos en vigas según NEC 15	117
Figura 4.45 Diagrama de interacción de la columna 30•30 [cm]	119
Figura 4.46 Diagrama de interacción de la columna 30•35 [cm]	120
Figura 4.47 Longitud de confinamiento y separación de estribos en columnas según NEC 15.....	121
Figura 4.48 Análisis de cimentación por cargas de servicio	129
Figura 4.49 Deriva en dirección X	135
Figura 4.50 Deriva en dirección Y	135

Figura 5.1 Distribución de enchapes Nivel + 2.52 [m] y Nivel + 5.04 [m].....	145
Figura 5.2 Distribución de enchapes Nivel + 7.56 [m] y Nivel +10.08 [m].....	146
Figura 5.3 Vista en 3D de edificación con enchapes	149
Figura 5.4 Asignación de pier (P1) y discretización del enchape 1	150
Figura 5.5 Armado de enchape del Nivel + 2.52 [m].....	151
Figura 5.6 Flexo compresión mampostería Enchape 1	153
Figura 5.7 Flexo compresión mampostería Enchape A.....	153
Figura 5.8 Diagrama de interacción ideal a flexo-compresión	154
Figura 5.9 Radios D/C, flexo compresión de enchapes sentido X.....	155
Figura 5.10 Radios D/C, flexo compresión de enchapes sentido Y	156
Figura 5.11 Límite de deriva máxima en sentido X.....	158
Figura 5.12 Límite de deriva máxima en sentido Y.....	159
Figura 5.13 Análisis de zapatas existentes por cargas de servicio(Enchape) ...	160
Figura 5.14 Análisis de cadenas existentes por cargas de servicio(Enchape) ..	161
Figura 5.15 Análisis de cadenas existentes por cargas de servicio(Enchape) ..	162
Figura 5.16 Análisis de cimentación por cargas de servicio	163
Figura 5.17 Panel de losa considerado	164
Figura 5.18 Refuerzo en losa	166
Figura 5.19 Perfil DIPAC IPE-160 (160 • 82 • 5 • 7,4) [mm].....	168
Figura 5.20 Refuerzo en losas.....	169
Figura 5.21 Anclaje Perfil de Acero – Viga banda	170
Figura 5.22 Diagramas de fuerzas internas de la viga	171
Figura 5.23 Perfil DIPAC HEB-220 (220 • 220 • 9,5 •16) [mm].....	173
Figura 5.24 Sección transversal con adicional de encamisado	175
Figura 5.25 Encamisado de columnas esquinera.....	175
Figura 5.26 Encamisado de columna de borde	176
Figura 5.27 Refuerzo transversal de columnas encamisadas	176
Figura 5.28 Definición PERFIL DIPAC IPE-160	179
Figura 5.29 Modelo de viguetas de acero en losas Nv.+5.04 [m].....	179
Figura 5.30 Refuerzo de viga interna	180
Figura 5.31 Encamisado de columnas esquineras	180
Figura 5.32 Encamisado de columnas de borde	181

Figura 5.33 Límite de deriva máxima en sentido X.....	182
Figura 5.34 Límite de deriva máxima en sentido Y.....	183
Figura 5.35 Diagrama de interacción de columna esquinera	183
Figura 5.36 Diagrama de interacción de columna de borde	184
Figura 5.37 Ubicación de nuevas columnas	185
Figura 5.38 Sección transversal de columna adicional.....	186
Figura 5.39 Refuerzo longitudinal de las columnas adicionales	187
Figura 5.40 Refuerzo transversal de columnas adicionales	187
Figura 5.41 Límite de deriva máxima en sentido X.....	190
Figura 5.42 Límite de deriva máxima en sentido Y.....	191
Figura 5.43 Flexo-compresión columnas 50x55 [cm]	191
Figura 5.44 Flexo-compresión columnas 30x30 [cm]	192
Figura 5.45 Flexo-compresión columnas 30x35 [cm]	192

RESUMEN

El presente proyecto se enfoca en determinar un reforzamiento estructural óptimo para una edificación informal en obra gris, localizada al sur de Quito. Mediante una inspección se determinó que está conformada por un sistema de pórticos (columna, vigas banda y losa plana).

En base a planos estructurales, se procede a realizar un análisis estático lineal en cada uno de los elementos resistentes a carga sísmica los cuales deben cumplir con los requisitos de sismo-resistencia establecidos en las normativas de construcción vigentes en el país. De esta manera se determinará el estado en la que se encuentra la edificación y su vulnerabilidad ante la ocurrencia de un sismo.

De acuerdo a los resultados obtenidos en el análisis estructural, se proponen tres alternativas de reforzamiento, las cuales son diseñadas en un software estructural, y analizadas en base a estudios teórico-experimentales. De los resultados obtenidos para cada alternativa de refuerzo, se procede a emitir planos estructurales.

A continuación, se determina volúmenes de materiales para realizar un presupuesto referencial de cada alternativa.

Finalmente, mediante una matriz de decisión en la cual se considera criterios económicos y de sismo-resistencia, se emite una alternativa de refuerzo adecuada para la edificación en estudio.

ABSTRACT

This present Project focuses on determining an optimal structural reinforcement for an informal construction, located at south of Quito. By means of an inspection it was determined that it's made up of a porticoes system (Columns and slabs with embedded beams).

According to the structural specifications, a linear static analysis is carried out on each element resistant to seismic charge which must meet the seismic-resistance requirements established in the construction regulations of Ecuador. This will determine the state of the building and its vulnerability to the occurrence of an earthquake.

Based on the results obtained in the structural analysis, three reinforcement alternatives are proposed, which are designed in structural software and analyzed on the basis of theoretical-experimental studies. From the results obtained for each reinforcement alternative, structural plans are issued.

Subsequently, volumes of materials are determined to make an estimated budget for each alternative.

Finally, by a decision-making matrix in which economic and seismic-resistance criteria are considered, an appropriate reinforcement alternative is emitted.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

El Ecuador es un país que se encuentra ubicado dentro de una zona que tiene lugar a la interacción entre dos placas las cuales son la Placa Oceánica Nazca y Continental Sudamericana. La primera, está constituyendo parte del piso oceánico y ubicado al occidente del continente sudamericano. Las mencionadas placas se encuentran en constante movimiento y son las causantes de los sismos de baja y alta magnitud que se han registrado en el país, donde estos movimientos tectónicos se han presentado con mayor frecuencia, presentando una problemática para la seguridad de la población (Alvarado et al., 2018).

En Ecuador y muchos países extranjeros, la existencia de construcciones informales, en las cuales no ha participado un profesional tanto en la fase de diseño como en la fase de construcción, eleva el nivel de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones haciéndolas más propensas a sufrir daños, si bien la aplicación correcta de las Normas de Construcción Sismo-Resistentes en donde se aplican los principios de “prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura y evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes” (NEC 2015), no es posible garantizar que una edificación no presente daños ante un sismo de gran magnitud en donde la mayoría de las edificaciones pueden presentar daños graves e incluso colapsar frente a un sismo severo.

Por otra parte, la intervención en la estructura de una edificación existente es un proceso muy diferente al diseño de una estructura nueva, debido a que en una nueva construcción se especifican las características de resistencia de los materiales a emplear, en tanto que en una estructura existente ya se cuenta con

una estructura que presenta propiedades que por lo general son desconocidas (Alanoca, 2008). Por tal motivo Cánovas (2013) destaca que no existe una técnica determinada para resolver un problema específico de refuerzo de estructuras, sino que afortunadamente hay muchos, y en cada caso habrá que decidir el material a emplear y la solución más óptima a adoptar con el objetivo de buscar alternativas de reforzamiento sísmicamente resistente y económicamente viable, dicha solución deberá salvaguardar la vida de las personas que ocuparán la edificación ante la presencia de un evento sísmico fuerte que ponga en peligro la estabilidad de la estructura y provoque incluso un posible colapso de la misma (Borja y Torres, 2015).

1.2 ALCANCE

El presente proyecto mejorará las condiciones de resistencia y rigidez de la edificación en estudio, lo que conlleva a mejorar el comportamiento de la edificación ante un evento sísmico mediante opciones de reforzamiento que serán determinadas en un análisis estático y análisis de presupuesto con el fin de emitir una opción óptima. Por lo tanto, los resultados que se obtengan servirán para aportar seguridad a las personas que concurren a la edificación.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar un análisis estructural del edificio “Arcos” y presentar opciones de refuerzo estructural las cuales reduzcan la vulnerabilidad sísmica del edificio mediante la selección y diseño del reforzamiento estructural más adecuado.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Mediante un análisis estructural de la edificación identificar cuáles fueron las causas que provocaron el debilitamiento de la estructura cumpliendo con la guía para evaluación de estructuras de la NEC 15 y la guía ACI 364.1R-07.
- Proponer tres opciones de reforzamiento estructural considerando técnicas reconocidas para mejorar el desempeño sísmico del edificio.

- Mediante modelación de la estructura verificar que las opciones de refuerzo cumplan con la normativa vigente en términos de comportamiento sismorresistente y determinar la mejor opción.
- Elaborar planos estructurales y presupuesto del reforzamiento estructural de la mejor opción.

1.4 JUSTIFICACIÓN

1.4.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

La ciudad de Quito, se encuentra atravesado por un sistema de fallas, que se inicia a la altura de la población de Tambillo, al sur; y, avanza hacia el norte, hasta San Antonio de Pichincha, definiendo un trazado de 47 a 50 Km de longitud donde muestra una actividad sísmica constante en el tiempo, teniendo la ciudad de Quito la mayor complicación, por hallarse construida sobre su propia falla geológica, expuesta a vibraciones muy altas y, a ser afectada por sismos superficiales (Benavides, P., 2017).

El estudio de microzonificación sísmica del Distrito Metropolitano de Quito (DMQ) permitió establecer zonas de suelos que pueden tener comportamientos similares durante un sismo. El efecto de amplificación o aceleración del suelo durante la ocurrencia de este fenómeno puede considerarse como el principal causante de los daños a infraestructuras o edificaciones. La zona de mayor exposición prácticamente cubre toda la urbe, desde el extremo sur de la ciudad hasta el sector del antiguo aeropuerto; incluyéndose, las principales quebradas del centro y norte de la ciudad, hoy en día rellenas y canalizadas en su parte urbanizada (Benavides, P., 2017).

El crecimiento de la población en el DMQ ha obligado a la construcción de viviendas informales en sectores de altas pendientes, rellenos, bordes de quebradas y lugares de poca estabilidad (Avilés, 2013). Por lo tanto, al ser construcciones informales en las cuales no interviene un ingeniero civil o profesional. Se entiende que estas edificaciones son más vulnerables a amenazas sísmicas ya que no se garantiza el cumplimiento de la filosofía de edificaciones sismo resistentes. Para

que esta filosofía sea cumplida se emiten propuestas de reforzamiento estructural con el objetivo de tener configuraciones estructurales adecuadas disminuyendo al máximo la presencia de patologías estructurales, rigidez adecuada de la estructura, bajos pesos de edificaciones, entre otros. Mediante el cumplimiento de los requisitos que se mencionan en las normas o códigos de construcción y rehabilitación de estructuras, se conseguirá que la estructura presente un mejor comportamiento ante eventos sísmicos fuertes (NEC, 2015).

1.4.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

Con el objetivo de garantizar que la edificación cumpla con una filosofía sismo resistente, en cada propuesta de refuerzo se analizarán los parámetros estructurales mencionados mediante análisis lineales (NEC 15) y utilizando un análisis de precios de materiales referenciales se determinará los costos que conllevarán el ejecutarlos (Albán, 2015).

La elección de un procedimiento de refuerzo está condicionada por factores estructurales, económicos, de rapidez de ejecución, estéticos, entre otros, y en ella el ingenio del profesional cuenta mucho a la hora de elegir la solución más eficaz, menos complicada y más económica (Ramírez, 2015).

1.4.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

Este trabajo será de gran interés para ingenieros que estén involucrados en el campo del reforzamiento de estructuras informales, debido al complicado trabajo de modelar estructuras ya existentes y estimación de costos para el reforzamiento de las mismas. Además, al culminar con éxito el presente trabajo, se obtendrá información más detallada del comportamiento de la edificación, así como su serviciabilidad antes y después de la ocurrencia de un evento sísmico.

CAPÍTULO 2

ESTADO DEL ARTE

2.1 Evaluación Estructural

2.1.1 Antecedentes

La ingeniería civil se ha practicado desde tiempos remotos, con ejemplos de grandes construcciones de reconocidas civilizaciones, que han dejado una herencia de conocimientos, y han ayudado a que dicha ingeniería siga evolucionando de acuerdo a la necesidad de los seres humanos.

La ingeniería estructural forma parte de la ingeniería civil, la cual surgió con los primeros estudios enfocados en vigas de voladizo juntamente con resistencia de materiales por el filósofo Galileo Galilei. De esta manera, varios filósofos, científicos e ingenieros han ido incorporando teorías que están basadas en estudios físicos.

Con la invención del hormigón armado en Europa en la década de los años 50 en el siglo XIX, la ingeniería estructural tomó un carácter industrial no normalizada; debido al buen comportamiento que presentó este material, traspasó continentes hasta ser patentada en los Estados Unidos en 1910.

En 1904 en los Estados Unidos ya se trabajaba con concreto, específicamente se fabricaban bloques, pero su industrialización tenía deficiencias, ya que no se contaba con una fabricación estándar y normada. Debido a los problemas que tenía el campo de la construcción, varios empresarios que se dedicaban a la industria del cemento se vieron en la necesidad de formar una asociación como fue la National Association of Cement Users (NACU), con el fin de buscar estándares de materiales de construcción y a su vez crear códigos constructivos.

El sismo de gran magnitud que dejó víctimas mortales, destrucción e incendios de edificaciones en San Francisco, California en 1906, dio paso a un estudio exhaustivo para la creación del primer código de construcción en 1910, con especificaciones del hormigón armado, métodos de ensayos de materiales de hormigón e inicios de la ingeniería sismo-resistente. En 1912 la NACU cambia su

nombre a American Concrete Institute (ACI), el cual se apegaba más a los estudios que se iban desarrollando sobre la construcción en los Estados Unidos.

Los códigos de construcción que presenta la ACI, han sido una guía para la elaboración de normas de construcción en países latinoamericanos, ya que presenta un amplio desarrollo de teorías y métodos constructivos.

Las primeras normas de construcción con hormigón armado de Chile (NCh429 - Hormigón armado parte I y NCh430 - Hormigón armado parte II) se basaron en la norma alemana "Deutsches Institut für Normung" o "Instituto Alemán de Normalización" (DIN) 1045 en los años 1957 y 1961 respectivamente, la cual no presentaba un análisis moderno sobre el hormigón (NCh430, 2008), además, se aprobó la primera norma sísmica chilena en el año de 1972; debido al sismo de Valparaíso en 1985, se modifica ambas normas las cuales adoptaron especificaciones de la norma ACI 318 de los Estados Unidos.

En Ecuador en los siglos XVIII, XIX y XX las construcciones se realizaban con material de la zona de manera artesanal, como también la popularidad de las construcciones con ladrillo trabado; pero este tipo de construcciones llega a ser sustituido en 1940 por hormigón armado juntamente con ladrillo como mampostería, sin embargo, este tipo de construcciones no presentaban ninguna normativa constructiva. El primer código de construcción que trata de hormigón armado en el Ecuador aparece en el año de 1977 denominado como "Código Ecuatoriano de la Construcción" (CEC), el cual enfatizó la dinámica que existe entre una estructura y un sismo, con referencias anteriores de sismos de gran magnitud que afectaron al país, pero su oficialización fue en el 2002 ya que hubo cambios significativos debido al sismo ocurrido el 4 de agosto de 1998 en la ciudad de Bahía de Caráquez.

La norma CEC cambio su nombre por Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC) en el año 2011, debido a los avances tecnológicos, constructivos y de materiales que se ha experimentado a nivel mundial.

2.1.2 Bibliografía Revisada

Para el estudio de la evaluación estructural se revisaron aspectos importantes de 11 normativas, 3 artículos de revistas especializadas y 3 tesis de manera cronológica. En la **Tabla 2.1** se presentan las normativas, artículos y revistas estudiadas.

Tabla 2.1 Bibliografía Empleada

NORMATIVAS			
Año	País	Autor	Título
1995	EEUU	American Concrete Institute	Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95)
1996	Chile	Instituto Nacional de Normalización, INN-Chile	Norma Chilena 433, Diseño Sísmico de Edificios
1999	EEUU	American Concrete Institute	Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99)
2002	EEUU	American Concrete Institute	Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02)
2002	Ecuador	Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda	Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-02
2008	EEUU	American Concrete Institute	Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08)
2008	Chile	Instituto Nacional de Normalización, INN-Chile	Norma Chilena 430, Hormigón Armado - Requisitos de diseño y cálculo
2011	Chile	Instituto Nacional de Normalización, INN-Chile	Norma Chilena 430 y 433, Diseño Sísmico de Edificios D.S. 117 y D.S. 61 respectivamente
2011	Ecuador	Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda	Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-11
2014	EEUU	American Concrete Institute	Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)
2015	Ecuador	Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda	Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15
REVISTAS			
Autor	País	Título	Revista
Rodriguez, J. (1990)	España	Nuevas Tendencias en Estructuras de Hormigón	Informes de la Construcción Centro Superior de Investigaciones Científicas
Rizk, A. (2010)	Egipto	Structural Design of Reinforced Concrete Tall Buildings	Council on Tall Buildings and Urban Habitat

Nistal, A., Retana, M. & Ruiz, T. (2012)	España	El Hormigón: Historia, antecedentes en obras y factores indicativos de su resistencia.	Tecnología y Desarrollo Universidad Alfonso X El Sábio
TESIS			
Autor	País	Título	Institución
Alemán, R. & Silva, M. (1993)	Ecuador	Cálculo y Diseño de Estructuras Aporticadas de Hormigón Armado	Pontificia Universidad Católica del Ecuador
Novas, J. (2010)	España	Sistemas Constructivos Prefabricados Aplicables a la Construcción de Edificaciones en Países en Desarrollo	Universidad Politécnica de Madrid
Bustos, D. (2016)	Ecuador	Diseño de Edificios con las Fuerzas sísmicas de los códigos CEC y NEC	Escuela Politécnica Nacional

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

En la **Tabla 2.2** se encuentra la descripción y resultados de cada uno de los documentos estudiados, dando una visión general de lo que ha ocurrido en el transcurso del tiempo hasta la actualidad sobre la evaluación estructural.

Tabla 2.2 Descripción y resultados

NORMATIVAS		
Título	Objetivo	Resultados
Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95)	El objetivo principal de la actualización de la norma fue ampliar el estudio sobre elementos de hormigón prefabricado e impulsar métodos de hormigón pretensado.	Con la ampliación considerable del capítulo de hormigón pretensado y hormigón prefabricado ha dado un impulso a la construcción de puentes segmentados de hormigón prefabricado, puentes pretensados y construcciones emblemáticas como el Estadio Olímpico de Atlanta construido con componentes prefabricados.
Norma Chilena 433, Diseño Sísmico de Edificios	Segunda actualización de la norma chilena con el objetivo de analizar las estructuras de acuerdo a un comportamiento sísmico, contemplando un análisis estático y dinámico, y tomando en cuenta el efecto del suelo, las formas estructurales y la importancia del uso de las estructuras.	La norma contempla requisitos mínimos de diseño sísmico para edificios, recomendaciones para la evaluación del diseño sismo resistente. Pero la norma no es aplicable a obras civiles como puentes, presas, túneles, acueductos o canales. Tampoco aplica a edificios industriales.

<p>Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99)</p>	<p>El objetivo principal de la actualización de la norma fue ampliar requisitos para la postensión de zonas de anclaje y nuevas disposiciones especiales de diseño sísmico que se especializa en muros y dinteles de acoplamiento.</p>	<p>La actualización del ACI 318 fue incluida como una referencia en el nuevo código de modelo único del Consejo Internacional de Códigos, IBC 2000. Además, se realizaron programas de certificación en español en Chile, los cuales acogieron las modificaciones del diseño sísmico de muros y dinteles de acoplamiento.</p>
<p>Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02)</p>	<p>La norma 2002 tuvo como objetivos principales la actualización de los requisitos de diseño unificado para elementos de hormigón armado y pretensado, como también nuevas combinaciones de carga y factores de reducción que permitan diseñar con cualquier tipo de material.</p>	<p>El cambio de las combinaciones de cargas y factores de reducción de resistencia han permitido que los profesionales puedan realizar diseño para todos los materiales (mampostería, madera, acero estructural y principalmente hormigón armado); por lo tanto, las estructuras que fueron diseñadas con la actualización de combinaciones de cargas y factores de reducción han sido comparables significativamente con aquellas que fueron diseñadas con las anteriores combinaciones y factores.</p>
<p>Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-02</p>	<p>El código fue creado con el objetivo de establecer especificaciones básicas y adecuadas para un diseño sismo-resistente, previniendo y controlando daños estructurales y no estructurales que son provocados por sismos pequeños y frecuentes, moderados y poco frecuentes o severos.</p>	<p>El código presentó el primer mapa de peligro sísmico del Ecuador, con el propósito de mejorar el diseño estructural dependiendo de la ubicación donde se desee diseñar la estructura, tomando en cuenta la resistencia de las fuerzas especificadas en el código, teniendo derivas de piso menores a las admisibles y que puedan disipar energía de deformación inelástica.</p>
<p>Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08)</p>	<p>La actualización del código tuvo como objetivos reorganizar, definir y especificar más claramente varias disposiciones tratadas en ediciones anteriores, dando una herramienta más concisa y lógica para un buen diseño estructural y un buen diseño sismo-resistente.</p>	<p>El código reorganiza el tratamiento de durabilidad del material, califica el uso de mezclas de concreto reforzado con fibras de acero (FRC) como reemplazo de refuerzo mínimo de cortante, especifica que el acero de refuerzo estructural superior e inferior continuo debe pasar por dentro del núcleo de la columna, como también incrementa el factor para concreto simple de 0,55 a 0,60. Además, permite el uso de refuerzo de cortante para losas y zapatas.</p>

<p>Norma Chilena 430, Hormigón Armado - Requisitos de diseño y cálculo</p>	<p>Primera actualización oficializada de la norma NCh430 de 1957, el cual tuvo como objeto acoplar disposiciones del código ACI318-05 sobre diseño y cálculo para elementos y estructuras de hormigón armado.</p>	<p>La actualización de la norma fue necesaria debido a que se tenía normativas obsoletas, por lo tanto, ajustaron la norma americana de hormigón armado a las condiciones chilenas. El código ACI 318 fue utilizada desde 1983, el cual, los diseños estructurales basados en esta norma dieron un comportamiento satisfactorio durante el sismo de marzo de 1985, San Antonio.</p>
<p>Norma Chilena 430 y 433, Diseño Sísmico de Edificios D.S. 117 y D.S. 61 respectivamente</p>	<p>Última actualización de las normas chilenas de diseño sísmico y estructural, los cuales están vigentes hasta el día de hoy. La actualización fue cambiada con el objetivo de mejorar el diseño sísmico y estructural de las edificaciones, debido al comportamiento que sufrieron estas después del sismo de gran magnitud del 27 de febrero de 2010.</p>	<p>La actualización y calibración de la norma chilena de diseño sísmico y diseño estructural se dio gracias al registro obtenido del sismo 27F de gran intensidad, cambiando principalmente en la clasificación dinámica del suelo, recalibrar las condiciones de diseño de edificios en cuanto a sus sollicitaciones, como también evaluación de desplazamientos de techo y la influencia de los muros de confinamiento.</p>
<p>Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-11</p>	<p>Primera actualización de la norma ecuatoriana, el cual tuvo como objeto mejorar el comportamiento de las estructuras durante un evento sísmico, por lo tanto, la actualización tuvo normas más estrictas.</p>	<p>La norma modifica el mapa de peligro sísmico del Ecuador, como también se estudia las curvas de peligro sísmico y así define los niveles de aclaración sísmica que se espera en roca. Debido a la actualización del código ACI 318, la norma actualizó varias disposiciones y se adaptó a condiciones del país.</p>
<p>Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)</p>	<p>Última actualización del código tuvo como objetivos reorganizar desde la perspectiva del diseñador, encontrar fácilmente requisitos específicos, condensar información por medio de tablas y uniformidad en el lenguaje de los textos.</p>	<p>Se facilita el reglamento para una mejor eficiencia del diseñador, se organiza por tablas el estudio de los elementos estructurales, como también se mejora los requisitos de confinamiento y se implementa ayuda de tecnología para el usuario. En cuanto al capítulo de diseño sísmico se cambia radicalmente, debido a la influencia de eventos sísmicos ocurridos en Chile, España, Italia, Japón, entre otros.</p>

Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15	Última actualización de la norma ecuatoriana se da debido al sismo ocurrido el 12 de agosto del 2014 en la ciudad de Quito, con el objetivo de mejorar los métodos constructivos, dando estructuras con mayor sección y mayor cuantía de acero de refuerzo; ofreciendo al usuario mayor seguridad durante un evento sísmico.	La norma modifico los valores del factor Z que se encuentra en función de la zona sísmica presentes en el mapa de peligro sísmico, como también se dio una reorganización de los capítulos de la NEC, colocándolos por libros separados. Además, la norma acopló las especificaciones técnicas de la actualización del código ACI 318-14.
--	--	---

REVISTAS

Autor/Título/Revista	Descripción	Resultados
Rodriguez, J. (1990).) / Nuevas Tendencias en Estructuras de Hormigón. / Informes de la Construcción Centro Superior de Investigaciones Científicas	Como su nombre lo describe, nuevas tendencias en estructuras de hormigón. El artículo resume innovaciones de elementos estructurales, especialmente con respecto a losas macizas, armadas o postensadas de hormigón, en el cual se adiciona nuevos materiales como fibras, aditivos para dar alta resistencia, entre otros. Además, se da recomendaciones para mejorar la durabilidad de las estructuras.	Los aditivos al ser incorporados antes y durante la mezcla de hormigón produce modificaciones en las características, comportamiento reológico y mejorando la durabilidad del mismo. La armadura de acero que se incorpora al hormigón ayuda a resistir tracción, ya que el concreto solo resiste a compresión, además se emplea fibras de acero que mejoran la tenacidad, resistencia al impacto y a las fisuras, como también fibras de vidrio y fibras de polipropileno. Las estructuras que son construidas con los nuevos materiales requieren de mantenimiento periódico.
Rizk, A. (2010) / Structural Design of Reinforced Concrete Tall Buildings / Council on Tall Buildings and Urban Habitat	El artículo describe los diseños estructurales de edificios del Departamento de Ingeniería Estructural de Dar Al-Handasahy, el cual ha diseñado más de 45 edificaciones en varios países árabes. Muestran las características estáticas y dinámicas de los edificios y se compara con algunos edificios reconocidos mundialmente. Propone un método para estimar el costo de construcción total aproximado, como también muestran la resistencia a carga lateral, derivas, vibraciones debido a viento, entre otros. Además, revisan las deformaciones de elementos críticos en los edificios diseñados.	El departamento creó una fórmula, la cual es recomendable para evaluar el volumen y costo de concreto de un edificio durante la etapa inicial del diseño conceptual, como también recomiendan que el monitoreo de la temperatura del concreto y efecto en la resistencia del concreto se realice durante la etapa inicial de construcción. Además, se debe realizar una campaña de monitoreo de tensión para verificar el diseño y los cálculos de elementos críticos estructurales.

Nistal, A., Retana, M. & Ruiz, T. (2012) / El Hormigón: Historia, antecedentes en obras y factores indicativos de su resistencia / Tecnología y Desarrollo Universidad Alfonso X El Sábio	El artículo trata sobre el uso del hormigón como material para la construcción de elementos estructurales desde el Imperio Romano hasta la actualidad. Además, estudia los factores que intervienen en el resultado de la resistencia del material.	La utilización del hormigón como material constructivo tuvo un grado satisfactorio en la época del Imperio Romano debido a que se podía conseguir con facilidad la materia prima para prepararlo. El hormigón ha ido evolucionando hasta ser un material confiable y manejable para la construcción. Al ser un material importante es necesario un control de calidad para garantizar su calidad de la forma más económica posible.
---	---	---

TESIS

Autor/Título/Institución	Descripción	Resultados
Alemán, R. & Silva, M. (1993) / Cálculo y Diseño de Estructuras Aporticadas de Hormigón Armado	La tesis trata sobre el cálculo y diseño de estructuras aporticadas de hormigón armado, desarrollando un programa computacional llamado Sistemas CIVIL +1.00 del año de 1993, el cual permitió aliviar la tediosa labor del cálculo y diseño de sistemas estructurales.	El sistema creado pudo resistir pruebas de rendimiento y tensión, pero solo pudo cubrir requerimientos mínimos de diseño. Además, la programación utilizada en la época fue muy útil ya que se acercó a un nivel avanzado. Garantizaron que el programa computacional será una buena herramienta de consulta para los estudiantes.
Novas, J. (2010) / Sistemas Constructivos Prefabricados Aplicables a la Construcción de Edificaciones en Países en Desarrollo	El estudio muestra los diferentes sistemas constructivos prefabricados para construcciones de viviendas y oficinas en países en desarrollo.	El estudio llega a la conclusión que la utilización de estructuras prefabricadas resultan ser una ventaja tanto constructivamente como económicamente, el cual se refleja en la duración y el costo final del análisis realizado. Para aplicar este tipo de sistema constructivo prefabricado es necesario conocer el problema específico de cada país.
Bustos, D. (2016) / Diseño de Edificios con las Fuerzas sísmicas de los códigos CEC y NEC	El estudio realiza una comparación de diseños estructurales, empleando el Código Ecuatoriano de Construcción, CEC y la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC 2015.	El código CEC resulta ser más conservador en el análisis de cortante basal en comparación a la norma NEC 15, como también los valores de derivas de piso máximas en la NEC son más permitidos dando estructuras más esbeltas. No existe diferencia alguna entre las normas, ya que en el momento de calcular el peso final de la estructura dan resultados similares.

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

La bibliografía analizada muestra que los pioneros de la investigación sobre diseño estructural, diseño sísmico y constructivo de edificaciones son los Estados Unidos, los cuales han sido una guía para países sudamericanos en vías de desarrollo que presentan a los eventos sísmicos como su principal problemática.

Al ser víctimas de eventos sísmicos de alta intensidad, Chile, ha ido desarrollando investigaciones para dar solución a su problema y así salvaguardar la seguridad de los ciudadanos.

En la **Tabla 2.3** se muestra la categorización por país de acuerdo a la bibliografía analizada, donde se observa que las bibliografías sobre diseño estructural, diseño sísmico y constructivo de los Estados Unidos, son fundamentales para los análisis requeridos en el Ecuador y en otros países.

Tabla 2.3 Bibliografía analizada según el País

País	Número
Chile	3
Ecuador	5
Egipto	1
España	3
Estados Unidos	5

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

En la **Tabla 2.4** se muestra el aporte de conocimientos de instituciones, los cuales han desarrollado temas que aportan al presente tema de titulación por parte de las distintas normativas, revistas e instituciones.

Tabla 2.4 Concentración de la Bibliografía

Normativa	Número
Building Code Requirements for Structural Concrete - American Concrete Institute (ACI)	5
Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC)	1
Instituto Nacional de Normalización (INN-Chile)	3
Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)	2
Revista	Número
Centro Superior de Investigaciones Científicas	1
Council on Tall Buildings and Urban Habitat	1
Tecnología y Desarrollo	1
Institución	Número
Pontificia Universidad Católica del Ecuador	1
Universidad Politécnica de Madrid	1
Escuela Politécnica Nacional	1

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

2.2 Rehabilitación Estructural

2.2.1 Antecedentes

La rehabilitación de edificaciones ha sido un tema que se ha desarrollado de manera acelerada en las últimas décadas, esto ha sido debido a la necesidad de los constructores quienes han visto que las edificaciones con el tiempo han sufrido afectaciones por distintos agentes ya sea por deterioro de materiales, malas prácticas constructivas, sismos, entre otros.

Con estos antecedentes la necesidad de crear normativas o guías que aseguren que las edificaciones intervenidas no colapsen ante eventos adversos que pueda estar sometida la edificación en su vida útil posterior a la intervención.

De acuerdo con la bibliografía revisada, Estados Unidos fue uno de los primeros países en emitir procedimientos a seguir en caso de ser necesaria una rehabilitación de una edificación. Esta iniciativa surgió debido a la necesidad de proteger a edificaciones de carácter público.

La subducción que ocurre entre la placa de Nazca y la Sudamericana genera continuamente actividad sísmica, por lo que los países de América Latina conviven con una constante amenaza sísmica, por lo que la necesidad de crear normativas que regulen la correcta aplicación de métodos constructivos y de ser necesario, generar nuevos conocimientos en rehabilitación y refuerzo de edificaciones.

A continuación, se presenta la bibliografía analizada la cual describe el aporte de cada investigación o normativa en el concepto de rehabilitación y reforzamiento de edificaciones.

2.2.2 Bibliografía Revisada

Para llevar a cabo la rehabilitación estructural se revisaron aspectos importantes de 6 normativas, 5 artículos de revistas especializadas, 2 boletines de conferencias, y 3 tesis. En la **Tabla 2.5** se presenta la bibliografía empleada ordenada de manera cronológica.

Tabla 2.5 Bibliografía Empleada

NORMATIVAS			
Año	País	Autor	Título
1996	EEUU	Applied Technology Council	Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC-40)
1997	EEUU	Federal Emergency Management Agency	NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273)
1998	EEUU	Federal Emergency Management Agency	Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings (FEMA 308)
2000	EEUU	American Society of Civil Engineers - Federal Emergency Management Agency	Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356)
2006	EEUU	Federal Emergency Management Agency	Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (FEMA 547)
2017	EEUU	American Society of Civil Engineers	ASCE Standard, ASCE/SEI, 41-17, seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI 41-17)
REVISTAS			
Autor	País	Título	Revista
Rodríguez, F. (1998)	España	Rehabilitación de estructuras de hormigón: técnicas y sistemas	Depósito Académico Digital de la Universidad de Navarra
Veniale, F. (2000)	Italia	La Torre inclinada de Pisa. Estructura, materiales de construcción e intervención de refuerzo	Materiales de Construcción
Giuseppe O., & Massimo M. (2005)	Italia	Seismic Retrofitting of Reinforced Concrete Buildings using Traditional and Innovative Techniques	ISET Journal of Earthquake Technology
Ramin, K. (2014)	Irán	Seismic Behavior of Steel Off-Diagonal Bracing System (ODBS) Utilized in Reinforced Concrete Frame	Hindawi Publishing Corporation - Journal of Structures

Kaur, P. & Talwar M. (2017)	India	Different types of Fibers used in FRC	International Journal of Advanced Research in Computer Science
CONFERENCIAS			
Autor	País	Título	Conferencia
Sachin, R., & Urmil, D. (2012)	India	Effectiveness of Various Methods of Jacketing for RC Beams	International Conference on Engineering
Sayed, M. (2012)	Canadá	Building with Base Isolation Techniques	AL-AZHAR Engineering Twelfth International Conference
TESIS			
Autor	País	Título	Institución
Fernández, L. & Paredes, P. (2010)	Ecuador	Investigación Teórico Experimental de un Sistema Estructural Alternativo	Escuela Politécnica Nacional
Andrade, C. (2017)	Ecuador	Diagnóstico y propuesta de solución ante efectos de asentamientos diferenciales para una vivienda de dos pisos	Escuela Politécnica Nacional

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Por otra parte, en la **Tabla 2.6** se presenta la descripción de la bibliografía, así como los resultados obtenidos. De esta manera se busca generar un mejor entendimiento acerca de lo investigado en rehabilitación de estructuras.

Tabla 2.6 Descripción y resultados

NORMATIVAS		
Autor	Objetivo	Resultados
Applied Technology Council (ATC 40)	Se busca definir niveles de desempeño para las estructuras los cuales, correspondan a los elementos estructurales y no estructurales; además que los mismos se encuentren definidos de manera independiente	Se definen tres niveles o estados de daño: ocupación inmediata, seguridad de vida y estabilidad estructural. Con estos tres niveles se pueden definir criterios en procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Además, se definen rangos de daño controlado y seguridad limitada con el fin de definir de manera más adecuada el nivel de desempeño de la estructura.

<p>Federal Emergency Management Agency (FEMA 273)</p>	<p>La intención es generar una guía para profesionales en la cual se establezca maneras confiables y efectivas de rehabilitación de edificaciones enfocados en limitar el daño producido por el movimiento del suelo.</p>	<p>Se establece una guía que cumpla ciertos criterios de rehabilitación de edificaciones basada en niveles de desempeño, amenaza sísmica, métodos y estrategias de rehabilitación, procedimientos de análisis y diseño, interacción de la edificación con el medio, materiales, entre otros parámetros.</p>
<p>Federal Emergency Management Agency (FEMA 308)</p>	<p>El objetivo del FEMA 308 es desarrollar procedimientos que permitan evaluar los efectos del daño debido a terremotos en edificios, con sistemas primarios de resistencia a fuerza lateral que consisten en muros de apoyo de hormigón o marcos de relleno.</p>	<p>Se establece una guía para profesionales que requieran establecer acciones apropiadas a un edificio que haya sufrido daños debido a un terremoto, sin embargo, se establece que las acciones de reparación son limitadas debido a la poca información documentada acerca de este tema lo que conllevó a que los estándares de rehabilitación no 100% aplicables a edificios de hormigón y muros de mampostería.</p>
<p>American Society of Civil Engineers - Federal Emergency Management Agency (FEMA 356)</p>	<p>El primer objetivo consiste en que se aplique de manera obligatoria las disposiciones del FEMA 273 y de esta manera, los profesionales tengan a su disposición una documentación apropiada para el diseño de edificios sísmo resistentes. El segundo objetivo consiste en generar una base para una normativa que contenga correctos procedimientos de diseño y construcción en los Estados Unidos.</p>	<p>Se presenta el FEMA 356 como un documento que contiene lineamientos para la Rehabilitación Sísmica de Edificios en donde se incorpora comentarios permitiendo una mejor interpretación de este. Además, el mismo es aceptado como un documento formal inicial de desarrollo dentro del programa de normas del ASCE para ser revisado, discutido y posteriormente corregido de ser necesario.</p>
<p>Federal Emergency Management Agency (FEMA 547)</p>	<p>El objetivo del documento es proveer una recopilación de técnicas de rehabilitación sísmica de edificaciones que sea práctica y efectiva, para que pueda ser entendida y aplicada por usuarios profesionales y no profesionales que tengan poca o limitada experiencia en la rehabilitación de edificaciones existentes.</p>	<p>En el documento FEMA 547 se describen las técnicas de rehabilitación de estructuras más comunes, en donde se incluyen varios tipos de estructura las cuales, una vez aplicadas una técnica de rehabilitación sísmica, sean capaces de resistir una mayor demanda de fuerzas laterales. La rehabilitación de elementos no estructurales y las técnicas de evaluación de edificaciones existentes no se incluyen en el documento.</p>

<p>American Society of Civil Engineers (ASCE 41-17)</p>	<p>Presentar una normativa en la que se incluyan requerimientos generales para evaluación sísmica y reforzamiento de estructuras en la que se incluya recepción de información de la misma. Además, que los procesos de evaluación, refuerzo y limitaciones de esta demuestren que se cumplen los objetivos de desempeño presentados en la norma.</p>	<p>En la normativa ASCE 41-17 se establecen procesos metodológicos en evaluación y refuerzo de estructuras basándose en objetivos de desempeño, en la evaluación y refuerzo, se consideran elementos estructurales y no estructurales. Su aporte más importante proviene de la revisión del ASCE 41-13 en donde se reducen los objetivos de desempeño para estructuras existentes en comparación de estructuras nuevas.</p>
---	---	---

REVISTAS

Autor/Título/Rev.	Descripción	Resultados
<p>Rodríguez, F. (1998) / Rehabilitación de estructuras de hormigón: técnicas y sistemas / Depósito Académico Digital de la Universidad de Navarra</p>	<p>En la investigación se busca establecer los principios básicos que deben cumplir los morteros de reparación, analizándose los aspectos más significativos a seguir para el tratamiento de diversos problemas, como: existencia de fisuras, recuperación de secciones de hormigón y a su vez proponer una metodología correcta frente a daños provocados por la corrosión de las armaduras.</p>	<p>Se propone los tipos de morteros de hormigón a utilizar, técnicas de proyectado, así como las condiciones que debe tener la superficie en las que el mismo va a ser aplicado. Se determina requisitos mínimos para que la armadura se encuentre protegida y de ser necesario la adición de más armadura, se propone la utilización de pretinas metálicas que encierren a la sección a ser reforzada.</p>
<p>Veniale, F. (2000) / La Torre inclinada de Pisa. Estructura, materiales de construcción e intervención de refuerzo / Materiales de Construcción</p>	<p>Se pretende realizar un estudio de diagnóstico de la Torre inclinada de Pisa y de esta manera mediante los conocimientos complementarios que se generen, proponer las opciones de intervención más correctas ya sean estas temporales o definitivas. El trabajo no se enfoca en las intervenciones realizadas en la Torre para estabilizar la cimentación.</p>	<p>Los estudios determinaron que se debía intervenir a la Torre mediante una precompresión horizontal del material de relleno y unión por tensión de las dos caras de los muros a través de barras de acero tensadas, con el fin de equilibrar las tensiones que se presentan debido a grietas verticales y reducir el esfuerzo de compresión.</p>
<p>Giuseppe O., & Massimo M. (2005) / Seismic Retrofitting of Reinforced Concrete Buildings using Traditional and Innovative Techniques/ ISET Journal of Earthquake Technology</p>	<p>Se busca determinar las correlaciones de parámetros de las edificaciones como período de vibración, amortiguamiento, entre otros mediante un modelo teórico y un modelo experimental.</p>	<p>Se encontró que el equivalente del amortiguamiento calculado también era dependiente de la amplitud, en donde a valores cercanos al amortiguamiento crítico variaba hasta un 15% y valores de amortiguamiento bajo, variaba hasta en un 20%.</p>

Ramin, K. (2014)/ Seismic Behavior of Steel Off- Diagonal Bracing System (ODBS) Utilized in Reinforced Concrete Frame/ Hindawi Publishing Corporation - Journal of Structures	En la investigación se pretende estudiar los efectos de alta ductilidad en sistemas ODB, así como el amortiguamiento producido hacia niveles superiores por sistemas amortiguamiento de acero en X. Por otra parte, se pretende investigar el impacto de las cargas que se originan cuando se cambia el modo de vibración de la estructura.	Los resultados mostraron que las estructuras con sistemas ODB provocan una mejora entre el 40 y 60 % de la respuesta dinámica de la estructura, es decir, la misma debido a la reducción del desplazamiento, así como la demanda de fuerzas internas, harán que la estructura permanezca en el rango elástico.
Kaur, P. & Talwar M. (2017)/ Different types of Fibers used in FRC/ International Journal of Advanced Research in Computer Science	La investigación busca comprender los conocimientos básicos del hormigón reforzado con fibras y a su vez dar a conocer los diferentes tipos de sistemas de fibras y sus aplicaciones.	Se encontró que la utilización de fibras de otros materiales en el hormigón mejora las propiedades estáticas y dinámicas del hormigón simple más no se demuestra ser un material que permita reemplazar al hormigón estructural. Debido al incremento en la resistencia y la habilidad del hormigón con fibras a resistir cargas sin presentar una excesiva deformación, puede ser usado como refuerzo externo en rehabilitación de estructuras.

CONFERENCIAS

Autor/Título/ Conf.	Descripción	Resultados
Sachin, R., & Urmil, D. (2012)/ Effectiveness of Various Methods of Jacketing for RC Beams/ International Conference on Engineering	Mediante ensayos de flexión, se pretende determinar de manera experimental la deflexión de las vigas al estar reforzadas por distintos métodos de encamisados de acero.	Se observó que, en todos los casos de vigas al ser reforzadas mediante distintos métodos de encamisado, aumentaban su capacidad de carga de manera significativa. La deflexión de la viga hasta la falla aumentaba hasta 10 veces su capacidad inicial.
Sayed, M. (2012) / Building with Base Isolation Techniques / AL- AZHAR Engineering Twelfth International Conference	Realizar una comparación mediante un modelo teórico sometido a análisis no lineal de tiempo-historia el comportamiento de un edificio con aislamiento de base y otro con base fija.	Se determinó que el edificio con aislamiento de base mostraba un período fundamental de la estructura hasta 5.7 veces mayor a uno con base fija, por otra parte, el aislamiento en la base del edificio provocaba que se redujera hasta 40 veces las fuerzas internas (corte y momento) actuantes en la base de las columnas.

TESIS

Autor/Tesis	Objetivo	Resultados
Fernández, L. & Paredes, P. (2010) / Investigación Teórico Experimental de un Sistema Estructural Alternativo	Evaluar la resistencia a carga lateral de un sistema alternativo de reforzamiento de edificaciones compuesto por mampostería de bloque artesanal reforzado con	Se determinó que la resistencia a carga lateral del sistema superaba el 100% del peso estimado en un prototipo, tanto para el sentido E-O como para el sentido O-E. Por otra parte, se pudo determinar que, al usar el sistema alternativo de enchapado

	de paredes, se mejoraba incluso la resistencia de la edificación a carga vertical, alcanzando esta el 20% de la deflexión máxima estimada.
Andrade, C. (2017) / Diagnóstico y propuesta de solución ante efectos de asentamientos diferenciales para una vivienda de dos pisos	Determinar una solución económica y eficaz a un caso real de una vivienda afectada por asentamientos diferenciales, la solución busca atenuar y controlar los efectos de los asentamientos diferenciales y a su vez mejorar la resistencia de la vivienda a carga sísmica.
	Se determinó que la presencia de los muros estructurales enchapados reducen los esfuerzos por flexión y de corte lo que no sólo aumentan la resistencia de la estructura a carga lateral, sino que controlan los efectos de asentamientos diferenciales en la edificación. Por otra parte, se determinó que la ductilidad de la estructura mediante este sistema es baja, por lo que se espera que la vivienda tenga una falla tipo frágil.

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

La bibliografía analizada muestra que el aporte de normativas más importante proviene de los Estados Unidos mediante los FEMA y revisiones de los ASCE, lo que muchos países han adaptado a los mismos de acuerdo con sus necesidades, la categorización por país se describe en la **Tabla 2.7**. Por otra parte, el desarrollo de una metodología que abarque de manera global los procedimientos a seguir en términos de rehabilitación de estructuras no ha sido posible debido a que cada caso estudiado ha resultado diferente, esto es por condiciones de suelo, materiales, configuración de la edificación, entre otros. Si bien cada autor muestra resultados favorables en sus investigaciones, estos procedimientos aún deben ser estudiados más a fondo para entender de mejor manera los principios que permiten que cada solución pueda ser llevada a cabo.

Tabla 2.7 Bibliografía analizada según el País

País	Número
Canadá	1
España	1
Ecuador	2
Estados Unidos	6
India	2
Irán	1
Italia	2

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Las investigaciones han sido posibles gracias al aporte de las distintas instituciones y revistas especializadas, quienes han publicado sus trabajos permitiendo que el

conocimiento pueda ser empleado y a su vez desarrollado en distintos países según sea el caso. En la **Tabla 2.8** se presenta el aporte al conocimiento en el desarrollo del presente tema de titulación por parte de las distintas normativas, revistas e instituciones.

Tabla 2.8 Concentración de la Bibliografía

Normativa	Número
Applied Technology Council (ATC)	1
Federal Emergency Management Agency (FEMA)	4
American Society of Civil Engineer (ASCE)	1
Revista	Número
Depósito Académico Digital de la Universidad de Navarra	1
Materiales de Construcción	1
ASET Journal of Earthquake Technology	1
Hindawi Publishing Corporation - Journal of Structures	1
International Journal of Advanced Research in Computer Science	1
Conferencias	Número
International Conference on Engineering	1
AL-AZHAR Engineering Twelfth International Conference	1
Institución	Número
Escuela Politécnica Nacional	3

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

CAPÍTULO 3

MARCO TEÓRICO

3.1 VULNERABILIDAD SÍSMICA

3.1.1 Sistemas tradicionales de construcción en Ecuador

Los sistemas tradicionales para la construcción de edificaciones nuevas en el Ecuador son:

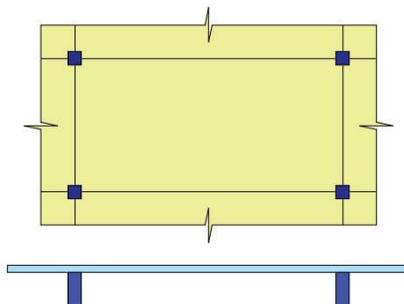
- Sistema estructural conformado por losas planas (con vigas banda) y columnas.
- Sistema estructural conformado por losas con vigas descolgadas y columnas.

Los sistemas en mención son los encargados de transmitir las cargas horizontales y verticales que actuarán en el edificio hacia el terreno (Correa y Machado, 2012).

3.1.2 Sistema estructural conformado por losas planas y columnas

Es un sistema estructural en el cual las losas planas se encuentran apoyadas directamente sobre las columnas y transmiten las cargas de manera directa a las mismas (Borja y Torres, 2015).

Figura 3.1 Sistema de Losas Planas



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Los problemas más comunes de usar este sistema son: punzonamiento, poca ductilidad inmediata, alta flexibilidad lateral, daños en elementos no estructurales excesivos.

Para contrarrestar los efectos negativos de este sistema y cumplir con un diseño sismo-resistente es necesario que la losa sea de gran altura, la que, combinada con las paredes de mampostería como división de ambientes, se obtendrá una edificación pesada y por consiguiente una edificación con grandes secciones (Correa y Machado, 2012).

Para Borja y Torres (2015) “es un sistema discutido y prohibido en otros países debido a que no se garantiza tener un buen comportamiento sismo-resistente por la falta de ductilidad que presentan las estructuras constituidas por este sistema”.

3.1.3 Factores que afectan la Vulnerabilidad Sísmica

Según el Centro Nacional de Prevención de Desastres de México (CNPD), la vulnerabilidad sísmica de las viviendas depende de varios factores y detalles a ser evaluados entre ellos:

3.1.3.1 Geométricos

- Irregularidad en planta de la edificación
- Cantidad de muros en las dos direcciones principales
- Irregularidad en altura

3.1.3.2 Estructurales

- Muros Confinados o reforzados
- Características de las aberturas o huecos en los muros
- Tipo y disposición de pisos
- Amarre o fijación de las cubiertas
- Cimentaciones

3.1.3.3 Constructivos

- Calidad de las juntas de mezcla entre tabiques
- Tipo de disposición de los ladrillos
- Calidad de los materiales del acabado

3.1.3.4 Entorno

- Topografía

3.1.3.5 Suelos

- Blandos
- Intermedios
- Duros

3.1.4 Patologías estructurales

Se define como patología al estudio de los problemas que se presentan en una edificación en donde se determina la carencia de alguna de sus condiciones básicas de funcionamiento en donde se disminuye la funcionalidad, seguridad o incluso la habitabilidad de la edificación, estas patologías se pueden presentar desde la fase de planificación del proyecto, así como en la etapa de construcción (López et al, 2004); entre ellas las más comunes en las edificaciones del país son:

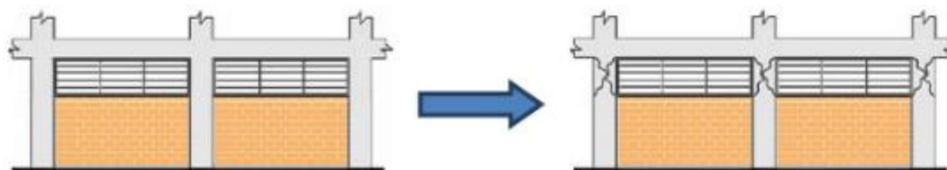
3.1.4.1 Columna Corta

Las columnas cortas se originan cuando algún elemento, comúnmente las paredes, se encuentran adosadas a las columnas, restringiéndolas hasta dónde llega la altura de las paredes.

Se provocan concentraciones de fuerza cortante en los extremos libres de las columnas, que tienden a fallar frágilmente por cortante. Las columnas que se encuentran restringidas adquieren mucha más rigidez en comparación con las demás columnas que no están confinadas ni restringidas en ninguno de sus lados.

La columna corta es más frágil que las demás columnas no restringidas parcialmente, debido a que su longitud deformable es más limitada.

Figura 3.2 Columna Corta



FUENTE: (Torres, 2012)

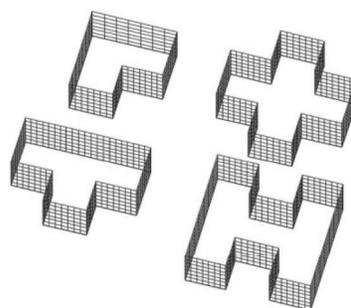
3.1.4.2 Torsión en Planta

Si el centro de masa de una estructura no coincide con el centro de rigidez, se originan efectos de torsión, en los que el edificio tiende a girar respecto a su centro de rigidez, causando incrementos excesivos en las fuerzas laterales.

Cuando los elementos estructurales están distribuidos asimétricamente en planta, se originan desplazamientos torsionales ante las acciones sísmicas, generando fuerzas elevadas en los elementos de la periferia del edificio.

La torsión es una de las principales causantes de daños por los sismos en las edificaciones y se deben generalmente, al desequilibrio en la distribución de rigideces en la edificación.

Figura 3.3 Irregularidad en planta



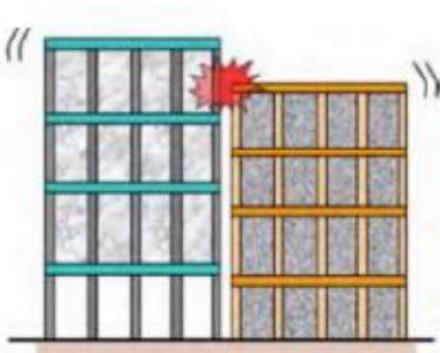
ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

3.1.4.3 Efecto de Martilleo (Pounding)

En edificios en donde no coinciden los niveles de los pisos, cada edificación vibrará de manera distinta al momento de ocurrencia de un sismo, este movimiento puede provocar que golpeen entre ellas, siendo este golpeteo capaz de producir daños severos (**Figura 3.4**).

Una medida para brindar seguridad a las edificaciones es considerar un espacio suficiente entre ellas y en lo posible coincidir el nivel de las losas ya que las mismas pueden golpear las partes intermedias de las columnas de la edificación adyacente” (Astorga y Rivero, 2009).

Figura 3.4 Martilleo en edificaciones



FUENTE: (Torres, 2012)

3.2 RIESGO SÍSMICO

En ingeniería civil se define al riesgo sísmico como la probabilidad de que ocurra un movimiento de suelo (consecuencia de un sismo) en un tiempo y lugar determinado (Wang, 2006), en donde aspectos de: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud e intensidad pueden ser cuantificados (Borja y Torres, 2015).

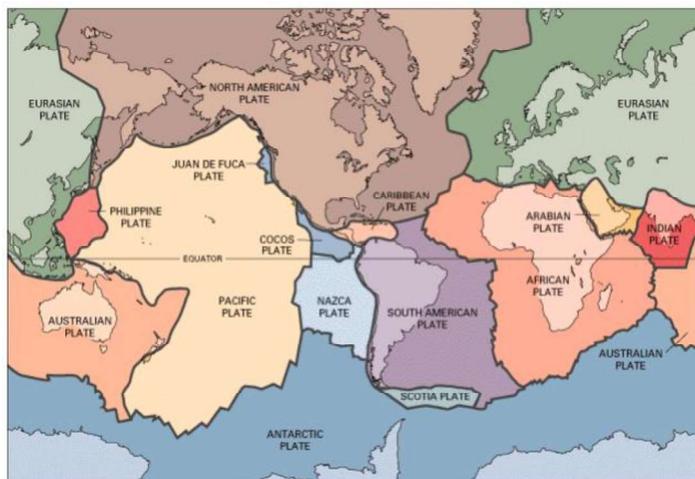
La posible ocurrencia de un sismo representa uno de los mayores inconvenientes en el diseño como en la construcción de una edificación, por lo tanto, la correcta aplicación de las normas de construcción sismo-resistentes ayudarán a prevenir daños en elementos estructurales y no estructurales de una edificación durante su vida útil ante la ocurrencia de un sismo y a su vez garantizar el salvaguardar la vida de los ocupantes (NEC 15-R, 2015).

En el presente subcapítulo se realizará una síntesis acerca del riesgo sísmico en el Ecuador, el cual se encuentra especificado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su sección Peligro Sísmico: Diseño Sismo Resistente.

3.2.1 Teoría de Tectónica de placas

“La teoría indica que la capa más externa de la tierra se encuentra fragmentada en una serie de placas que presentan un movimiento relativo respecto a la otra (**Figura 3.5**).

Figura 3.5 Placas tectónicas en relación con la ubicación de los continentes



FUENTE: Kious & Tilling, 2016

La teoría fue propuesta en 1596 por el cartógrafo holandés Abraham Ortelius en donde se menciona que el continente Americano se separó de Europa y África debido a terremotos y diluvios, pero no fue hasta 1912 que la idea del movimiento de los continentes fue tomada como una teoría científica denominada “Deriva Continental” y publicada a su vez por el meteorólogo alemán Alfred Lothar Wegener, el mismo que menciona que hace 225 millones de años aproximadamente existía un gran supercontinente llamado Pangea, el cual a los 200 millones de años comienza a fragmentarse y separarse en dos grandes masas continentales llamadas Laurasia en el hemisferio norte y Gondwana en el hemisferio sur (**Figura 3.6**), las mismas que con el tiempo han continuado fragmentándose y separándose en masas más pequeñas conformándose de esta manera los continentes que conocemos en la actualidad.

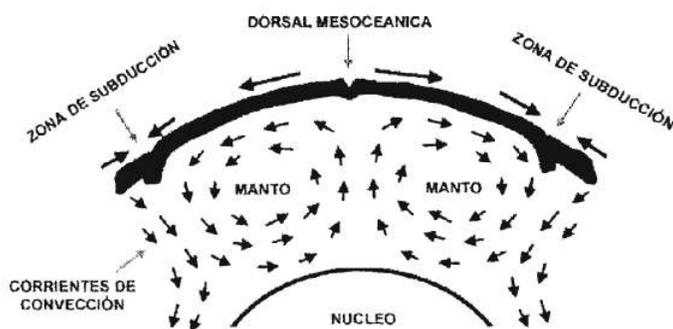
Figura 3.6 Fragmentación de Pangea



FUENTE: Kious & Tilling, 2016

La tectónica de placas describe por lo tanto el movimiento de las placas y los efectos de este movimiento si bien en el pasado esta teoría no era aceptada debido a que no se podía explicar la fuerza que causaba este movimiento, se sabe en la actualidad que la distribución desigual del calor en el interior de la Tierra es la fuerza que provoca el movimiento de las placas la cual puede ser explicada en tres procesos relacionados entre sí.

Figura 3.7 Corrientes de convección del manto de la tierra

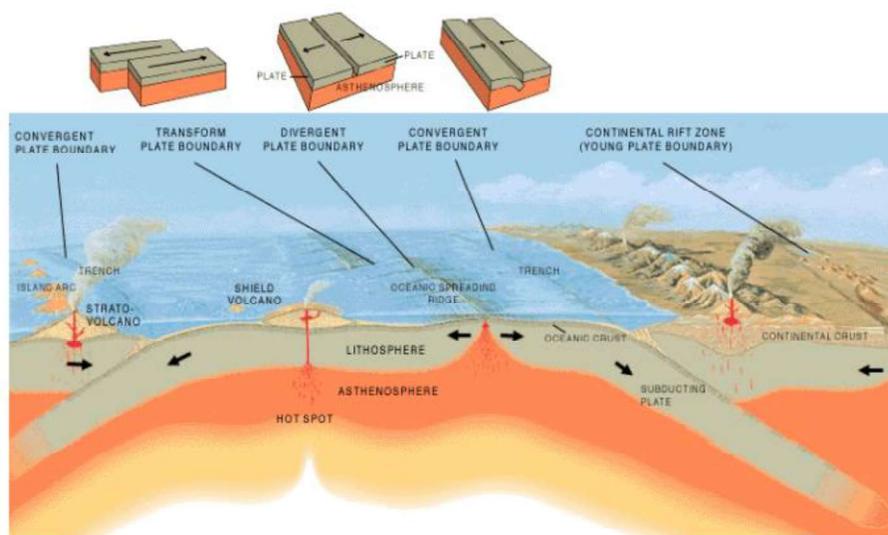


FUENTE: Werlinger, 2004

La hipótesis de corrientes de convección propuesta por el geólogo Arthur Holmes sugiere que grandes corrientes de convección del manto impulsan el movimiento de las placas (**Figura 3.8**). Según esta propuesta, el material caliente menos denso del manto inferior asciende muy despacio en las regiones de las dorsales oceánicas. A medida que el material se expande lateralmente, arrastra a la litósfera

a lo largo, tal como los paquetes en una cinta transportadora. Al final, el material se enfría y empieza a hundirse en el manto inferior, donde vuelve a calentarse. Por su simpleza este modelo es aceptado en forma muy general. Sin embargo, en la actualidad, los investigadores saben, gracias a las técnicas de investigación moderna, que el flujo de material en el manto es bastante más complejo que el de simples células de convección. Por otro lado, se sabe también que las placas litosféricas no son sólo pasajeros transportados por corrientes de convección, sino que, muy por el contrario, forman parte de esa circulación.

Figura 3.8 Movimientos de las placas



FUENTE: Kious & Tilling, 2016

El empuje y arrastre de las placas se basa en el hecho de que a medida que una placa recién formada de corteza oceánica se separa de la cresta de la dorsal, se enfría de manera gradual y aumenta su densidad. De esta manera, la placa oceánica fría se hace más densa que la astenósfera subyacente y comienza a hundirse, y cuando esto ocurre, la placa fría que se hunde empuja consigo a la litósfera que tiene detrás. El arrastre de placas se produciría en la posición más elevada de una dorsal oceánica que provoca que la litósfera se deslice bajo la influencia de la gravedad.

Las placas ascendentes y descendentes son una variación del modelo de convección térmica, sugiere que bajo las placas y en forma localizada, existen fuentes de alta energía calórica denominados puntos calientes, estos puntos calientes se extienden hacia arriba desde la proximidad del límite manto del núcleo los cuales, tras alcanzar la litósfera, se expanden lateralmente y facilitan la separación de las placas sobre la zona de ascenso.

A lo largo del tiempo la tectónica de placas, así como ha ido moldeando la superficie del planeta, ha intervenido en la mayoría de los terremotos y erupciones que se han producido en el planeta, es así como una de las áreas sísmológica y volcánicamente más activa del planeta se halla en el llamado “Cinturón de Fuego del Pacífico” en donde la Placa del Pacífico se encuentra rodeada de varias placas” (Werlinger, 2004).

El Ecuador por lo tanto al estar ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico está propenso a sufrir eventos sísmicos los cuales pueden ser de baja, moderada y alta magnitud.

3.2.2 Eventos sísmicos en el Ecuador

Si se consideran los temblores de pequeña magnitud y aquellos que son detectados únicamente por sismógrafos, en Ecuador se registran entre miles de sismos por año, considerando esta actividad sísmica, han ocurrido 38 terremotos de intensidad igual o mayor a VIII en la escala de intensidad MSK (Medvedev Sponheuer Karnik) (Rivadeneira et al, 2007).

Con estos antecedentes se procederá a mencionar en la **Tabla 3.1** los terremotos que han producido daños considerables, hasta el evento en Manabí de 1998, siendo estos clasificados en la escala MM (Mercali Modificada) con Intensidad mayor a VIII cuyos efectos se consideran entre considerables y catastróficos (Singaucho, J.C., 2009).

Tabla 3.1 Terremotos ocurridos en el Ecuador con intensidades \geq VIII MSK.
La Magnitud (M) es calculada por Egred en su trabajo

No.	AÑO	MAGNITUD	PROVINCIA	INT. MAX
1	1587	6,3	Pichincha	8
2	1645	7,0	Chimborazo	9
3	1674	6,3	Bolívar	8
4	1687	6,3	Tungurahua	8
5	1698	7,7	Tungurahua	9
6	1736	6,3	Pichincha	8
7	1749	6,3	Loja	8
8	1755	6,3	Pichincha	8
9	1757	7,0	Cotopaxi	8
10	1786	6,3	Chimborazo	8
11	1797	8,3	Chimborazo	11
12	1859	6,3	Pichincha	8
13	1868	7,0	Imbabura	9
14	1868	6,3	Carchi	8
15	1896	7,0	Manabí	9
16	1906	8,1	Esmeraldas	8
17	1911	--	Chimborazo	8
18	1913	6,3	Loja	8
19	1914	7,0	Pichincha	8
20	1923	6,3	Pichincha	8
21	1926	6,5	Carchi	88
22	1929	6,3	Pichincha	8
23	1938	6,3	Pichincha	8
24	1942	7,7	Manabí	9
25	1949	6,7	Tungurahua	10
26	1953	7,3	Loja	8
27	1958	7,3	Esmeraldas	8
28	1961	6,1	Chimborazo	8
29	1964	5,7	Manabí	8
30	1970	6,3	Loja	8
31	1976	6,0	Esmeraldas	8
32	1987	6,4	Napo	9
33	1995	6,9	Morona Santiago	8
34	1996	5,7	Cotopaxi	8
35	1998	6,2	Manabí	8

FUENTE: (Singaicho, J.C., 2009) / MODIFICADO POR: Cuasqui & Merizalde

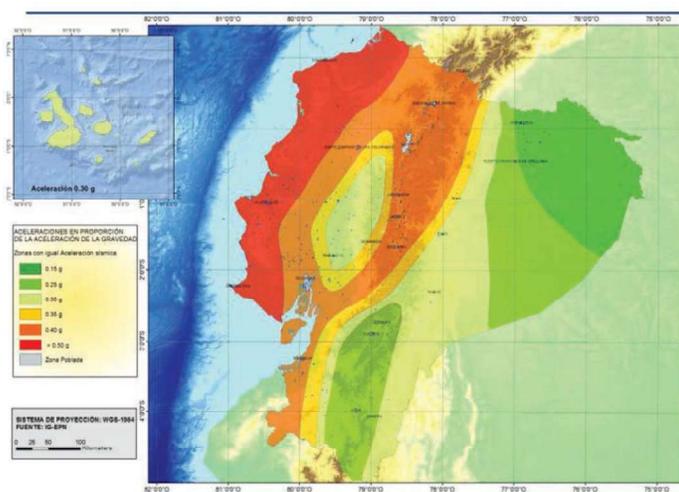
En tanto que, para el evento sísmico ocurrido el 16 de abril de 2016, se realizaron actualizaciones en la escala del Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional (IGEPN) a la Escala Macrosísmica Europea (EMS-98), en donde se clasificó con intensidad máxima de 9 EMS en zonas específicas de la provincia de Manabí (Pedernales y Chamanga). En zonas muy delimitadas de Portoviejo y Manta se alcanzó una intensidad de 8 EMS y en Guayaquil se estimó una intensidad de 6 EMS (IGEPN, 2017).

3.2.3 Zonificación sísmica de diseño

La NEC 15 en su sección de Peligro Sísmico (NEC_SE_DS, 2015) especifica que, para edificios de uso normal, el valor de Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño el cual se encuentra expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.

Como resultado del estudio de peligro sísmico se obtiene el mapa de zonificación sísmica del Ecuador mostrado en la **Figura 3.9**, el cual clasifica al país en seis Zonas sísmicas caracterizadas por el valor del Factor de zona Z. el Estudio de peligro sísmico según la NEC 15 se lo realizó para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), el cual incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano.

Figura 3.9 Zonificación sísmica del Ecuador



FUENTE: NEC 15 – Peligro Sísmico (NEC_SE_DS)

En la **Tabla 3.2** se asocia las zonas sísmicas de la **Figura 3.9** con el Factor de zona Z y la caracterización del peligro sísmico.

Tabla 3.2 Factor de zona (z) y caracterización del peligro sísmico

ZONA SISMICA	I	II	III	IV	V	VI
VALOR DE FACTOR Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,5
CARACTERIZACIÓN DE PELIGRO SISMICO	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

FUENTE: NEC 15 – Peligro Sísmico (NEC_SE_DS)

Es así como el Ecuador según su clasificación de zonas sísmicas varía entre Intermedio a muy alto, por lo que una correcta aplicación de técnicas de reforzamiento estructural disminuirá la vulnerabilidad de las edificaciones ante un evento sísmico.

3.3 REHABILITACIÓN SÍSMICA

Según Placencia (1993), el proceso de evaluación y rehabilitación sísmica puede ser dividido en dos grandes etapas: diagnóstico y aplicación de la solución.

Con respecto a la etapa de diagnóstico de la edificación a tratar, Placencia propone realizar el siguiente proceso:

Tabla 3.3 Proceso de Evaluación y Rehabilitación según Placencia

1	DIAGNÓSTICO Y ANTEPROYECTO	
1.1	Definición del sistema estructural existente	Establecer claramente cuál es la estructura resistente a cargas verticales y horizontales.
1.2	Identificar los problemas	Consiste en ubicar los puntos débiles de la estructura para estimar las implicaciones de cada problema.
1.3	Establecer los síntomas de los problemas	Buscar los síntomas ocultos, descubrirlos, relacionarlos entre sí, ayudando entonces tanto a la confirmación del modelo matemático como al diagnóstico de la situación.

1.4	Investigación de las causas	Una modelación estructural es útil para investigar que los esfuerzos actuantes en ciertos elementos de la estructura son mayores que los admisibles, o que ciertas deflexiones calculadas exceden las recomendaciones técnicas.
1.5	Formulación del diagnóstico	Se determina la gravedad de cada uno de los problemas. Para esto, se examina en forma crítica cada uno de los problemas con sus síntomas y causas.
1.6	Presentación del anteproyecto estructural	Debe estar enfocado a solucionar los problemas detectados. Es conveniente presentar una solución que englobe la situación a tratar ya que proponer una sola situación puede descartar numerosos síntomas adicionales.
2	APLICACIÓN DE LA SOLUCIÓN	
2.1	Presentación del proyecto definitivo	Consiste en realizar análisis más específico de cada uno de los problemas detectados, y la elaboración de planos de construcción con todos los detalles pertinentes. Se debe adjuntar también especificaciones de los materiales a utilizar, las técnicas a seguir.

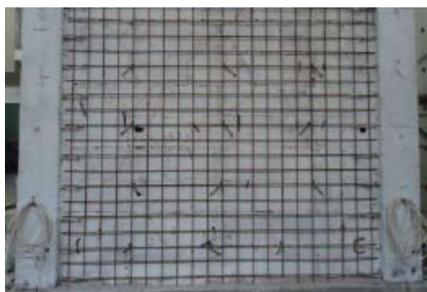
ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

3.3.1 Tipos de Rehabilitación

3.3.1.1 Enchapado de Paredes

Se conoce como enchape a un sistema de reforzamiento con el cual se recubre con malla electrosoldada y mortero a distintas mamposterías no estructurales con el fin de darle una mayor resistencia, ductilidad y durabilidad (Albuja y Pantoja, 2017). Mediante este sistema se pretende que los enchapes actúen como muros estructurales (o de corte) los cuales resistirán las fuerzas sísmicas (Fernández y Paredes, 2010).

Imagen 3.1 Enchapado de Paredes

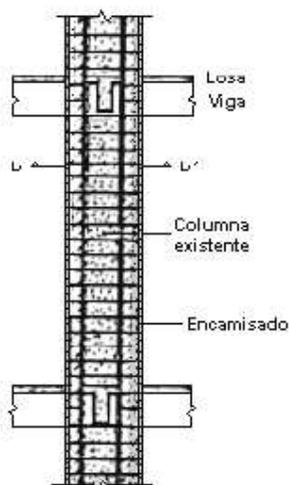


FUENTE: (Albuja & Pantoja, 2017)

3.3.1.2 Encamisado de columnas

En caso de requerir el aumento de la capacidad resistente de los elementos estructurales se aumenta la sección transversal de los mismos, mediante un encamisado, de esta manera se mejora la resistencia axial, flexión y cortante. Debido a esto se considera como un método de refuerzo, ya que no solo se repara a los elementos, si no, que se aumenta la rigidez y resistencia del elemento encamisado (Soto, 2008).

Imagen 3.2 Encamisado de Columnas



FUENTE: Rehabilitación de estructuras de concreto. Soto, 2008.

3.3.1.3 Nuevos elementos estructurales

Se entenderá por adición de nuevos elementos estructurales a aquellos elementos que, al ser colocados en la edificación intervenida, aportarán con resistencia, rigidez y ductilidad a ésta. Es decir, estos elementos ayudarán a alivianar las cargas verticales y horizontales que se transmiten a los elementos existentes.

3.4 PRUEBAS EN CAMPO

3.4.1 Pruebas no destructivas

Para el proceso de verificación, control y análisis estructural de una edificación existente se puede realizar pruebas o ensayos que no impliquen el daño de los elementos en estudio, los cuales son llamados pruebas o ensayos no destructivos. Las pruebas mencionadas son aquellas que se realizan in situ y además se requiere

realizar las pruebas en superficies y volúmenes homogéneos, con ausencia total de elementos perturbadores que pueden ser las instalaciones de agua o luz o en el caso de ensayos en estructuras en hormigón armado, las barras de refuerzo colocadas en las zonas de interés experimental, es necesario ejecutar una investigación preparatoria a través de un detector de armaduras (Porco et al, 2013).

3.4.1.1 Prueba del esclerómetro

Ensayo de Esclerómetro o también llamando ensayo del martillo de rebote, el cual fue desarrollado por Ernest Schmidt en Suiza en el año 1948. En la actualidad este ensayo se encuentra estandarizado por la norma internacional ASTM C805 “Método de ensayo estándar para determinar el número de rebote del concreto empleando el esclerómetro” (Gómez, S.F.).

El ensayo mencionado trata de determinar la uniformidad del concreto y delinear zonas de baja calidad o de concreto deteriorado en las estructuras existentes, estimando así la resistencia del concreto in-situ (Sapón, 2011).

“El equipo que permite realizar el ensayo consiste en un martillo de acero cargado con un resorte, al ser liberado golpea un émbolo de acero en contacto con la superficie del concreto. Se debe procurar que el martillo cargado por el resorte se desplace a una velocidad consistente y reproducible, además la distancia de rebote desde el émbolo de acero se mide en una escala lineal unida al marco del instrumento” (Sapón, 2011).

Imagen 3.3 Esclerómetro



FUENTE: (Colección particular)

3.4.1.2 Exploración de suelos

El cual es una prueba de penetración (sondeos) que nos permite realizar exploraciones in situ de terrenos, proporcionando resultados e información geotécnica del suelo en estudio. El ensayo consiste en la introducción de un muestreador en un estrato de suelo en estudio, en el cual se toma una muestra en condiciones no alteradas para luego ser analizada en el laboratorio. (Flor, 2016).

Imagen 3.4 Exploración de Suelos



FUENTE: (Dando Drilling International Ltd, 2018)

3.4.1.3 Vibraciones Ambientales

Es un proceso que permite obtener el período fundamental de una edificación (T) así como los espectros de respuesta, esto se realiza mediante equipos que toman las señales IN-SITU las cuales pueden ser de desplazamiento (gps), velocidad (velocímetro) o aceleración (acelerómetro).

Los datos que se obtienen IN-SITU ubicando un acelerómetro en un lugar donde se presenten las mayores deformaciones y a su vez se minimice factores externos que puedan provocar ruido. Para ello, el norte del sensor debe ser colocado paralelo a la longitud más larga de la edificación y el registro de datos se lo debe realizar en un tiempo mínimo de 15 minutos. Por otra parte, mediante un software se trata a las señales y se obtiene un espectro de respuesta de la edificación, el periodo fundamental será el pico de la abscisa más sobresaliente de dicho espectro (Parra y Sarango, 2016).

Imagen 3.5 Ensayo de Vibraciones Ambientales (Acelerómetro IGEPN)

FUENTE: (Colección Centro de Investigación de la Vivienda, 2017)

3.4.1.3.1 Periodo de vibración

Para el cálculo del periodo de vibración se debe considerar las características de la edificación, ya que estas influyen en su análisis y es necesario que cumplan las condiciones de ser una estructura de hormigón armado, regularidad y preferencialmente que no se encuentren adosadas a otras estructuras (Parra y Sarango, 2016).

Además, Parra y Sarango (2016) especifican que es importante conocer los parámetros que influyen en el comportamiento dinámico de la edificación, teniendo en cuenta que para un buen diseño sísmico se debe considerar las fuerzas sísmicas y las características dinámicas de la edificación, por lo tanto, los parámetros a considerar son:

- Interacción suelo-estructura, movimientos sísmicos del terreno afectando directamente a la edificación a través de la cimentación.
- Ductilidad, el acero de refuerzo es el material que aporta ductilidad a las edificaciones de hormigón armado.
- Amortiguamiento, capacidad de una estructura para neutralizar las fuerzas sísmicas mediante sus fuerzas de fricción interna.

- Deterioro de la estructura, son causadas por acciones sísmicas frecuentes, condiciones climáticas, salinidad, etc. Provocando disminución en la capacidad de resistencia y rigidez de la edificación.

3.5 PRUEBAS DE LABORATORIO

3.5.1 Compresión en núcleos de hormigón

La extracción de los núcleos de hormigón de un elemento estructural se realiza in situ con la ayuda de equipos especializados, el cual permite conocer las características y propiedades de una estructura (Rojas, 2012).

Los núcleos extraídos son llevados al laboratorio para que se practique el ensayo de compresión, el cual consiste en la aplicación de una carga axial de compresión a una cierta velocidad hasta que se produzca la falla en el núcleo, con este ensayo se puede determinar la resistencia a compresión de una estructura. El ensayo de compresión se encuentra establecido en la norma INEN 1573 para especímenes cilíndricos que cumplan con las normas ASTM C 31, ASTM C 192, ASTM C 617, ASTM C 1 231, ASTM C 42 y ASTM C 873 (Chacón E. y Lema G., 2012).

Imagen 3.6 Muestras de cilindros de hormigón



FUENTE: (Colección particular)

En la **Tabla 3.4** se establece los diferentes modelos típicos de fractura de un núcleo de hormigón cuando han alcanzado su mayor resistencia a la compresión:

Tabla 3.4 Modelos típicos de fractura

MODELOS DE FRACTURAS	TIPOS	DESCRIPCIÓN
	1	Conos en ambos extremos razonablemente bien formados, fisuras a través de la cabecera menor a 25 mm.
	2	Cono bien formado en uno de los extremos, fisuras verticales que recorren a través de la cabecera, cono no muy definido en el otro extremo.
	3	Fisura vertical columna a través de ambos extremos, conos no muy definidos.
	4	Fractura diagonal sin fisuras a través de los bordes; golpear con un martillo para distinguir del Tipo 1.
	5	Fracturas a los lados, en el extremo superior o en el fondo (ocurren comúnmente cuando se ensaya con neoprenos).
	6	Similar al Tipo 5, pero el extremo del cilindro está en punta.

FUENTE: NTE INEN-1573

3.5.2 Densidad y compresión de bloques de hormigón

- **Densidad, D**

La densidad es la cantidad de masa por unidad de volumen que contiene un cuerpo.

Para determinar la densidad de un bloque es necesario conocer el peso de las unidades a temperatura ambiente, para luego ser sumergidas en agua a una temperatura de 16 y 27 °C durante un tiempo de 24 a 28 horas. Una vez sumergidas se procederá a escurrirlas mientras están suspendidas en un alambre, se debe tomar el peso transcurrido 1 min y este será la masa de la unidad sumergida (M_i). Posteriormente, mediante un paño se retira el agua visible de la superficie y se determina su masa de la unidad saturada (M_s), para luego secarla al horno a una temperatura de 100-115°C durante 24 horas y este será la masa de la unidad secada al horno (M_d).

La diferencia entre las masas de dos lecturas consecutivas debe ser menor a 0,2%, caso contrario se debe tomar una nueva lectura hasta que se cumpla esta condición (INEN 3066, 2016).

Una vez tomado los valores necesarios se procede a determinar la densidad, mediante la ecuación:

$$D = \frac{M_d}{M_s - M_i} \cdot 1000 \left[\frac{Kg}{m^3} \right]$$

Dónde:

M_d , masa de la unidad secada al horno [Kg].

M_s , masa de la unidad saturada [Kg].

M_i , masa de la unidad sumergida [Kg].

Según la norma NTE INEN 3066 la clasificación de los bloques según su densidad se lo realiza mediante la especificación de la **Tabla 3.5**.

Tabla 3.5 Bloques de hormigón de acuerdo con su densidad

TIPO	DENSIDAD DEL HORMIGÓN (Kg/m ³)
Liviano	< 1680
Mediano	1680 a 2000
Normal	> 2000

FUENTE: (INEN 3066, 2016)

- **Compresión de Bloques**

La compresión de bloques consiste en cargar a una muestra de bloque a una velocidad constante en un área bruta del mismo. Las unidades deberán ser ensayadas en la misma posición que van a tener durante su servicio.

Las especificaciones del ensayo se encuentran descritas en la norma NTE INEN 3066.

La resistencia a la compresión del bloque será determinada mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Resistencia a la compresión, (MPa)} = \frac{P_{max}}{A_g}$$

Dónde:

P_{max} , carga máxima de compresión [N].

A_g , Área bruta de la unidad [mm²].

Según la norma NTE INEN 3066 la clasificación de los bloques según su resistencia a la compresión se realiza mediante la especificación de la **Tabla 3.6**.

Tabla 3.6 Resistencia neta mínima a la compresión en bloques de hormigón

DESCRIPCIÓN	RESISTENCIA NETA MÍNIMA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (MPa)		
	CLASE A	CLASE B	CLASE C
Promedio de 3 bloques	13,8	4	1,7
Por bloque	12,4	3,5	1,4

*1 Mpa = 10,2 Kg/cm²

FUENTE: (INEN 3066, 2016)

3.6 NORMAS DE CONSTRUCCIÓN

3.6.1 Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) es la actualización del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-2001) de acuerdo con el avance tecnológico. La norma reformada fue emitida por el Ministerio de Desarrollo Urbano

y Vivienda (MIDUVI) juntamente con entidades públicas, sector privado e instituciones académicas, en la cual se aplicó mejoras en la normativa de establecer parámetros mínimos de seguridad y salud, mecanismos de control y procesos de construcción, además se definió principios mínimos de diseño, montaje en obra y reducción del consumo energético; como también velar por el cumplimiento de los principios básicos de habitabilidad, fijando responsabilidades, obligaciones y derechos de los actores involucrados en la construcción de edificaciones.

La NEC-15 está constituida por capítulos, los cuales son los siguientes:

- Seguridad Estructural de las Edificaciones
 - NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas).
 - NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente parte 1.
 - NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente parte 2.
 - NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente parte 3.
 - NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente parte 4.
 - NEC-SE-RE: Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras.
 - NEC-SE-GC: Geotecnia y Cimentaciones.
 - NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado.
 - Entre otras.
- GUÍAS PRÁCTICAS DE DISEÑO DE CONFORMIDAD CON LA NEC – 15
 - Guía para viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.
 - Guía para estructuras de hormigón armado.
 - Guía para estructuras de acero.
 - Guía para estructuras de madera.
 - Guía para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras.
 - Guía para estudios geotécnicos y trabajos de cimentación.
 - Guía de procedimientos y estándares mínimos para trabajadores de la construcción.

3.7 NORMAS Y GUIAS DE REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS

3.7.1 ASCE 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

La norma ASCE 41-13 fue emitida por el American Society of Civil Engineers con el objetivo de emitir los procedimientos a considerar para mejorar el diseño por desempeño y evaluación de edificaciones existentes.

El ASCE 41-13 propone varios niveles de desempeño de edificaciones en lo que se puede encontrar prevención de colapso, ocupación inmediata, entre otros esto es tanto para elementos estructurales como no estructurales.

Los procedimientos indicados en la norma ASCE 41-13 son aplicables para cualquier tipo de edificación que requiera una evaluación estructural de manera rigurosa.

3.7.2 Guía para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras en conformidad con la NEC – 15

El documento forma parte de un conjunto de guías que complementan a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) las cuales están orientadas a la correcta aplicación de la norma tanto para profesionales y no profesionales.

La guía para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras permite determinar de manera rápida la vulnerabilidad sísmica de cualquier edificación, esto es mediante un sistema de puntuación que considera solo aspectos de altura de la edificación, tipología del sistema estructural, irregularidad de la edificación, código de la construcción y tipo de suelo.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1 IDENTIFICACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

4.1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

4.1.1.1 Ubicación

La construcción del edificio “Arcos” se encuentra ubicado en el Conjunto habitacional “Los Girasoles del Sur” en la calle S45A y La Cocha, al sur de la ciudad de Quito.

Imagen 4.1 Ubicación del proyecto



FUENTE: Google Earth

4.1.1.2 Historia de la construcción

La construcción de la edificación “Arcos” se inició hace aproximadamente un año, la cual se detuvo debido a errores constructivos que según iba avanzando la construcción se hacían más evidentes, y los mismos han afectado a las casas

adosadas. Con aproximadamente un área de 200 m² de implantación, la construcción fue realizada por mano de obra no calificada, sin ningún estudio ni supervisión de un profesional.

Concebida para ser una edificación de cuatro plantas. La primera etapa constructiva de la edificación consistió en la construcción de los elementos estructurales (columnas, vigas y losas) desde la planta baja hasta el tercer piso, posteriormente la segunda etapa constructiva fue la colocación de la mampostería desde la planta baja hasta el primer piso.

Actualmente la edificación quedó inconclusa hasta la segunda etapa debido a los errores mencionados.

Imagen 4.2 Edificación de estudio



FUENTE: Colección propia

4.1.1.3 Definición estructural del edificio

El edificio “Arcos” se encuentra constituido por un sistema aporticado de losas planas, el mismo que lo compone columnas y vigas banda. Al ser la losa plana y las vigas embebidas en la misma, las cargas se transmitirán directamente de las

losas a las columnas, por lo que se tendrá momentos desbalanceados que no serán transmitidos enteramente por flexión, si no que estos se transmitirán por corte excéntrico o por punzonamiento de la losa (Correa y Machado, 2012).

Las paredes que se hallan actualmente en la edificación no serán tomadas en cuenta dentro del análisis ya que estas no cumplen ninguna función estructural, debido a que las mismas se encuentran conformadas por mampostería de bloque, cuya única finalidad es delimitar espacios y divisiones arquitectónicas, limitándose a transmitir las cargas que generan su propio peso a la losa.

4.1.1.3.1 Planos arquitectónicos

Los planos arquitectónicos de la edificación fueron proporcionados por parte del propietario, los cuales fueron comprobados mediante una inspección, resultando la siguiente información:

Planta Baja (Nv.+0.00)

La planta baja consta de un área de 52.45 [m²] y es la única en la cual se ha levantado paredes divisorias de ambientes, en esta planta estará el Departamento 1 compuesto de un baño, cuarto de máquinas, cocina, dormitorio máster y sala.

Losa Nv.+2.52

El primer piso alto consta de un área de 50.02 [m²] y se ubicará el Departamento 2 compuesto por un baño, cuarto de máquinas, cocina, comedor, sala, cuarto de estudio y un dormitorio máster.

Losa Nv.+5.04

El segundo piso alto consta de un área de 47.92 [m²] y será la planta baja de un Departamento Dúplex el cual estará compuesto por un baño, cuarto de máquinas, cocina, comedor, sala, cuarto de estudio y un dormitorio máster.

Losa Nv.+7.56

El tercer piso alto consta de un área de 50.42 [m²] y será planta alta del Departamento Dúplex y constará de dos dormitorios y dos baños.

Losa Nv.+10.08

La cuarta planta consta de un área de 50.52 [m²] será una losa de cubierta accesible la cual será comunal para todos los departamentos.

4.1.1.3.2 Planos estructurales

Los planos estructurales fueron proporcionados por el propietario de la edificación y se hallan en el ANEXO No. 2.

4.1.2 Descripción de los elementos estructurales

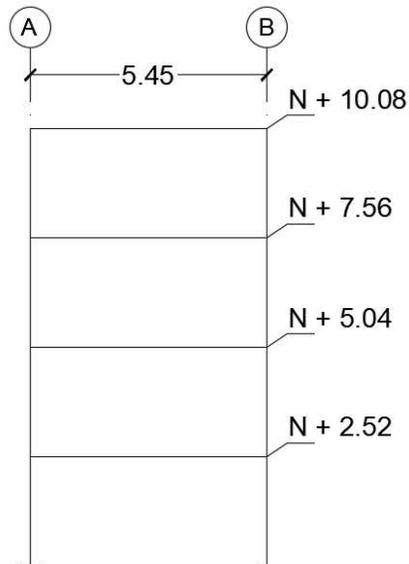
Debido a que la edificación es de tipo informal, los planos arquitectónicos y estructurales fueron generados posteriormente a la construcción de la edificación mencionada; además que las dimensiones de los elementos, así como su refuerzo fueron descritos por una persona no profesional que se hallaba a cargo de la construcción. Con estos antecedentes, para comprobar que lo establecido en planos sea correcto, fue necesario realizar un estudio de suelos que verifique las condiciones de suelo y cimentación, así como una medición in-situ de los elementos estructurales que lo componen.

4.1.2.1.1 Descripción de ejes

El edificio "Arcos" se encuentra conformado por 2 ejes principales en el sentido X y 4 ejes principales en el sentido Y, en la **Figura 4.1** y **Figura 4.2**, se representan los ejes vistos en elevación.

4.1.2.1.1.1 Ejes en sentido “x”, en elevación

Figura 4.1 Pórticos 1,2,3 y 4



Pórticos 1 - 4

Columna esquinera: 30x30 cm

Vigas: 35x22 cm

Pórticos 2 - 3

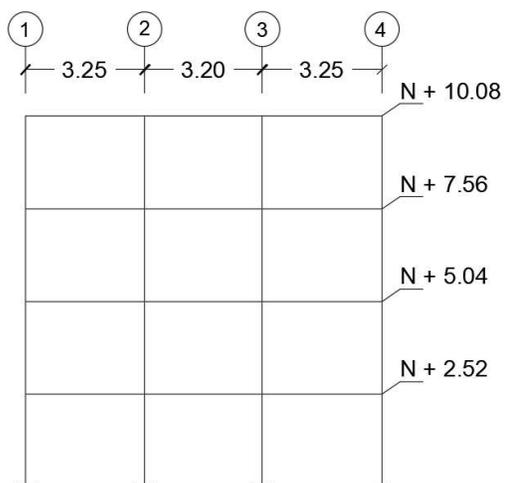
Columna de borde: 30x35 cm

Vigas: 35x22 cm

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.1.2.1.1.2 Ejes en sentido “y”, en elevación

Figura 4.2 Pórticos A y B



Columna esquinera: 30x30 cm

Columna de borde: 30x35 cm

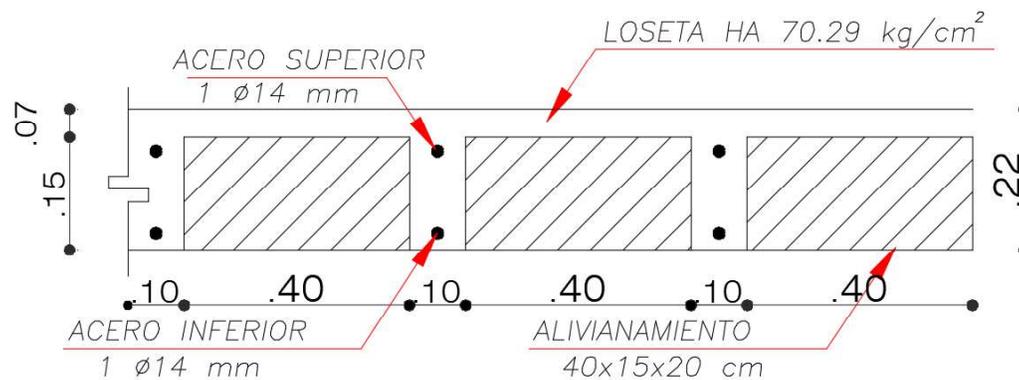
Vigas: 30x22 cm

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.1.2.2 Losa:

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: $1 \cdot 0.22 \cdot 1$ (b · h · e) [m]
- Nivel: Variable

Figura 4.3 Losa Tipo

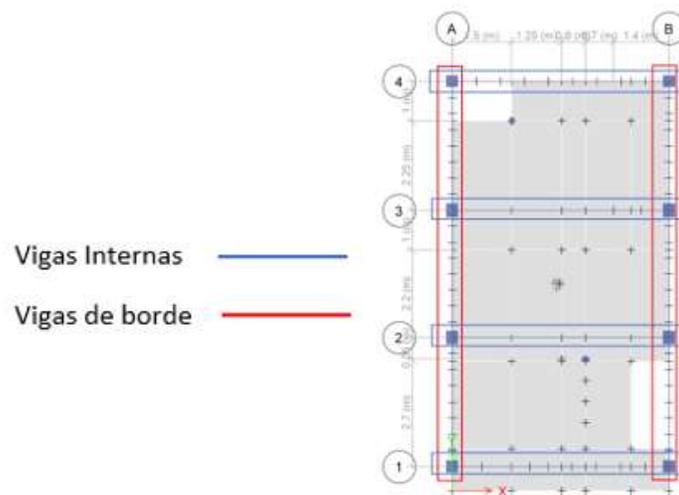


MODIFICADO POR: Cuasqui & Merizalde / FUENTE: Planos estructurales

4.1.2.3 Vigas

En la **Figura 4.4** se muestra la ubicación de las vigas de acuerdo a las dimensiones que presentan.

Figura 4.4 Ubicación de vigas internas (35x22 cm) y vigas externas (30x22 cm)

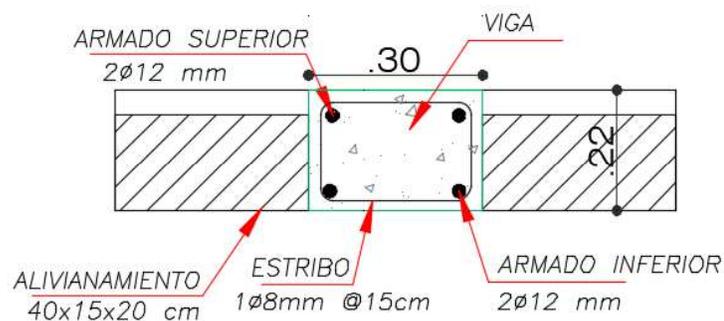


ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.1.2.3.1 Vigas externas:

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: $0.30 \cdot 0.22 \cdot \ell$ ($b \cdot h \cdot \ell$) [m]
- Nivel: variable
- Observación: Existen 6 vigas banda externas, las cuales se encuentran en sentido Y.

Figura 4.5 Viga de borde Tipo

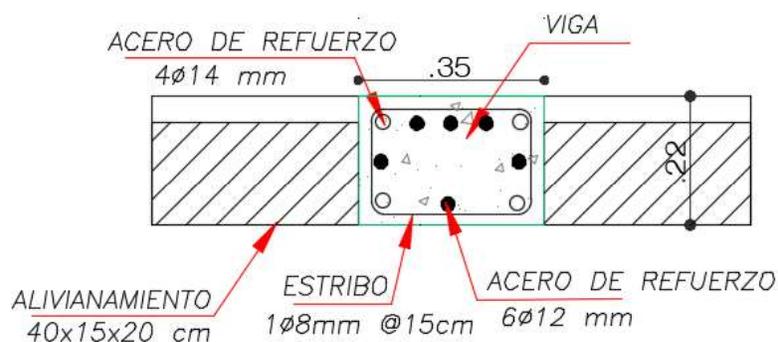


MODIFICADO POR: Cuasqui & Merizalde / FUENTE: Planos estructurales

4.1.2.3.1.1 Vigas internas:

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: $0.35 \cdot 0.22 \cdot \ell$ ($b \cdot h \cdot \ell$) [m]
- Nivel: variable
- Observación: Existen 4 vigas banda internas, las cuales se encuentran en sentido X.

Figura 4.6 Viga interna tipo

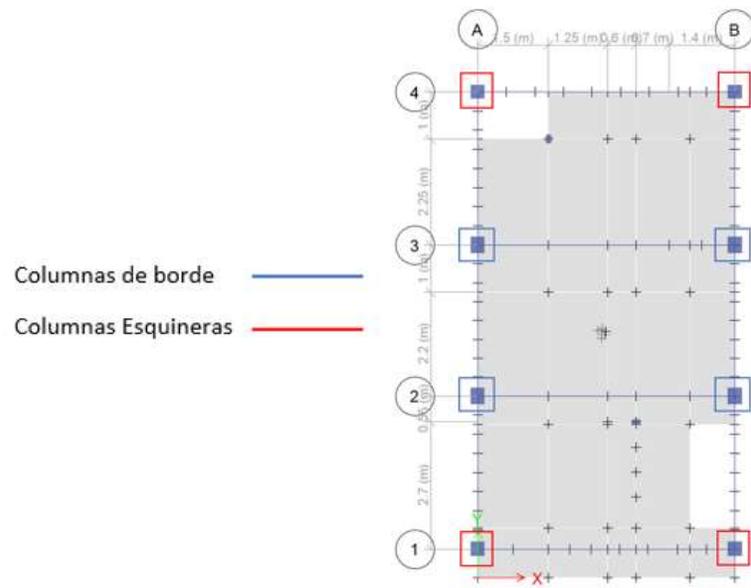


MODIFICADO POR: Cuasqui & Merizalde / FUENTE: Planos estructurales

4.1.2.4 Columnas

En la **Figura 4.7** se muestra la ubicación de las columnas de acuerdo a las dimensiones que presentan.

Figura 4.7 Ubicación de columnas esquineras y de borde

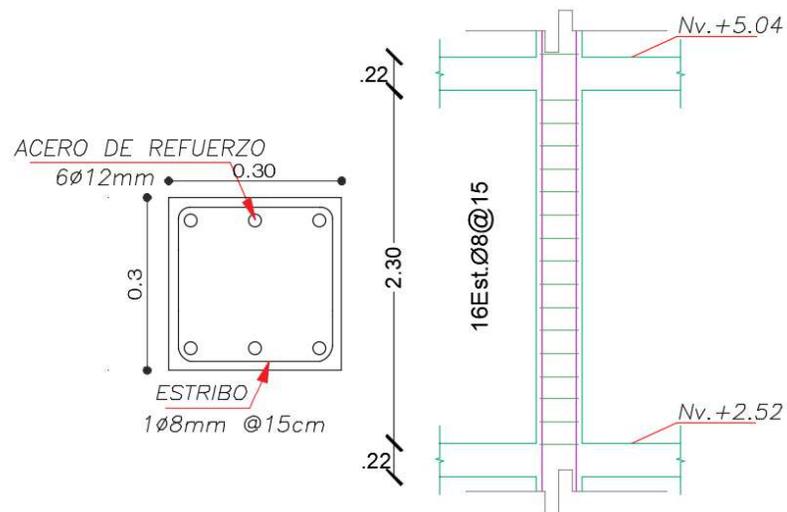


ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.1.2.4.1 Columnas esquineras:

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: $0.30 \cdot 0.30 \cdot \ell$ (b • h • ℓ) [m]
- Nivel: variable
- Observación: Existen 4 columnas esquineras.

Figura 4.8 Columna Esquinera

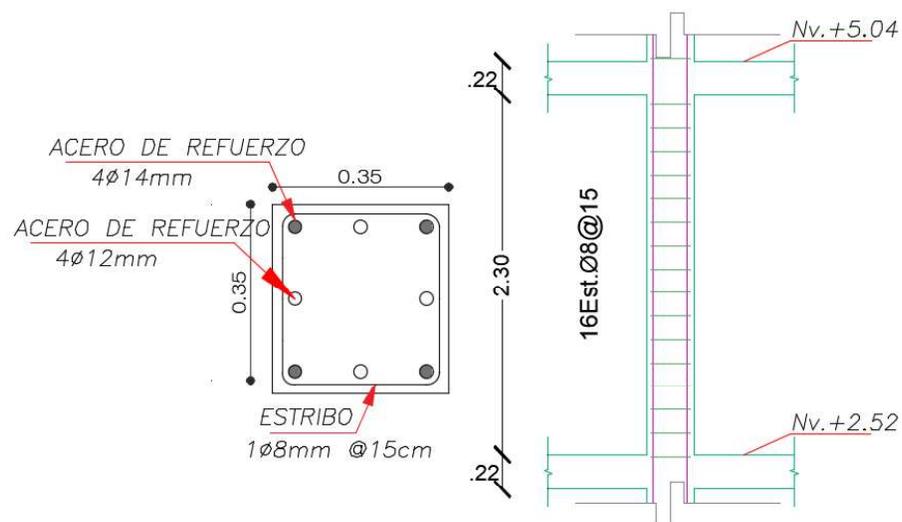


MODIFICADO POR: Cuasqui & Merizalde / FUENTE: Planos estructurales

4.1.2.4.2 Columnas de borde:

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: $0.30 \cdot 0.35 \cdot \ell$ (b • h • ℓ) [m]
- Nivel: variable
- Observación: Existen 4 columnas de borde.

Figura 4.9 Columna de borde



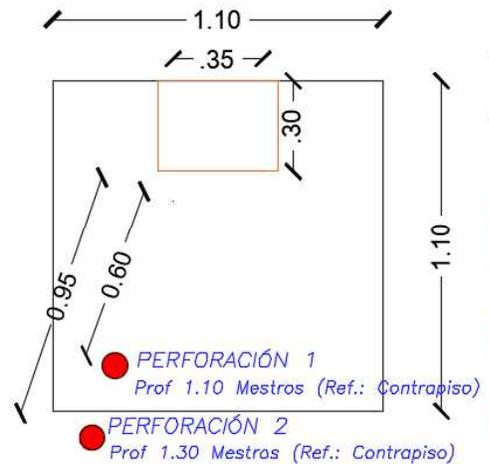
MODIFICADO POR: Cuasqui & Merizalde / FUENTE: Planos estructurales

4.1.2.5 Cimentación

En los planos estructurales de la edificación se especifica que la cimentación consta de zapatas cuadradas aisladas de ancho $B=1.10$ [m] y un espesor de 25 [cm]; además que las mismas se encuentran a una profundidad de 1.10 [m] del nivel del contrapiso.

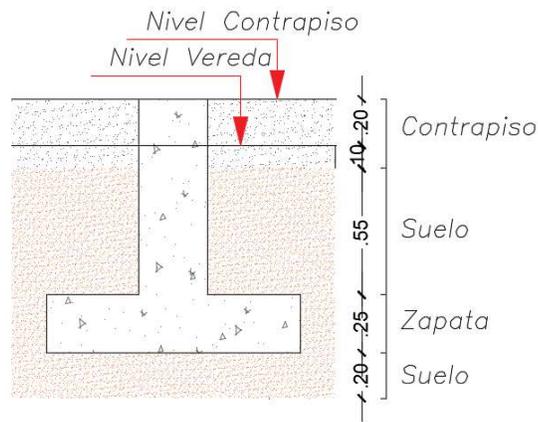
Uno de los estudios realizados fueron las perforaciones a una de las cimentaciones ya existentes como se indica en la **Figura 4.10** y **Figura 4.11** se obtuvieron los siguientes resultados:

Figura 4.10 Ubicación de las perforaciones (medidas en metros)



FUENTE: Estudio de Suelos, 2018

Figura 4.11 Perfil de Suelo – Cimentación (medidas en metros)



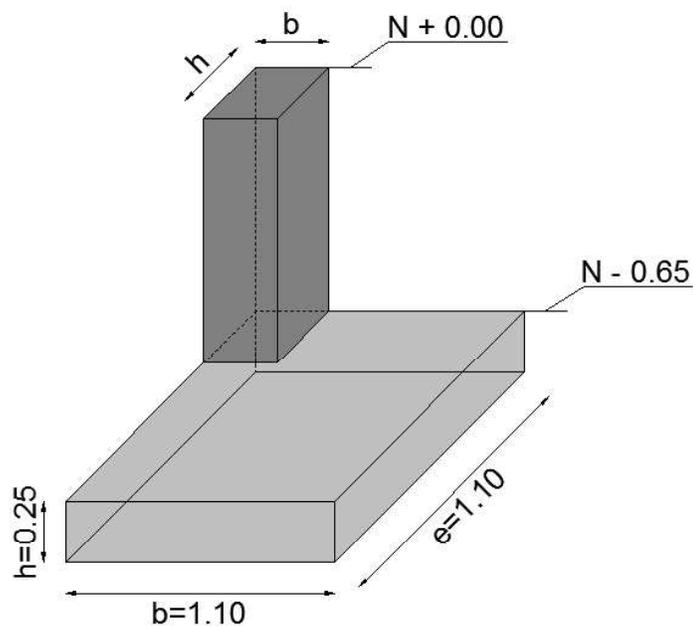
FUENTE: Estudio de Suelos GCPG, 2018

Se comprobó que las cimentaciones de la edificación están constituidas por:

4.1.2.5.1 Zapatas aisladas esquineras:

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: $1.10 \cdot 0.25 \cdot 1.10$ ($b \cdot e \cdot h$) [m]
- Nivel: Nv. -1.10 (respecto al nivel del contrapiso)
- Observación: Existen 4 zapatas aisladas esquineras.

Figura 4.12 Zapata Esquinera (medidas en metros)

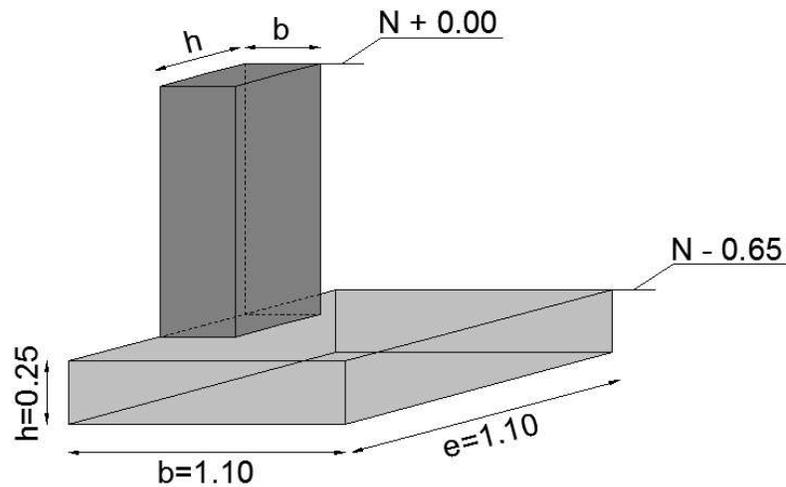


ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.1.2.5.2 Zapatas aisladas de borde:

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: $1.10 \cdot 0.25 \cdot 1.10$ ($b \cdot e \cdot h$) [m]
- Nivel: Nv. -1.10 (respecto al nivel del contrapiso)
- Observación: Existen 4 zapatas aisladas de borde.

Figura 4.13 Zapata de borde (medidas en metros)

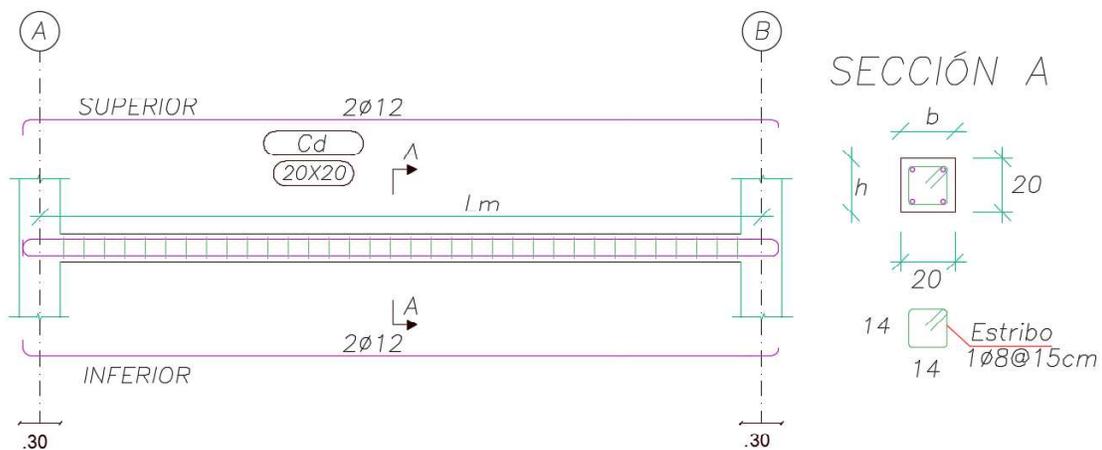


ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.1.2.5.3 Cadenas:

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: $0.20 \cdot 0.20 \cdot L_m$ ($b \cdot h \cdot L_m$) [m]
- Nivel: Nv. -0.20 (respecto al nivel del contrapiso)

Figura 4.14 Cadena Tipo



MODIFICADO POR: Cuasqui & Merizalde / FUENTE: Planos estructurales

4.1.3 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO

Para caracterizar al suelo donde se encuentra ubicada la estructura, se realizó un estudio de suelos, en el cual se describe que, a partir pozos realizados a una profundidad de 10 [m], se procedió a obtener información necesaria para conocer el tipo de suelo y esfuerzo admisible, y mediante dos perforaciones a una profundidad de 0.9 [m] se busca conocer las propiedades de una de las zapatas, La ubicación de los ensayos en mención se encuentra especificada en la **Figura 4.15**:

Figura 4.15 Ubicación de los sondeos y perforaciones



FUENTE: Estudio de Suelos GCPG, 2018

Donde:

SIMBOLOGÍA	PROFUNDIDAD
 Pozo	Pozo 1: 10 [m] a partir del Nv. 0+00 (vereda)
	Pozo 2: 10 [m] a partir del Nv. 0+00 (vereda)
 Perforación	Perforación 1: 0.90 [m] a partir del Nv. 0+00 (vereda)
	Perforación 2: 1.10 [m] a partir del Nv. 0+00 (vereda)

4.1.3.1 Tipo de suelo

A partir de los sondeos descritos anteriormente, se obtuvo la siguiente clasificación de suelo:

Tabla 4.1 Sistema de clasificación SUCS

PROF. (m)	POZO 1	POZO 2	DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA
1	SM	SM	Arenas limosas.
2	MH	MH	Limos arenosos de alta plasticidad.
3	ML	ML	Limos arenosos de baja plasticidad.
4	ML	ML	Limos arenosos de baja plasticidad.
5	ML	ML	Limos arenosos de baja plasticidad.
6	SM	SM	Arenas limosas.
7	ML	ML	Limos arenosos de baja plasticidad.
8	ML	ML	Limos arenosos de baja plasticidad.
9	ML	ML	Limos arenosos de baja plasticidad.
10	ML	ML	Limos arenosos de baja plasticidad.
"Las penetraciones se realizaron hasta los 10 metros de profundidad desde el nivel de la vereda, y con contenidos de humedad que varían entre 29 y 96%".			

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.1.3.2 Esfuerzo admisible

La capacidad de carga y esfuerzo admisible del terreno está en función del ancho de la zapata, la cual es $B=1,10$ [m] y según el estudio de suelos, se indica que la capacidad de carga del suelo es de $16,7$ [Ton] con un esfuerzo admisible de $13,8$ [Ton/m²].

4.1.4 CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOS MATERIALES

4.1.4.1 Acero

Según la NEC-SE-HM, la resistencia a la fluencia del acero se considera como $f_y=4200$ [Kg/cm²].

4.1.4.2 Hormigón

Para poder determinar la resistencia del hormigón, se realizó la prueba de compresión de núcleos; además, para conocer la uniformidad del hormigón de los elementos del edificio se realizó el ensayo de Rebote – Impacto (esclerómetro).

4.1.4.2.1 Prueba de Compresión de núcleos de hormigón

El objeto de realizar el ensayo de compresión de núcleos es la determinación de la resistencia a compresión del mismo, por lo que se realizaron la extracción in-situ de probetas (r=5cm, h=10cm) a elementos viga - columnas para ser posteriormente ensayadas en el laboratorio, los resultados del ensayo se muestran en la **Tabla 4.2**.

Tabla 4.2 Resultados de la prueba de compresión de núcleos

No.	DESCRIPCIÓN	FECHA ENSAYO	DIRECCION DE CARGA	PESO ESPECIFICO (Kg/m ³)		CARGA MÁXIMA CORREGIDA		RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN		TIPO DE FALLA
						KN	t	Mpa	Kg/cm ²	
1	Columna 1.1	22-dic-17	Paralelo	2080		10	1,02	6,4	65	tipo 1
2	Columna 2.1	22-dic-17	Paralelo	2040		14,5	1,48	9,4	96	tipo 1
3	Columna 2.2	22-dic-17	Paralelo	2000		13,6	1,39	8,8	89	tipo 1
4	Viga 1-A-B	28-nov-18	Paralelo	2200		29,7	3,031	19,4	197	tipo 2
5	Viga 5-2-3	28-nov-18	Paralelo	2480		15,6	1,59	10	102	tipo 2
6	Viga 5-1-3	28-nov-18	Paralelo	2220		13,3	1,35	8,5	89	tipo 2
Promedio			P	2170	Kg/m ³	Promedio		\bar{f}'_c	106,33	Kg/cm ²
Desviación estándar			S	175,16	Kg/m ³	Desviación estándar		S	46,16	Kg/cm ²
Número de datos			n	6	u	Número de datos		n	6	u
Coefficiente de variación			δ	0,08	%	Coefficiente de variación		V	0,43	%
Error estándar			σ	71,51	-	Coefficiente de modificación		kc	1,15	-
Peso específico min			Ps min	2098,49	Kg/m ³	Resistencia equivalente		f'_{ceq}	<u>70,29</u>	Kg/cm ²
Peso específico max			Ps max	2241,51	Kg/m ³					
Peso específico efectivo			Ps	<u>2098,49</u>	Kg/m ³					

FUENTE: LEMSUR, 2018 / ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Para adoptar un valor representativo de resistencia a la compresión de hormigón equivalente, se empleó la ecuación 6.4.3 del ACI 562:

$$f_{eq} = 0.9\bar{f}'_c \left[1 - 1.28 \sqrt{\frac{(KcV)^2}{n} + 0.0015} \right]$$

Obteniendo así el valor de 70.3 [Kg/cm²].

4.1.4.2.2 Prueba del Esclerómetro

El objeto de realizar el ensayo de Rebote – Impacto (esclerómetro) es la determinación de la uniformidad del concreto y delinear zonas de baja calidad, por lo que se realizaron las pruebas in situ a distintos elementos estructurales y se muestra las resistencias en la **Tabla 4.3**.

Tabla 4.3 Resultados de la prueba del esclerómetro

No.	IDENTIF	DESCRIPCIÓN	No. REBOTES	DIRECCIÓN IMPACTO (°)	REBOTE PROMEDIO	RESISTENCIA CILINDRICA (Kg/cm ²)	DISPERSIÓN DE VALORES (Kg/cm ²)
1	E1	Columna A2 P3	10	0	22	106	41
2	E2	Columna B2 P3	10	0	21	94	fuera de rango
3	E3	Columna A2 P2	10	0	18	60	fuera de rango
4	E4	Columna B2 P2	10	0	19	71	fuera de rango
5	E5	Columna A2 P1	10	0	22	106	41
6	E6	Columna B2 P1	10	0	19	71	fuera de rango
7	E7	Columna A2 PB	10	0	26	154	49
8	E8	Columna B2 PB	10	0	20	82	fuera de rango
Promedio					\bar{F}'_C	93,00	Kg/cm ²
Desviación estándar					S	29,85	Kg/cm ²
Número de datos					n	8	u
Coefficiente de variación					v	0,32	%
Coefficiente de modificación					kc	1,1	-
Resistencia equivalente					f'_{ceq}	69,70	Kg/cm ²

FUENTE: LEMSUR, 2018 / ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

“En donde la dispersión marcada como fuera de rango se refiere a resistencias menores a 10 [N/mm²].

En la prueba del esclerómetro, se obtuvieron valores de resistencia dispersos, por lo que, para adoptar un valor representativo, se empleó la ecuación 6.4.3 del ACI 562, obteniendo así el valor de 69.70 [Kg/cm²].

Para el presente proyecto, se empleará la resistencia de 70.3 [Kg/cm²] como resistencia a compresión del hormigón.

4.1.4.3 Resumen de materiales

A continuación, se presenta la resistencia y peso específico del hormigón, resistencia a la fluencia del acero y la resistencia a compresión de bloques que van a ser utilizados en la modelación y análisis de la edificación.

Tabla 4.4 Resumen de materiales

MATERIAL	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
Resistencia a la compresión de hormigón	f'_c	70.3	Kg/cm ²
Peso específico del hormigón	δ_h	2.098	T/m ³
Resistencia a la fluencia del acero	f_y	4200	Kg/cm ²
Peso específico del acero	δ_a	7.88	T/m ³
Resistencia a la compresión Bloque 15 cm	f'_{cb15}	13.83	Kg/cm ²
Peso específico Bloque 15 cm	δ_{b15}	1.28	T/m ³
Resistencia a la compresión Bloque 12 cm	f'_{cb12}	19.53	Kg/cm ²
Peso específico Bloque 12 cm	δ_{b12}	1.34	T/m ³
Peso de bloques	W_b	5.83	Kg
Masillado	1,5		T/m ³
Enlucido	1,8		T/m ³
Baldosa cerámica con mortero de cemento	0,02		T/m ²
Mortero	2		T/m ³
Cielo falso, con estructura de soporte	0,01		T/m ²
Puertas y ventanas	5,31E-03		T/m ³

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.2 DEFINICIÓN DE LOS PROBLEMAS DE LA ESTRUCTURA Y DETERMINACIÓN DE DAÑOS

4.2.1 DAÑOS CAUSADOS EN LA EDIFICACIÓN

i. Patologías Estructurales

No se observaron daños provocados por patologías estructurales.

ii. Problemas en columnas

Se observó la presencia de vestigios de encofrado en la cabeza de varias columnas que impiden la continuidad del hormigón, como también una exposición de acero de refuerzo al ambiente y además una evidente falta de verticalidad en las mismas.

iii. Deflexión excesiva en losas

Se observó una evidente deflexión en todos los niveles de las losas.

ESTABLECIMIENTO DE LAS CAUSAS

iv. Patologías Estructurales

La edificación se encuentra adosada a dos viviendas induciéndose a un posible efecto martilleo debido a la inexistencia de juntas de construcción.

Imagen 4.3 Viviendas colindante adosada



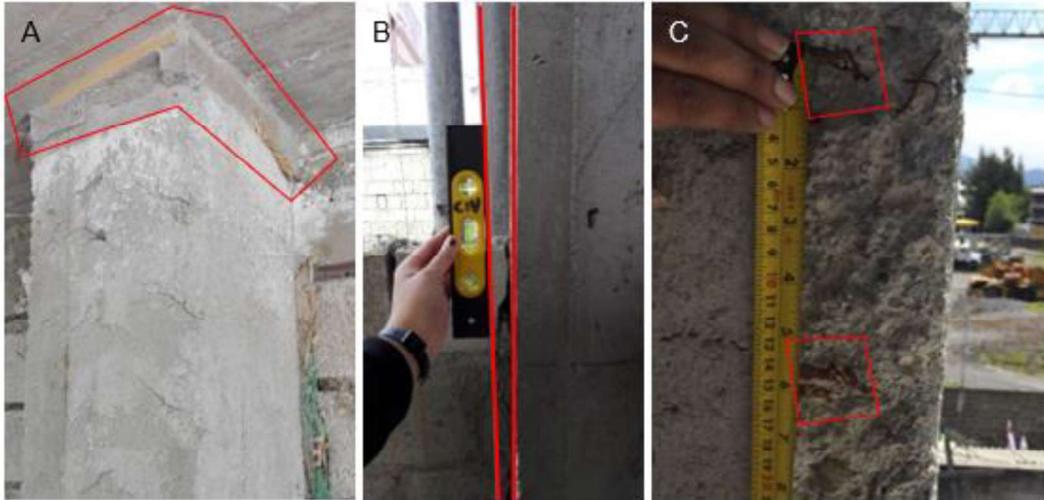
FUENTE: Colección propia

v. Problemas en columnas

Un incorrecto encofrado y desencobrado de columnas generó:

La discontinuidad de hormigón en las columnas debido a la presencia de los vestigios de encofrados, exposición del acero al ambiente y que las columnas se encuentren fuera de aplome con una inclinación de $1,69^\circ$ medidos desde su base.

Imagen 4.4 Problemas de columnas. A) Vestigios en columnas B) Columna fuera de aplomo C) Exposición de acero de refuerzo

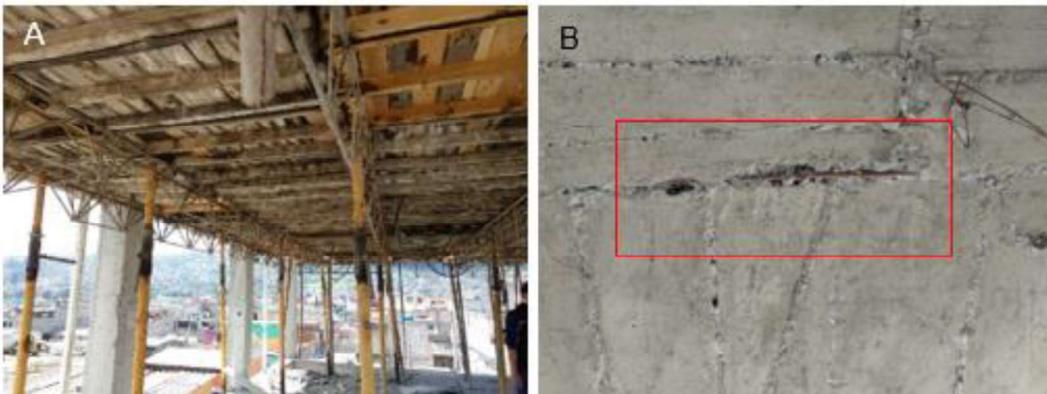


FUENTE: Colección propia

vi. Deflexión excesiva en losas

Las deflexiones fueron causadas por un mal encofrado y desencofrado de las mismas y esto fue comprobado mediante una medición de la deflexión en el centro de las losas de cada nivel. Los resultados se encuentran descritos en el Anexo II.

Imagen 4.5 Problemas en losas A. Encofrados de las losas B. Refuerzo de acero en losas



FUENTE: Colección propia

4.3 DIAGNÓSTICO DE LOS PROBLEMAS

Para emitir un diagnóstico de los problemas descritos anteriormente, se procederá a realizar un análisis estructural de la edificación, con el fin de poder clasificar su vulnerabilidad en leve, moderado y alto.

4.3.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

4.3.1.1 Análisis de cargas

Para realizar un correcto análisis estructural y posterior diagnóstico de la edificación, es necesario determinar las cargas actuantes en la misma. Por lo tanto, se describe a continuación los cálculos realizados.

4.3.1.1.1 Determinación de cargas muerta

I. Losa

Para determinar el peso propio de la losa se considera un área de 1 m², tomando en cuenta los elementos que componen a la misma, como se muestra a continuación:

- Capa de compresión

$$e \cdot \delta_h$$

$$0.07[\text{m}] \cdot 2,0985 \left[\frac{\text{T}}{\text{m}^3} \right] = 0,15 \left[\frac{\text{T}}{\text{m}^2} \right]$$

- Nervios

$$n \cdot b \cdot h \cdot e \cdot \delta_h$$

$$4 \cdot 0.10[\text{m}] \cdot 0.15[\text{m}] \cdot 1[\text{m}] \cdot 2,0985 \left[\frac{\text{T}}{\text{m}^3} \right] = 0,13 \left[\frac{\text{T}}{\text{m}^2} \right]$$

- Bloques

$$n \cdot \frac{W_b}{b \cdot e}$$

$$8 \cdot \frac{5.83 [\text{Kg}]}{1[\text{m}] \cdot 1[\text{m}]} = 46,64 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right] = 0,05 \left[\frac{\text{T}}{\text{m}^2} \right]$$

- Masillado

$$e \cdot \delta_m$$

$$0,05[\text{m}] \cdot 1,5 \left[\frac{\text{T}}{\text{m}^3} \right] = 0,08 \left[\frac{\text{T}}{\text{m}^2} \right]$$

- Piso

$$0.02 \left[\frac{T}{m^2} \right]$$

- Varilla de Acero (ϕ 14)

$$n \cdot A \cdot \ell \cdot \delta_v$$

$$\frac{8 \cdot \pi \cdot \left(\frac{14}{2000}\right)^2 [m^2] \cdot 1[m] \cdot 7,88 [T/m^3]}{1[m] \cdot 1[m]} = 0.0097 \left[\frac{T}{m^2} \right]$$

El peso para 1m² de losa será entonces la suma de capa de compresión, nervios, bloques masillado, piso y varilla de acero. Para la modelación se controlará el peso de la losa mediante la suma de los pesos de la capa de compresión, nervios, bloques y acero de refuerzo como se muestra en la **Tabla 4.5**, en tanto que el masillado y el peso del piso se colocará como sobrecarga en las losas.

Tabla 4.5 Peso Propio de 1 [m²] de losa

PESO PROPIO	(T/m ²)
Capa de compresión	0,15
Nervios	0,13
Bloques	0,05
Varilla de Acero (ϕ 14)	0.0097
<u>PP</u>	<u>0,33</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

A continuación, se muestra un ejemplo del cálculo del área y peso de cada panel que componen a una losa. El área se determina considerando las luces que componen a los mismos y a éstas se resta las secciones destinadas a gradas y tragaluces como se muestra en la **Figura 4.16** y **Figura 4.17**.

Por otra parte, el peso de cada panel se determina mediante la multiplicación de su área por el peso propio por metro cuadrado de losa calculado en la **Tabla 4.5**. Por lo tanto, el peso total de una losa de piso será la suma del peso de los paneles. Los resultados se muestran en la **Tabla 4.6**.

- Losa Nv. +10.08
 - P1

$$\text{Área: } 5.45 [m] \cdot 3.25 [m] - 1.5 [m] \cdot 1 [m] = 16.21 [m^2]$$

$$\text{Peso: } 16.21 \text{ [m}^2\text{]} \cdot 0.33 \text{ [T/m}^2\text{]} = 5.34 \text{ [Ton]}$$

○ P2

$$\text{Área: } 5.45 \text{ [m]} \cdot 3.20 \text{ [m]} = 17.44 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso: } 17.44 \text{ [m}^2\text{]} \cdot 0.33 \text{ [T/m}^2\text{]} = 5.74 \text{ [Ton]}$$

○ P3

$$\text{Área: } 5.45 \text{ [m]} \cdot 3.25 \text{ [m]} - 0.96 \text{ [m]} \cdot 2.20 \text{ [m]} = 15.60 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso: } 15.60 \text{ [m}^2\text{]} \cdot 0.33 \text{ [T/m}^2\text{]} = 5.13 \text{ [Ton]}$$

○ P4

$$5.45 \text{ [m]} \cdot 0.6 \text{ [m]} = 3.27 \text{ [m}^2\text{]}$$

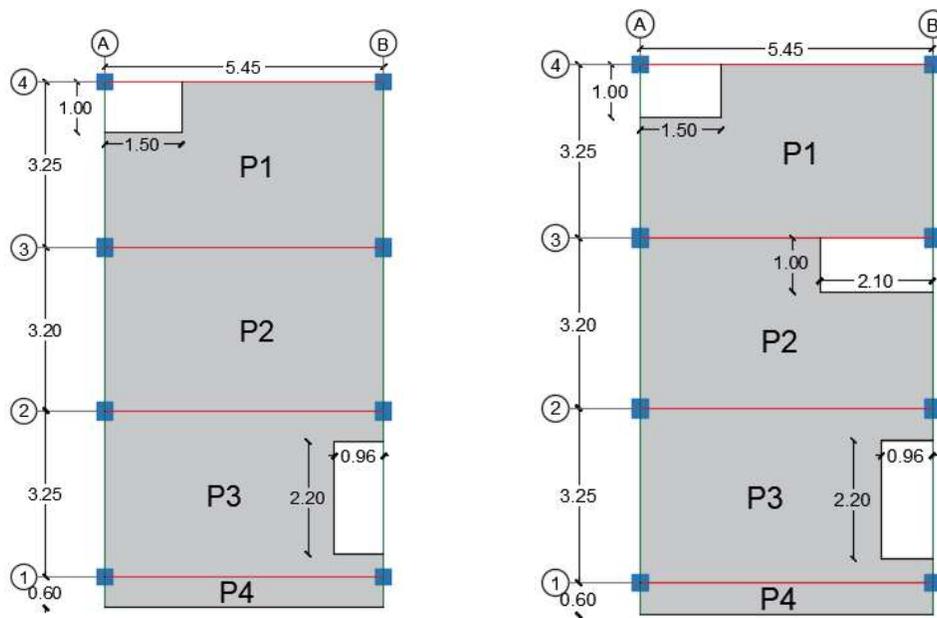
$$\text{Peso: } 3.27 \text{ [m}^2\text{]} \cdot 0.33 \text{ [T/m}^2\text{]} = 1.08 \text{ [Ton]}$$

$$\text{Peso total} = P1 + P2 + P3 + P4$$

$$P_t = 5.34 \text{ [T]} + 5.74 \text{ [T]} + 5.13 \text{ [T]} + 1.08 \text{ [T]}$$

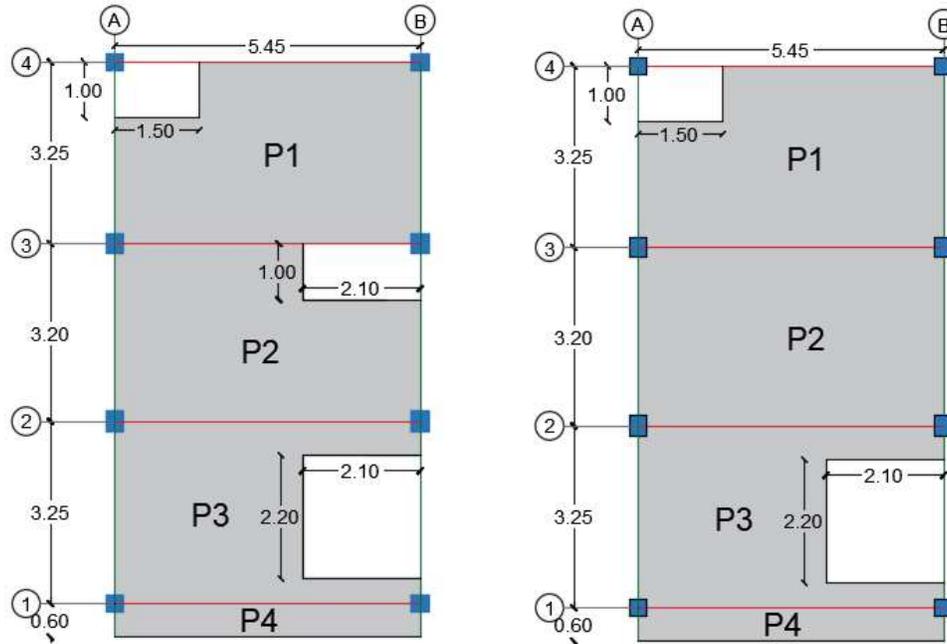
$$P_t = 17.29 \text{ [T]}$$

Figura 4.16 Losas Nv. +10.08 y Nv.+7.56



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 4.17 Losa Nv.+5.04 y Nv.+2.52



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.6 Peso propio de las losas en todos los niveles

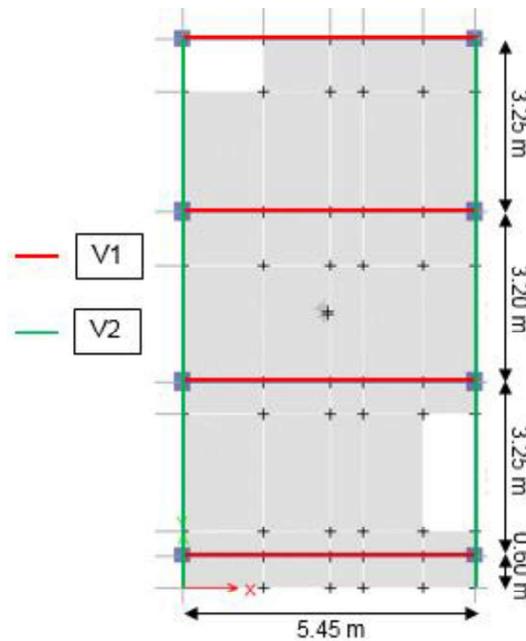
LOSA	N	PANEL		ORIFICIO		AREA (m ²)	PESO (Ton)	
		a (m)	b (m)	A (m)	B (m)			
Nv. +10.08	P1	3,25	5,45	1,5	1	16,21	5,34	<u>17,29</u>
	P2	3,2	5,45	0	0	17,44	5,74	
	P3	3,25	5,45	2,2	0,96	15,60	5,13	
	P4	0,6	5,45	0	0	3,27	1,08	
Nv. +7.56	P1	3,25	5,45	1,5	1	16,21	5,34	<u>16,60</u>
	P2	3,2	5,45	2,1	1	15,34	5,05	
	P3	3,25	5,45	2,2	0,96	15,60	5,13	
	P4	0,6	5,45	0	0	3,27	1,08	
Nv. +5.04	P1	3,25	5,45	1,5	1	16,21	5,34	<u>15,77</u>
	P2	3,2	5,45	2,1	1	15,34	5,05	
	P3	3,25	5,45	2,1	2,2	13,09	4,31	
	P4	0,6	5,45	0	0	3,27	1,08	
Nv. +2.52	P1	3,25	5,45	1,5	1	16,21	5,34	<u>16,46</u>
	P2	3,2	5,45	0	0	17,44	5,74	
	P3	3,25	5,45	2,1	2,2	13,09	4,31	
	P4	0,6	5,45	0	0	3,27	1,08	
PESO TOTAL (Ton)							<u>66.12</u>	

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

II. Vigas banda

En la **Figura 4.18** se muestra la ubicación de vigas internas (V1) y vigas externas (V2) con sus longitudes respectivas.

Figura 4.18 Ubicación de vigas internas y externas



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Para determinar el peso por metro lineal de un elemento viga, se considera el peso específico del hormigón descrito en la **Tabla 4.4**, el área de la sección transversal, y la cuantía de acero. A continuación, se muestra un ejemplo de cálculo y los resultados en la **Tabla 4.7**.

○ Viga 1

$$P_{\text{hormigón}} = 0.35[m] \cdot 0.22[m] \cdot 2.098 [T/m^3] = 0.16 [T/m]$$

$$P_{\varnothing 8} = 7 \cdot \pi \cdot \left(\frac{8}{2000}\right)^2 [m^2] \cdot 7.88 [T/m^3] = 0.0028 [T/m]$$

$$P_{\varnothing 12} = 6 \cdot \pi \cdot \left(\frac{12}{2000}\right)^2 [m^2] \cdot 7.88 [T/m^3] = 0.0053 [T/m]$$

$$P_{\varnothing 14} = 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{14}{2000}\right)^2 [m^2] \cdot 7.88 [T/m^3] = 0.0049 [T/m]$$

Tabla 4.7 Peso por metro lineal de elementos Viga

PESO POR M ² DE VIGA 1 (35•22 cm)		PESO POR M ² DE VIGA 2 (30•22 cm)	
PESO PROPIO	(T/m)	PESO PROPIO	(T/m)
Hormigón	0,16	Hormigón	0,14
Varilla ϕ 8	2,77E-03	Varilla ϕ 8	2,77E-03
Varilla ϕ 12	5,35E-03	Varilla ϕ 12	3,56E-03
Varilla ϕ 14	4,85E-03	PP	<u>0,14</u>
PP	<u>0,17</u>		

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

El peso de las vigas por nivel se determina mediante la multiplicación del número de vigas de cada tipo, peso por metro lineal y la longitud. Los resultados se muestran en la **Tabla 4.8**.

Tabla 4.8 Peso propio de los elementos Viga

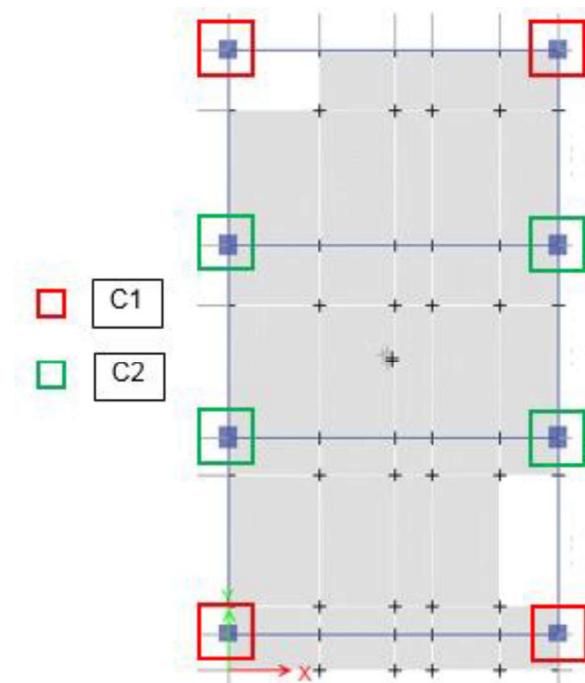
NIVEL	VIGA							PESO (Ton)
	TIPO	N°.	LONGITUD (m)	b (m)	h (m)	PU (Ton/m)		
NV+10,08	V1	4	5,45	0,35	0,22	0,17	3,81	<u>6,79</u>
	V2	4	3,25	0,30	0,22	0,14	1,88	
	V2	2	3,20	0,30	0,22	0,14	0,93	
	V2	2	0,60	0,30	0,22	0,14	0,17	
NV+7,56	V1	4	5,45	0,35	0,22	0,17	3,81	<u>6,79</u>
	V2	4	3,25	0,30	0,22	0,14	1,88	
	V2	2	3,20	0,30	0,22	0,14	0,93	
	V2	2	0,60	0,30	0,22	0,14	0,17	
NV+5,04	V1	4	5,45	0,35	0,22	0,17	3,81	<u>6,79</u>
	V2	4	3,25	0,30	0,22	0,14	1,88	
	V2	2	3,20	0,30	0,22	0,14	0,93	
	V2	2	0,60	0,30	0,22	0,14	0,17	
NV+2,52	V1	4	5,45	0,35	0,22	0,17	3,81	<u>6,79</u>
	V2	4	3,25	0,30	0,22	0,14	1,88	
	V2	2	3,20	0,30	0,22	0,14	0,93	
	V2	2	0,60	0,30	0,22	0,14	0,17	
PESO TOTAL (Ton)								<u>27,16</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

III. Columnas

En la **Figura 4.19** se muestra la ubicación de columnas esquineras (C1) y columnas de borde (C2).

Figura 4.19 Ubicación de columnas esquineras y columnas de borde



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Para determinar el peso por metro lineal de un elemento columna, se considera el peso específico del hormigón descrito en la **Tabla 4.4**, el área de la sección transversal, y la cuantía de acero. A continuación, se muestra un ejemplo de cálculo y los resultados en la **Tabla 4.9**.

- Columna 1

$$P_{\text{hormigón}} = 0.30[m] \cdot 0.30 [m] \cdot 2.098 [T/m^3] = 0.19 [T/m]$$

$$P_{\varnothing 8} = 7 \cdot \pi \cdot \left(\frac{8}{2000}\right)^2 [m^2] \cdot 7.88 [T/m^3] = 0.0028 [T/m]$$

$$P_{\varnothing 12} = 6 \cdot \pi \cdot \left(\frac{12}{2000}\right)^2 [m^2] \cdot 7.88 [T/m^3] = 0.0053 [T/m]$$

Tabla 4.9 Peso por metro lineal de elementos Columna

PESO POR M ² DE COLUMNA1 (30•30 cm)		PESO POR M ² DE COLUMNA2 (30•35 cm)	
PESO PROPIO	(T/m)	PESO PROPIO	(T/m)
Hormigón	0,19	Hormigón	0,22
Varilla ϕ 8	2,77E-03	Varilla ϕ 8	2,77E-03
Varilla ϕ 12	5,35E-03	Varilla ϕ 12	1,78E-03
PP	<u>0,20</u>	Varilla ϕ 14	7,28E-03
		PP	<u>0,23</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

El peso de las columnas por nivel se determina mediante la multiplicación del número de columnas de cada tipo, peso por metro lineal y la altura libre entre pisos. Los resultados se muestran en la **Tabla 4.10**.

Tabla 4.10 Peso Propio de los elementos Columna

NIVEL	COLUMNA							PESO (Ton)
	TIPO	N°	ALTURA (m)	b (m)	h (m)	PU (Ton/m)		
NV+7,56	C1	4	2,30	0,30	0,30	0,20	1,81	<u>3,95</u>
	C2	4	2,30	0,30	0,35	0,23	2,14	
NV+5,04	C1	4	2,30	0,30	0,30	0,20	1,81	<u>3,95</u>
	C2	4	2,30	0,30	0,35	0,23	2,14	
NV+2,52	C1	4	2,30	0,30	0,30	0,20	1,81	<u>3,95</u>
	C2	4	2,30	0,30	0,35	0,23	2,14	
NV+0,20	C1	4	2,30	0,30	0,30	0,20	1,81	<u>3,95</u>
	C2	4	2,30	0,30	0,35	0,23	2,14	
PESO TOTAL (Ton)								<u>15,79</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

IV. Sobrecarga

Para la sobrecarga se consideró el peso de la mampostería, puertas, ventanas, piso y masillado de losa como cargas adicionales. Por lo tanto para calcular el peso de la mampostería por piso se considera el peso y número de bloques para 1 [m²], peso de mortero y enlucido, y el área de paredes por piso, los resultados se muestran en la **Tabla 4.11**, **Tabla 4.12**, **Tabla 4.13** y **Tabla 4.14**.

Tabla 4.11 Peso de mampostería Nv.+0.00 – Nv.+2.52

PESO MAMPOSTERÍA	
Bloques/m ²	11,61
Peso bloques15 (T/m ²)	0,07
Peso bloques12 (T/m ²)	0,02
Peso mortero/bloque (T/m ²)	0,01
Peso mortero15 (T/m ²)	0,04
Peso mortero12 (T/m ²)	0,03
Enlucido (T/m ²)	0,08
Peso total 15 (T/m ²)	0,19
Peso total 12 (T/m ²)	0,12
Área total de paredes interiores (T/m ²)	28,98
Área total de paredes exteriores (T/m ²)	71,98
PP interiores (Ton)	3,60
PP exteriores (Ton)	13,74
PP total (Ton)	<u>17,35</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.12 Peso de mampostería Nv.+5.04

PESO MAMPOSTERÍA	
Bloques/m ²	11,61
Peso bloques15 (T/m ²)	0,07
Peso bloques12 (T/m ²)	0,02
Peso mortero/bloque (T/m ²)	0,01
Peso mortero15 (T/m ²)	0,04
Peso mortero12 (T/m ²)	0,03
Enlucido (T/m ²)	0,08
Peso total 15 (T/m ²)	0,19
Peso total 12 (T/m ²)	0,12
Área total de paredes interiores (T/m ²)	33,59
Área total de paredes exteriores (T/m ²)	71,87
PP interiores (Ton)	4,18
PP exteriores (Ton)	13,72
PP total (Ton)	<u>17,90</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.13 Peso de mampostería Nv.+7.56

PESO MAMPOSTERÍA	
Bloques/m ²	11,61
Peso bloques15 (T/m ²)	0,07
Peso bloques12 (T/m ²)	0,02
Peso mortero/bloque (T/m ²)	0,01
Peso mortero15 (T/m ²)	0,04
Peso mortero12 (T/m ²)	0,03
Enlucido (T/m ²)	0,08
Peso total 15 (T/m ²)	0,19
Peso total 12 (T/m ²)	0,12
Área total de paredes interiores (T/m ²)	43,22
Área total de paredes exteriores (T/m ²)	71,87
PP interiores (Ton)	5,37
PP exteriores (Ton)	13,72
PP total (Ton)	<u>19,09</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.14 Peso de mampostería Nv.+10.08

PESO MAMPOSTERÍA	
Bloques/m ²	11,61
Peso bloques15 (T/m ²)	0,07
Peso bloques12 (T/m ²)	0,02
Peso mortero/bloque (T/m ²)	0,01
Peso mortero15 (T/m ²)	0,04
Peso mortero12 (T/m ²)	0,03
Enlucido (T/m ²)	0,08
Peso total 15 (T/m ²)	0,19
Peso total 12 (T/m ²)	0,12
Área total de paredes interiores (T/m ²)	3,00
Área total de paredes exteriores (T/m ²)	43,50
PP interiores (Ton)	0,37
PP exteriores (Ton)	8,31
PP total (Ton)	<u>8,68</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Una vez calculado el peso de la mampostería por piso, se sumará las demás consideraciones de sobrecarga, las cuales se repartirán como carga muerta en la losa de todos los niveles. Los resultados se muestran en la **Tabla 4.15**.

Tabla 4.15 Peso total de sobrecarga

PISO	MAMPOSTERIA		PUERTAS, VENTANAS, PISO Y MASILLADO	SOBRECARGA
	(Ton)	(Ton/m ²)	(Ton/m ²)	(Ton/m ²)
Nv. +10.08	8,68	0,17	0,10	0,27
Nv. +7.56	19,09	0,38	0,10	0,48
Nv. +5.04	17,90	0,37	0,10	0,47
Nv. +2.52	17,35	0,35	0,10	0,45
Nv. +0.00	17,35	0,00	0	0,00
			TOTAL	<u>1,67</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.3.1.1.2 Determinación de cargas viva

Según la NEC 15, para determinar la carga viva que será utilizada en el análisis estructural dependerá de la ocupación a la que estará destinada la edificación y se conformará por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras (NEC-SE-CG, 2015).

Con esta especificación según el apéndice 4.2 de la NEC-SE-CG mostrado en la **Tabla 4.16**, debido a que la edificación será destinada para uso residencial se debe considerar una carga mínima de 2 [kN/m²].

Tabla 4.16 Carga Viva según la NEC-15

OCUPACIÓN O USO	CARGA UNIFORME
	kN/m ²
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2
Cubierta destinada para áreas de paseo	3

FUENTE: NEC 15 NEC-SE-CG

En la norma NEC se especifica que no se debe realizar una disminución de carga para edificaciones que se encuentren en la región Andina y sus estribaciones, a partir de la cota 1000 m.s.n.m. con el fin de prevenir la carga producida por caída de granizo o ceniza, por tal razón no se considerará una disminución de carga viva.

4.3.1.1.3 Determinación de carga sísmica

I. Cortante Basal (Vb)

En la sección 6.3 de la norma NEC 15 (Diseño Basado en Fuerzas) se especifica el procedimiento a seguir para determinar el cortante basal (Vb) para ello detalla que el mismo puede ser determinado mediante la ecuación:

$$Vb = \frac{I \cdot Sa \cdot (Ta)}{R \cdot \phi_e \cdot \phi_p} \cdot W$$

a) Coeficiente de Importancia (I)

Según la NEC-SE-DS, el factor de importancia (I) tiene el propósito de incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Según la Tabla 6 de la NEC-SE-DS, la edificación al estar destinada a uso residencial se establece que el coeficiente de importancia es 1.

b) Coeficientes de configuración en planta y elevación (ϕ_e, ϕ_p)

La edificación no presenta irregularidad tanto en planta como en elevación por lo que se toman los coeficientes como 1.

c) Factor de reducción de resistencia sísmica (R)

Según la NEC-SE-DS en la sección 6.3.4 define como el factor R a un valor, el cual permita reducir las fuerzas sísmicas de diseño, esto es permitido siempre y cuando las estructuras y conexiones se encuentren diseñadas para desarrollar un mecanismo de falla previsible y presenten adecuada ductilidad, esto quiere decir, que el daño se concentrará en secciones detalladas que funcionarán como rótulas plásticas.

Debido a que la edificación fue realizada de manera informal y no garantiza que la estructura, así como sus conexiones desarrollen fallas previsibles, es decir, que la edificación tenga una adecuada ductilidad, por este motivo se adopta un R=2.

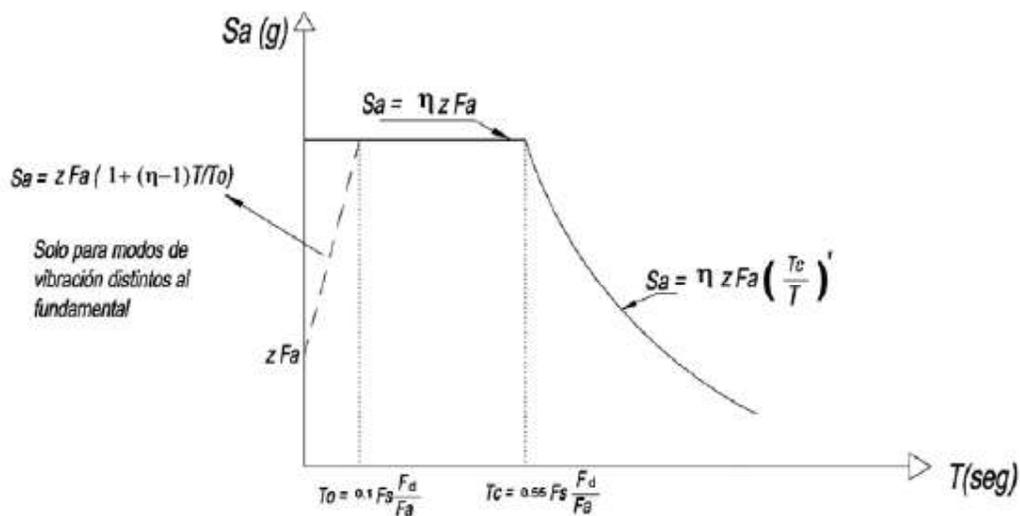
d) Carga muerta de la estructura (W)

El peso de la estructura se determinó en la sección 4.5.1.1.1.

e) Espectro de diseño en aceleración ($S_a(T_a)$)

Para determinar el valor de S_a es necesario conocer si el mismo se encuentra en la meseta de la gráfica o en la curva como se muestra en la **Figura 4.20**, para ello es necesario comparar el período de la edificación (T) con el período límite de la meseta (T_c).

Figura 4.20 Espectro sísmico elástico de aceleraciones



FUENTE: NEC 15 NEC-SE-DS

El período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (T_c), depende de los coeficientes F_s , F_d y F_a , los que serán definidos en función de la zona sísmica en la que se encuentra la edificación.

La edificación en estudio se halla en Quito, lo que según la **Figura 3.9** le corresponde la zona V (5). Según el estudio de suelos y la **Tabla 3.2**, el suelo se clasifica como Tipo D con un valor de $Z=0.4$; además, el grado de peligrosidad sísmica es Alto.

Por lo tanto, para determinar los valores de F_s , F_a y F_d se presentan las tablas establecidas por la NEC 15, las cuales, conociendo la zonificación sísmica y el tipo de suelo, permiten determinar los valores de las constantes solicitadas:

Tabla 4.17 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo (Fs)

TIPO PERFIL DE SUBSUELO	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	<u>1.28</u>	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

FUENTE: NEC 15 NEC-SE-DS

Tabla 4.18 Tipo de suelo y Factores de sitio (Fd)

TIPO PERFIL DE SUBSUELO	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	<u>1.19</u>	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

FUENTE: NEC 15 NEC-SE-DS

Tabla 4.19 Tipo de suelo y Factores de sitio (Fa)

TIPO PERFIL DE SUBSUELO	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	<u>1.2</u>	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85

FUENTE: NEC 15 NEC-SE-DS

Con la **Tabla 4.17**, **Tabla 4.18** y **Tabla 4.19** se establecen los valores de $F_s=1.28$, $F_d=1.19$, y $F_a=1.2$.

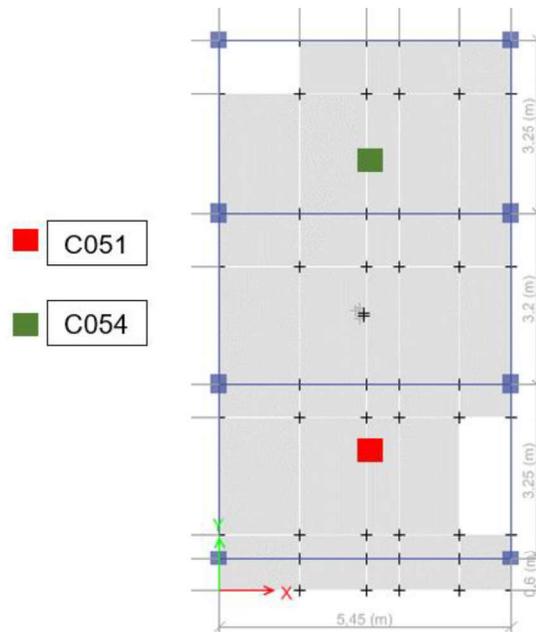
Con los valores determinados se obtiene: $T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$

$$T_c = 0.698 \text{ [seg]}$$

Vibraciones ambientales

Para el ensayo de vibraciones ambientales, se ubicó los acelerómetros en los niveles Nv.+7.56 y Nv.+10.08 en sentido Norte-Sur en dirección paralela al eje largo de la edificación como se muestra en la **Figura 4.21**.

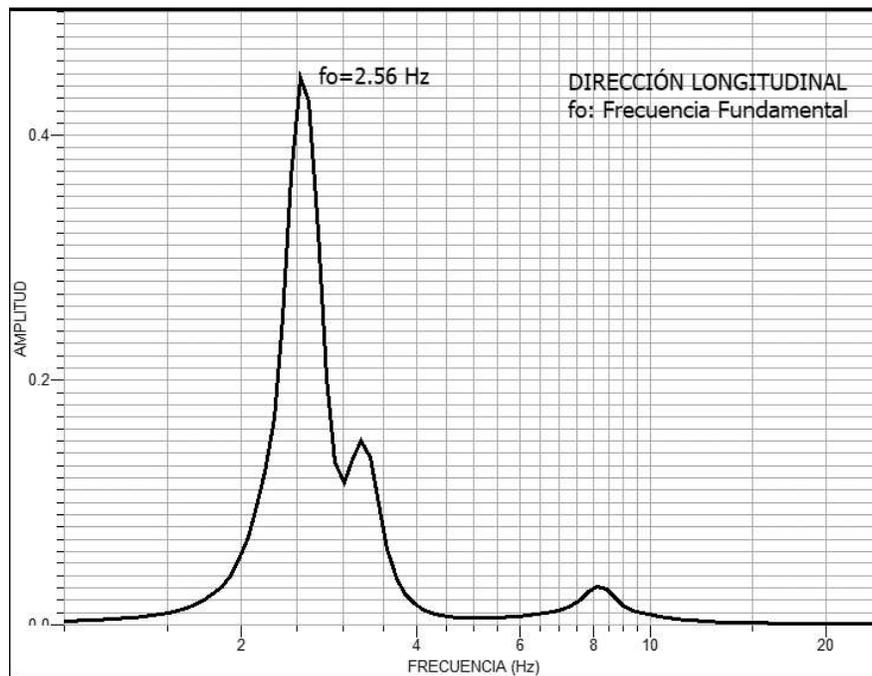
Figura 4.21 Ubicación de los acelerómetros en la losa



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

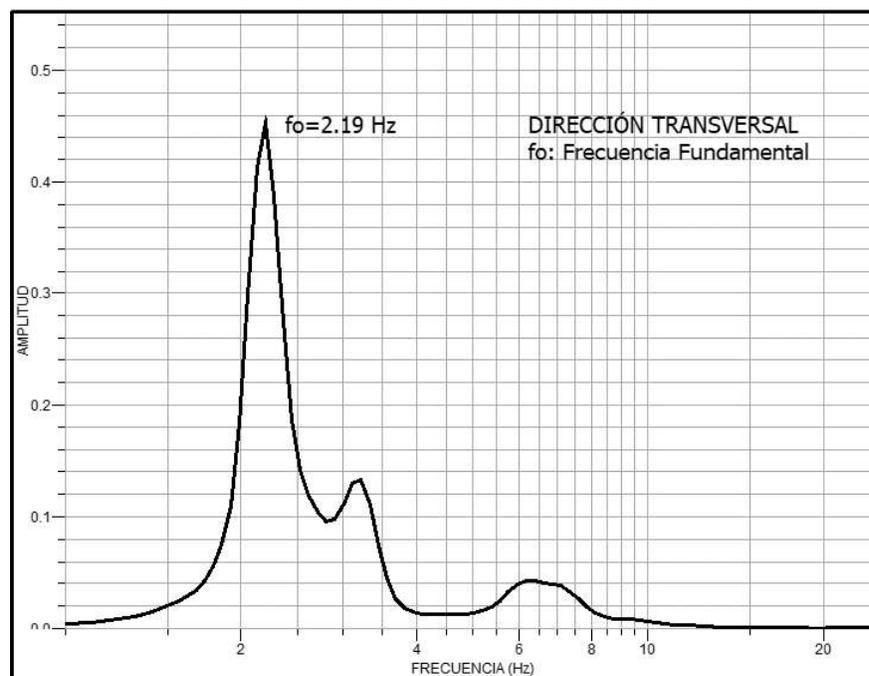
Por lo tanto se obtuvo las frecuencias F_e (Hz) como se muestra en la **Figura 4.22**, **Figura 4.23**, **Figura 4.24** y **Figura 4.25**.

Figura 4.22 Promedio del espectro de Fourier C051 Norte-Sur



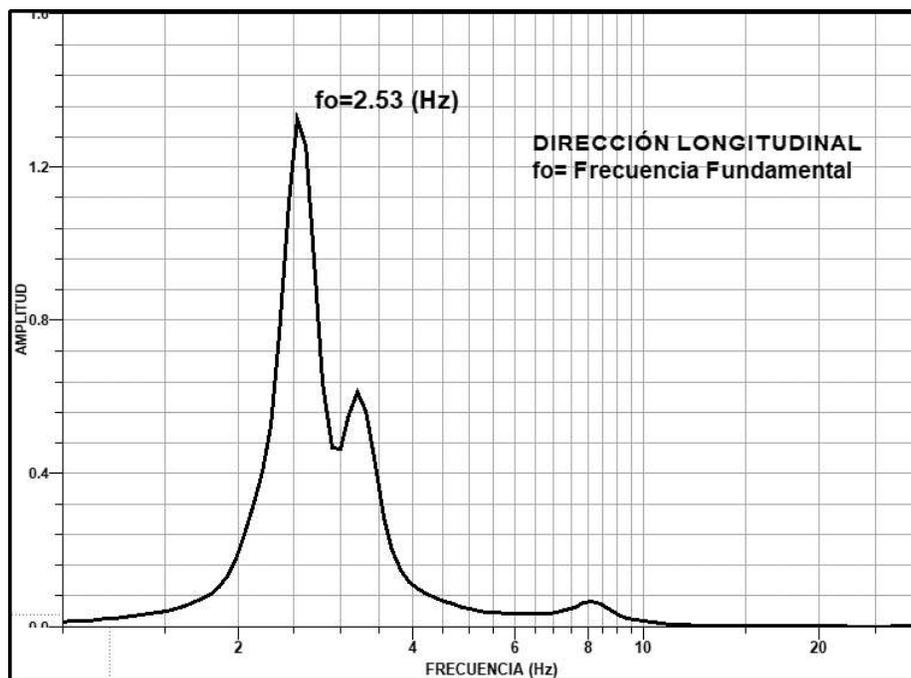
ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 4.23 Promedio del espectro de Fourier C051 Este-Oeste



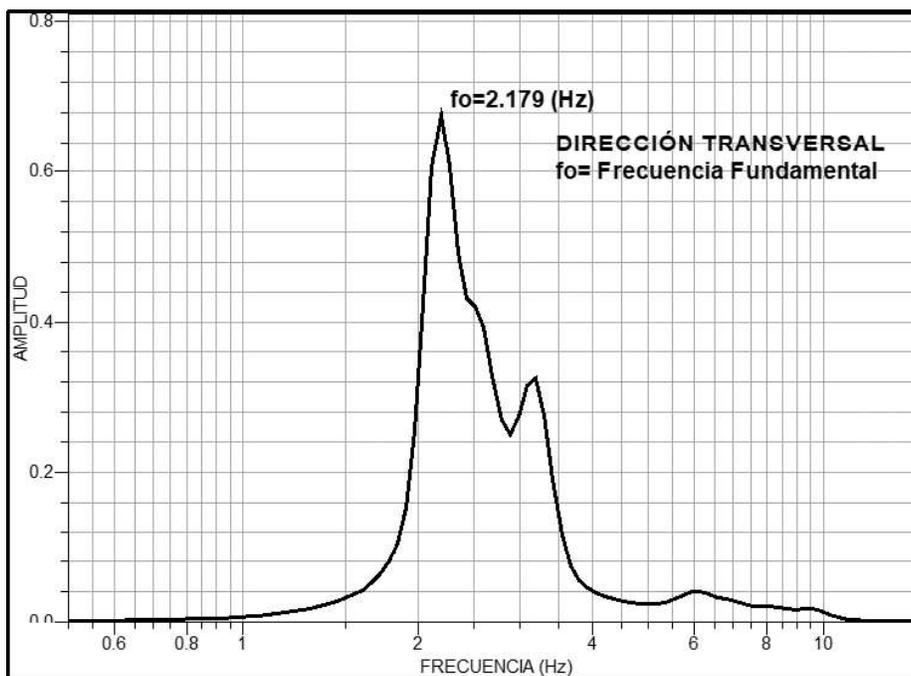
ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 4.24 Promedio del espectro de Fourier C054 Norte-Sur



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 4.25 Promedio del espectro de Fourier C054 Este-Oeste



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Se si conoce que el período puede ser calculado como $T_e = \frac{1}{F_e}$ [seg], por lo tanto, los resultados se muestran en la **Tabla 4.20**.

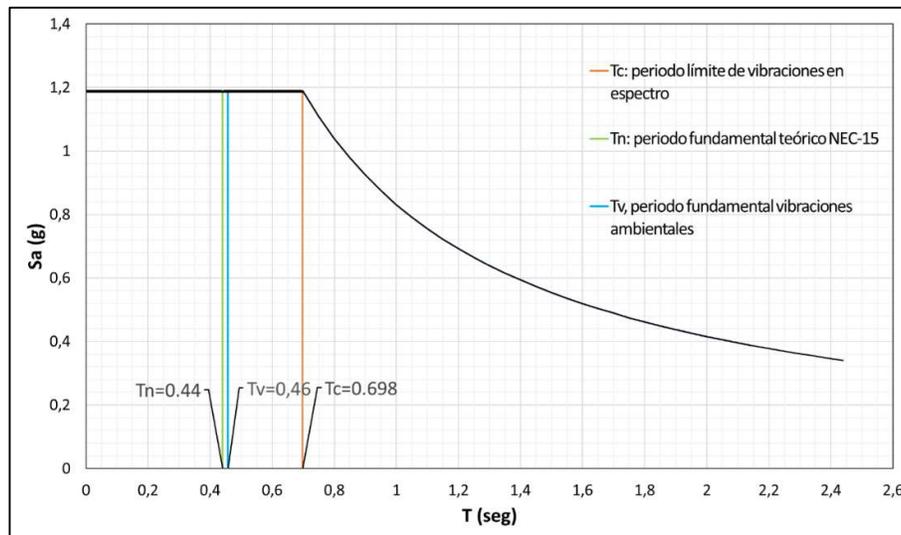
Tabla 4.20 Periodo fundamental mediante vibraciones ambientales

SENTIDO	FRECUENCIA EXPERIMENTAL F_e (Hz)	PERÍODO EXPERIMENTAL T_e (s)
SEÑAL C051		
Longitudinal	2,56	0,391
Transversal	2,19	0,457
SEÑAL C054		
Longitudinal	2,53	0,395
Transversal	2,179	0,459

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Se observa en la **Tabla 4.20** que los valores de los periodos tanto para el sentido longitudinal y transversal son muy similares, dando en promedio un periodo longitudinal (sentido Y) de 0.40 [seg] y un periodo transversal (sentido X) de 0.46 [seg].

Figura 4.26 Espectro de diseño según NEC 15



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Como se observa en la **Figura 4.26** el periodo fundamental de la estructura calculado de manera experimental mediante vibraciones ambientales (T_v) es muy similar al valor teórico calculado con la norma NEC 15 (T_n).

4.3.1.2 Análisis Marco - Losa – Viga banda – Columna

Debido a que el sistema resistente a carga sísmica se conforma de vigas banda, losas y columnas, serán los únicos elementos estructurales en ser analizados tanto a carga vertical, como a carga sísmica.

4.3.1.2.1 Modelación de la edificación

Para poder ejecutar la modelación de la edificación es necesario la utilización de un software especializado, la cual proporciona la reproducción idealizada de la edificación en análisis, con el objetivo de llegar a la mayor aproximación posible a la realidad física de la misma.

Como se observa en la **Imagen 4.3**, la mampostería no se encuentra totalmente en la edificación y a su vez la misma no soporta carga sísmica. Por lo tanto, la misma no será considerada en el modelo, sin embargo, estará presente su peso en la losa.

4.3.1.2.1.1 Definición de materiales

De acuerdo con el resumen de materiales indicados en la **Tabla 4.4**, se procede a definir los materiales en el Software Estructural como se muestra en la **Figura 4.27**.

Figura 4.27 Hormigón para vigas, columnas y losas

General Data	
Material Name	f'c=70,3 kg/cm2
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	2098,49 kgf/m ³
Mass per Unit Volume	2098,49 kg/m ³
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	100,61 tonf/cm ²
Poisson's Ratio, U	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000099 1/C
Shear Modulus, G	41,92 tonf/cm ²

Material Name and Type	
Material Name	f _c =70,3 kg/cm ²
Material Type	Concrete, Isotropic
Design Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f _c	703 tonf/m ²

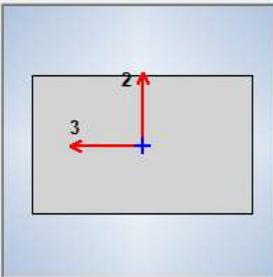
FUENTE: Software Estructural / ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.3.1.2.1.2 Definición de las secciones de los elementos

- **Vigas**

Se designó dos tipos de viga (internas y externas). En la **Figura 4.28** se indica el procedimiento a seguir para asignar las propiedades de una viga interna en el Software estructural. El procedimiento es el mismo tanto para vigas internas como para vigas externas.

Figura 4.28 Asignación de propiedades en vigas

General Data		
Property Name	V1 35x22	
Material	f _c =70,3 kg/cm ²	
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...	
Display Color	Change...	Property Modifiers Modify/Show Modifiers... Currently User Specified
Notes	Modify/Show Notes...	
Shape		
Section Shape	Concrete Rectangular	
Section Property Source		Reinforcement Modify/Show Rebar...
Source: User Defined		
Section Dimensions		
Depth	22 cm	
Width	35 cm	

FUENTE: Software Estructural / ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

- **Columnas**

Se designó dos tipos de columnas (esquineras y de borde). En la **Figura 4.29** se indica el procedimiento a seguir para asignar las propiedades de una columna esquinera en el Software estructural. El procedimiento es el mismo tanto para columnas esquineras como para columnas de borde.

Figura 4.29 Asignación de propiedades en columnas

FUENTE: Software Estructural / ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

- **Losas**

Para la modelación de la losa se designa como Shell-Thin, con un espesor equivalente de losa maciza de 15,60 [cm]. (Diferenciales, Una, & Pisos, 2017)

Figura 4.30 Definición de la losa

FUENTE: Software Estructural / ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

- **Cadena de cimentación**

Se designó un tipo de cadena de cimentación como se muestra en la **Figura 4.31**.

Figura 4.31 Definición de las cadenas de cimentación

FUENTE: Software Estructural / ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

- **Zapatas**

Para la modelación de la zapata se considera como Shell-Thin, debido a que la zapata es considerada como una pequeña losa rígida de un peralte dado.

Figura 4.32 Definición de Zapatas

FUENTE: Software Estructural / ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.3.1.2.2 Comprobación de pesos de elementos estructurales

Se deberá realizar una comprobación del peso de los elementos teóricos calculados y de los elementos determinados por el software. Los resultados se muestran en la **Tabla 4.21** y **Tabla 4.22**:

Tabla 4.21 Pesos de elementos estructurales

NIVEL	PESOS CALCULADOS (Ton)			PESOS SOFTWARE ESTRUCTURAL (Ton)		
	LOSA	VIGAS	COLUMNAS	LOSA	VIGAS	COLUMNAS
Nv.+10.08	17,29	6,79	0,00	17,63	5,86	4,12
Nv.+7.56	16,60	6,79	3,95	16,93	5,86	4,12
Nv.+5.04	15,77	6,79	3,95	16,79	5,86	4,12
Nv.+2.52	16,46	6,79	3,95	17,32	5,86	4,12
Nv.+0.00	0,00	0,00	3,95	0,00	0,00	4,12

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.22 Comprobación de pesos de elementos estructurales

NIVEL	Losa + viga + columna (Calculado) (Ton)	Losa + viga + columna (Software Estructural) (Ton)
Cubierta	24,08	27,61
3P	27,33	26,91
2P	26,51	26,77
1P	27,20	27,30
PB	3,95	4,12
	<u>109,07</u>	<u>112,71</u>
	ERROR	<u>3,34%</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Se comprueba que los pesos calculados por el software y los calculados de manera manual difieren en un 3.34% de error, por lo cual es un valor aceptable.

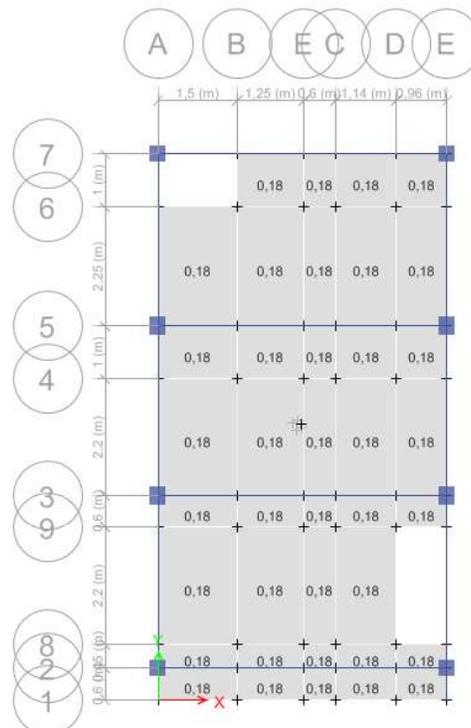
4.3.1.2.3 Asignación de sobrecarga

Para asignar la sobrecarga en el modelo del software, se utilizará la opción Shell Load Assignment – Uniform. Los cálculos de la sobrecarga se muestran en la **Tabla 4.23** y la asignación de la carga muerta distribuida en las losas de cada nivel se muestra en la **Figura 4.33**.

Tabla 4.23 Resultados obtenidos de sobrecarga para cada nivel

NIVEL	MAMPOSTERIA		PUERTAS Y VENTANAS	SOBRECARGA
	(Ton)	(Ton/m ²)	(Ton/m ²)	(Ton/m ²)
Cubierta	8,68	0,17	5,31E-03	0,18
3P	19,09	0,38	5,31E-03	0,39
2P	17,90	0,38	5,31E-03	0,38
1P	17,35	0,35	5,31E-03	0,36
PB	17,35	0,00	0,00	0,00

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 4.33 Asignación de sobrecarga a la losa

FUENTE: Software Estructural / ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.3.1.2.4 Combinación de cargas

Según la guía para evaluación y rehabilitación de estructuras de conformidad con la NEC 15 (NEC-SE-RE) para evaluación de estructuras existentes se debe cumplir las combinaciones de carga de la norma NEC-Cargas No Sísmicas (NEC-SE-CG) con respecto a cargas vivas y cargas muertas, en tanto que para cargas sísmicas deben cumplir con las especificaciones de la norma NEC Peligros Sísmico –

Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS). Por lo tanto, las combinaciones de carga a considerar serán:

- Combinación 1: D
- Combinación 2: D + L
- Combinación 3: D + 0.75 L + 0.525 Ex
- Combinación 4: D + 0.75 L - 0.525 Ex
- Combinación 5: D + 0.75 L + 0.525 Ey
- Combinación 6: D + 0.75 L - 0.525 Ey
- Combinación 7: D + 0.7 Ex
- Combinación 8: D - 0.7 Ex
- Combinación 9: D + 0.7 Ey
- Combinación 10: D - 0.7 Ey

Dónde:

D, carga muerta

L, carga viva

Ex, carga sísmica en dirección x

Ey, carga sísmica en dirección y

4.3.1.2.5 Comprobación del cortante basal

El cortante basal indica una fuerza lateral que deberá soportar la edificación. Esta se distribuye como una fuerza concentrada en las losas de cada nivel. Los resultados de la distribución de las fuerzas laterales se muestran en la **Tabla 4.24**.

Tabla 4.24 Comprobación del cortante basal

R=	2
I =	1
ϕ_p =	1
ϕ_e =	1
Csis=	<u>0.60</u>
V=	<u>0.6*W</u>
k =	<u>1.173</u>

PISO	CORTANTE BASAL	CALCULADO	Corrección Software		
	$W \cdot h_i^k / \text{Total}$	V ACUM (Ton)	V (Ton)	V ACUM (Ton)	ERROR
Nv.+10.08	26,84	26,84	27,82	27,82	<u>3,65%</u>
Nv.+7.56	20,99	47,84	20,17	47,99	<u>0,32%</u>
Nv.+5.04	12,04	59,88	11,57	59,56	<u>0,53%</u>
Nv.+2.52	5,04	64,92	4,84	64,40	<u>0,79%</u>
TOTAL	<u>64,92</u>		<u>64,40</u>		

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Los resultados de la **Tabla 4.24** de la distribución de las fuerzas de cortante basal por piso difieren en valores menores al 4%, los cuales para realizar el análisis se consideran aceptables.

4.3.1.2.6 Análisis de elementos estructurales

I. Losa

i. Consideraciones para el análisis

a) Nervios:

En el ACI 318, Sección 8.11.2 se especifica que el ancho del nervio no debe ser menor a 100 mm y que las mismas deben tener una altura máxima de 3.5 veces su ancho mínimo.

b) Loseta:

En el ACI 318, Sección 8.11.6.1 se especifica que la losa no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre los nervios ni menor a 50 mm.

c) Transferencia de momento por flexión:

En el ACI 318, Sección 13.5.3.2 se especifica que una reacción de momento no balanceado dado por $\gamma_f \cdot M_u$ debe considerarse como transmitido por flexión sobre una franja de losa, cuyo ancho efectivo este comprendido entre ejes localizados a 1.5 h fuera de las caras opuestas a la columna, donde M_u es el momento mayorado transmitido y γ_f puede ser calculado mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

d) Transferencia de momento por corte:

En el ACI 318, Sección 11.12.6.1 se especifica que el resto del momento no balanceado $\gamma_v \cdot M_u$ se considera transmitido por excentricidad de corte alrededor del centroide de la sección crítica y puede ser calculado mediante la expresión:

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f)$$

e) Esfuerzo de corte:

En el ACI 318, Sección 11.12.6.2 se especifica que el máximo esfuerzo de corte debido a V_u y M_u no debe exceder a ϕV_n :

- Para elementos sin refuerzo de corte

$$\phi V_n = \frac{\phi V_c}{b_o \cdot d}$$

- Para elementos con refuerzo de corte

$$\phi V_n = \frac{\phi (V_c + V_s)}{b_o \cdot d}$$

El esfuerzo de corte mayorado máximo puede calcularse mediante:

$$V_{umax} = \frac{V_u}{A_c} \pm \frac{\gamma_v \cdot M_u}{J/c}$$

f) Endurecimiento del acero:

En el ACI 318, Sección R 21.3.4.1 se especifica que la resistencia a corte requerido se determinará usando una resistencia de al menos $1.25 \cdot F_y$ para el refuerzo longitudinal.

$$M_{pr} = 1.25 \cdot f_y \cdot A_{scolocado} \cdot \left(d - 0.588 \cdot \frac{1.25 \cdot f_y \cdot A_{scolocado}}{f'_c \cdot b} \right)$$

Según el ACI 318-14 en la sección 8.3.1.2 establece que se debe calcular la altura h_{min} maciza de la losa, la cual se especifica en la **Tabla 4.25**:

Tabla 4.25 Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados

α_{fm}	ESPESOR MÍNIMO h (mm)		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 0.2$	Mayor de:	$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b)
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 0.2$	Mayor de:	$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

FUENTE: ACI 318-14

Dónde:

α_{fm} , valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel y α_f se calcula de acuerdo con 8.10.2.7.

Panel un panel con vigas entre los apoyos en todos los lados, debe satisfacer la ecuación (8.10.2.7a) para las dos direcciones perpendiculares.

$$0.2 \leq \frac{\alpha_{f1} l_2^2}{\alpha_{f2} l_1^2} \leq 5.0 \quad (8.10.2.7a - ACI)$$

Dónde α_{f1} y α_{f2} se calcula de acuerdo con:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (8.10.2.7b - ACI)$$

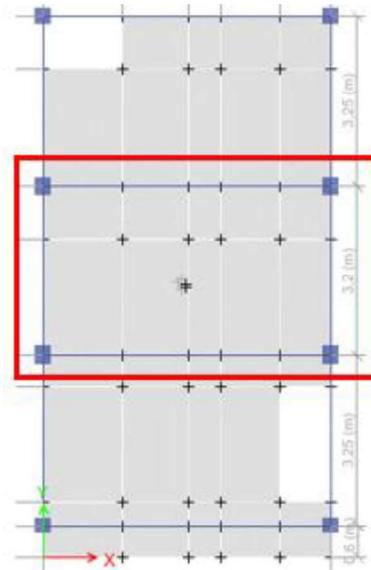
l_n , luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (mm).

B, relación de luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

ii. Propiedades de losa

Para el análisis de la losa se eligió la losa del Nv.+2.52 (**Figura 4.34**), donde sus propiedades se muestran en la **Tabla 4.26**.

Figura 4.34 Panel crítico de losa Nv.+2.52



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.26 Propiedades del panel crítico

Long panel mayor	L may	5,45	m
Long panel menor	L men	3,2	m
Inercia geométrica losa	$I_g = b \cdot h^3 / 12$	15774,44	cm ⁴
Momento de inercia viga E	I _{bE}	26620	cm ⁴
Momento de inercia viga I	I _{bI}	31056,67	cm ⁴
Momento de inercia losa	$I_s = 0,65 \cdot I_g$	10253,39	cm ⁴
Módulo de elasticidad	E	100603,99	Kg/cm ²

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

iii. Cálculo de altura mínima y altura equivalente

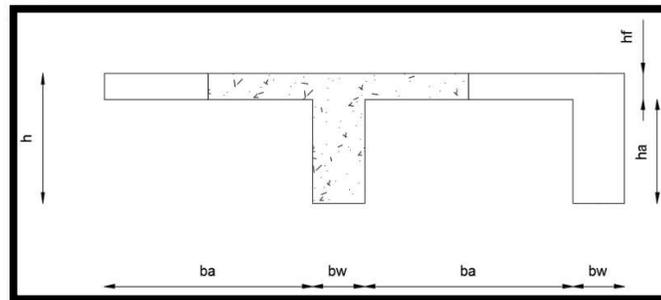
Para determinar la altura mínima que debe tener la losa, se tomará en cuenta las especificaciones de la norma ACI318-14, Sección 8.3 indicadas en la **Tabla 4.25**.

Tabla 4.27 Altura mínima en losa maciza

Relación inercia viga/losa	α_{fm}	0,86	s.u
Relación de aspecto	$\beta=L_{may}/L_{men}$	1,70	s.u
ACI318-14 Ec 8.3.1.2(b)	h_1	14,41	cm
ACI318-14 Ec 8.3.1.2(d)	h_2	11,68	cm
$h_{minreq}(maciza)$		<u>14,41</u>	cm

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

La edificación presenta un espesor de losa de 22 cm, para comprobar que el espesor sea el adecuado, es necesario realizar el cálculo de losa aliviada a losa equivalente maciza como se muestra en la **Tabla 4.28**:

Figura 4.35 Losa Tipo

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.28 Altura equivalente de losa maciza

h	0,22	m
hf	0,07	m
ba	0,4	m
bw	0,10	m
CENTROIDE Y	0,147	m
INERCIA FINAL	1,577E-04	m
h equivalente	<u>15,59</u>	<u>cm</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Se comprueba que el espesor de losa maciza equivalente es de 15.59 [cm], el cual es mayor al mínimo requerido por el ACI 318-14 mostrada en la **Tabla 4.27**, por lo que por motivos de serviciabilidad la losa no presenta ningún inconveniente.

iv. Acero mínimo en losa

Según la ACI 318-14, Sección 8.6, se debe colocar un área mínima a flexión A_{smin} cerca de la cara de tracción en dirección de la luz, para ello propone la Tabla 8.6.1.1. Los resultados se muestran en la **Tabla 4.29**.

Tabla 4.29 Acero mínimo en losa

ACERO MÍNIMO ACI 318-14	A_{min1}	0,40	cm ²
	A_{min2}	0,31	cm ²
	A_{min}	0,40	cm ²
ACERO EXISTENTE EN LOSA	A_s	3,08	cm ²

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Para el acero mínimo a flexión se requiere un área de 0.40 [cm²], lo que según la **Tabla 4.29** el acero existente en losa cumple con los requerimientos de la ACI 318-14.

v. Chequeo de flexiones en losa

Las deflexiones de la losa se encuentran especificadas en el ACI-318-05, Capítulo 9, Sección 9.5.2.

Tabla 4.30 Cálculo de deflexiones

MOMENTO POR CARGA VIVA	M_{CV}	0,42	Ton•m
MOMENTO POR CARGA MUERTA	M_{CM}	1,50	Ton•m
DEFLEXIONES POR CARGA VIVA	Δ_V	1,15	cm
DEFLEXIONES POR CARGA MUERTA	Δ_M	2,70	cm
PORCENTAJE DE OCUPACIÓN	%O	50%	-
DEFLEXIONES POR CARGA SOSTENIDA	Δ_s	3,28	cm
CUANTÍA DE ACERO DE COMPRESIÓN EN LOSA	ρ'	0,012	-
FACTOR DE TIEMPO DE CARGAS SOSTENIDAS	ξ	2,00	-
$\xi/(1+50\cdot\rho')$	$\lambda\Delta$	1,25	-
Deflexión a largo plazo	Δ_{LP}	4,10	cm
Deflexión total	Δ_T	5,24	cm
Deflexión admisible	Δ_{adm}	1,14	cm
Condición $\Delta_T < \Delta_{adm}$	Cambiar altura de losa		

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

De los resultados obtenidos en la **Tabla 4.30**, según las disposiciones de la ACI-318-05 en la Tabla 9.5 (b), se obtiene que la deflexión máxima admisible de la losa

es de 1,14 [cm], disposición que no se cumpliría, debido a que la losa como se observa en el ANEXO No. 5, al pasar un año de construcción de la edificación, la losa presenta una deflexión máxima de 2,80 [cm]. Con el tiempo presentará una deflexión total de 5,24 [cm] según los cálculos obtenidos.

vi. Chequeo a punzonamiento en losa

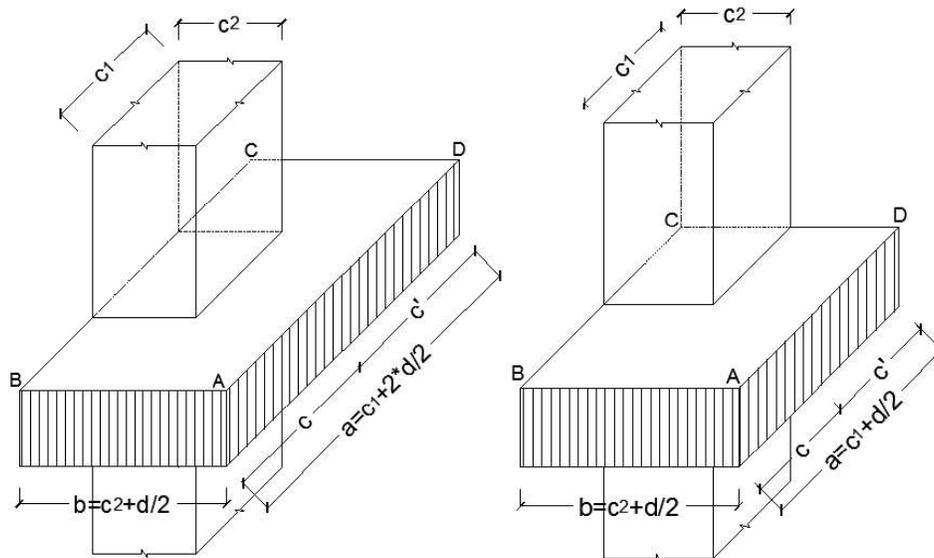
Para el análisis estructural de edificaciones compuestas por losas planas se considera el método del pórtico equivalente, el cual es un método confiable para estructuras que resisten únicamente cargas verticales, en tanto que para fuerzas laterales no hay estudios que describan los procedimientos que deben realizarse para estos casos. Para ello es necesario analizar dos edificaciones y superponer los resultados de una edificación para cargas verticales y otra para cargas laterales (Correa y Machado, 2012).

En estructuras con vigas descolgadas, la transmisión de los momentos desbalanceados ocurre únicamente por flexión, en tanto que para edificaciones con losas planas la transmisión de estos momentos se da en un 60% por flexión y un 40% por corte excéntrico (ACI 318-05, R11.12.12.6.1), por lo que es necesario verificar que se cumplan las siguientes condiciones:

- Columna fuerte-losa débil
- Losa fuerte en punzonamiento – Losa débil en flexión

En la **Figura 4.36** se detalla la nomenclatura que va a ser utilizada en el análisis del punzonamiento de la losa para una columna externa (paralela al eje y) y columna externa de esquina.

Figura 4.36 Nomenclatura para el cálculo del punzonamiento de losa para una columna externa (paralela al eje y)



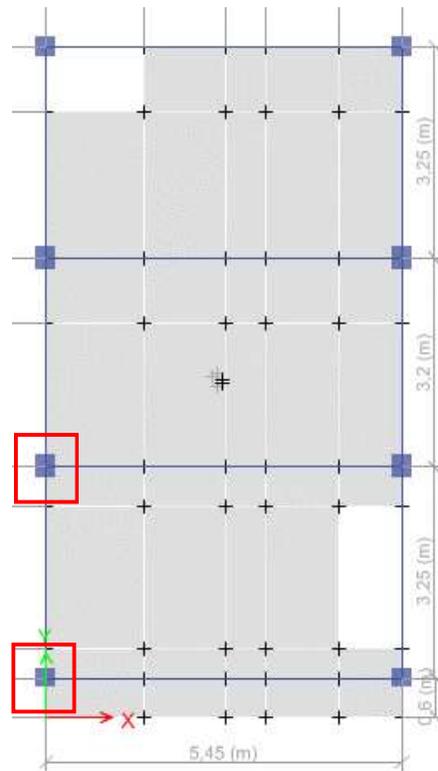
FUENTE: Diseño sísmo resistente en edificios con vigas banda

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Una vez realizado el modelo en el software estructural, se determinó que las columnas A1 y A2 presentan mayor carga vertical, por lo cual son las elegidas para el análisis.

A continuación, se presenta en la **Figura 4.37**, la vista en planta de losa del Nv.+2.52 y las columnas A1 y A2 que serán analizadas por punzonamiento.

Figura 4.37 Vista en planta Nv.+2.52 y columnas A1 y A2



FUENTE: Software Estructural / ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

a) Propiedades de la losa plana del pórtico equivalente A:

Tabla 4.31 Datos previos para el análisis

Ancho del nervio	b	10	cm
Resistencia a la compresión de hormigón	f'_c	70.3	kg/cm ²
Resistencia a la fluencia de acero	f_y	4200	kg/cm ²
Recubrimiento	r	2,5	cm
Altura de la losa	h	22,00	cm
Peralte efectivo de la losa	d	19,30	cm
Factor reducción cap. a corte	ϕ_{Corte}	0,85	-
Factor reducción cap. a flexión	$\phi_{\text{Flexión}}$	0,9	-
Carga muerta	W_D	0,40	T/m ²
Carga viva	W_L	0,46	T/m ²
Carga ultima	W_u	1,21	T/m ²

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.32 Propiedades del tramo A-B Eje 2

#Nfrcol	7	u
#Nt	13	u
bv	35	cm
hv	22	cm
L	3,23	m
$\lambda \cdot L$	1,00	-
λ	0,31	m

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.33 Propiedades del tramo 1-2 y 2-3 Eje A

#Nfrcol	9	u
#Nt	13	u
bv	30	cm
hv	22	cm
L	3,25	m
$\lambda \cdot L$	0,95	-
λ	0,29	m

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

En la **Tabla 4.34** y **Tabla 4.36** se determina la inercia de la sección fuera de la zona de punzonamiento (I_o), en tanto que en la **Tabla 4.35** y **Tabla 4.37** se determina la inercia de la sección en la zona de punzonamiento (I_a).

Tabla 4.34 Franja de análisis fuera de la zona de punzonamiento (Viga 35•22)

ELEMENTO	b (m)	h (m)	Área (m ²)	y (m)	A • y (m ³)	Ix (m ⁴)
Loseta	3,23	0,07	0,23	0,04	0,0079	0,000369
Nervios	1,05	0,22	0,23	0,18	0,042	0,008416
			0,46		0,05	0,0088

\bar{y}	<u>0,11</u>	m	I_o	<u>0,0034</u>	m ⁴
-----------	-------------	---	-------	---------------	----------------

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.35 Franja de análisis en la zona de punzonamiento (Viga 35•22)

ELEMENTO	b (m)	h (m)	Área (m ²)	y (m)	A • y (m ³)	Ix (m ⁴)
Loseta	3,23	0,07	0,23	0,04	0,0079	0,000369
Nervios	1,66	0,22	0,36	0,18	0,066	0,013275
			0,59		0,07	0,0136

\bar{y}	<u>0,12</u>	m	I_a	<u>0,004</u>	m ⁴
-----------	-------------	---	-------	--------------	----------------

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.36 Franja de análisis fuera de la zona de punzonamiento (Viga 30•22)

ELEMENTO	b (m)	h (m)	Área (m ²)	y (m)	A • y (m ³)	Ix (m ⁴)
Loseta	3,25	0,07	0,23	0,04	0,0080	0,000372
Nervios	1,21	0,22	0,27	0,18	0,048	0,00969
			0,49		0,06	0,01007

\bar{y}	<u>0,11</u>	m	I_o	<u>0,0037</u>	m ⁴
-----------	-------------	---	-------	---------------	----------------

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.37 Franja de análisis en la zona de punzonamiento (Viga 30•22)

ELEMENTO	b (m)	h (m)	Área (m ²)	y (m)	A • y (m ³)	Ix (m ⁴)
Loseta	3,25	0,07	0,23	0,04	0,0080	0,000372
Nervios	1,61	0,22	0,35	0,18	0,064	0,012901
			0,58		0,07	0,0133

\bar{y}	<u>0,12</u>	m	I_a	<u>0,0044</u>	m ⁴
-----------	-------------	---	-------	---------------	----------------

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

b) Cálculo de momentos desbalanceados

En la **Tabla 4.38** y **Tabla 4.39** se muestra el cálculo de los momentos desbalanceados para cada una de las secciones de viga.

Tabla 4.38 Cálculo de momento por flexión tramo A-B Eje 2 (Viga 35•22)

η	0,76	-
h_{colab}	3,23	m
q	3,14	T/m
A	0,15	-
B	0,28	-
k	5,04	-
a	0,53	-
mf	0,09	-
K	0,0054	-
a	0,0029	-
M_f	<u>2,84</u>	T•m

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.39 Cálculo de momento por flexión tramo 1-2 y 2-3 Eje A (Viga 30•22)

η	0,84	-
h_{colab}	3,25	m
q	3,16	T/m
A	0,16	-
B	0,30	-
\underline{k}	4,61	-
\underline{a}	0,52	-
\underline{mf}	0,09	-
K	0,0053	-
a	0,0028	-
M_f	<u>2,86</u>	T•m

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

c) Elementos torsionales

Para determinar los elementos torsionales se emplearon las especificaciones del ACI 318, Sección 13.7.5.

Tabla 4.40 Elementos torsionales columna A2

Base columna	c2	30,00	cm
Altura columna	c1	35,00	cm
Área de hormigón de la sección crítica	A_c	0,26	m ²
Altura de columna	h_c	2,30	m
Luz izquierda	L_{izq}	3,25	m
Luz derecha	L_{der}	3,20	m
Inercia de la columna	I_c	0,00107	m ⁴
Rigidez de las columnas	K_c	<u>0,0024</u>	-
Numero de columnas	#C	4	u
Constante de mayorización de momentos	c	0,00057	-
Coef. de rigidez de elementos torsionales izquierdo	K_{tizq}	0,00170	-
Coef. de rigidez de elementos torsionales derecho	K_{der}	0,00173	-
Coef. de rigidez de elementos torsionales	K_t	<u>0,0034</u>	-
Coef. de rigidez equivalente	K_{eq}	<u>0,0020</u>	-

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.41 Elementos torsionales columna A1

Base columna	c2	30,00	cm
Altura columna	c1	30,00	cm
Área de hormigón de la sección crítica	Ac	0,26	m ²
Atura de columna	hc	2,30	m
Luz izquierda	Lizq	0,00	m
Luz derecha	Lder	3,25	m
Inercia de la columna	Ic	0,000675	m ⁴
Rigidez de las columnas	Kc	0,0015	-
Numero de columnas	#C	4,00	u
Constante de mayorización de momentos	c	0,000573	-
Coef. de rigidez de elementos torsionales izquierdo	Ktizq	0	-
Coef. de rigidez de elementos torsionales derecho	Kder	0,00170	-
Coef. de rigidez de elementos torsionales	Kt	0,0017	-
Coef. de rigidez equivalente	Keq	0,0011	-

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

d) Solución del pórtico equivalente

Para el análisis a carga vertical se emplea el método del pórtico equivalente que en realidad es de columna equivalente, la solución del método empleado se presenta en la **Tabla 4.42**.

Tabla 4.42 Solución del pórtico equivalente

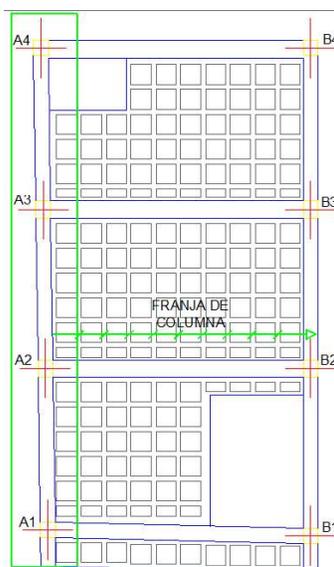
Kv	53,06	53,54	53,06	
a	27,72	28,63	27,72	
L	3,25	3,20	3,25	
Keq	10,90	20	20	10,90
qu (T/m)	3,16	3,14	3,16	
ΣK	63,96	126,63	126,63	63,96
M	0,55	3,21	3,50	
θ	-0,05	0,01	-0,01	
Mf	2,84	2,86	2,84	
	-2,84	-2,86	-2,84	
	0,01	-0,01	0,05	
	-3,50	-3,21	-0,55	

MCL		2,15		0,93		2,15	
Mc	-0,55		0,28		-0,28		-0,55
V	4,23		6,04	5,02	5,02	6,04	4,23
Mp	<u>0,55</u>		<u>3,50</u>		<u>3,50</u>		<u>0,55</u>
		<u>2,15</u>		<u>0,93</u>		<u>2,15</u>	

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

e) Determinación del acero requerido debido a carga vertical

Figura 4.38 Ubicación de la franja de columna para carga vertical



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.43 Análisis de Franja de columna por carga vertical

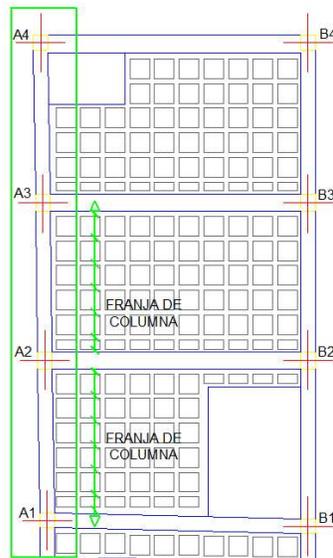
%FrCol	100	60	75	60	75	60	100
MFrCol	0,55	1,29	2,62	0,56	2,62	1,29	0,55
#Nfrcol		9		9		9	
Mn/n	0,061	0,143	0,291	0,062	0,291	0,143	0,061
k	0,026	0,061	0,124	0,0262	0,124	0,061	0,026
p	0,00044	0,00106	0,0022	0,00044	0,0022	0,00106	0,00044
As (cm ²)	0,09	0,20	0,43	0,09	0,43	0,20	0,09

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

En la **Tabla 4.43** se observa que el acero que se requiere en la losa es mínimo debido a que hay un aporte importante de nervios y vigas banda.

f) Determinación del acero requerido debido a carga sísmica

Figura 4.39 Ubicación de la franja de columna para carga de sismo



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.44 Análisis de franja de columna por cargas de sismo

My(-)	7,36		7,00		6,34	
My(+)			6,16		6,87	5,86
MFrCol	7,36		7,00		6,87	5,86
	10,32		9,82		9,64	8,22
#N sismo		7		7		7
Mn/n	1,47		1,40		1,38	1,17
k	0,63		0,60		0,58	0,50
ρ	-		-		-	-
As (cm²)	-		-		-	-

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

En la **Tabla 4.44** no se puede determinar un área de acero necesaria debido a que el aporte de viga o de nervios es insuficiente.

Por lo tanto, se requiere aumentar la base de la viga o aumentar el ancho de nervios, para que las vigas o nervios aporten con mayor sección para soportar cargas sísmicas.

g) Punzonamiento

La capacidad de punzonamiento de la losa debe ser mayor al punzonamiento actuante en base a la carga vertical directa y al momento producido por la fluencia del acero existente en vigas banda y nervios aledaños, en un ancho de columna $c + 1.5h$ (peralte de la losa) a cada lado de la columna, los cálculos de momento mayorados corresponden a la Sección 8.4.2 de la ACI318-14 y el cortante mayorado corresponde a la Sección 8.4.3 de la AC318-14 como se observan en la **Tabla 4.45**.

Tabla 4.45 Punzonamiento

a	49,30	63,95	63,95	49,30	cm
b	49,30	49,30	49,30	49,30	cm
Muvert	0,55	0,21	0,21	0,55	Ton•m
Musis	10,32	18,46	18,53	8,22	Ton•m
Vuvert	4,23	11,06	11,06	4,23	T.
Vusis	5,78	10,68	11,73	7,08	T.
M_(0.75)	10,74	18,62	18,69	8,63	Ton•m
V_(0.75)	8,95	18,98	20,03	10,25	T.
Ac	2854,47	4371,45	4371,45	2854,47	cm ²
J/c	50502,99	89553,91	89553,91	50502,99	cm ³
J/c'	25251,49	89553,91	89553,91	25251,49	cm ³
γ_v	0,40	0,43	0,43	0,40	

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Según la ACI318-14, Sección 8.5, se menciona que para cortante en dos direcciones se debe cumplir con la especificación de $v_{umin} < v_{umax} < \phi v_n$. Se verifica la condición para solicitaciones de carga vertical en la **Tabla 4.46** y para solicitación por carga sísmica en la **Tabla 4.47**.

Tabla 4.46 Solicitaciones por carga vertical

v_umax (Ton)	1,92		2,63		2,63		1,92
v_umin (Ton)	0,61		2,43		2,43		0,61
φv_n (Ton)	6,67		6,67		6,67		6,67
$v_{u_{min}} < v_{u_{max}} < \phi v_n$							
Condición	OK		OK		OK		OK

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.47 Solicitaciones por carga sísmica

$v u_{max}$ (Ton)	11,64		13,31		13,59		10,43
$v u_{min}$ (Ton)	13,87		4,63		4,42		10,08
$\phi v n$ (Ton)	6,67		6,67		6,67		6,67
$v u_{min} < v u_{max} < \phi v n$							
Condición	No cumple		No cumple		No cumple		No cumple

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

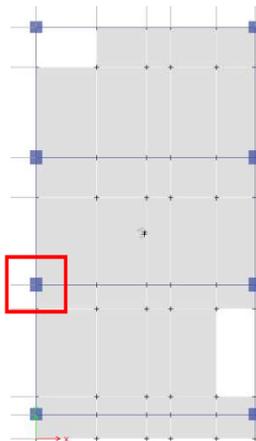
De los resultados de la sollicitación de carga vertical presentes en la **Tabla 4.46** cumple con la demanda, pero para los resultados de sollicitación de carga sísmica presentes en la **Tabla 4.47** no cumplen con la demanda.

h) Ubicación de la rótula plástica

El chequeo tiene como finalidad comprobar que la formación de la rótula plástica se realice en los extremos de las vigas banda, y de esta manera se disipe la energía en estos puntos, por lo tanto, no se verá comprometida la serviciabilidad de la edificación.

Según en ACI 318-14, Sección 18.7, se debe cumplir que $\Sigma M_c / \Sigma M_v > 1.2$, entonces esto implica que la capacidad a flexión de las columnas que llegan al nudo será mayor a los momentos nominales de las vigas banda. Se realizará esta comprobación en las columnas A1 y A2.

Conexión A2

Figura 4.40 Conexión A2 en análisis de ubicación de rótula plástica

FUENTE: Software Estructural / ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.48 Cálculo de momento de columna de 30•35 [cm] para la conexión A2

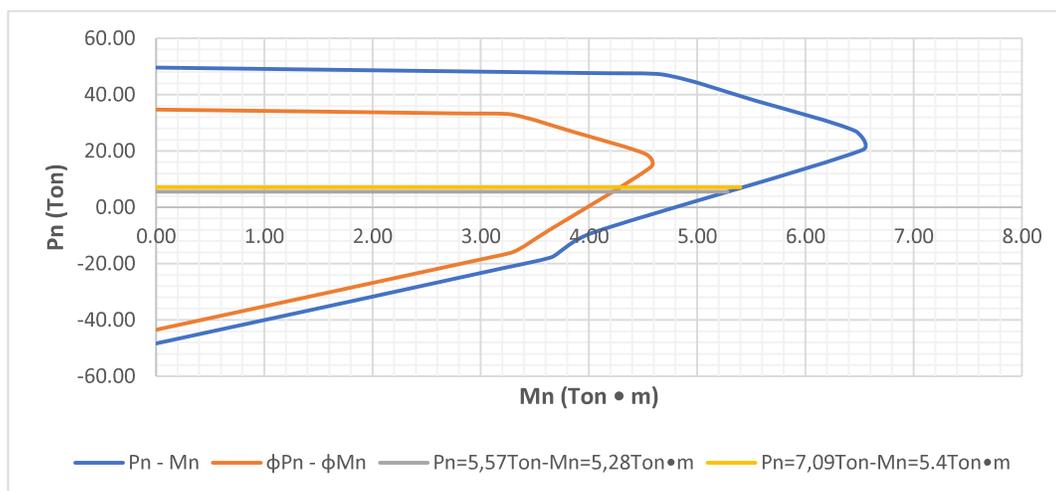
PISO 1			
Carga muerta	Pm	25,42	Ton
Carga sísmica	Ps	22,42	Ton
Carga nominal	Pn	3,01	Ton
Momento nominal	Mn	5,20	Ton•m
PISO 2			
Carga muerta	Pm	19,22	Ton
Carga sísmica	Ps	13,09	Ton
Carga nominal	Pn	6,13	Ton
Momento nominal	Mn	5,50	Ton•m
Sumatoria de momentos	ΣMc	10,70	Ton•m

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.49 Cálculo de momento de viga de 30•22 [cm] para la conexión A2

Refuerzo superior	Assup	2,26	cm ²
Refuerzo inferior	Asinf	2,26	cm ²
Ancho de la viga	b	30	cm
Altura efectiva	d	18,10	cm
Profundidad de los esfuerzos de compresión	asup	5,00	cm
Momento probable superior	Mpsup	1,89	Ton•m
Momento probable nominal superior	Mpnsup	1,51	Ton•m
Momento probable inferior	Mpinf	1,89	Ton•m
Momento probable nominal inferior	Mpninf	1,51	Ton•m
Sumatoria de Momentos	ΣMv	6,80	Ton•m

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 4.41 Diagrama de interacción columna 30•35 [cm]

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

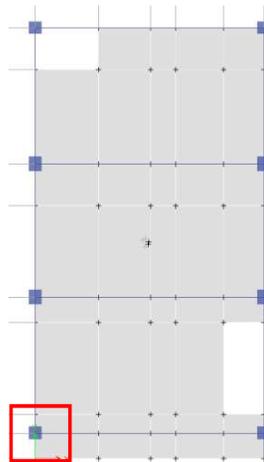
Tabla 4.50 Resultado de la condición de rótula plástica

$\Sigma Mc/\Sigma Mv > 1.2$	<u>1,66</u>	OK
-----------------------------	-------------	----

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Según el cálculo realizado en la **Tabla 4.48** y **Tabla 4.49**, las columnas presentan una mayor capacidad que las vigas banda, con una relación de 1.66 mayor a 1.20, por lo tanto, se conoce que la viga presenta una mayor probabilidad de fluencia que la columna según la norma ACI 318-14.

Conexión A1

Figura 4.42 Conexión A1 en análisis de ubicación de rótula plástica

FUENTE: Software Estructural / ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.51 Cálculo de momento de columna de 30•30 [cm] para la conexión A1

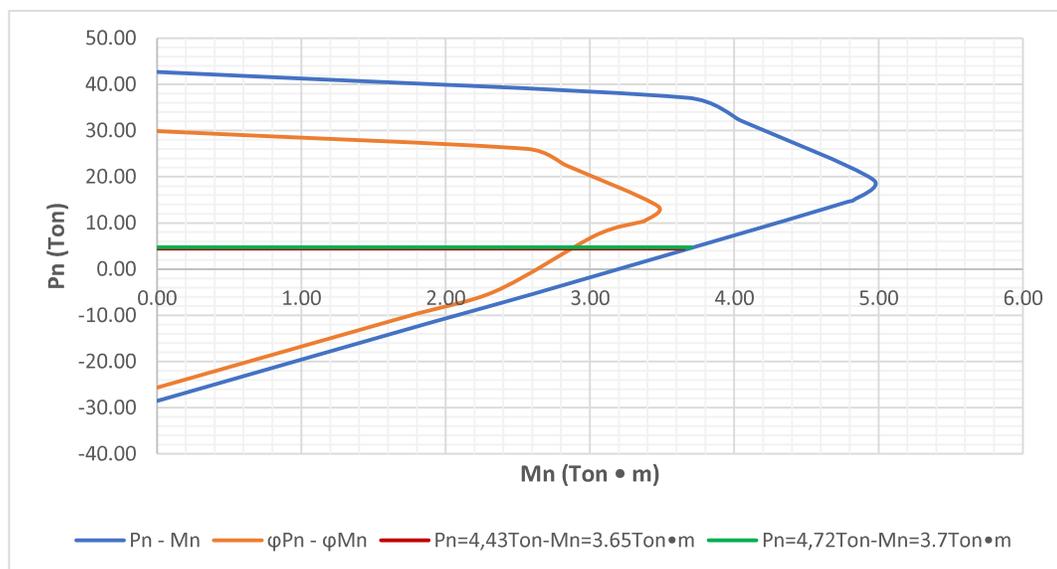
PISO 1			
Carga muerta	Pm	21,73	Ton
Carga sísmica	Ps	17,3	Ton
Carga nominal	Pn	4,43	Ton
Momento nominal	Mn	3,65	Ton•m
PISO 2			
Carga muerta	Pm	16,60	Ton
Carga sísmica	Ps	11,88	Ton
Carga nominal	Pn	4,72	Ton
Momento nominal	Mn	3,70	Ton•m
Sumatoria de momentos	ΣMc	7,35	Ton•m

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.52 Cálculo de momento de viga de 30•22 [cm] para la conexión A1

Refuerzo superior	Assup	2,26	cm ²
Refuerzo inferior	Asinf	2,26	cm ²
Ancho de la viga	b	30	cm
Altura efectiva	d	18,10	cm
Profundidad de los esfuerzos de compresión	asup	6,62	cm
Momento probable superior	Mpsup	1,79	Ton•m
Momento probable nominal superior	Mpnsup	1,43	Ton•m
Profundidad de los esfuerzos de tensión	ainf	6,63	cm
Momento probable inferior	Mpinf	1,79	Ton•m
Momento probable nominal inferior	Mpninf	1,43	Ton•m
Sumatoria de Momentos	ΣMv	6,45	Ton•m

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 4.43 Diagrama de interacción columna 30•30 [cm]

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.53 Resultado de la condición de rótula plástica

$\Sigma Mc / \Sigma Mv > 1.2$	1,14	No cumple
-------------------------------	-------------	------------------

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Según el cálculo realizado en la **Tabla 4.51** y **Tabla 4.52**, las columnas presentan una capacidad a flexión similar a las vigas banda, con una relación de 1.14, lo que no asegura que la rótula plástica se forme en las vigas banda.

II. Vigas banda

En la norma NEC-SE-HM en la sección 5.7, se establece disposiciones especiales para edificaciones con vigas banda. En donde dispone que las vigas banda deben tener un peralte mínimo de 25 [cm], es decir que a su vez la losa deberá tener un espesor mínimo de 25 [cm], lo cual no se cumple, debido a que el peralte real de la viga es de 22 [cm].

i. Acero longitudinal mínimo y acero longitudinal máximo

En cuanto al refuerzo longitudinal se procederá a seguir la normativa ACI 318-14 y la norma NEC-SE-HM, los resultados del análisis se muestran en la **Tabla 4.54** y **Tabla 4.55**.

Tabla 4.54 Cuantía mínimas y máximas para viga 30•22 [cm]

Cuantía por temperatura	ρ temp	0,0018	s.u
Cuantía a flexión ACI18-14	ρ min(1)	0,00333	s.u
	ρ min(2)	0,00499	s.u
	ρ min	0,00333	s.u
Cuantía balanceada	ρ b	0,00717	s.u
Cuantía máxima NEC-15	ρ max	0,00359	s.u
Cuantía máxima ACI318-11	ρ max	0,00538	s.u
Área de refuerzo mínima	A_{Smin}	1,81	cm ²
Área de refuerzo máxima NEC-15	A_{Smax}	1,95	cm ²
Área de refuerzo máxima ACI318-11	A_{Smax}	2,92	cm ²
Area de refuerzo máxima	A_{Smax}	2,92	cm ²

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.55 Cuantía mínimas y máximas para viga 35•22 [cm]

Cuantía por temperatura	ρ temp	0,0018	s.u
Cuantía a flexión ACI318-14	ρ min (1)	0,00333	s.u
	ρ min (2)	0,00499	s.u
	ρ min	0,00333	s.u
Cuantía balanceada	ρ b	0,00717	s.u
Cuantía máxima NEC-15	ρ max	0,00359	s.u

Cuantía máxima ACI318-11	ρ max	0,00538	s.u
Área de refuerzo mínima	A_{Smin}	<u>2,11</u>	cm ²
Área de refuerzo máxima NEC-15	A_{Smax}	2,27	cm ²
Área de refuerzo máxima ACI318-11	A_{Smax}	3,41	cm ²
Área de refuerzo máxima	A_{Smax}	<u>3,41</u>	cm ²

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Las cuantías reales presentes en las vigas se expresan en la **Tabla 4.56** y **Tabla 4.57**.

Tabla 4.56 Cuantía de viga 30•22 [cm]

	N° varilla	ϕ (mm)	Area (cm ²)	Cuantía ρ
Superior	2	12	2,26	<u>0,00685</u>
Inferior	2	12	2,26	

Cuantía mayor a la máxima según NEC15
OK según ACI318

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.57 Cuantía de viga 35•22 [cm]

	N° varilla	ϕ (mm)	Area (cm ²)	Cuantía ρ
Superior	3	12	3,39	<u>0,0196</u>
	2	14	3,08	
Inferior	2	14	3,08	
	3	12	3,39	

Cuantía mayor a la máxima según
NEC15

Cuantía mayor a la máxima según
ACI318

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Como se observa en la **Tabla 4.56** en la viga se encuentra dentro del rango de cuantía mínima aceptada según el ACI 318 pero no cumple con la cuantía máxima según la NEC 15 y para la **Tabla 4.57** la viga tiene una cuantía mayor a la máxima permitida según la NEC 15 y ACI 318.

ii. Refuerzo longitudinal

A continuación, se presenta la comprobación de la cuantía longitudinal, el cual debe cubrir las solicitaciones de carga vertical y carga sísmica, esta verificación se realizará en las vigas del eje A y del eje 2 del Nv.+2.52 [m].

Tabla 4.58 Determinación de la Envolvente y comprobación de acero longitudinal de las vigas del eje A

LONGITUD (m)	3,25	3,2	3,25
---------------------	------	-----	------

SOLICITACIONES (Ton•m)									
MD	-0,78	0,35	-0,14	-0,30	0,26	-0,42	-0,21	0,31	-0,38
ML	-0,17	0,07	-0,03	-0,07	0,06	-0,09	-0,04	0,07	-0,09
MSX	0,19	0,06	-0,60	-0,44	0,33	-0,64	-0,39	0,31	-0,78
MSY	-7,36	0,11	6,16	-7,00	-0,11	6,87	-6,34	0,20	5,86

COMBINACIONES									
D	-0,78	0,35	-0,14	-0,30	0,26	-0,42	-0,21	0,31	-0,38
D + L	-0,95	0,42	-0,17	-0,37	0,32	-0,51	-0,25	0,38	-0,47
D + 0.75 L + 0.525 Ex	-0,81	0,44	-0,47	-0,58	0,48	-0,82	-0,44	0,53	-0,86
D + 0.75 L - 0.525 Ex	-1,01	0,37	0,16	-0,12	0,13	-0,15	-0,04	0,20	-0,04
D + 0.75 L + 0.525 Ey	-4,78	0,46	3,07	-4,03	0,25	3,12	-3,57	0,47	2,63
D + 0.75 L - 0.525 Ey	2,95	0,35	-3,39	3,32	0,36	-4,09	3,09	0,26	-3,52
D + 0.7 Ex	-0,65	0,39	-0,56	-0,61	0,49	-0,87	-0,48	0,53	-0,93
D - 0.7 Ex	-0,92	0,31	0,28	0,01	0,03	0,03	0,06	0,09	0,17
D + 0.7 Ey	-5,94	0,43	4,17	-5,20	0,19	4,39	-4,65	0,45	3,72
D - 0.7 Ey	4,37	0,27	-4,45	4,60	0,33	-5,23	4,23	0,17	-4,48

**MOMENTO DE ANÁLISIS
(ENVOLVENTE Ton•m)**

-5,94	-4,45	-5,20	-5,23	-4,65	-4,48
4,37	0,46	4,17	4,60	0,49	4,39
4,23	0,53	3,72			

CÁLCULO DE ACERO REQUERIDO (cm²)

10,16	7,62	8,90	8,95	7,96	7,67
7,48	0,79	7,14	7,88	0,84	7,52
7,24	0,90	6,37			

ACERO DISPONIBLE (cm²)

2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26

VERIFICACIÓN

AUMENTAR EL ACERO					
AUMENTAR EL ACERO	OK	AUMENTAR EL ACERO	OK	AUMENTAR EL ACERO	OK

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Para las vigas del eje A, la cuantía presente es insuficiente para cubrir las solicitaciones.

Tabla 4.59 Determinación de la Envolvente y comprobación de acero longitudinal de las vigas del eje 2

LONGITUD (m)	5,45		
SOLICITACIONES (Ton•m)			
MD	-1,21	0,95	-1,39
ML	-0,28	0,22	-0,32
MSX	8,34	0,08	-8,06
MSY	0,38	-0,33	0,69
COMBINACIONES			
D	-1,210	0,950	-1,390
D + L	-1,490	1,170	-1,710
D + 0.75 L + 0.525 Ex	2,959	1,157	-5,862
D + 0.75 L - 0.525 Ex	-5,799	1,073	2,602
D + 0.75 L + 0.525 Ey	-1,221	0,942	-1,268
D + 0.75 L - 0.525 Ey	-1,620	1,288	-1,992
D + 0.7 Ex	4,628	1,006	-7,032
D - 0.7 Ex	-7,048	0,894	4,252
D + 0.7 Ey	-0,944	0,719	-0,907
D - 0.7 Ey	-1,476	1,181	-1,873
MOMENTO DE ANÁLISIS (ENVOLT Ton•m)			
	-7,048		-7,032
	4,628	1,288	4,252

CÁLCULO DE ACERO REQUERIDO (cm²)

11,780		11,753
7,735	2,153	7,107

ACERO DISPONIBLE (cm²)

6,472		6,472
6,472	6,472	6,472

VERIFICACIÓN

AUMENTAR EL ACERO		AUMENTAR EL ACERO
AUMENTAR EL ACERO	OK	AUMENTAR EL ACERO

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Para las vigas del eje 2, la cuantía presente es insuficiente para cubrir las solicitaciones.

iii. Refuerzo transversal

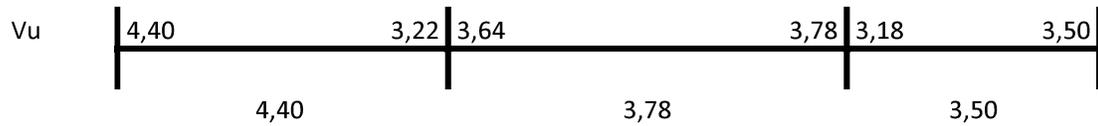
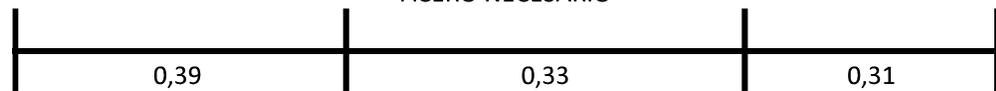
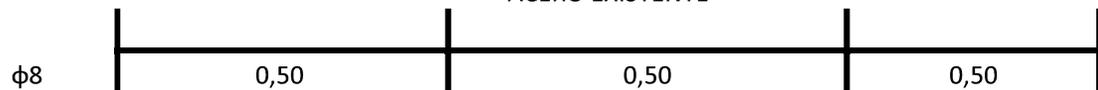
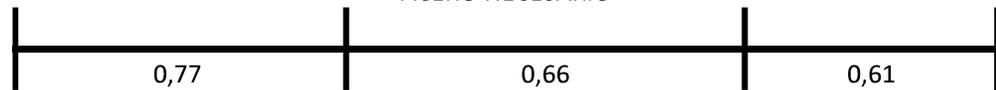
Para el cálculo de refuerzo transversal de vigas se debe cumplir con las especificaciones de la Sección 9.5 de la ACI318-14.

Tabla 4.60 Análisis de refuerzo transversal de las vigas del eje A**MOMENTO PROBABLE (Ton•m)**

5,94	4,45	5,20	5,23	4,65	4,48
4,37	4,17	4,60	4,39	4,23	3,72

CORTANTE HIPERESTÁTICO (Ton)

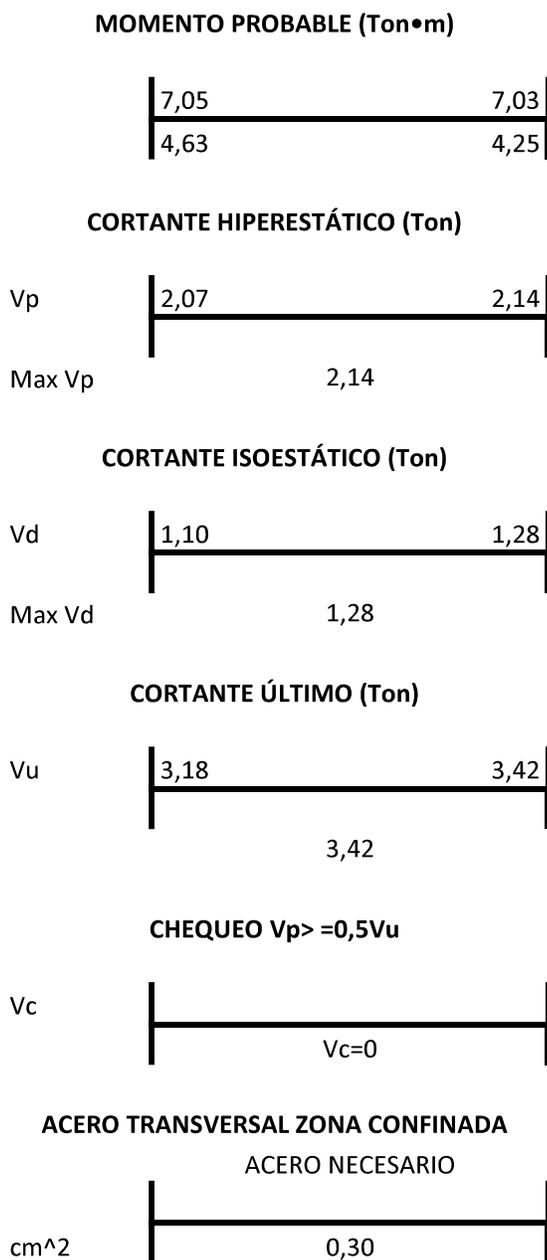
Vp	3,11	2,71	3,00	3,07	2,58	2,68
Max Vp	3,11		3,07		2,68	

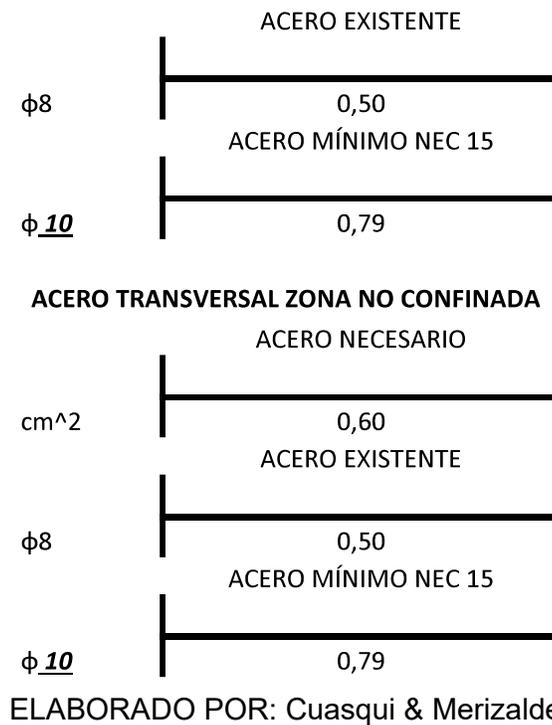
CORTANTE ISOESTÁTICO (Ton)**CORTANTE ÚLTIMO (Ton)****CHEQUEO $V_p \geq 0,5V_u$** **ACERO TRANSVERSAL ZONA CONFINADA****ACERO NECESARIO****ACERO EXISTENTE****ACERO MÍNIMO NEC 15****ACERO TRANSVERSAL ZONA NO CONFINADA****ACERO NECESARIO****ACERO EXISTENTE****ACERO MÍNIMO NEC 15**

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

El acero de refuerzo transversal existente cubre con las solicitaciones de acero en la zona confinada, por otra parte, el acero existente en la zona no confinada no cumple con las solicitaciones de acero necesario; además, el diámetro de acero transversal existente incumple con el diámetro de acero mínimo que especifica la NEC15, los resultados se muestran en la **Tabla 4.60**.

Tabla 4.61 Análisis de refuerzo transversal de las vigas del eje 2

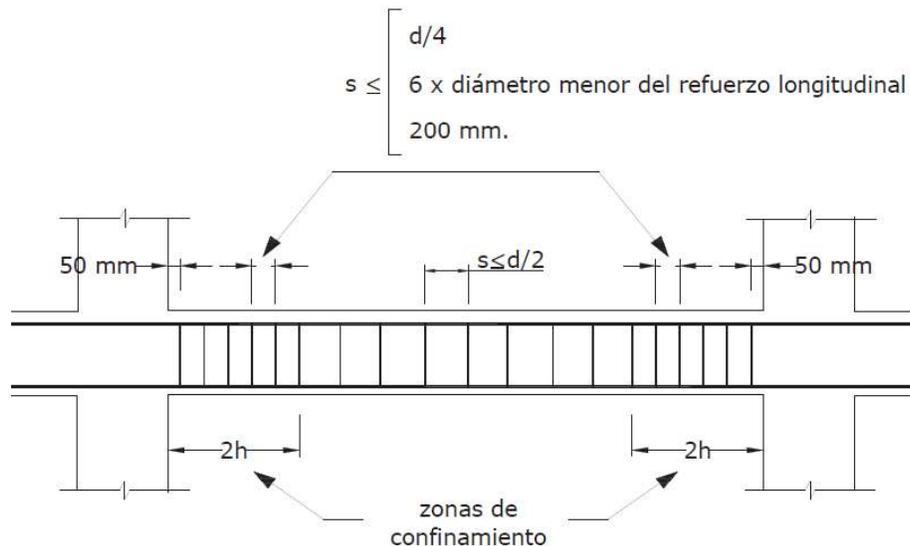




El acero de refuerzo transversal existente cubre con las solicitaciones de acero en la zona confinada, por otra parte, el acero existente en la zona no confinada no cumple con las solicitaciones de acero necesario; además, el diámetro de acero transversal existente incumple con el diámetro de acero mínimo que especifica la NEC15, los resultados se muestran en la **Tabla 4.61**.

iv. Espaciamiento mínimo de refuerzo transversal

El espaciamiento mínimo para refuerzo transversal en vigas se muestra en la **Figura 4.44** según lo estipulado en la norma NEC-SE-HM, sección 4.2.8. En la **Tabla 4.62** se muestra el espaciamiento mínimo para la zona confinada y **Tabla 4.63** se muestra el espaciamiento mínimo para la zona no confinada.

Figura 4.44 Separación de estribos en vigas según NEC 15

FUENTE: NEC-SE-HM

Dónde:

d, peralte efectivo de la viga.

h, altura de la sección transversal de la viga.

Tabla 4.62 Separación mínima de estribos en zona confinada $2h$

2h		44	cm
S_{min}	d/4	6φ	20
cm	4,53	4,8	20
S, calculada		4,53	cm
S, requerida		<u>5</u>	cm
S real		15	cm

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.63 Separación mínima de estribos en zona no confinada

S, calculada		9,05	cm
S, requerida		<u>10</u>	cm
S real		15	cm

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Según los cálculos mostrados en la **Tabla 4.62** y **Tabla 4.63**, la separación de estribos existentes tanto para la zona confinada y la zona no confinada es de 15 cm en toda la longitud de la viga, están incumpliendo con la normativa de la NEC15.

III. Columnas

i. Refuerzo longitudinal

Según lo estipulado en la NEC 15, Sección 4.3.3 la cuantía de acero debe encontrarse entre los rangos de $0.01 < \rho < 0.03$, lo que será comprobado en la **Tabla 4.64** y **Tabla 4.65**.

Tabla 4.64 Cálculo de cuantía de acero de la columna 30•30 [cm]

Base columna, c2	c2	30	cm
Altura columna, c1	c1	30	cm
Longitud libre de la columna	Lc	2,3	m
Recubrimiento mínimo	emin	2,5	cm
Diámetro del estribo	Dest	8	mm
Diámetro del refuerzo long.	Dvar	12	mm
Diámetro del refuerzo long (esq)	Dvar (esq)	12	mm
Peralte efectivo	d	26,1	cm
Numero de varillas en c1	Nvar c/c1	2	u
Numero de varillas en c2	Nvar c/c2	3	u
Área bruta de la sección de horm.	Ag	900	cm ²
Área de la varilla de refuerzo	Avar	1,13	cm ²
Área de la varilla de ref. (esq)	Avar (esq)	1,13	cm ²
Número de varillas de refuerzo	Nvar	6	u
Área de refuerzo total	As	6,79	cm ²
Área confinada	Ach	625,00	cm ²
$\rho_{min} \geq 0.01$ NEC-15	ρ	0,754	%

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.65 Cálculo de cuantía de acero de la columna 30•35 [cm]

Base columna, c2	c2	30	cm
Altura columna, c1	c1	35	cm
Longitud libre de la columna	Lc	2,3	m
Recubrimiento mínimo	emin	2,5	cm
Diámetro del estribo	Dest	8	mm
Diámetro del refuerzo long.	Dvar	12	mm
Diámetro del refuerzo long (esq)	Dvar (esq)	14	mm
Peralte efectivo	dy	31	cm
Numero de varillas en c1	Nvar c/c1	3	u
Numero de varillas en c2	Nvar c/c2	3	u

Área bruta de la sección de horm.	A_g	1050	cm ²
Área de la varilla de refuerzo	A_{var}	1,13	cm ²
Área de la varilla de ref. (esq)	$A_{var (esq)}$	1,54	cm ²
Número de varillas de refuerzo	N_{var}	8	u
Área de refuerzo total	A_s	11,50	cm ²
Área confinada	A_{ch}	750,00	cm ²
$\rho_{min} \geq 0.01$ NEC-15	ρ	<u>1,095</u>	%

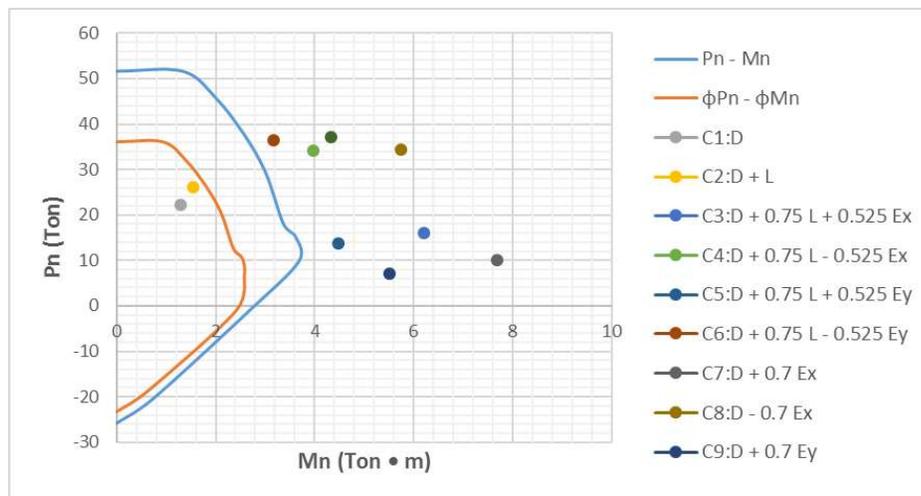
ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Se observa en la **Tabla 4.65** que la columna de 30•35 [cm] cumple con los requisitos de cuantía establecidos en la norma, en tanto que, en la **Tabla 4.64** la columna de 30•30 [cm] no cumple con los requisitos mínimos de cuantía.

ii. Capacidad de carga de columnas

Para comprobar que las columnas puedan resistir las solicitaciones de carga de la edificación, se empleará los diagramas de interacción de estas. Las columnas analizadas se encuentran en la **Figura 4.37**, siendo estas la A1 y A2.

Figura 4.45 Diagrama de interacción de la columna 30•30 [cm]

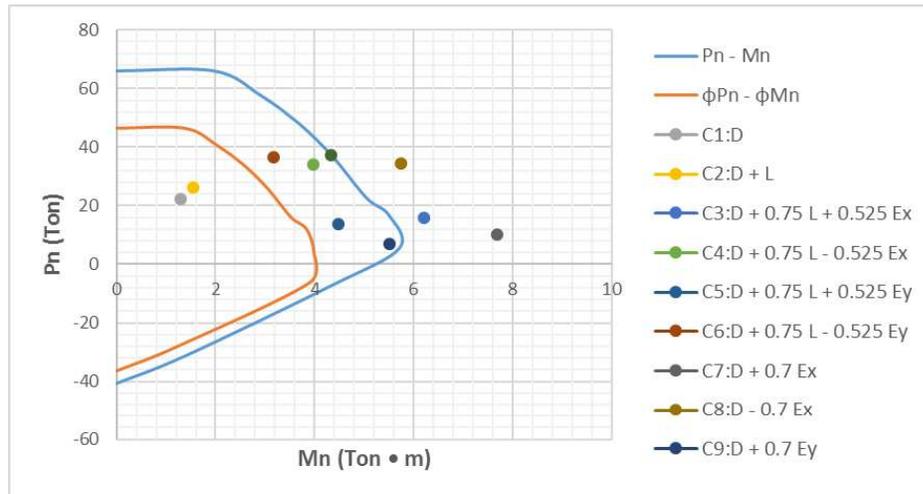


ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Para las columnas de 30•30 [cm], las combinaciones C1 y C2 se encuentran dentro de la curva de capacidad utilizable.

Por otra parte, las solicitaciones por sismo se hallan fuera de la curva de capacidad nominal y utilizable de la columna.

Figura 4.46 Diagrama de interacción de la columna 30•35 [cm]



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Para las columnas de 30•35 [cm], la combinación C1 y C2 se encuentran dentro de la curva de capacidad utilizable.

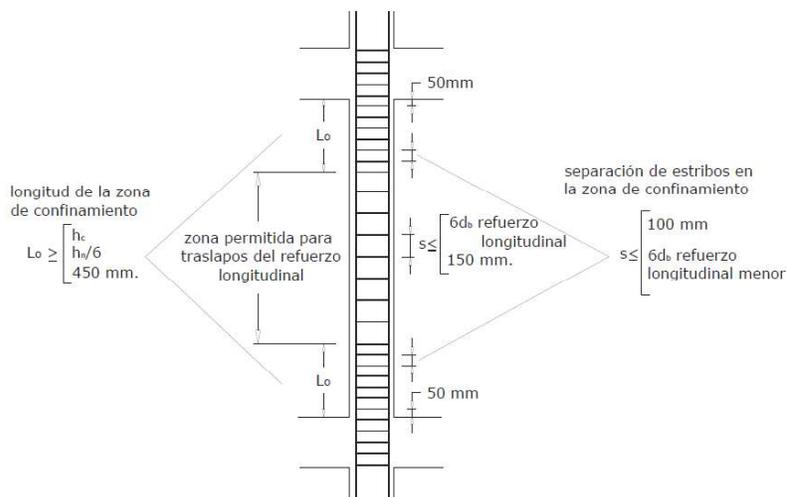
Por otra parte, las solicitaciones C4, C5, C6, C9 y C10 se hallan entre la curva utilizable y la curva nominal.

Finalmente, las combinaciones restantes se hallan fuera de la curva de capacidad nominal y utilizable de la columna.

iii. Refuerzo transversal

Para el cálculo de refuerzo transversal de columnas se debe cumplir con las especificaciones de la NEC-SE-HM, Sección 4.3.4. y las especificaciones del ACI 318-14, Sección 10.7.6.

Figura 4.47 Longitud de confinamiento y separación de estribos en columnas según NEC 15



FUENTE: NEC-SE-HM

Dónde:

h_c , máxima dimensión de la sección transversal de la columna.

h_n , luz libre del elemento.

a) Longitud de zona confinada

La NEC 15 especifica que se debe proporcionar una longitud de confinamiento, dicha medida se debe tomar en ambos lados de cualquier sección en donde se pueda producir una rótula plástica debido a carga sísmica. La longitud no puede ser menor a lo indicado en la **Figura 4.47**.

Tabla 4.66 Longitud de zona confinada para columnas de 30•30 [cm]

L_o	h_c	$h_n/6$	45
cm	30,00	38,33	45
L, calculado		45,00	cm
L, requerido		45	cm

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.67 Longitud de zona confinada para columnas de 30•35 [cm]

L_o	h_c	$h_n/6$	45
cm	30,00	38,33	45
L, calculado		45,00	cm
L, requerido		45	cm

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Según los cálculos mostrados en la **Tabla 4.66** y **Tabla 4.67**, la longitud de la zona confinada es de 45 [cm] en toda la columna, lo cual no se encuentra definida la zona de confinamiento en la cabeza y base de las columnas existentes de la edificación.

b) Espaciamiento de acero de refuerzo transversal

La Sección 4.3.4 de la NEC 15 especifica que el refuerzo transversal debe disponerse mediante espirales sencillas o traslapadas, estribos cerrados de confinamiento circulares o rectilíneos con o sin ganchos suplementarios, dichos refuerzos deben estar alternados a lo largo del refuerzo longitudinal y a su vez no deben exceder lo especificado en la **Figura 4.47**.

Tabla 4.68 Separación mínima de estribos en la zona confinada para columnas de 30•30 [cm]

Smin	10	6φlong	h/4	b/4
cm	10,00	7,20	7,5	7,5
S, calculado	7,20		cm	
S, requerido	<u>7,00</u>		cm	
S real	15		cm	

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.69 Separación mínima de estribos en zona no confinada para columnas de 30•30 [cm]

Smin	15	6φlong	d/2
cm	15,00	7,20	13,05
S, calculado	7,20		cm
S, requerido	<u>7,00</u>		cm
S real	15		cm

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.70 Separación mínima de estribos en la zona confinada para columnas de 30•35 [cm]

Smin	10	6φlong	h/4	b/4
cm	10,00	7,20	8,75	7,5
S _{cal}	7,20		cm	
S	<u>7,00</u>		cm	
S real	15		cm	

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.71 Separación mínima de estribos en zona no confinada para columnas de 30•35 [cm]

Smin	15	6φlong	d/2
cm	15,00	7,20	15,50
Scal	7,20		cm
S	<u>7,00</u>		cm
S real	15		cm

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Según los cálculos mostrados para la columna de 30•30 cm **Tabla 4.68** y **Tabla 4.69**, y para la columna de 30•35 [cm] **Tabla 4.70** y **Tabla 4.71**, la separación de estribos tanto para la zona confinada y la zona no confinada debería ser de 7 [cm] en toda la longitud de la columna, pero la separación real de los estribos es de 15 [cm], lo cual incumple con la normativa de la NEC 15.

c) Distribución de refuerzo transversal en zona de confinamiento

Según la sección 18.7.5.4 del ACI 318-14, el refuerzo de confinamiento se utiliza con el fin de garantizar que el descascaramiento de recubrimiento exterior del hormigón, no disminuya la resistencia a carga axial de la columna, para ello propone la tabla 18.7.5.4 de refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento.

Tabla 4.72 Chequeo de acero transversal para columna 30•30 [cm]

Condición de carga	Pcond	25,11	Ton
$P_u \leq 0.3 \cdot A_g \cdot f'_c$		Utilizar mayor de a, b, c	
Factor de resistencia de concreto	kf	0,65	-
kf ≥ 1		1	
Factor de efectividad del confinamiento	kn	1,5	-
Ecuación a	Ash1	0,51	cm ²
Ecuación b	Ash2	0,35	cm ²
Ecuación c	Ash3	0,19	cm ²
Área mínima de acero transversal	Ash	0,51	cm ²
Diámetro de estribo	10	0,79	cm ²
Número de estribos	#ramas	1	u
<u>1,00</u>	∅	<u>10,00</u>	@ <u>7,00</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.73 Chequeo de acero transversal para columna 30•35 [cm]

Condición de carga	Pcondi	29,295	Ton
$P_u \leq 0.3 \cdot A_g \cdot f'_c$	Utilizar mayor de a y b		
Factor de resistencia de concreto	kf	0,65	-
$k_f \geq 1$	1		
Factor de efectividad del confinamiento	kn	1,33	-
Ecuación a	Ash1	0,56	cm ²
Ecuación b	Ash2	0,42	cm ²
Ecuación c	Ash3	0,22	cm ²
Área mínima de acero transversal	Ash	0,56	cm ²
Diámetro de estribo	10	0,79	cm ²
Número de estribos	#ramas	1	u
<u>1,00</u>	\emptyset	<u>10,00</u>	@ <u>7,00</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Según los cálculos mostrados para la columna de 30•30 [cm] **Tabla 4.72**, y para la columna de 30•35 [cm] **Tabla 4.73**, la distribución de acero de confinamiento debería ser de 1 estribo de 10 [mm] colocado a una distancia de 7 [cm] a lo largo de la zona confinada, al comparar con realidad, la distribución de acero de confinamiento no existe.

d) Resistencia al corte y distribución de refuerzo transversal en zona no confinada

Para determinar la resistencia del refuerzo a cortante se emplea las especificaciones de ACI 318-14, Sección 22.5.10.

Tabla 4.74 Chequeo a corte en el sentido X para columna 30•30 [cm]

Capacidad de compresión sin momento	Po	42,70	Ton
Capacidad de tensión sin momento	To	28,50	Ton
Profundidad de los esfuerzos	a	13,56	cm
$0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$	6,32		Ton
Momento balanceado	3,50		Ton•m
Carga balanceada	19,44		Ton
Esfuerzo máximo de corte	Vu	3,04	Ton
Resistencia a corte debido al hormigón	Vc	3,48	Ton
Esfuerzo del hormigón a corte debido al refuerzo	Vs	0,58	Ton
$V_s < 4 \cdot V_c$	OK		
Área de refuerzo para cortante	Av	0,04	cm ²

Diámetro de estribo		10	0,79	cm ²
Área de acero transversal		#estribo	1	u
<u>1,00</u>	\emptyset	<u>10,00</u>	@	<u>7,00</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.75 Chequeo a corte en el sentido Y para columna 30•30 [cm]

Capacidad de compresión sin momento	Po	42,70	Ton
Capacidad de tensión sin momento	To	28,50	Ton
Profundidad de los esfuerzos	a	13,56	cm
$0.1 \cdot f'c \cdot Ag$		6,33	Ton
Momento balanceado		4,45	Ton•m
Esfuerzo máximo de corte	Vu	3,87	Ton
Resistencia a corte debido al hormigón	Vc	3,48	Ton
Esfuerzo del hormigón a corte debido al refuerzo	Vs	1,68	Ton
$Vs < 4 \cdot Vc$		OK	
Área de refuerzo para cortante	Av	0,11	cm ²
Diámetro de estribo	10	0,79	cm ²
Área de acero transversal	#estribo	1	u
<u>1,00</u>	\emptyset	<u>10,00</u>	@ <u>7,00</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.76 Chequeo a corte en el sentido X para columna 30•35 [cm]

Capacidad de compresión sin momento	Po	49,65	Ton
Capacidad de tensión sin momento	To	48,29	Ton
Profundidad de los esfuerzos	a	13,51	cm
Distancia desde la fibra externa de compresión al PB	Cb	15,89	cm
$0,56 \cdot Po$		27,80	Ton
$0.1 \cdot f'c \cdot Ag$		7,38	Ton
Momento balanceado		5,32	Ton•m
Carga balanceada		28,86	Ton
Esfuerzo máximo de corte	Vu	4,63	Ton
Resistencia a corte debido al hormigón	Vc	4,04	Ton
Esfuerzo del hormigón a corte debido al refuerzo	Vs	2,13	Ton
$Vs < 4 \cdot Vc$		OK	
Área de refuerzo para cortante	Av	0,14	cm ²
Diámetro de estribo	10	0,79	cm ²
Área de acero transversal	#estribo	1	u
<u>1,00</u>	\emptyset	<u>10,00</u>	@ <u>7,00</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.77 Chequeo a corte en el sentido Y para columna 30•35 [cm]

Capacidad de compresión sin momento	Po	49,65	Ton
Capacidad de tensión sin momento	To	48,29	Ton
Profundidad de los esfuerzos	a	16,10	cm
Distancia desde la fibra externa de compresión al PB	Cb	18,94	cm
$0,56 \cdot P_o$		27,80	Ton
$0.1 \cdot f'c \cdot A_g$		7,38	Ton
Momento balanceado		7,21	Ton•m
Carga balanceada		39,87	Ton
Esfuerzo máximo de corte	Vu	6,27	Ton
Resistencia a corte debido al hormigón	Vc	4,13	Ton
Esfuerzo del hormigón a corte debido al refuerzo	Vs	4,22	Ton
$V_s < 4 \cdot V_c$		OK	
Área de refuerzo para cortante	Av	0,11	cm ²
Diámetro de estribo	10	0,79	cm ²
Área de acero transversal	#estribo	1	u
<u>1,00</u>	∅	<u>10,00</u>	@ <u>7,00</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Según los cálculos mostrados para la columna de 30•30 [cm] **Tabla 4.74** y **Tabla 4.75**, y para la columna de 30•35 [cm] **Tabla 4.76** y **Tabla 4.77**, el aporte para la resistencia a corte por parte de los estribos es suficiente para resistir carga sísmica solicitada tanto para el eje X y el eje Y.

La distribución de acero en zona no confinada debería ser de 1 estribo de 10 [mm] colocado a una distancia de 7 [cm], al comparar con realidad, la distribución de acero transversal es de 1 estribo de 8 [mm] colocado a una distancia de 15 [cm] a lo largo de toda la columna, debido a esta configuración no se puede diferenciar una zona de confinamiento y no confinamiento en las columnas.

IV. Cimentación

Para realizar el análisis de la cimentación, se procede a emplear las especificaciones del capítulo 13 del ACI 318-14.

i. Propiedades del suelo

Según el ACI 318-14 sección 13.3, la cimentación debe analizarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos de la cimentación al suelo o roca,

la capacidad portante admisible debe ser definida en base a principios de mecánica de suelos y rocas. Las propiedades del suelo determinado por el estudio de suelos se definen en la **Tabla 4.78**.

Tabla 4.78 Propiedades del suelo

Esfuerzo admisible del suelo	q_{adm}	13,8	Ton/m ²
		1,38	Kg/cm ²
Coefficiente de balasto	K	2830,00	Ton/m ³
Resistencia a la compresión del hormigón	$f'c$	93,00	Kg/cm ²
Resistencia a la fluencia del acero	f_y	4200,00	Kg/cm ²

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

ii. Propiedades de la cimentación

Las propiedades de la cimentación se definieron en la sección 4.1.2.5, en la **Tabla 4.79** se realiza un resumen de las mismas.

Tabla 4.79 Propiedades de la cimentación

Base de cimentación	b	110	cm
Altura de cimentación	h	110	cm
Área de cimentación	A	12100	cm ²
Base columna interna	c2	30	cm
Altura columna interna	c1	35	cm
Base columna externa	c2	30	cm
Altura columna externa	c1	30	cm
Espesor de cimentación	e	25	cm
Recubrimiento de la zapata	r	7	cm
Peralte de la zapata	d	18	cm
Longitud de corte de la carga concentrada	Lv	31	cm
Longitud del volado de la zapata	Lf	40	cm
Diámetro de varilla presente en la zapata	ϕ	12	mm
Área de varilla presente en la zapata	$A_{s\phi}$	1,13	cm ²
Área total de acero presente en la zapata	A_s	27,14	cm ²
Momento nominal a flexión	ϕM_n	8,68	Ton•m
Resistencia nominal a corte	ϕV_c	6,00	Ton

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

iii. Análisis de la cimentación considerando interacción suelo-estructura

Según la NEC-SE-GC, las deformaciones permanentes o transitorias bajo la condición de carga que incluya el efecto del sismo, se podrá estimar con modelos pseudo estáticos, es decir, mediante resortes no lineales que caractericen el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo. A continuación, se desarrolla un ejemplo de cálculo:

- o Cimentación A1

Esfuerzo admisible del suelo, resultado del estudio de suelos:

$$\sigma_{adm} = 13.80 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

Coefficiente de balasto:

$$K = 120 \cdot \sigma_{adm}$$

$$K = 120 \cdot 13.80 \text{ [Ton/m}^2\text{]} = 1656 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

Esfuerzo último del suelo:

$$\sigma_u = 1.33 \cdot \sigma_{adm}$$

$$\sigma_u = 1.33 \cdot 13.80 \text{ [Ton/m}^2\text{]} = 18.35 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

Deformación máxima debido a la combinación D+L, resultado software:

$$\Delta_{max} = 0.0101 \text{ m}$$

Esfuerzo del suelo debido a deformación máxima:

$$\sigma = \Delta_{max} \cdot K$$

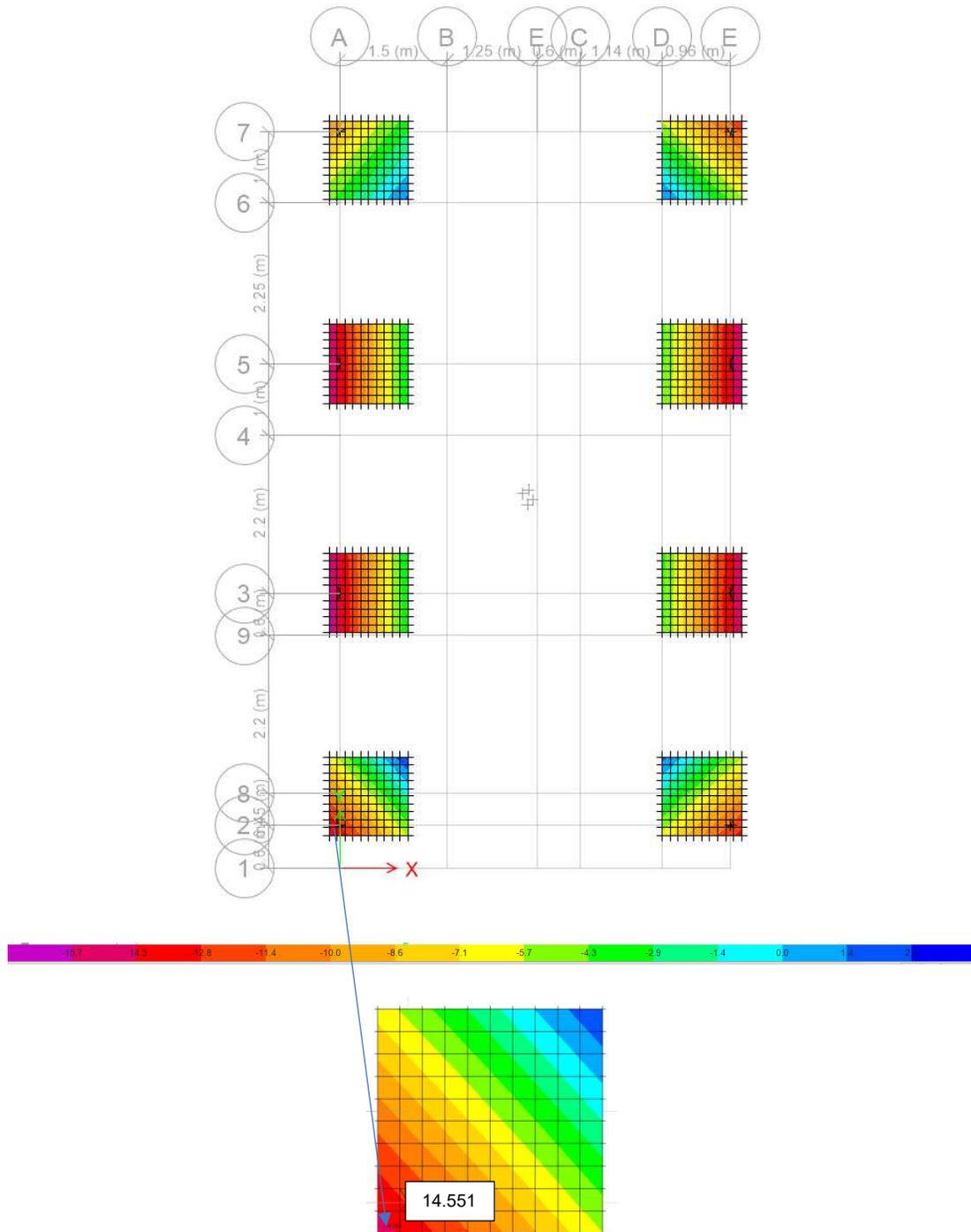
$$\sigma = 0.0101 \text{ [m]} \cdot 1656 \text{ [Ton/m}^3\text{]} = 16.64 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$\sigma \leq \sigma_u$$

$$16.54 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right] > 13.8 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right] \therefore \text{No Cumple}$$

Los resultados de los análisis de la cimentación se muestran en la **Figura 4.48**.

Figura 4.48 Análisis de cimentación por cargas de servicio



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Como se observa el esfuerzo es mayor al permisible.

iv. Resistencia a corte

Según las especificaciones del ACI 318-14 para determinar la resistencia a corte de la cimentación se debe considerar las especificaciones del Capítulo 7. A continuación, se desarrolla un ejemplo de cálculo:

- o Cimentación A1

Resistencia nominal a corte:

$$\phi V_c = 0.53 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

Dónde:

b_w , base de la sección transversal de la zapata [cm]

f'_c , resistencia a compresión del hormigón [kg/cm^2]

d , peralte de la zapata [cm]

$$\phi V_c = \frac{0.75 \cdot 0.53 \cdot 100 \text{ [cm]} \cdot 18 \text{ [cm]} \cdot \sqrt{70.30 \text{ [kg/cm}^2\text{]}}}{1000} = 6 \text{ [Ton]}$$

Longitud de corte de la carga concentrada 30•30 [cm]:

$$L_v = (b - c - d)$$

Dónde:

b , base de la zapata [cm]

c , base de columna [cm]

d , peralte de la zapata [cm]

$$L_v = 110 \text{ [cm]} - 30 \text{ [cm]} - 18 \text{ [cm]} = 62 \text{ [cm]}$$

Deformación máxima debido a la combinación D+L±Sx, resultado software:

$$\Delta_{max} = 0.0148 \text{ [m]}$$

Esfuerzo del suelo debido a deformación máxima:

$$\sigma = \Delta_{max} \cdot K$$

$$\sigma = 0.0148 [m] \cdot 1656 [Ton/m^3] = 24.51 [Ton/m^2]$$

Resistencia a corte de la cimentación:

$$Vu = \sigma \cdot Lv \cdot 1 [m]$$

$$Vu = 24.51 [Ton/m^2] \cdot 0.62 [m] \cdot 1 [m] = 15.20 [Ton]$$

$$Vu \leq \phi Vc$$

$$15.20 [Ton] > 6 [Ton] \therefore \text{No cumple}$$

Los resultados se muestran en la **Tabla 4.80**.

Tabla 4.80 Resistencia a cortante de la cimentación

CIMENTACIÓN	Vux (Ton)	CONDICIÓN	Vuy (Ton)	CONDICIÓN
A1	15,20	No cumple	16,62	No cumple
A2	16,94	No cumple	12,43	No cumple
A3	16,63	No cumple	12,75	No cumple
A4	10,90	No cumple	12,35	No cumple
B1	13,63	No cumple	14,06	No cumple
B2	15,70	No cumple	11,69	No cumple
B3	15,59	No cumple	11,26	No cumple
B4	12,40	No cumple	13,51	No cumple

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

De los cálculos realizados, se obtuvo que la resistencia nominal de las zapatas a corte es de 6.0 [Ton], condición que no es cumplida por ninguna cimentación.

v. Resistencia a flexión

Según las especificaciones del ACI 318-14 para determinar la resistencia a flexión de la cimentación se debe considerar las especificaciones del Capítulo 9, es decir que $Mu \leq \phi Mn$.

- o Cimentación A1

Resistencia nominal a flexión:

$$\phi Mn = 0.90 \cdot As \cdot fy \cdot \frac{d \cdot (As - fy)}{1.7 \cdot f'c \cdot bw}$$

Dónde:

b_w , base de la sección transversal de la zapata [cm]

As, área total de acero presente en la zapata [cm²]

f_c , resistencia a compresión del hormigón [kg/cm²]

f_y , resistencia a la fluencia del acero [kg/cm²]

d, peralte de la zapata [cm]

$$\phi Mn = \frac{0.90 \cdot 27.14 [cm^2] \cdot 4200 [kg/cm^2] \cdot \frac{18 [cm] \cdot (27.14 [cm^2] - 4200 [kg/cm^2])}{1.7 \cdot 70.3 [kg/cm^2] \cdot 100 [cm]}}{100000}$$

$$\phi Mn = 8.68 [Ton \cdot m]$$

Longitud del volado de la zapata:

$$Lf = (b - c)$$

Dónde:

b, base de la zapata [cm]

c, base de columna [cm]

$$Lf = 110 [cm] - 30 [cm] = 80 [cm]$$

Momento en base de columna debido a la combinación D+L+Sx, resultado software:

$$Mu = 0.27 [Ton \cdot m]$$

$$Mu \leq \phi Mn$$

$$0.27 [Ton \cdot m] < 8.68 [Ton \cdot m] \therefore OK$$

Los resultados se muestran en la **Tabla 4.81**.

Tabla 4.81 Resistencia a la flexión de la cimentación

CIMENTACIÓN	Mx (Ton•m)	CONDICIÓN Mx	My (Ton•m)	CONDICIÓN My
A1	0,34	OK	0,27	OK
A2	0,31	OK	0,41	OK
A3	0,32	OK	0,40	OK
A4	0,17	OK	0,12	OK
B1	0,24	OK	0,22	OK
B2	0,27	OK	0,36	OK
B3	0,25	OK	0,36	OK
B4	0,25	OK	0,17	OK

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

De los cálculos realizados en la **Tabla 4.79** se obtuvo que la resistencia nominal a flexión de la cimentación es de 8.68 [Ton•m], la cual es cumplida para todas las cimentaciones.

4.3.1.2.7 Modos de vibración

Según la NEC-SE-DS, sección 6.2.1, literal e, para el análisis de los modos de vibración se debe considerar aquellos que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, es decir, aquellos que involucren una participación de masa modal acumulada de al menos el 90% de masa modal de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales. Los resultados obtenidos mediante el software estructural se muestran en la **Tabla 4.82**.

Tabla 4.82 Modos de vibración de la edificación

CASO	MODO	PERIODO (s)	UX	UY	RZ	SUM UX	SUM UY
Modal	1	0,845	0,999	0	0	0,8227	0,0001
Modal	2	0,719	0	0,999	0	0,8228	0,8313
Modal	3	0,657	0	0	0,999	0,8232	0,8316
Modal	4	0,253	1	0	0	0,9398	0,8316
Modal	5	0,219	0	0,995	0	0,9398	0,9495
Modal	6	0,2	0	0	0,995	0,9399	0,9442
Modal	7	0,134	0,996	0	0	0,9856	0,9442
Modal	8	0,12	0,002	0,997	0	0,9856	0,9872
Modal	9	0,108	0	0	0,992	0,9856	0,9872
Modal	10	0,09	0,992	0	0	0,9999	0,9872
Modal	11	0,082	0	0,993	0	0,9999	0,9999
Modal	12	0,073	0	0	0,987	1	1

FUENTE: Software estructural/ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

De acuerdo con los resultados de la **Tabla 4.82**, la edificación no presenta torsión en planta debido a que los modos de vibración muestran desplazamientos horizontales en los dos primeros modos. Por otra parte, para cumplir la especificación del porcentaje de participación de masa modal de la estructura se deberá considerar al menos cinco modos de vibración.

El periodo obtenido por medio del software estructural es de 0.845 [s], el cual difiere al periodo de 0.46 [s] obtenido mediante del ensayo de vibraciones ambientales, debido a que en el software no se considera el adosamiento de las casas colindantes, las cuales aportan con rigidez y restringen de cierta manera los desplazamientos de la estructura; por lo tanto, para poder simular las condiciones de adosamiento es recomendable que realicen investigaciones sobre el tema.

4.3.1.2.8 Derivas

Según la NEC-SE-DS, sección 6.3.9, se debe realizar un control de deformaciones a través del cálculo de derivas máximas inelásticas de piso, en donde este límite de deriva debe ser calculado mediante:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_e$$

Dónde:

Δ_M , deriva máxima inelástica

R, factor de reducción de resistencia, R = 2.

Δ_e , deriva elástica.

Los resultados se obtuvieron del software estructural y se muestran en la **Tabla 4.83**.

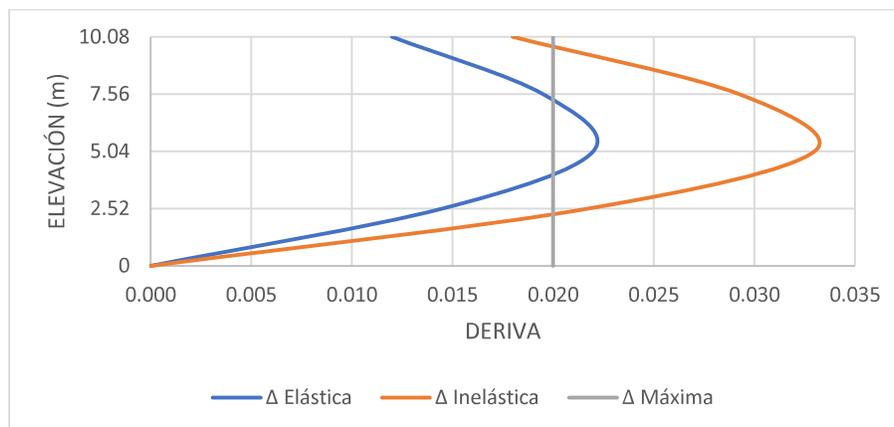
Tabla 4.83 Derivas de piso de la edificación

PISO	CASO	DIRECCIÓN	Δ ELÁSTICA	Δ INELÁSTICA	CONDICIÓN AL 0,02
Nv. + 10.08	SX	X	0,01200	0,018	OK
Nv. + 7.56	SX	X	0,01950	0,029	No cumple
Nv. + 5.04	SX	X	0,02200	0,033	No cumple
Nv. + 2.52	SX	X	0,01450	0,022	No cumple
Nv. + 10.08	SY	Y	0,00830	0,012	OK

Nv. + 7.56	SY	Y	0,01370	0,021	No cumple
Nv. + 5.04	SY	Y	0,01620	0,024	No cumple
Nv. + 2.52	SY	Y	0,01100	0,017	OK

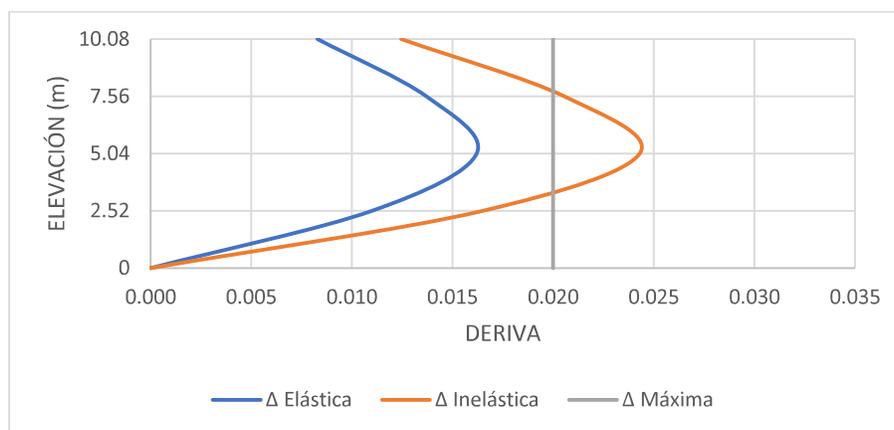
ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 4.49 Deriva en dirección X



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 4.50 Deriva en dirección Y



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Según la NEC-SE-DS, sección 4.2.2, el límite de deriva inelástica para cualquier piso no debe exceder del 2%, el cual según los resultados de la **Tabla 4.83**, se observa que la deriva del Nivel + 10.08 [m] es la única que cumple con lo estipulado en la NEC 15.

4.4 DIAGNÓSTICO FINAL

4.4.1 Patologías

Tabla 4.84 Resumen de patologías

PATOLOGÍA	DAÑOS	CAUSAS
Efecto martilleo	Posible daño a largo plazo	Inexistencia de juntas de construcción

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.4.2 Sistema marco – losa – viga banda – columna

4.4.2.1 Losa

Tabla 4.85 Resumen de losa

TEMAS	VALOR TEORICO	VALOR EXISTENTE	COMENTARIO
ALTURA MÍNIMA (cm)	25	22	NEC-SE-HM: la losa deberá tener un espesor mínimo de 25 cm, lo cual la altura real no cumple, ya que se tiene un valor menor al mínimo establecido.
DEFLEXIÓN (cm)	1,14	2,8	ACI 318-05: se obtiene que la deflexión máxima admisible es de 1.14 cm, disposición que no se cumpliría, debido a que la losa presenta una deflexión mayor a la admisible.
ACERO MÍNIMO (cm ²)	0,4	3,08	ACI 318-14: el acero existente en losa cumple con los requerimientos
RESISTENCIA A CORTE POR CARGA VERTICAL (Ton)	6,69	2,63	ACI 318-14: La resistencia a corte por carga vertical cumple con la condición $V_{umin} < V_{umax} < \phi V_n$.
RESISTENCIA A CORTE POR CARGA SÍSMICA (Ton)	6,69	13,59	ACI 318-14: La resistencia a corte por carga sísmica no cumple con la condición $V_{umin} < V_{umax} < \phi V_n$.
RÓTULA PLÁSTICA CONEXIÓN A2	1,66		ACI 318-14: las columnas presentan una mayor capacidad que las vigas banda, con una relación de 1,66 mayor a 1,20.
RÓTULA PLÁSTICA CONEXIÓN A1	1,14		ACI 318-14: las columnas presentan una capacidad a flexión menor a las vigas banda, con una relación de 1,14.

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.4.2.2 Vigas Banda

Tabla 4.86 Resumen de Viga banda 30•22 [cm]

TEMAS	VALOR TEORICO	VALOR EXISTENTE	COMENTARIO
ALTURA MÍNIMA (cm)	25	22	NEC-SE-HM: las vigas banda deben tener un peralte mínimo de 25 cm, lo cual la altura real no cumple, ya que se tiene un valor menor al mínimo establecido.
CUANTÍA MÍNIMA ACI 318-14, ρ_{min} (Refuerzo longitudinal)	0,00333	0,00685	ACI 318-14: la cuantía existente se encuentra dentro del rango de cuantía mínima aceptada.
CUANTÍA MÁXIMA NEC 15, ρ_{max} (Refuerzo longitudinal)	0,00359	0,00685	NEC 15: la cuantía existente se encuentra fuera del rango de cuantía máxima aceptada. ACI 318-14: la cuantía existente se encuentra dentro del rango de cuantía máxima aceptada.
CUANTÍA MÁXIMA ACI 318-14, ρ_{max} (Refuerzo longitudinal)	0,025		
ÁCERO TRANSVERSAL ZONA CONFINADA (cm ²)	0,39	0,5	ACI 318-14: El acero de refuerzo transversal existente cumple con las solicitudes de acero en la zona confinada.
ÁCERO TRANSVERSAL ZONA NO CONFINADA (cm ²)	0,77	0,5	ACI 318-14: El acero de refuerzo transversal existente no cumple con las solicitudes de acero en la zona no confinada.
ESPACIAMIENTO MÍNIMO EN ZONA CONFINADA (cm)	5	15	NEC 15: el espaciamiento existente entre estribos en la zona confinada no cumple con el espaciamiento mínimo calculado.
ESPACIAMIENTO MÍNIMO EN ZONA NO CONFINADA (cm)	10	15	NEC 15: el espaciamiento existente entre estribos en la zona no confinada no cumple con el espaciamiento mínimo calculado.

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.87 Resumen de Viga banda 35•22 [cm]

TEMAS	VALOR TEORICO	VALOR EXISTENTE	COMENTARIO
ALTURA MÍNIMA (cm)	25	22	NEC-SE-HM: las vigas banda deben tener un peralte mínimo de 25 cm, lo cual la altura real no cumple, ya que se tiene un valor menor al mínimo establecido.
CUANTÍA MÍNIMA ACI 318-14, ρ_{min} (Refuerzo longitudinal)	0,00333	0,0196	ACI 318-14: la cuantía existente se encuentra dentro del rango de cuantía mínima aceptada.
CUANTÍA MÁXIMA NEC 15, ρ_{max} (Refuerzo longitudinal)	0,00359	0,0196	NEC 15: la cuantía existente se encuentra fuera del rango de cuantía máxima aceptada. ACI 318-14: la cuantía existente se encuentra dentro del rango de cuantía máxima aceptada.
CUANTÍA MÁXIMA ACI 318-14, ρ_{max} (Refuerzo longitudinal)	0,025		
ÁCERO TRANSVERSAL ZONA CONFINADA (cm ²)	0,30	0,5	ACI 318-14: El acero de refuerzo transversal existente cumple con las solicitaciones de acero en la zona confinada.
ÁCERO TRANSVERSAL ZONA NO CONFINADA (cm ²)	0,60	0,5	ACI 318-14: El acero de refuerzo transversal existente no cumple con las solicitaciones de acero en la zona no confinada.
ESPACIAMIENTO MÍNIMO EN ZONA CONFINADA (cm)	5	15	NEC 15: el espaciamiento existente entre estribos en la zona confinada no cumple con el espaciamiento mínimo calculado.
ESPACIAMIENTO MÍNIMO EN ZONA NO CONFINADA (cm)	10	15	NEC 15: el espaciamiento existente entre estribos en la zona no confinada no cumple con el espaciamiento mínimo calculado.

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.4.2.3 Columna

Tabla 4.88 Resumen de Columna 30•30 [cm]

TEMAS	VALOR TEORICO	VALOR EXISTENTE	COMENTARIO
CUANTÍA MÍNIMA NEC 15, ρ_{min} (%) (Refuerzo longitudinal)	1	0,754	NEC 15: la cuantía existente es menor a la cuantía mínima aceptada.
LONGITUD DE ZONA CONFINADA (cm)	45	-	NEC 15: no se encuentra definida la zona de confinamiento en la cabeza y base de las columnas existentes de la edificación.
ESPACIAMIENTO MÍNIMO EN ZONA CONFINADA (cm)	7	15	NEC 15: el espaciamiento existente entre estribos en la zona confinada no cumple con el espaciamiento mínimo calculado.
ESPACIAMIENTO MÍNIMO EN ZONA NO CONFINADA (cm)	7	15	NEC 15: el espaciamiento existente entre estribos en la zona no confinada no cumple con el espaciamiento mínimo calculado.
ÁCERO MÍNIMO TRANSVERSAL ZONA CONFINADA (cm ²)	0,39	0,5	ACI 318-14: El acero de refuerzo transversal existente no cumple con las solicitaciones de acero en la zona confinada.
ÁCERO MÍNIMO TRANSVERSAL ZONA NO CONFINADA (cm ²)	0,04	0,5	ACI 318-14: El acero de refuerzo transversal existente cumple con las solicitaciones de acero en la zona no confinada. NEC 15: Sin embargo, el diámetro del acero existente no cumple con lo recomendado en la norma.

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.89 Resumen de Columna 30•35 [cm]

TEMAS	VALOR TEORICO	VALOR EXISTENTE	COMENTARIO
CUANTÍA MÍNIMA NEC 15, ρ_{min} (%) (Refuerzo longitudinal)	1	1,095	NEC 15: la cuantía existente cumple con la cuantía mínima aceptada.
LONGITUD DE ZONA CONFINADA (cm)	45	-	NEC 15: no se encuentra definida la zona de confinamiento en la cabeza y base de las columnas existentes de la edificación.
ESPACIAMIENTO MÍNIMO EN ZONA CONFINADA (cm)	7	15	NEC 15: el espaciamiento existente entre estribos en la zona confinada no cumple con el espaciamiento mínimo calculado.

ESPACIAMIENTO MÍNIMO EN ZONA NO CONFINADA (cm)	7	15	NEC 15: el espaciamiento existente entre estribos en la zona no confinada no cumple con el espaciamiento mínimo calculado.
ÁCERO MÍNIMO TRANSVERSAL ZONA CONFINADA (cm ²)	0,14	0,5	ACI 318-14: El acero de refuerzo transversal existente no cumple con las solicitaciones de acero en la zona confinada.
ÁCERO MÍNIMO TRANSVERSAL ZONA NO CONFINADA (cm ²)	0,11	0,5	ACI 318-14: El acero de refuerzo transversal existente cumple con las solicitaciones de acero en la zona no confinada. NEC 15: Sin embargo, el diámetro del acero existente no cumple con lo recomendado en la norma.

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.4.2.4 Cimentación

Tabla 4.90 Resumen de la Cimentación

TEMAS	VALOR TEORICO	VALOR EXISTENTE	COMENTARIO
ESFUERZO ADMISIBLE (Interacción suelo-estructura) (Ton/m ²)	13,8	-	NEC 15: Para la condición $\sigma_{serv} \leq \sigma_{adm}$, el esfuerzo de la cimentación es insuficiente para soportar la combinación de carga D+L a excepción de las cimentaciones bajo las columnas A4 y B4, pero para combinaciones donde implica sismo, no cumple la condición para ninguna cimentación.
ESFUERZO ÚLTIMO (Interacción suelo-estructura) (Ton/m ²)	18,35	-	
RESISTENCIA A CORTE (Ton)	6,00	-	ACI 318-14: No se cumple la condición $V_u \leq \phi V_c$ para ninguna cimentación.
RESISTENCIA A FLEXIÓN (Ton•m)	8,68	-	ACI 318-14: Se cumple la condición $M_u \leq \phi M_n$ para todas las cimentaciones.

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.4.2.5 Análisis dinámico

Tabla 4.91 Resumen de periodo fundamental

TEMA	VALOR TEORICO	VALOR EXISTENTE	COMENTARIO
PERIODO DE VIBRACIÓN (seg)	0,845	0,46	El periodo del software estructural difiere al periodo del ensayo de vibraciones ambientales, debido a que en el software no se considera el adosamiento de las casas colindantes.

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.92 Resumen de modos de vibración

MODO	PERIODO (seg)	UX	UY	RZ
1	0,845	0,999	0	0
2	0,719	0	0,999	0
3	0,657	0	0	0,999
4	0,253	1	0	0
5	0,219	0	0,995	0

COMENTARIO: La edificación no muestra torsión en planta debido a que los modos de vibración muestran desplazamientos horizontales en los dos primeros modos.

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.93 Resumen de masa modal efectiva

MODO	SUM UX	SUM UY
1	0,8227	0,0001
2	0,8228	0,8313
3	0,8232	0,8316
4	0,9398	0,8316
5	0,9398	0,9495

COMENTARIO: Para cumplir la especificación del porcentaje de participación de masa modal de la estructura se deberá considerar al menos cinco modos de vibración.

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 4.94 Resumen de derivas

PISO	DIRECCIÓN	Δ ELAST	Δ INELAST	CONDICIÓN
Nv. + 10.08	X	0,01200	0,018	OK
	Y	0,00830	0,012	OK
Nv. + 7.56	X	0,01950	0,029	No cumple
	Y	0,01370	0,021	No cumple
Nv. + 5.04	X	0,02200	0,033	No cumple
	Y	0,01620	0,024	No cumple
Nv. + 2.52	X	0,01450	0,022	No cumple
	Y	0,01100	0,017	OK
<p>COMENTARIO: NEC 15, el límite de deriva inelástica para cualquier piso no debe exceder del 2%, el cual se observa que la deriva del nivel + 10.08 es la única que cumple con lo estipulado.</p>				

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

4.4.3 Vulnerabilidad sísmica de la edificación según la guía práctica de la NEC-15

Para determinar la vulnerabilidad sísmica de una manera rápida se utilizó la evaluación propuesta por la Guía Práctica de Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras, la cual clasifica a cualquier edificación en Baja, Media y Alta vulnerabilidad, pero se debe tener en cuenta que esta evaluación no considera esta clasificación mediante un análisis estructural sino solo considera una inspección visual.

El resultado de la evaluación para el edificio "Arcos" se halla en el ANEXO No. 6.

4.4.4 Vulnerabilidad sísmica de la edificación

Según los resultados obtenidos del análisis de elementos estructurales de la edificación, debido a que estos no presentan características de sismo-resistencia, por lo tanto, se determina que la vulnerabilidad de la edificación ante un sismo es alta.

CAPÍTULO 5

PROPUESTA Y DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

5.1 PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO

Una vez realizado el análisis estructural del estado actual de la edificación, en el presente capítulo se busca proponer alternativas de refuerzo que ayuden a la edificación a presentar condiciones de sismo resistencia. Para ello se presentarán tres alternativas de reforzamiento estructural, siendo estas: enchapado de mampostería no estructural, encamisado de columnas y un sistema mixto (Enchapado-Encamisado).

5.1.1 ALTERNATIVA 1, ENCHAPADO DE MAMPOSTERÍA NO ESTRUCTURAL

Para realizar el enchapado de la mampostería no estructural, se elige aquellas que se hallan entre los ejes de las columnas las cuales a su vez se hallan sobre las cadenas de amarre, esto tiene como objetivo no realizar nuevas cimentaciones, es decir, se busca que la cadena de amarre sirva como viga de cimentación para los enchapes creados.

5.1.1.1 Definición de los materiales

5.1.1.1.1 Mampostería

La mampostería existente consiste en bloque artesanal la cual es solo de relleno. Las características de la mampostería son las siguientes:

Peso específico (γ_m):	1.3	[T/m ³]
Resistencia a la compresión (f'_m):	16	[Kg/cm ²]
Módulo de elasticidad (E_m):	400• f'_m	[Kg/cm ²]

5.1.1.1.2 Mortero

Utilizado para recubrir a la mampostería.

Peso específico (γ_e):	2.2	[T/m ³]
Resistencia a la compresión (f'_{c_e}):	140	[Kg/cm ²]
Módulo de elasticidad (E_e):	$12000 \cdot \sqrt{f'_{c_e}}$	[Kg/cm ²]
Módulo de Poisson (μ):	0.2	
Módulo de corte (G_e):	$\frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)}$	[Kg/cm ²]

5.1.1.1.3 Malla electrosoldada

Utilizado para acero de refuerzo de la mampostería.

Resistencia a la fluencia (F_{y_m}):	5000	[Kg/cm ²]
Tamaño de malla (ba•ha):	$6,25 \cdot 2,4 = 15$	[m ²]

5.1.1.1.4 Conectores de columna

Será utilizado para unir la mampostería a la estructura.

Peso específico (γ_c):	7.8	[T/m ³]
Resistencia a la fluencia (F_{y_c}):	4200	[Kg/cm ²]
Diámetro de varilla (ϕ_c):	10	[mm]
Espaciamiento (S_c):	40	[cm]
Longitud (L_c):	15	[cm]

5.1.1.1.5 Grapas

Serán utilizadas para confinar y sujetar a la malla electrosoldada a la mampostería, ya que esta debido a la compresión puede abrirse.

Peso específico (γ_c):	7.8	[T/m ³]
Resistencia a la fluencia (F_{y_c}):	4200	[Kg/cm ²]
Diámetro de varilla (ϕ_c):	4	[mm]
Espaciamiento (S_c):	30 - 40	[cm]

Longitud (L_c): 30 [cm]

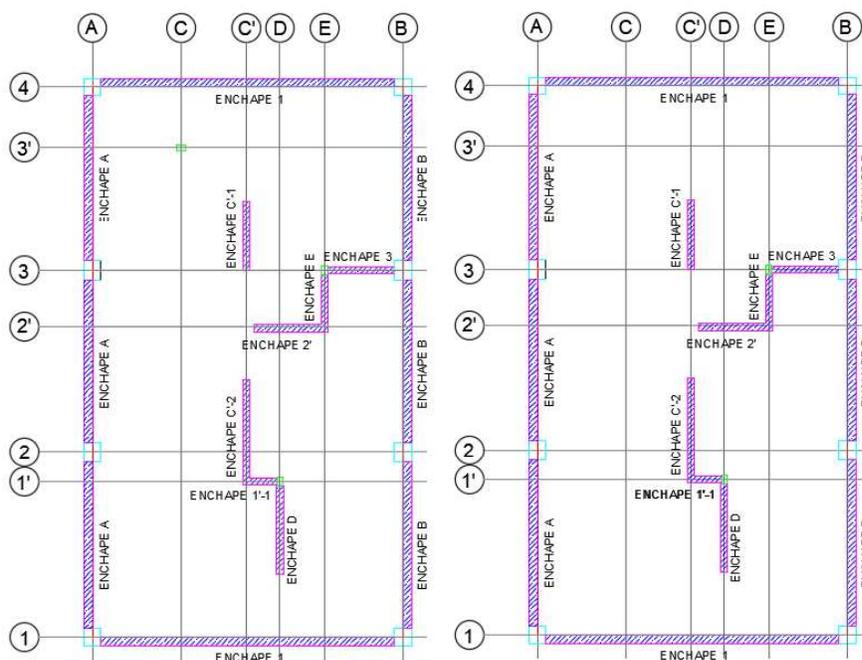
5.1.1.2 Enchapado de Paredes

Para enchapar a las mamposterías se eligieron de preferencia aquellas que cumplan las siguientes condiciones:

- Mamposterías que se encuentren entre columnas para que sirvan como cabezales de los muros y ayuden en la unión de la mampostería con la estructura de la edificación.
- Mamposterías que se hallen sobre las cadenas de amarre, para que las mismas puedan servir como cimentación de los enchapes.

Por otra parte, el motivo de elegir la distribución de enchapes mostrado en la **Figura 5.1** y **Figura 5.2**, es absorber la carga horizontal (sísmica), un enchape interno y columnetas destinadas a transferir de mejor manera la carga vertical proveniente de las losas, aliviando por ende la carga a las columnas y a su vez se genera un control de deflexiones en losas que puedan generarse a futuro.

Figura 5.1 Distribución de enchapes Nivel + 2.52 [m] y Nivel + 5.04 [m], Vista en planta



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 5.2 Distribución de enchapes Nivel + 7.56 [m] y Nivel +10.08 [m], Vista en elevación



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Debido a que el enchape exterior será destinado a soportar la carga sísmica, será el único en ser analizado, para ello la relación de aspectos de la mampostería enchapada (H/L) se especifica en la siguiente tabla:

Tabla 5.1 Relación de aspectos de la mampostería enchapada

ENCHAPES	hw (m)	lw (m)	hw/lw	TIPO
P1	10.08	5.45	1.85	Muro bajo
P4	10.08	5.45	1.85	Muro bajo
PA	10.08	9.7	1.04	Muro bajo
PB	10.08	9.7	1.04	Muro bajo

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Quando la mampostería enchapada trabaje como muro bajo, se debe realizar un análisis de falla por corte debido a que éstos son rígidos (Borja & Torres, 2015).

5.1.1.3 Modelación de enchapes

5.1.1.3.1 Análisis de cargas:

I. Carga vertical

En la nueva carga vertical de la estructura se añade a la carga muerta el peso del enchape como elemento no estructural y la carga viva será el valor utilizado en el análisis previo de la estructura.

Para el cálculo del peso total de los enchapes se considera el peso de mortero con un peso específico de 2200 [Kg/cm³] y el peso de malla electrosoldada con un peso por metro cuadrado de 1,97 [Kg/m²], como se muestra en la **Tabla 5.2**:

Tabla 5.2 Cálculo de peso de enchape por piso

PISO	ÁREA ENCHAPE (m ²)	VOLUMEN ENCHAPE (m ³)	PESO DE MORTERO (Ton)	PESO DE MALLA ELECTROSOLDADA (Ton)	PESO ENCHAPE TOTAL (Ton)
Nv.+10.08	75.68	2.27	4.99	0.15	5.14
Nv.+7.56	84.83	2.54	5.60	0.15	5.75
Nv.+5.04	88.22	2.65	5.82	0.15	5.97
Nv.+2.52	89.54	2.69	5.91	0.15	6.06
TOTAL (Ton)					<u>22.92</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Una vez adicionados los enchapes en la estructura, se compara los pesos calculados teóricamente con los pesos obtenidos por medio del software estructural, como se muestra en la **Tabla 5.3**, se observa que existe un error del 3.97%, el cual se considera como un porcentaje aceptable para el análisis del reforzamiento con enchapes.

Tabla 5.3 Comprobación de pesos teóricos y pesos de software estructural

PISO	PESOS CÁLCULADOS (Ton)				
	LOSA	VIGAS	COLUMNAS	ENCHAPE	SUMA TOTAL
Nv.+10.08	17.29	6.79	0.00	5.14	29.22
Nv.+7.56	16.60	6.79	4.21	5.75	33.35
Nv.+5.04	15.77	6.79	4.21	5.97	32.74
Nv.+2.52	16.46	6.79	4.21	6.06	33.52
Nv.+0.00	0.00	0.00	4.21	0.00	4.21
					<u>133.04</u>

PESOS DE SOFTWARE (Ton)					
PISO	LOSA	VIGAS	COLUMNAS	ENCHAPE	SUMA TOTAL
Nv.+10.08	17.63	5.86	4.33	5.53	33.35
Nv.+7.56	16.93	5.86	4.22	6.17	33.18
Nv.+5.04	16.79	5.86	4.43	6.25	33.33
Nv.+2.52	17.32	5.86	4.43	6.35	33.96
Nv.+0.00	0.00	0.00	4.43	0	4.43
ERROR					<u>3.91%</u>

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Además, los enchapes colocados en la estructura a rehabilitarse representan alrededor de un 18% de la carga muerta original, tanto en el peso calculado teóricamente y el obtenido del software estructural del análisis estructural previo.

II. Carga sísmica

Se determina el cortante basal, considerando el factor de reducción R igual a 3, debido a la adición de enchapes al sistema estructural, el cual cambia la condición del sistema a muros estructurales portantes de hormigón armado limitados para 4 pisos, estipulado en la NEC-SE-DS. Además, para una buena distribución del cortante basal por piso, se realiza dos correcciones como se indica en la **Tabla 5.4**:

Tabla 5.4 Comprobación y corrección de cortante basal

Cortante basal calculado (Ton)			Csis	0.397	Csis	0.401				
51.12			k	1	k	1				
CORTANTE BASAL CALCULADO			PISO	1° CORRECCIÓN SOFTWARE ESTRUCTURAL			2° CORRECCIÓN SOFTWARE ESTRUCTURAL			
PISO	$W \cdot h_i \cdot k / \text{Total}$ (Ton)	V ACUM (Ton)		V (Ton)	V ACUM (Ton)	ERROR	V (Ton)	V ACUM (Ton)	ERROR	
+10.08	18.91	18.91	+10.08	18.48	18.48	2.29%	18.66	18.66	1.34%	
+7.56	16.19	35.10	+7.56	16.09	34.57	1.51%	16.26	34.92	0.51%	
+5.04	10.60	45.70	+5.04	10.62	45.19	1.11%	10.72	45.64	0.12%	
+2.52	5.42	51.12	+2.52	5.43	50.62	0.98%	5.49	51.13	0.02%	
				50.62				51.13		

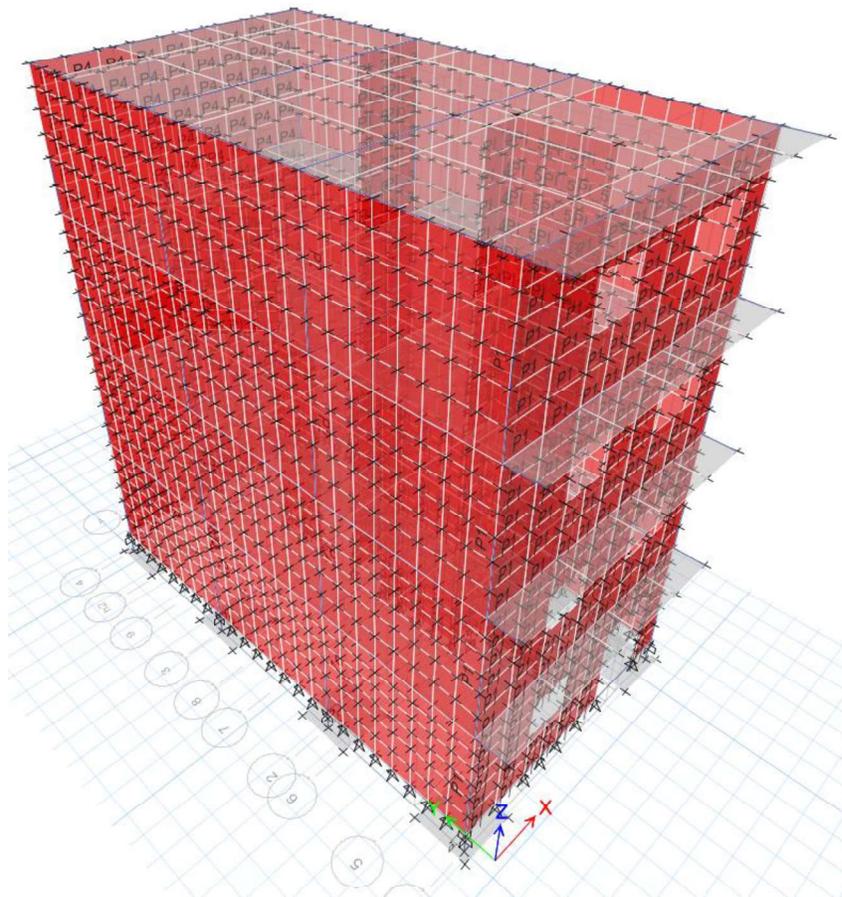
ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

5.1.1.3.2 Modelo y refuerzo de enchapes en software estructural:

I. Modelo en software estructural

Se coloca los enchapes sin considerar la mampostería al modelo original de análisis, caracterizándolos como muros finos estructurales con la opción Shell-Thin, debido a que los mismos presentan una relación de longitud mucho mayor al espesor, el cual es de 3 [cm] tanto en eje X como en eje Y, como se muestran en la **Figura 5.3**:

Figura 5.3 Vista en 3D de edificación con enchapes



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

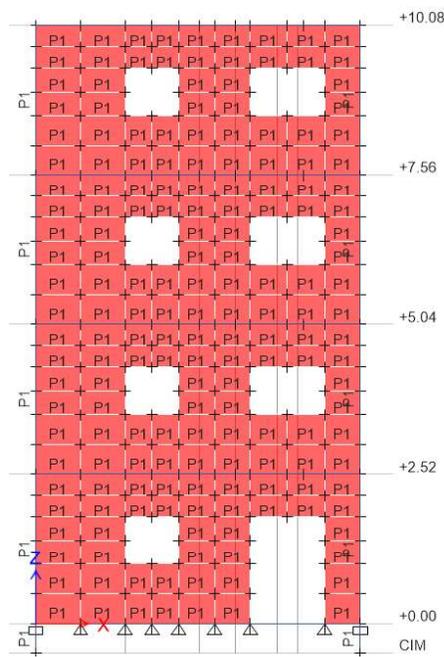
II. Diseño de refuerzo de enchapes en software estructural

Para visualizar la configuración de los enchapes y colocar su armado, es necesario definir y asignar la opción PIER a los mismos, el cual nos permite considerar a los

elementos como áreas verticales. La opción que brinda el software estructural permite una correcta modelación, diseño y chequeo del reforzamiento con enchapes de la edificación (Fernández & Paredes, 2010).

Además, es necesario la discretización de los enchapes para evitar errores de esfuerzos, a continuación, se muestra en la **Figura 5.4** como ejemplo la asignación de PIERS (P1) en el enchape y la discretización del mismo:

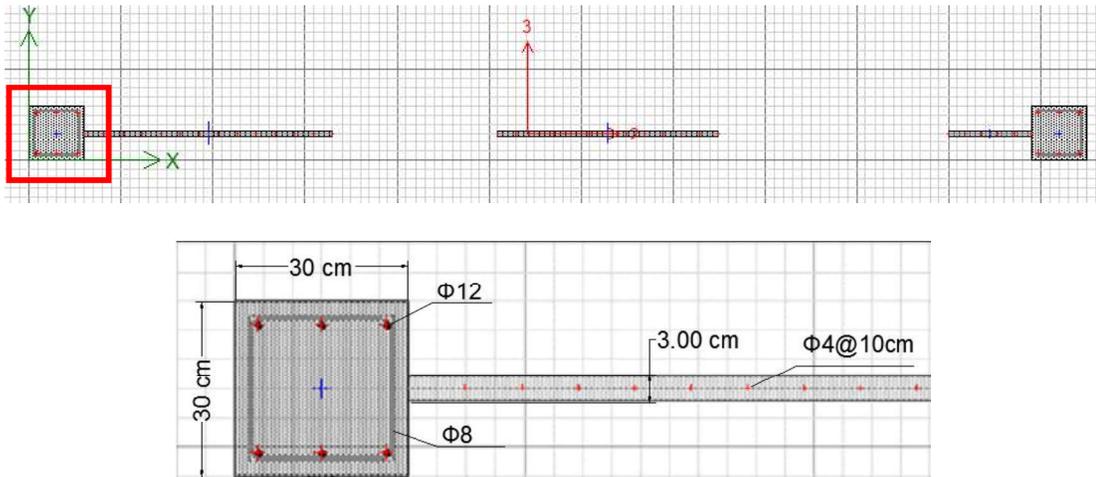
Figura 5.4 Asignación de pier (P1) y discretización del enchape 1



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Ahora los enchapes serán secciones PIER, los cuales permiten la colocación del armado diseñado de malla electrosoldada a los muros de espesor 3 [cm] y del armado existente en las columnas, este procedimiento se realiza con una vista en planta del enchape y para cada nivel de la edificación. En la **Figura 5.5** se muestra un ejemplo de armado de enchape:

Figura 5.5 Armado de enchape del Nivel + 2.52 [m]



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

i. Diseño y chequeo de acero mínimo para enchape:

Según el ACI 318-14 capítulo 18 sección 18.10.2, especifica que para muros especiales se considera una cuantía mínima de 0.0025, el cual debe cumplir el diseño mostrado en la **Tabla 5.5**.

Tabla 5.5 Diseño y chequeo de acero mínimo en enchapes

ENCHAPES	MALLA (#)	DIÁMETRO ϕ (mm)	ABERTURA @ (cm)	VARRILLA (#)	ACERO, A_s (cm ²)	CUANTÍA MÍNIMA	A_s min (cm ² /m)	$A_s > A_{s\text{mín}}$
P1	1	4.00	10	100	12.57	0.0025	7.56	OK
P4	1	4.00	10	100	12.57	0.0025	7.56	OK
PA	1	4.00	10	100	12.57	0.0025	7.56	OK
PB	1	4.00	10	100	12.57	0.0025	7.56	OK

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

El diseño de refuerzo cumple con la cuantía mínima para todos los enchapes, es una malla electrosoldada de diámetro Φ 4 [mm] y con una abertura de 10 [cm], como se muestra en la **Tabla 5.5**.

ii. Diseño a corte para enchapes:

Según lo estipulado en el ACI 318-14 capítulo 18, para el diseño a corte de enchapes se debe cumplir con la condición de fuerzas la cual es:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Dónde:

V_u , fuerza cortante mayorada de diseño del muro.

Φ , coeficiente de reducción de resistencia, 0.60.

V_n , fuerza cortante resistente nominal del muro.

Para el cálculo de la fuerza cortante resistente nominal, será:

$$\Phi V_n = V_c + V_s = A_{cv} \cdot (\alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_t \cdot f_y)$$

V_c , fuerza cortante debido al hormigón.

V_s , fuerza cortante debido al acero de refuerzo.

A_{cv} , área bruta de la sección transversal.

α_c , coeficiente de la contribución relativa entre la resistencia del hormigón y la resistencia del muro (0.8 si $h_w/l_w \leq 1.5$, 0.53 si $h_w/l_w \geq 2$ y si $1.5 < h_w/l_w < 2$ se interpola) (Borja & Torres, 2015).

λ , coeficiente de hormigón, el cual es igual a 1.

f'_c , resistencia a compresión de hormigón.

ρ_t , cuantía de acero.

f_y , resistencia a la fluencia del acero.

Tabla 5.6 Chequeo de diseño a corte para enchapes

SENTIDO	ENCHAPES	CUANTÍA	ΦV_n (Ton)	V_u (ENVOLVENTE) (Ton)	$V_u < \Phi V_n$	$V_u < \Phi V_n$ (%)	CONDICIÓN 90%
X	P1	0.00416	27.48	20.19	OK	73%	OK
	P4	0.00416	27.48	23.84	OK	87%	OK
Y	PA	0.00416	52.81	25.78	OK	49%	OK
	PB	0.00416	52.81	24.69	OK	47%	OK

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

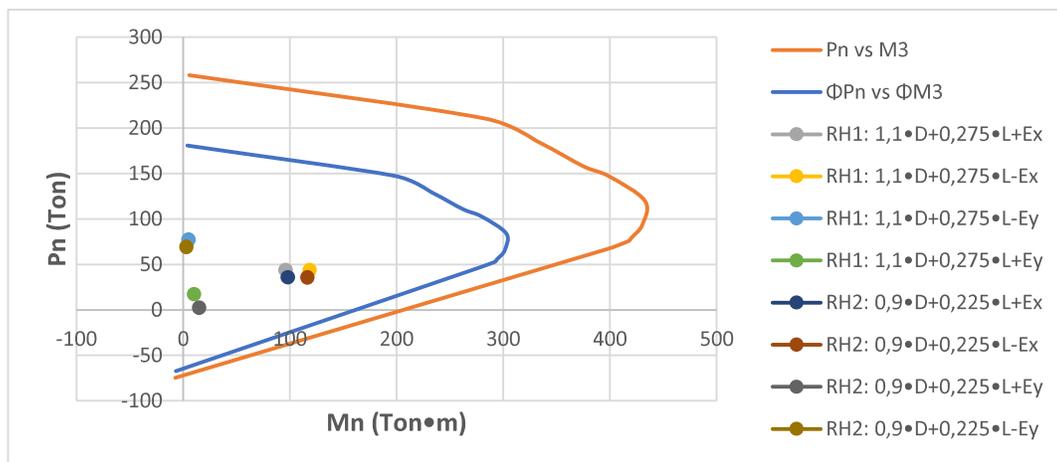
En la **Tabla 5.6** se observa que la condición de $V_u < \Phi V_n$ cumple en todos los enchapes diseñados. Además, los muros se encuentran trabajando a menos del 90% de su capacidad. Por lo tanto, las solicitaciones por corte son cubiertas con el diseño de refuerzo del enchape mostrado en la **Tabla 5.5**.

iii. Diseño a flexo-compresión para enchapes:

Los enchapes diseñados que reforzaran a la mampostería presentan un solo espesor de 3 [cm] y su refuerzo consta de 1 malla electrosoldada de $\Phi 4$ [mm] @ 10 [cm], con estas características de diseño se debe comprobar la capacidad a flexo-compresión de los mismos.

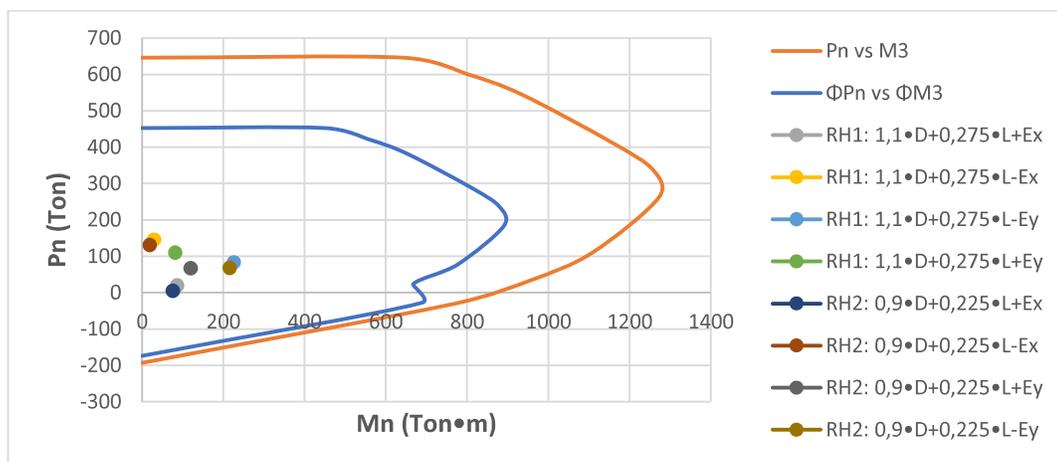
Para realizar la comprobación de la capacidad de los enchapes se eligió el enchape 1 y enchape A como se muestra en la **Figura 5.1**, debido a que estos tendrán las mayores solicitaciones.

Figura 5.6 Flexo compresión mampostería Enchape 1



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 5.7 Flexo compresión mampostería Enchape A



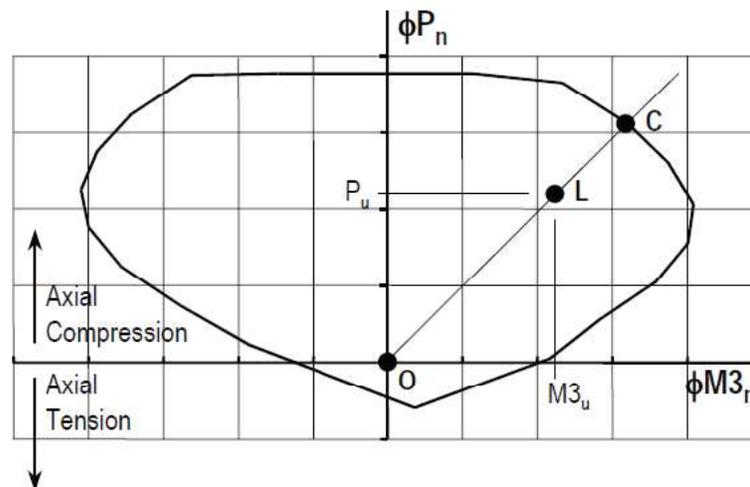
ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Se observa en la **Figura 5.6** y **Figura 5.7**, que todas las solicitaciones de flexo-compresión especificadas en la Guía Práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, se hallan dentro de las curvas de interacción de sus respectivos diagramas y además, las mismas se hallan bajo el punto balanceado indicando de ésta manera que los enchapes absorberán esfuerzos de flexo-compresión.

El Software estructural ha sido utilizado para realizar el chequeo de la capacidad de los enchapes a flexo-compresión. Para ello se empleó el factor de relación Demanda/Capacidad (D/C) establecido por el software en donde, según Fernández & Paredes (2010), indican que:

- si el valor $D/C > 1$, el punto $(P_u, M3_u)$ se hallaría fuera de la curva de interacción indicando que el muro de corte está sobre estresado.
- si el valor $D/C < 1$, el punto $(P_u, M3_u)$ se hallaría dentro de la curva de interacción indicando que la capacidad del muro es adecuada.

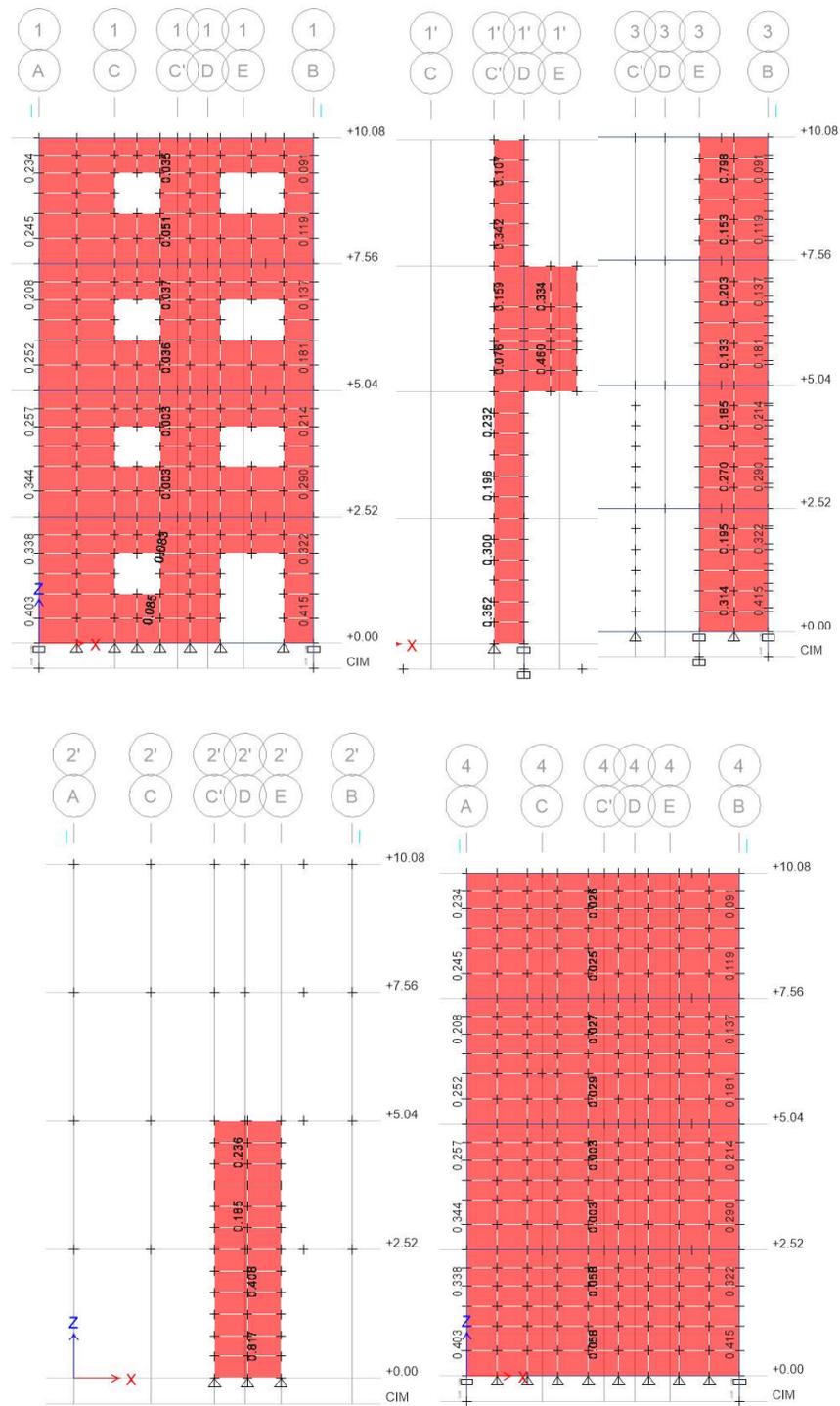
Figura 5.8 Diagrama de interacción ideal a flexo-compresión



FUENTE: (Fernández & Paredes, 2010)

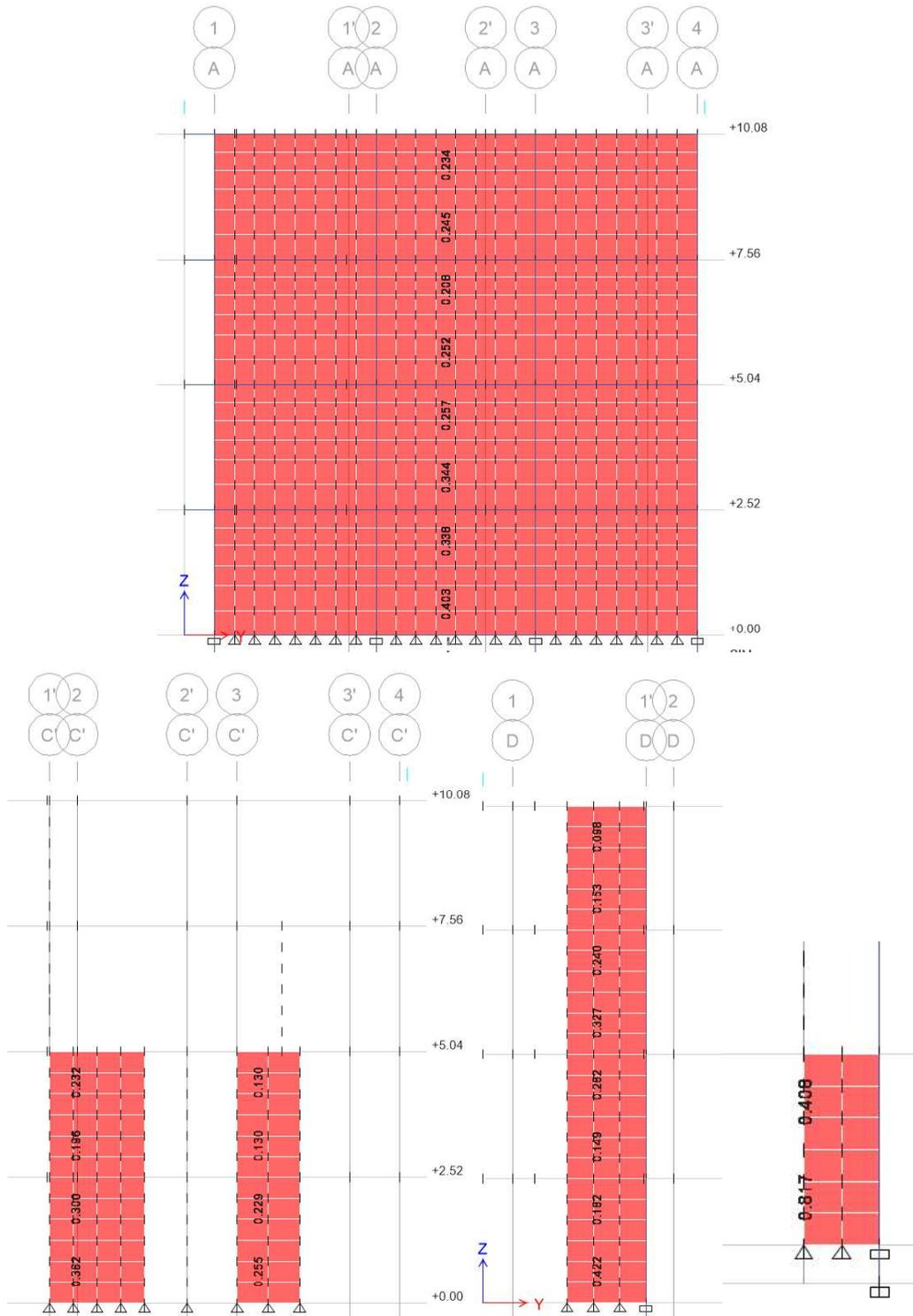
En donde la recta OL se define como la demanda a la que va a estar sometida el muro, en tanto que la recta OC, se define como la capacidad que tendrá el muro.

Figura 5.9 Radios D/C, flexo compresión de enchapes sentido X



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 5.10 Radios D/C, flexo compresión de enchapes sentido Y



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Por lo tanto, como se observa en la **Figura 5.9** y **Figura 5.10**, la relación D/C de todos los enchapes es menor que 1, lo que indica que la capacidad de todos los enchapes es adecuada.

5.1.1.3.3 Modos de vibración

Debido a la adición de la mampostería enchapada, se espera que el comportamiento dinámico de la edificación no haya sido afectado sobre todo en torsión, para ello se realiza la verificación mediante los modos de vibración mostrados en la **Tabla 5.7**.

Tabla 5.7 Modos de vibración

CASO	MODO	PERIODO (s)	UX	UY	RZ	SUM UX	SUM UY
Modal	1	0.129	0.957	0	0.043	0.8004	2.71E06
Modal	2	0.085	0	0.998	0.002	0.8005	0.832
Modal	3	0.075	0.043	0.003	0.954	0.8338	0.834
Modal	4	0.06	0	0.902	0.098	0.8338	0.8368
Modal	5	0.06	0	0.012	0.988	0.8338	0.8378
Modal	6	0.06	0	0.133	0.867	0.8338	0.8387
Modal	7	0.06	0	0.027	0.973	0.8338	0.84
Modal	8	0.049	0	0	1	0.8338	0.8404
Modal	9	0.049	0.075	0.073	0.852	0.8348	0.8414
Modal	10	0.049	0.732	0.043	0.225	0.837	0.8415
Modal	11	0.049	0	0.027	0.973	0.837	0.8447
Modal	12	0.044	0.96	0	0.04	0.9317	0.8448
Modal	13	0.029	0.0001	0.0961	0	0.9318	0.9409

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Como se observa en la **Tabla 5.7**, la disposición de la mampostería enchapada es ideal para que la edificación no se vea afectada en sus modos de vibración es decir, para el primer modo se tiene traslación (X), segundo modo traslación (Y) y tercer modo rotación, lo cual es idóneo para un comportamiento de una edificación ante un sismo.

Por otra parte, se observa que la edificación aumentó su rigidez indicado en el período fundamental el cual disminuyó de 0.845 a 0.129 [s].

5.1.1.3.4 Derivas

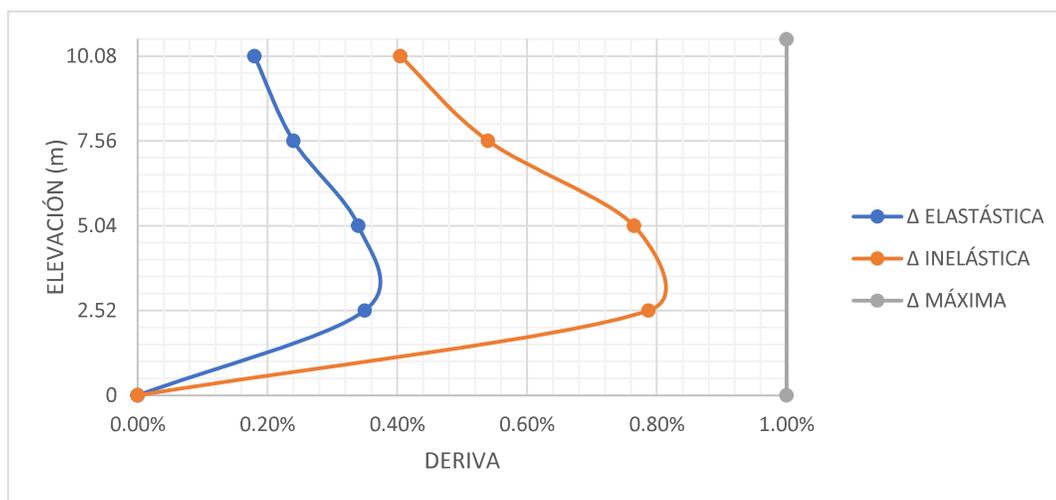
Con la consideración de mampostería enchapada, se espera que ésta no sufra una deriva mayor a la permitida en la NEC-SE-DS (1%), para ello se realiza la comprobación de las derivas inelásticas por piso en sentido X y en sentido Y. Los resultados se muestran en la **Tabla 5.8**, **Tabla 5.9**, **Figura 5.11** y **Figura 5.12**.

Tabla 5.8 Deriva en sentido X

PISO	CASO	DIRECCIÓN	Δ ELASTÁSTICA	Δ INELÁSTICA	CONDICIÓN AL 1%
Nv. + 10.08	SX	X	0.0018	0.41%	OK
Nv. + 7.56	SX	X	0.0024	0.54%	OK
Nv. + 5.04	SX	X	0.0034	0.77%	OK
Nv. + 2.52	SX	X	0.0035	0.79%	OK
Nv. + 0.00	SX	X	0.00	0.00%	OK

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 5.11 Límite de deriva máxima en sentido X



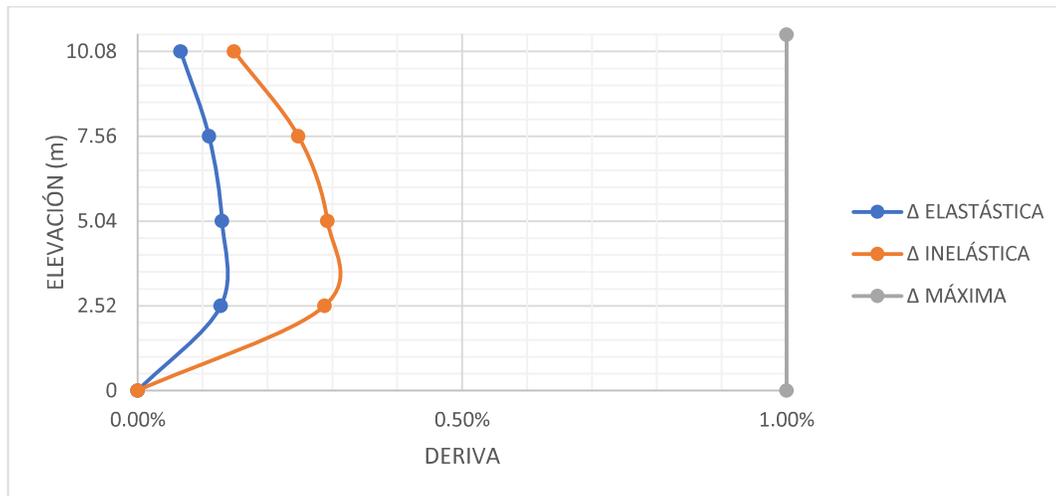
ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 5.9 Deriva en sentido Y

PISO	CASO	DIRECCIÓN	Δ ELASTÁSTICA	Δ INELÁSTICA	CONDICIÓN AL 1%
Nv. + 10.08	SY	Y	0.00066	0.15%	OK
Nv. + 7.56	SY	Y	0.0011	0.25%	OK
Nv. + 5.04	SY	Y	0.0013	0.29%	OK
Nv. + 2.52	SY	Y	0.00128	0.29%	OK
Nv. + 0.00	SY	Y	0.00	0.00%	OK

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 5.12 Límite de deriva máxima en sentido Y



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

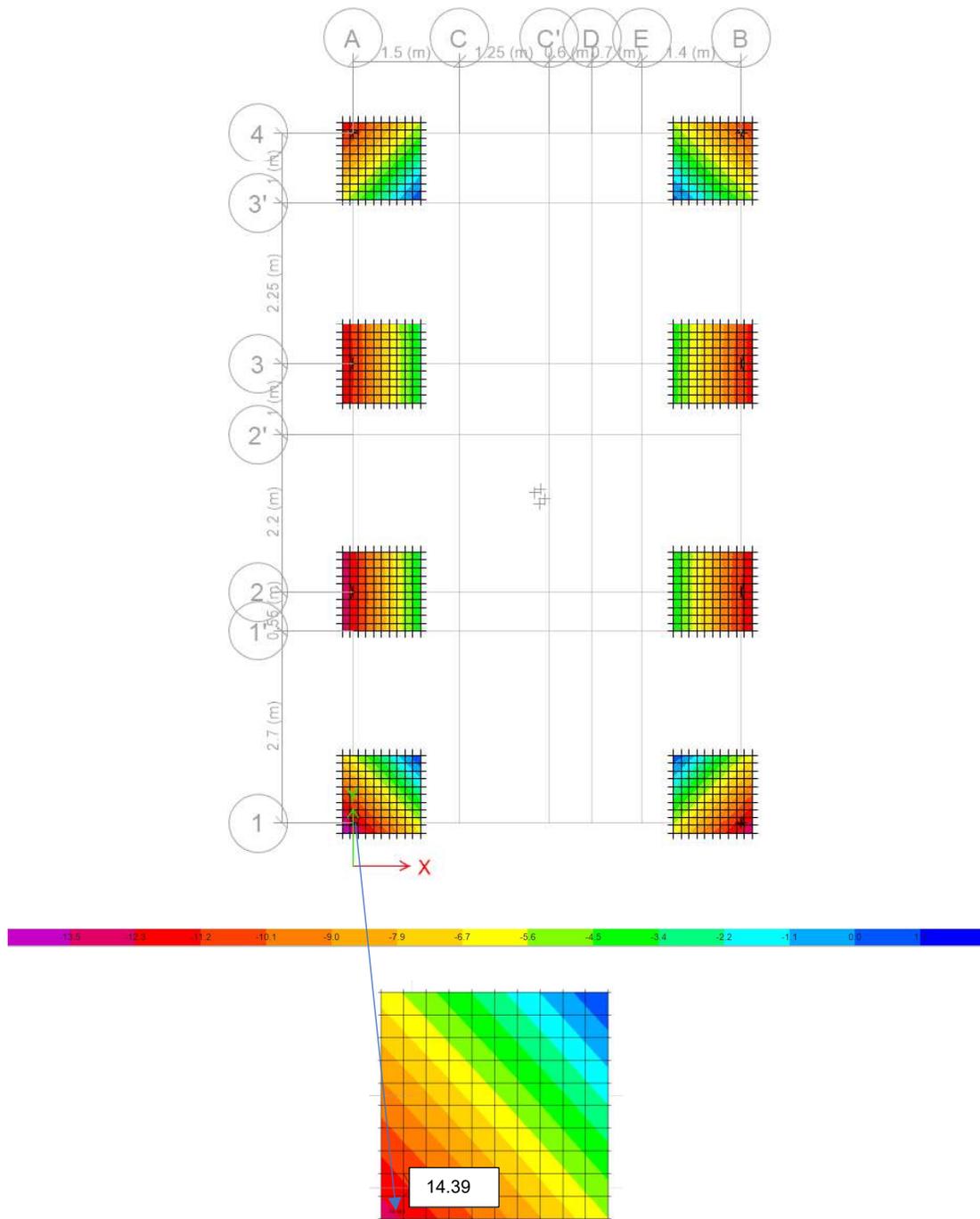
Como se observa en la **Figura 5.11** y **Figura 5.12**, las derivas inelásticas tanto en sentido X como en sentido Y, han sido controladas siendo mucho menores al 1% especificado en la norma NEC-SE-DS vigente.

5.1.1.3.5 Análisis de la cimentación considerando interacción suelo-estructura

I. Cimentación existente

Para conocer los esfuerzos producidos en la cimentación y cadenas de amarre existentes provocados por los enchapes. Se realiza una modelación en el software estructural considerando al suelo como resortes de línea para las cadenas y resortes de área para las zapatas. Por lo tanto, se muestra en la la distribución de esfuerzos en zapatas y en la la distribución de esfuerzos en cadenas.

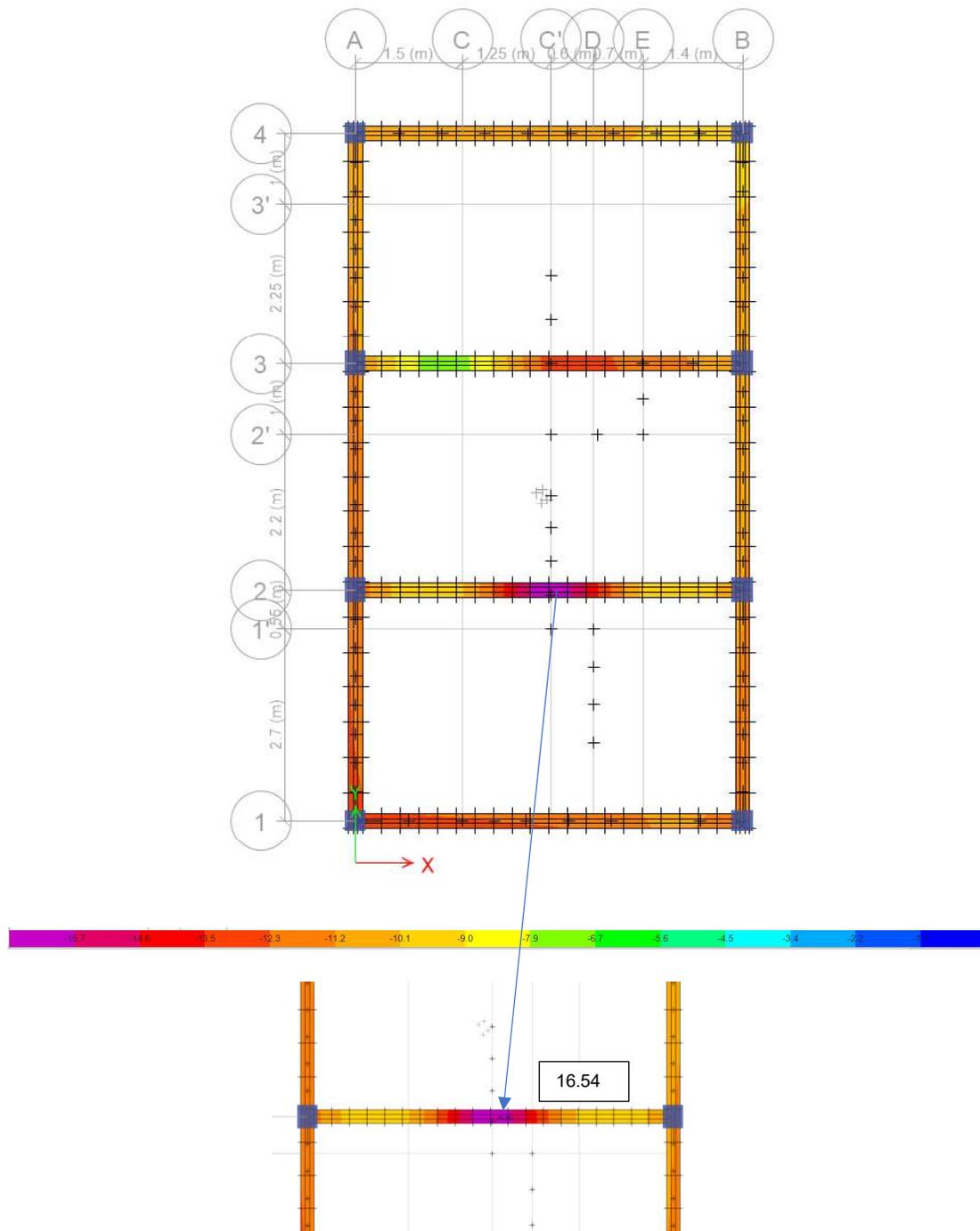
Figura 5.13 Análisis de zapatas existentes por cargas de servicio (Enchape)



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Como se observa el esfuerzo es mayor al permisible.

Figura 5.14 Análisis de cadenas existentes por cargas de servicio (Enchape)



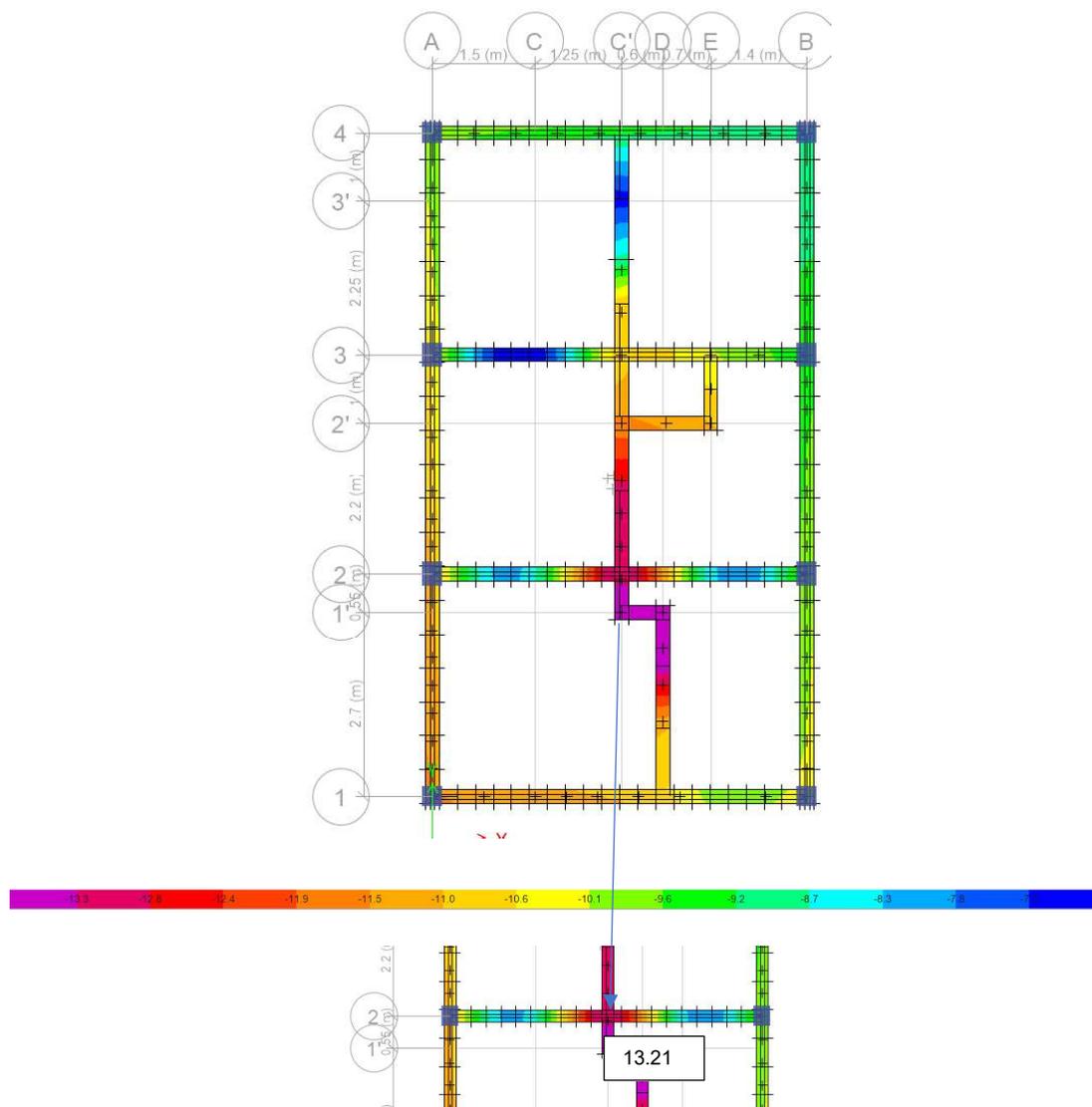
ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Como se observa el esfuerzo es mayor al permisible.

II. Propuesta de cimentación para enchapes

Debido a que se proponen enchapes internos, las cargas de estos enchapes caen únicamente sobre las cadenas de amarre internas, por lo que se propone colocar elementos tipo cadenas de 30x20 cm bajo los enchapes internos. Los resultados de esta propuesta se observan en las siguientes figuras.

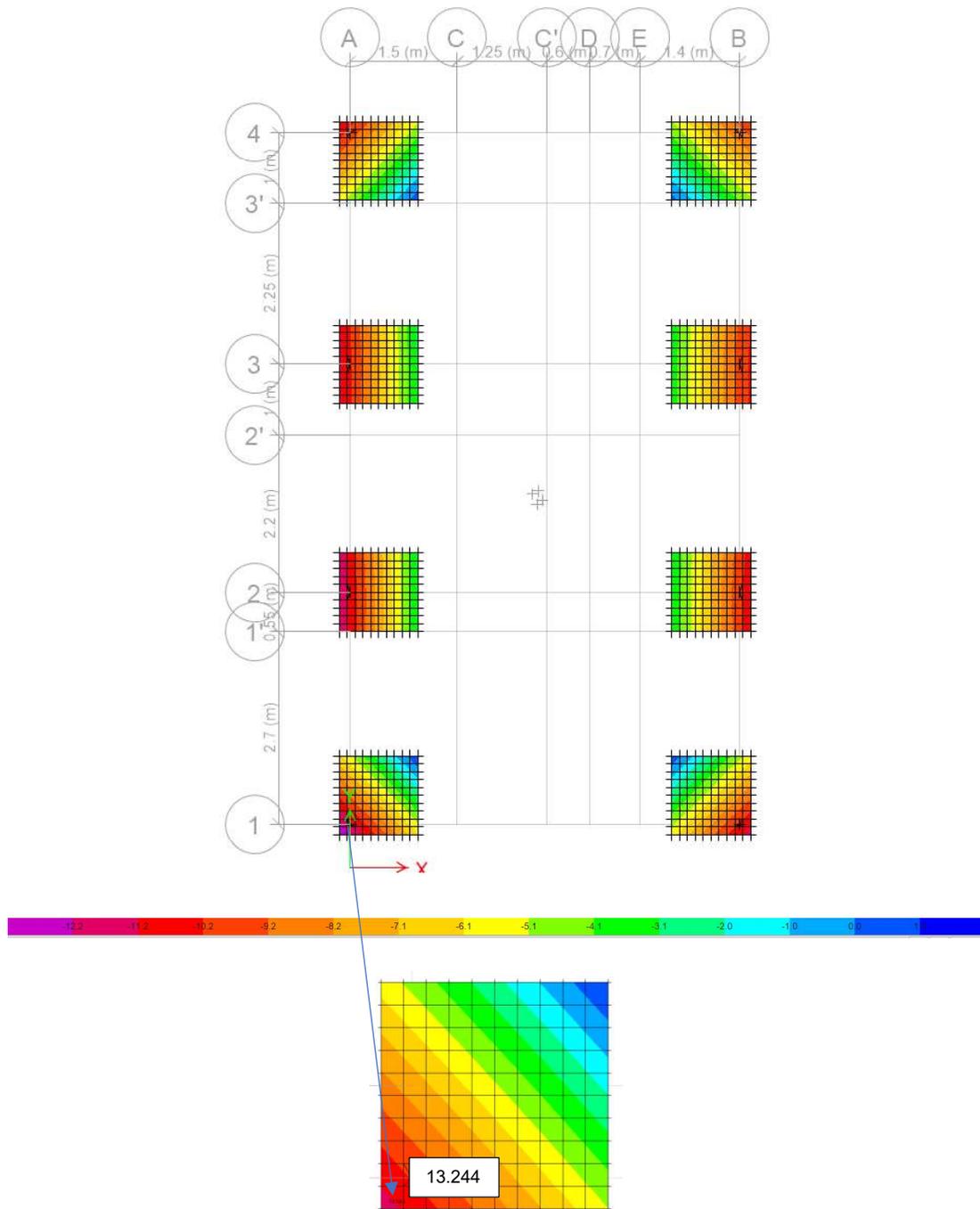
Figura 5.15 Análisis de cadenas existentes por cargas de servicio (Enchape)



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Como se observa el esfuerzo es menor al permisible (13.8 T/m²).

Figura 5.16 Análisis de cimentación por cargas de servicio



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Como se observa el esfuerzo es menor al permisible(13.8 T/m²).

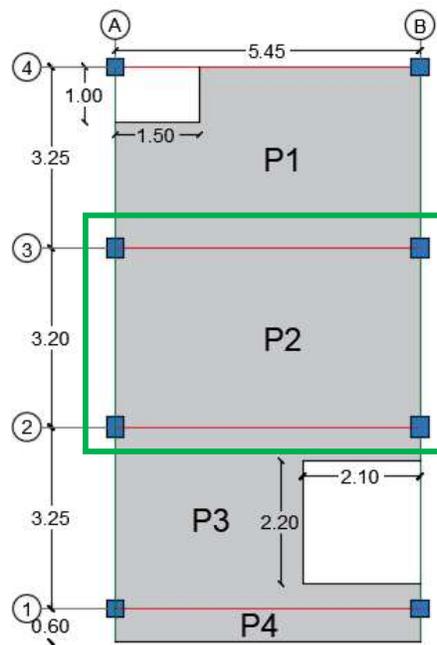
5.1.2 ALTERNATIVA 2, REFORZAMIENTO DE LOSAS - VIGAS MEDIANTE PERFILES DE ACERO Y ENCAMISADO DE COLUMNAS

Debido a que la estructura estará constituida por un sistema de pórticos, y según los resultados de la Sección 4.3.1.2.6, se dará solución a vigas y columnas por medio del encamisado y a su vez solucionar los problemas de las losas.

5.1.2.1 Reforzamiento de losa con perfiles de acero

Para el presente reforzamiento de losa se basará en la Tesis de Maestría “Reforzamiento de losa maciza, considerando la edad de la estructura del edificio de la Gobernación del Guayas Bloque Sur Este” de la Ing. Nelva Adelaida Vergara Rojas, Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, Guayaquil-Ecuador, 2016. Por lo que se utilizarán perfiles de acero y para el diseño del refuerzo se considerará únicamente un sector de losa ubicado entre los ejes A-B-2-3, el cual se encuentra en el nivel Nv.+2.52 [m], como se indica en la **Figura 5.17**.

Figura 5.17 Panel de losa considerado



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

5.1.2.1.1 Método de diseño

El AISC (American Institute of Steel Construction), especifica dos métodos de diseño para miembros estructurales de acero, los cuales son:

- Diseño por esfuerzos admisibles (ASD, Allowable Stress Design), estipula que los esfuerzos unitarios actuantes reales de los miembros estructurales sean menores a los esfuerzos unitarios permisibles.
- Diseño mediante factores de carga y resistencia (LRFD, Load and Resistance Factor Design), contempla dos estados:
 - Estado límite de resistencia, trata con el comportamiento para máxima ductilidad, pandeo, fatiga, fractura, volteo o deslizamiento.
 - Estado límite de servicio, trata sobre la funcionalidad de la estructura en situaciones tales como: deflexiones, vibraciones, deformaciones permanentes y rajaduras.

5.1.2.1.2 Cargas actuantes

Las cargas actuantes en la losa son las siguientes:

Peso neto de losa:	0.33	[Ton/m ²]
Peso de paredes:	0.37	[Ton/m ²]
Sobrecarga:	0.16	[Ton/m ²]
Carga muerta	0.86	[Ton/m ²]
Carga viva	0.20	[Ton/m ²]

5.1.2.1.3 Especificaciones del acero

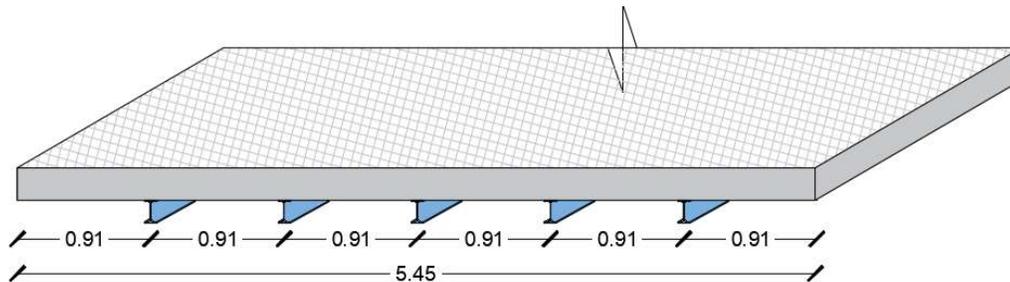
El acero a utilizarse es el A36, el cual consta de las siguientes características:

Resistencia a la fluencia (f_y):	2400	[Kg/cm ²]
Módulo de rigidez (G):	2 100 000	[Kg/cm ²]
Módulo de Poisson (μ):	0.30	-

5.1.2.1.4 Análisis por flexión

La distribución del refuerzo en la losa se especifica en la **Figura 5.18**, la cual constará de 5 elementos como soportes a una distancia de 0.91 [m].

Figura 5.18 Refuerzo en losa



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

El método a utilizar será el ASD, el cual utiliza factores de seguridad y no cargas mayoradas.

$$\text{Carga muerta repartida (qm): } 0.86 \cdot 0.91 = 0.79 \quad [\text{Ton/m}]$$

$$\text{Carga viva repartida (qv): } 0.20 \cdot 0.91 = 0.18 \quad [\text{Ton/m}]$$

Momento por carga muerta (Mm):

$$Mm = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0.79 \cdot 3.25^2}{8} = 1.04 \quad [T \cdot m]$$

Momento por carga viva (Mv):

$$Mm = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0.18 \cdot 3.25^2}{8} = 0.24 \quad [T \cdot m]$$

Momento actuante total (ΣM):

$$Mm + Mv = 1.04 + 0.24 = 1.28 \quad [T \cdot m]$$

5.1.2.1.5 Diseño del elemento

Aplicando el método de diseño ASD, se realiza un prediseño del elemento, el cual soportará las cargas gravitacionales previamente calculadas. Iniciando con datos

conocidos, como es el momento de diseño y la resistencia de diseño para obtener un valor de módulo de sección Z_{pred} :

$$\sigma_t = \frac{\sum M}{Z_{pred}} = \frac{fy}{\Omega}$$

Donde:

σ , esfuerzo a flexión del acero.

$\sum M$, momento actuante.

z , módulo de la sección.

Ω , factor de seguridad > 1 .

$$\sigma_t = \frac{2400}{1.67} = 1437 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$Z_{pred} = \frac{1.28 \cdot 10^5 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}}{1437 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}} = 89 \text{ [cm}^3\text{]}$$

Por lo tanto, la elección del perfil DIPAC IPE-160 es correcta, debido a que presenta un módulo de resistencia de sección de 109 [m³].

5.1.2.1.6 Análisis y diseño del esfuerzo cortante

De manera general el esfuerzo por corte no supondría un problema en vigas de acero, debido a que las almas de los perfiles laminados son capaces de resistir grandes fuerzas de corte.

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

Donde:

τ , esfuerzo de corte del acero.

Q , fuerza que produce el esfuerzo de corte.

A , área resistente al esfuerzo de corte.

$$Q = qm + qv = 0.79 + 0.18 = 0.97 \text{ [Ton/m]}$$

Cortante por carga muerta (V_m):

$$V_m = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{0.79 \cdot 3.25}{2} = 1.28 \text{ [Ton]}$$

Cortante por carga viva (V_v):

$$V_v = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{0.18 \cdot 3.25}{2} = 0.30 \text{ [Ton]}$$

Cortante actuante total (ΣV):

$$V_m + V_v = 1.28 + 0.30 = 1.58 \text{ [Ton]}$$

Área de perfil de acero requerido:

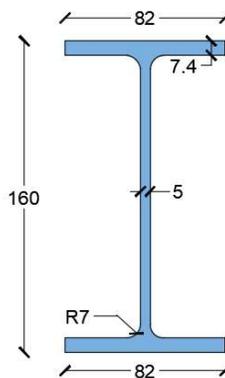
$$A_s = \frac{\Sigma V}{0.4 \cdot f_y} = \frac{1.58 \cdot 1000 \text{ Kg}}{0.4 \cdot 2400 \text{ Kg/cm}^2} = 1.64 \text{ [cm}^2\text{]}$$

El perfil elegido es de tipo IPE-160, el cual cuenta con un área de 20.10 [cm²] cubriendo la sollicitación de 1.64 [cm²].

5.1.2.1.7 Comprobación de flecha

Datos del perfil elegido:

Figura 5.19 Perfil DIPAC IPE-160 (160 • 82 • 5 • 7,4) [mm]



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

$$Q = 0.97 \text{ [Ton/m]}$$

$$L = 3.25 \text{ [m]}$$

$$I_x = 869 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 0.97 \cdot 10 \cdot (3.25 \cdot 100)^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 869} = 0.77 \text{ [cm]}$$

Deflexión permisible, donde:

$L/400$ cuando $L < 7$ [m]

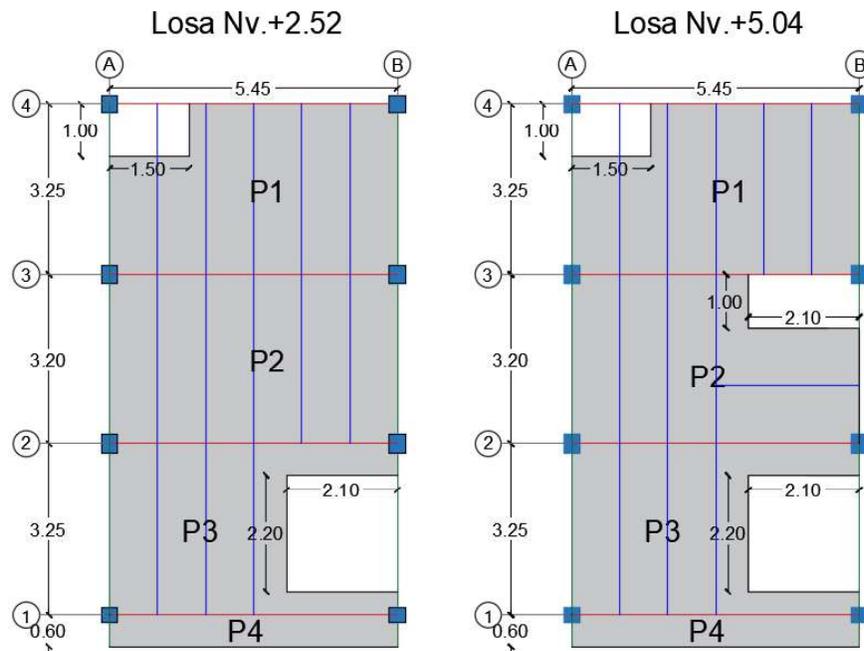
$$\Delta_{permisible} = \frac{L}{400} = \frac{325}{400} = 0.81 \text{ [cm]}$$

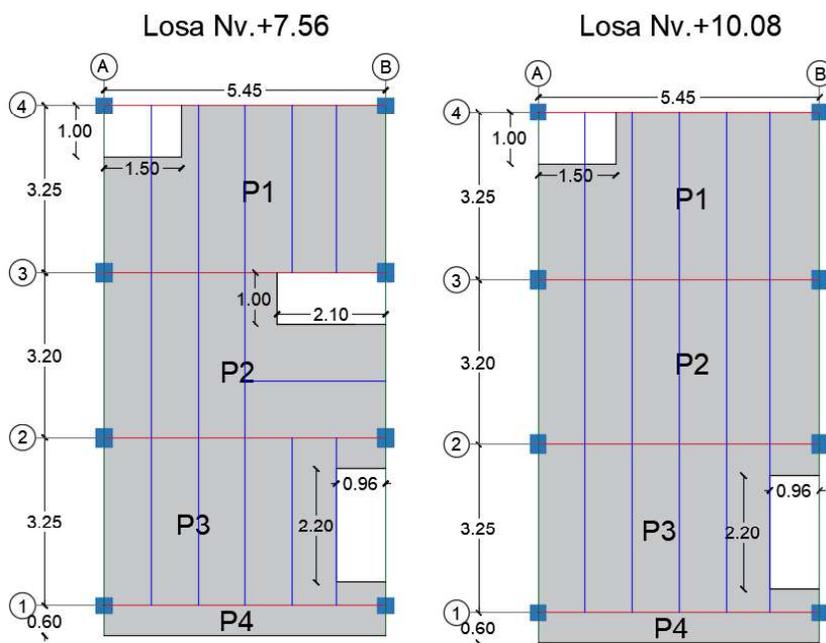
$$\Delta < \Delta_{permisible}$$

$$0.77 \text{ cm} < 0.81 \text{ [cm]} \text{ OK}$$

En la **Figura 5.20** se muestra la ubicación de los perfiles de acero en las losas de los distintos niveles.

Figura 5.20 Refuerzo en losas



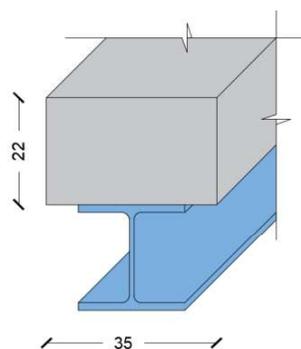


ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

5.1.2.2 Refuerzo de viga banda

Para el presente reforzamiento de las vigas banda se basará en los principios del refuerzo propuesto para la losa, mencionados en la Sección 5.1.2.1. Por lo que se considerará que los perfiles de acero de refuerzo de la losa se encontrarán ancladas a las vigas, como se muestra en la **Figura 5.21**:

Figura 5.21 Anclaje Perfil de Acero – Viga banda



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

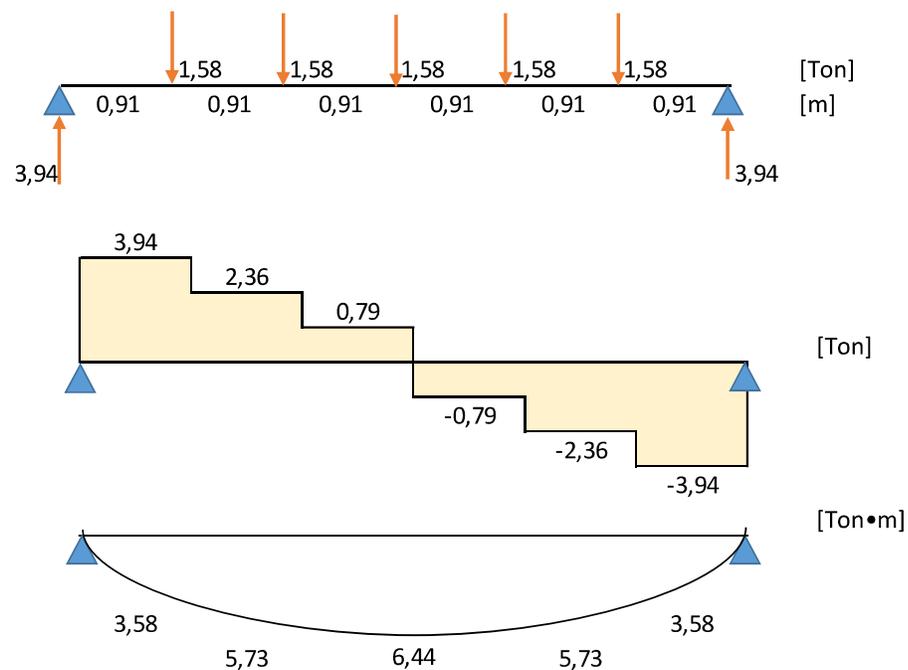
Por otra parte, se procederá a reforzar únicamente a las vigas internas de la edificación, es decir, las vigas 1, 2, 3 y 4 de todos los niveles, de esta manera se

pretende aumentar la capacidad de la viga tanto a flexión como a corte, y al mismo tiempo se aumenta la rigidez de la edificación en el sentido de las vigas (X) con el propósito de control de derivas.

5.1.2.2.1 Cargas actuantes

Debido a que los perfiles de acero de refuerzo de la losa estarán anclados a la viga, se considerará a esta como una viga simplemente apoyada con cargas puntuales, por lo que para el diseño de la viga será necesario determinar los diagramas de fuerzas internas, como se indica en la **Figura 5.22**.

Figura 5.22 Diagramas de fuerzas internas de la viga



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Momento máximo: 6.44 [Ton•m]

Cortante máximo: 3.94 [Ton]

5.1.2.2.2 Especificaciones del acero

El acero a utilizarse es el A36, las características del mismo se indican en la Sección 5.1.2.1.3.

5.1.2.2.3 Diseño del elemento

Para obtener un módulo de sección Z_{pred} , se emplea la ecuación de esfuerzo de flexión empleada en la Sección 5.1.2.1.5:

$$\sigma_t = \frac{\sum M}{Z_{pred}} = \frac{fy}{\Omega}$$

$$\sigma_t = \frac{2400}{1.67} = 1437 [Kg/cm^2]$$

$$Z_{pred} = \frac{6.44 \cdot 10^5 [Kg \cdot cm]}{1437 [Kg/cm^2]} = 448 [cm^3]$$

Por lo tanto, la elección del perfil DIPAC HEB-220 es correcta, debido a que presenta un módulo de resistencia de sección de 736 [cm³].

5.1.2.2.4 Análisis y diseño del esfuerzo cortante

Como se observó en el refuerzo de la losa, los perfiles de acero no tienen inconveniente en resistir esfuerzos de corte, sin embargo, se realiza la comprobación de manera similar a la Sección 5.1.2.1.5.

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

Cortante actuante (V):

$$V = 3.94 [Ton]$$

Área de perfil de acero requerido:

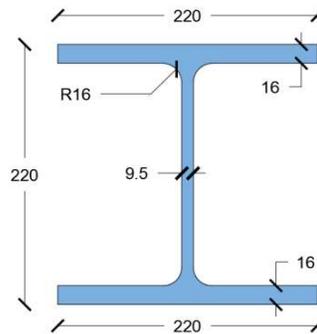
$$A_s = \frac{V}{0.4 \cdot fy} = \frac{3.94 \cdot 1000 [Kg]}{0.4 \cdot 2400 [Kg/cm^2]} = 4.10 [cm^2]$$

El perfil elegido es de tipo HEB-200, el cual cuenta con un área de 78.10 [cm²] cubriendo la sollicitación de 4.10 [cm²].

5.1.2.2.5 Comprobación de flecha

Datos del perfil elegido:

Figura 5.23 Perfil DIPAC HEB-220 (220 • 220 • 9,5 • 16) [mm]



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

$$Q = 1.45 \text{ [Ton/m]}$$

$$L = 5.45 \text{ [m]}$$

$$I_x = 8090 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 1.45 \cdot 10 \cdot (5.45 \cdot 100)^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 8090} = 0.98 \text{ [cm]}$$

Deflexión permisible, donde:

$$L/400 \text{ cuando } L < 7 \text{ [m]}$$

$$\Delta_{permisible} = \frac{L}{400} = \frac{545}{400} = 1.36 \text{ [cm]}$$

$$\Delta < \Delta_{permisible}$$

$$0.98 \text{ cm} < 1.36 \text{ [cm]} \text{ OK}$$

5.1.2.3 Encamisado de columnas

Debido a que la edificación se encuentra adosada entre dos viviendas, se procede a encamisar tres caras de las columnas, según sea el caso. Para ello, se utilizaron las consideraciones de diseño descritas en la Tesis de Maestría "REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO", Emma Soto, Universidad Nacional Autónoma de México, México, 2008.

5.1.2.3.1 Consideraciones de diseño:

- Se supone un comportamiento monolítico de las columnas compuestas.
- Espesor mínimo de encamisado debe ser de 10 [cm] para concreto premezclado.
- La cuantía de refuerzo del elemento encamisado debe estar limitado entre 0,015 y 0,04 con respecto al área encamisada.
- Se debe utilizar un refuerzo longitudinal de un diámetro mínimo de 16 [mm].
- Al encamisar una columna de entrepiso se obtiene un aumento en la resistencia en la carga axial, fuerza cortante y además se aumenta la ductilidad de los elementos.

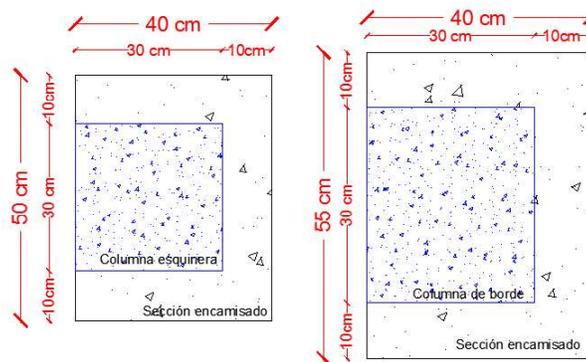
5.1.2.3.2 Consideraciones constructivas:

- La resistencia a compresión del hormigón debe ser mayor a la de la columna original, y esta debe ser mayor a 210 [Kg/cm²].
- La superficie del elemento a ser encamisado debe estar limpia y rugosa, para lograr de esta manera una buena adherencia entre el hormigón nuevo y el existente, por medio de un aditivo.
- Cuando el encamisado no se realice a las cuatro caras de las columnas, es necesario colocar un refuerzo transversal, el cual garantice la transmisión de los esfuerzos cortantes entre el elemento encamisado y el elemento original.

5.1.2.3.3 Descripción de las características del encamisado

Para el encamisado se considera a todas las columnas, tanto esquineras como columnas de borde de la estructura del edificio, las cuales presentan un adicional en su sección transversal de 10 [cm] en sus tres caras. La **Figura 5.24** muestra las nuevas dimensiones de las columnas.

Figura 5.24 Sección transversal con adicional de encamisado



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Las propiedades de la sección de encamisado son las siguientes:

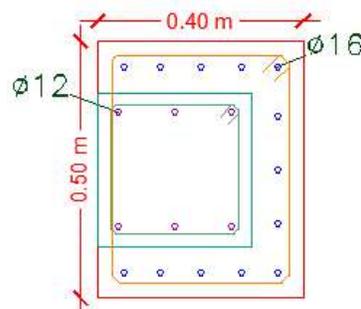
Peso específico de hormigón (δ_h):	2400	[Kg/cm ³]
Resistencia a compresión de hormigón (f'_c):	210	[Kg/cm ²]
Módulo de elasticidad (E):	12000 • $\sqrt{f'_c}$	[Kg/cm ²]

5.1.2.3.4 Refuerzo longitudinal y transversal de la sección de encamisado

I. Refuerzo longitudinal

Cumpliendo las consideraciones mínimas de diseño, establecidas en la Sección 5.1.2.3.1, se reforzará a las columnas con acero Φ 16 [mm] en las tres caras de la columna y se considerará un recubrimiento mínimo de 3 [cm]. En la **Figura 5.25** se muestra la distribución del armado de las columnas.

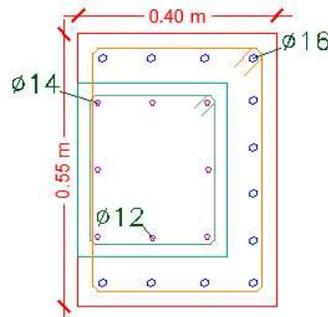
Figura 5.25 Encamisado de columnas esquinera



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Con el encamisado de la columna esquinera se logra un área bruta de 2000 [cm²], siendo el área confinada de 1496 [cm²] y logrando un aumento en la cuantía de acero del 0.754 a 1.65 %, el cual cumple la normativa NEC vigente.

Figura 5.26 Encamisado de columna de borde



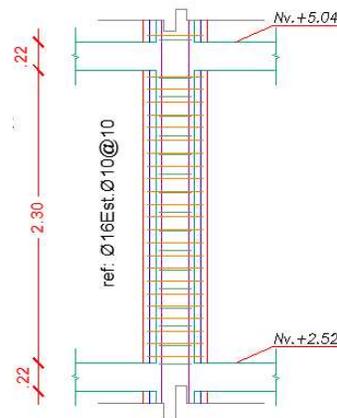
ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Con el encamisado de la columna de borde se logra un área bruta de 2200 [cm²], siendo el área confinada de 1666 [cm²] y logrando un aumento en la cuantía de acero del 1.095 a 1.62 %, el cual cumple la normativa NEC vigente.

II. Refuerzo transversal

Para el refuerzo transversal se considerará estribos de diámetro Φ 10 [mm], los cuales estarán distribuidos a una distancia de 10 [cm] tanto en área confinada como no confinada. El armado transversal de las columnas se muestra en la **Figura 5.27**:

Figura 5.27 Refuerzo transversal de columnas encamisadas



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

5.1.2.4 Modelación del encamisado y refuerzo con perfiles de acero

5.1.2.4.1 Análisis de cargas

I. Carga vertical

En la nueva carga vertical de la estructura se añade el peso adicional del encamisado a las columnas, peso del acero de refuerzo de losa y vigas. La carga viva será el valor utilizado en el análisis previo de la estructura.

Para el cálculo del peso total del encamisado se considera el peso de hormigón con un peso específico de 2400 [Kg/cm³] y el peso específico del acero de 7880 [Kg/cm³].

Una vez realizado el encamisado y el refuerzo mediante los perfiles de acero a la estructura, se compara los pesos calculados teóricamente con los pesos obtenidos por medio del software estructural, como se muestra en la **Tabla 5.10**, se observa que existe un error del 3.07 %, el cual se considera como un porcentaje aceptable para el análisis de la segunda alternativa de reforzamiento.

Tabla 5.10 Comprobación de pesos teóricos y pesos de software estructural

PESOS CÁLCULADOS (Ton)						
PISO	LOSA	VIGAS	ACERO	COLUMNAS	SUMA TOTAL	
Nv.+10.08	17,29	6,79	2,33	5,86	32,26	155,42
Nv.+7.56	16,60	6,79	2,50	11,71	37,59	
Nv.+5.04	15,77	6,79	2,39	11,71	36,67	
Nv.+2.52	16,46	6,79	2,22	11,71	37,19	
Nv.+0.00	0	0	0	11,71	11,71	
PESOS DE SOFTWARE (Ton)						
PISO	LOSA	VIGAS	ACERO	COLUMNAS	SUMA TOTAL	
Nv.+10.08	17,63	6,82	2,87	9,06	36,38	151.95
Nv.+7.56	16,93	7,04	2,65	9,06	35,68	
Nv.+5.04	16,79	7,04	2,26	9,06	35,15	
Nv.+2.52	17,32	6,82	2,48	9,06	35,68	
Nv.+0.00	0	0	0	9,06	9,06	
ERROR				2,23%		

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Además, el encamisado colocado en la estructura y los perfiles de acero representan alrededor de un 17% y 12% de la carga muerta original

respectivamente tanto en el peso calculado teóricamente y obtenido del software estructural del análisis estructural previo.

II. Carga sísmica

Se determina el cortante basal, considerando el factor de reducción R igual a 5, debido a que la estructura sigue siendo un sistema aporticado y que se ha dotado con buena ductilidad mediante la adición del encamisado y de los refuerzos de perfil de acero. Además, para una buena distribución del cortante basal por piso, se realiza dos correcciones como se indica en la **Tabla 5.11**:

Tabla 5.11 Comprobación y corrección de cortante basal

Cortante basal calculado (Ton)	Csis1	0,238	Csis2	<u>0,27</u>		
37	k	1,01	k	1,01		
PISO	1° CORRECCIÓN SOFTWARE ESTRUCTURAL			2° CORRECCIÓN SOFTWARE ESTRUCTURAL		
	V (Ton)	V ACUM (Ton)	ERROR	V (Ton)	V ACUM (Ton)	ERROR
Nv.+10.08	12,33	12,33	9,36%	13,97	13,97	2,70%
Nv.+7.56	10,32	22,65	11,03%	11,72	25,69	0,91%
Nv.+5.04	6,63	29,28	11,63%	7,50	33,19	0,17%
Nv.+2.52	3,35	32,63	11,81%	3,79	36,98	0,06%
	<u>32,63</u>			<u>36,98</u>		

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Como se observa en la tabla, el error en el cortante basal es menor al 3%, por lo tanto, es aceptable la modelación.

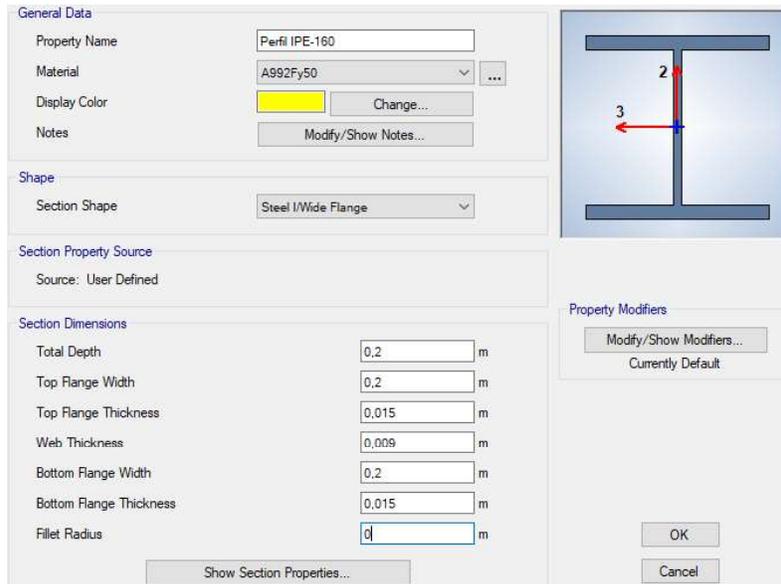
5.1.2.4.2 Modelo en software estructural:

I. Modelo del refuerzo de la losa con perfiles de acero

Para modelar el refuerzo en la losa, se crea una nueva sección de acero con las especificaciones del perfil DIPAC IPE-160 como se observa en la **Figura 5.28**, se debe considerar que los perfiles se encuentran bajo la losa y van a ser conectados a los perfiles de refuerzo de las vigas, para ello seleccionamos a los perfiles de las losas en el menú Assign/Frame/Insertion Point y escogemos la opción Top Center.

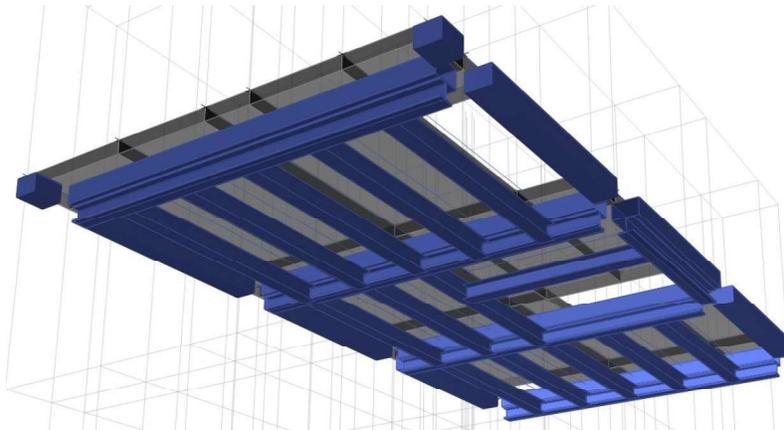
Para finalizar desplazamos en el sistema de coordenadas locas I-J, el espesor de la losa.

Figura 5.28 Definición PERFIL DIPAC IPE-160



FUENTE: Software Estructural

Figura 5.29 Modelo de viguetas de acero en losas Nv.+5.04 [m]



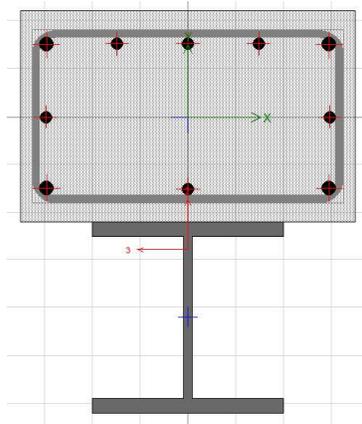
FUENTE: Software Estructural

II. Modelo del refuerzo de la viga con perfiles de acero

Para representar las vigas y el refuerzo de acero, se opta realizarlo mediante la opción Section Designer de elementos. Para facilidad se parte creando un nuevo

elemento a partir de la viga que va a ser reforzada y se utiliza la opción Convert to SD section para proceder a realizar el refuerzo de la viga como se observa en la **Figura 5.30**.

Figura 5.30 Refuerzo de viga interna

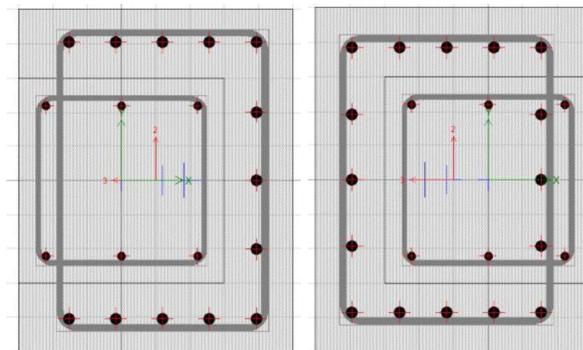


FUENTE: Software Estructural

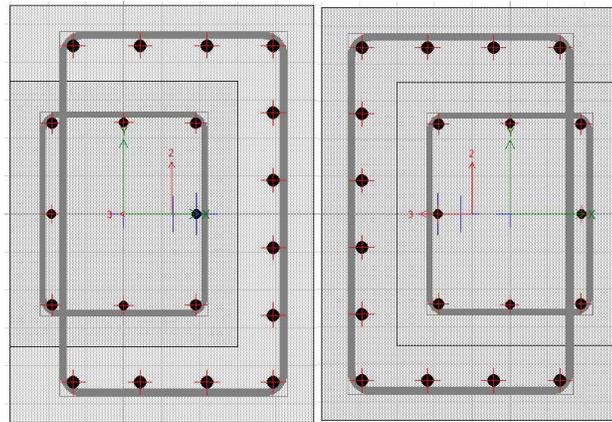
III. Modelo del encamisado de columnas

Para representar el encamisado de las columnas, se opta realizarlo mediante la opción Section Designer de elementos como se indicó en el refuerzo de las vigas, con la variante que debido a que se va a realizar el encamisado de 3 caras de las columnas se debe crear una sección distinta para cada caso como se observa en la **Figura 5.31** y **Figura 5.32**.

Figura 5.31 Encamisado de columnas esquineras



FUENTE: Software Estructural

Figura 5.32 Encamisado de columnas de borde

FUENTE: Software Estructural

5.1.2.4.3 Modos de vibración

Debido al aumento de sección de las columnas y la adición de los perfiles de acero en vigas y losas, se espera que el comportamiento dinámico de la edificación no haya sido afectado sobre todo en torsión, para ello se realiza la verificación mediante los modos de vibración mostrados en la **Tabla 5.12**.

Tabla 5.12 Modos de vibración

CASO	MODO	PERIODO (s)	UX	UY	RZ	SUM UX	SUM UY
Modal	1	0,52	0	0,986	0,014	0,0004	0,794
Modal	2	0,46	0,989	0,001	0,01	0,828	0,795
Modal	3	0,40	0,011	0,013	0,976	0,837	0,807
Modal	4	0,15	0,001	0,996	0,003	0,837	0,927
Modal	5	0,14	0,995	0,001	0,004	0,946	0,927
Modal	6	0,12	0,004	0,003	0,993	0,947	0,927
Modal	7	0,08	0,996	0	0,004	0,988	0,927
Modal	8	0,07	0,001	0,949	0,05	0,988	0,978
Modal	9	0,065	0,007	0,055	0,938	0,988	0,981
Modal	10	0,056	0,995	0	0,005	1	0,981
Modal	11	0,046	0,001	0,505	0,494	1	0,990
Modal	12	0,043	0,001	0,531	0,469	1	1

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

5.1.2.4.4 Derivas

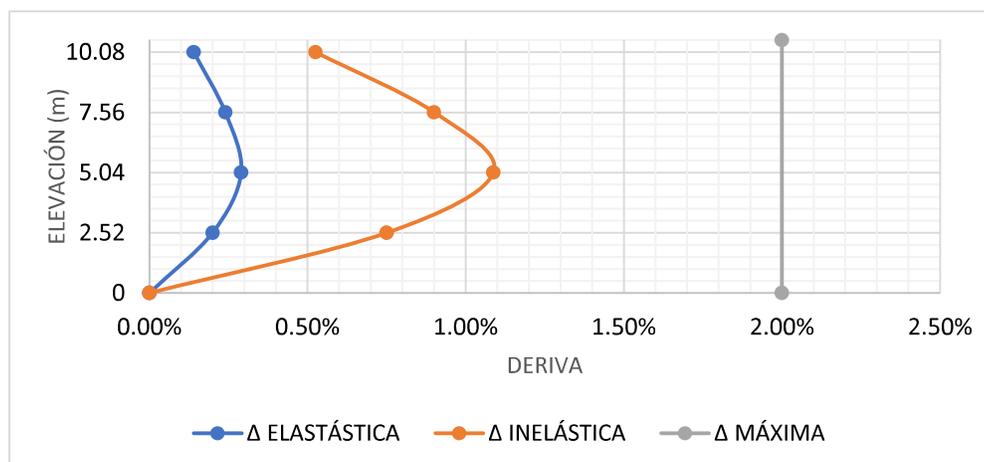
Con la consideración de encamisado de columnas, refuerzo de vigas y losas con perfiles de acero, se espera que la estructura no sufra una deriva mayor a la permitida en la NEC-SE-DS (2%), para ello se realiza la comprobación de las derivas inelásticas por piso en sentido X y en sentido Y. Los resultados se muestran a continuación.

Tabla 5.13 Deriva en sentido X

PISO	CASO	DIRECCIÓN	Δ ELASTÁSTICA	Δ INELÁSTICA	CONDICIÓN AL 2%
Nv. + 10.08	SX	X	0,0013	0,49%	OK
Nv. + 7.56	SX	X	0,0022	0,83%	OK
Nv. + 5.04	SX	X	0,0027	1,01%	OK
Nv. + 2.52	SX	X	0,0018	0,68%	OK

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 5.33 Límite de deriva máxima en sentido X



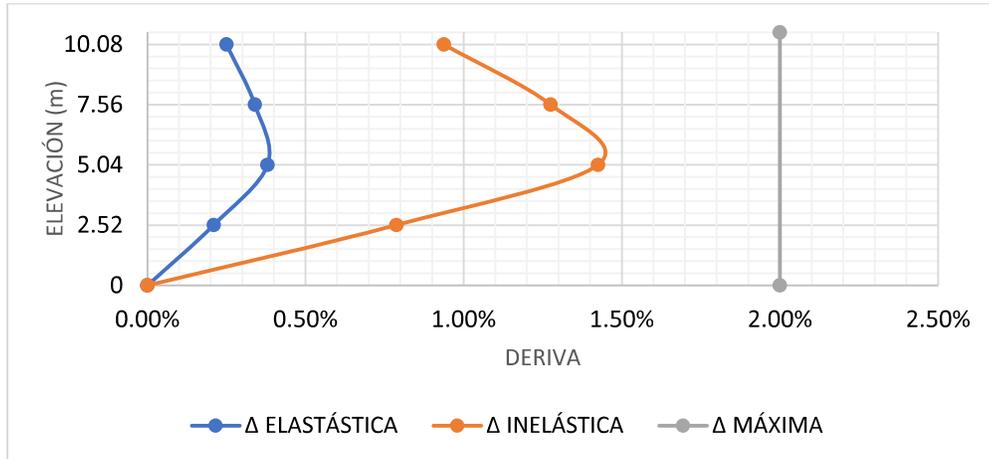
ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 5.14 Deriva en sentido Y

PISO	CASO	DIRECCIÓN	Δ ELASTÁSTICA	Δ INELÁSTICA	CONDICIÓN AL 2%
Nv. + 10.08	SY	Y	0,0022	0,83%	OK
Nv. + 7.56	SY	Y	0,003	1,13%	OK
Nv. + 5.04	SY	Y	0,0033	1,24%	OK
Nv. + 2.52	SY	Y	0,002	0,75%	OK

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 5.34 Límite de deriva máxima en sentido Y



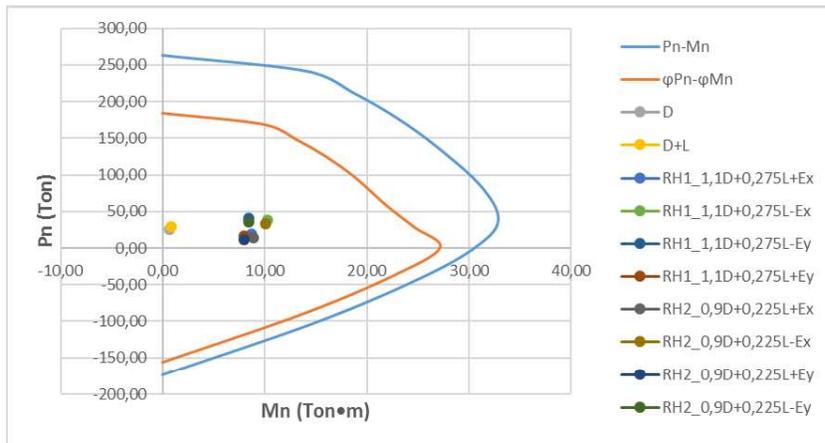
ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Como se observa en la **Figura 5.33** y **Figura 5.34**, las derivas inelásticas tanto en sentido X como en sentido Y, han sido controladas siendo mucho menores al 2% especificado en la norma NEC-SE-DS vigente.

5.1.2.4.5 Capacidad de columna encamisadas

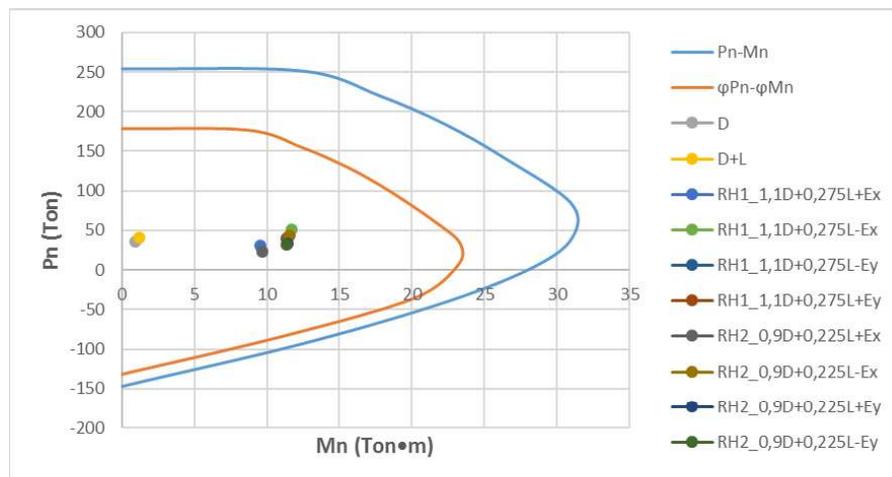
Con el aumento de la sección y cuantía de acero de las columnas, se espera que aumente la capacidad a compresión de estas y que sean capaces de resistir las solicitaciones. Para ello se empleará los diagramas de interacción, mostrados en la **Figura 5.35** y **Figura 5.36**.

Figura 5.35 Diagrama de interacción de columna esquinera



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 5.36 Diagrama de interacción de columna de borde



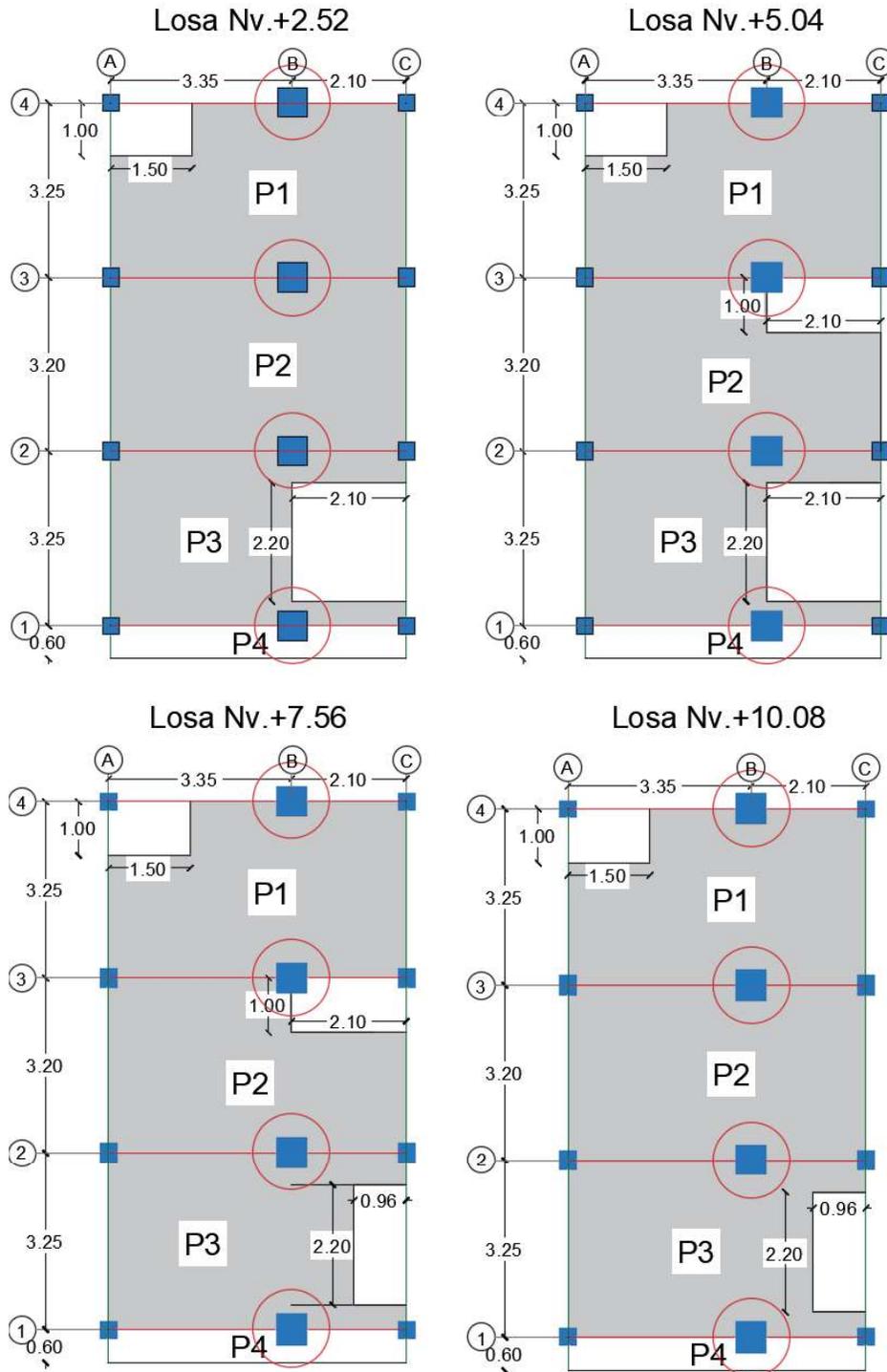
ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Como se observa en los diagramas de interacción, las columnas no tienen ningún inconveniente en resistir las solicitaciones, por lo que, el aumento de la sección de las columnas mediante encamisado es una buena solución para mejorar la capacidad a flexo-compresión.

5.1.3 ALTERNATIVA 3, INCLUSIÓN DE NUEVOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para la presente alternativa se considerará únicamente la adición de elementos columna con el fin de que la misma ayude en el alivianamiento de cargas a las columnas existentes y a su vez brinden rigidez suficiente a la estructura para el control de derivas. En la **Figura 5.37** se indica la ubicación de las nuevas columnas a considerar.

Figura 5.37 Ubicación de nuevas columnas

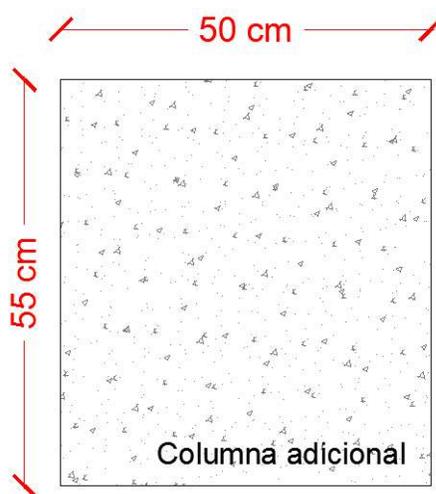


ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

5.1.3.1 Características de columna adicional

En la **Figura 5.38** se muestra la dimensión de la sección transversal de la columna adicional a la estructura.

Figura 5.38 Sección transversal de columna adicional



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

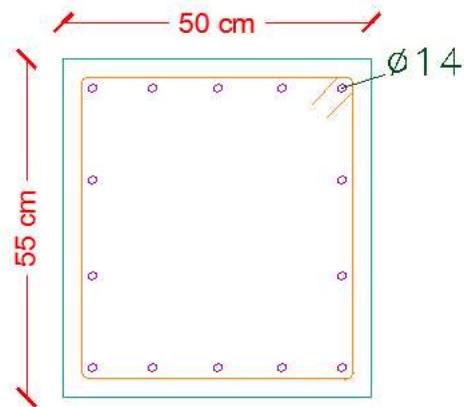
Las propiedades de la sección de columna adicional son las siguientes:

Peso específico de hormigón (δ_h):	2400	[Kg/cm ³]
Resistencia a compresión de hormigón (f'_c):	210	[Kg/cm ²]
Módulo de elasticidad (E):	$12000 \cdot \sqrt{f'_c}$	[Kg/cm ²]

5.1.3.2 Refuerzo longitudinal de columna adicional

Cumpliendo las consideraciones mínimas de diseño establecidas en la NEC vigente, se reforzará a las columnas adicionales con acero Φ 14 [mm] y se considerará un recubrimiento mínimo de 3 [cm]. En la Figura 5.39 se muestra la distribución del armado de las columnas.

Figura 5.39 Refuerzo longitudinal de las columnas adicionales



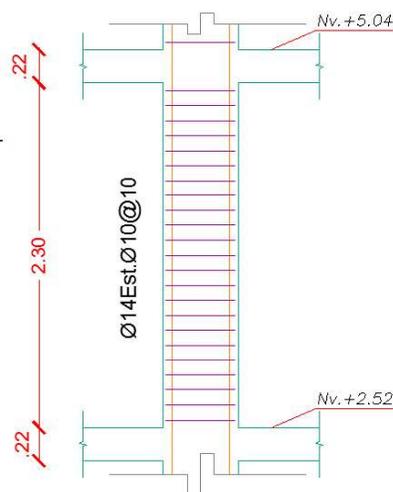
ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

La cuantía calculada del refuerzo longitudinal es de 1.50 %, el cual cumple con la condición de cuantía mínima establecida en la NEC vigente.

5.1.3.3 Refuerzo transversal de columna adicional

Para el refuerzo transversal se considerará estribos de diámetro $\Phi 10$ [mm], los cuales estarán distribuidos a una distancia de 10 [cm] tanto en área confinada como no confinada. El armado transversal de las columnas adicionales se muestra en la **Figura 5.40**.

Figura 5.40 Refuerzo transversal de columnas adicionales



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

5.1.3.4 Modelación de columnas adicionales

5.1.3.4.1 Análisis de cargas

I. Carga vertical

Para la nueva carga vertical de la estructura se añadirá el peso de las columnas adicionales, las cuales consideran el peso específico de hormigón de 2400 [Kg/cm³] y el peso específico del acero de 7880 [Kg/cm³]. La carga viva será el valor utilizado en el análisis previo de la estructura.

Al obtener un nuevo peso teórico de elementos columna se compara con los pesos obtenidos por medio del software estructural, como se muestra en la **Tabla 5.15**, se observa que existe un error del 3.03 %, el cual se considera como un porcentaje aceptable para el análisis de la segunda alternativa de reforzamiento

Tabla 5.15 Comprobación de pesos teóricos y pesos de software estructural

PESOS CÁLCULADOS (Ton)					
PISO	LOSA	VIGAS	COLUMNAS	SUMA TOTAL	
Nv.+10.08	17,29	6,79	5,11	29,19	129,07
Nv.+7.56	16,6	6,79	10,23	33,61	
Nv.+5.04	15,77	6,79	10,23	32,79	
Nv.+2.52	16,46	6,79	10,23	33,48	
Nv.+0.00	0	0	0	0	
PESOS DE SOFTWARE (Ton)					
PISO	LOSA	VIGAS	COLUMNAS	SUMA TOTAL	
Nv.+10.08	17,63	5,86	10,22	33,71	132,98
Nv.+7.56	16,93	5,86	10,22	33,01	
Nv.+5.04	16,79	5,86	10,22	32,87	
Nv.+2.52	17,32	5,86	10,22	33,40	
Nv.+0.00	0	0	0	0	
ERROR				3,03%	

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Además, las columnas adicionales colocadas en la estructura representan alrededor de un 15% de la carga muerta original respectivamente tanto en el peso calculado teóricamente y obtenido del software estructural del análisis estructural previo.

II. Carga sísmica

Se determina el cortante basal, considerando el factor de reducción R igual a 3, debido a que la estructura sigue siendo un sistema aporticado y que se ha dotado con buena ductilidad mediante la adición de nuevos elementos estructurales. Además, para una buena distribución del cortante basal por piso, se realiza dos correcciones como se indica en la **Tabla 5.16**.

Tabla 5.16 Comprobación y corrección de cortante basal

Cortante basal calculado (Ton)	Csis1	0,397	Csis2	<u>0,404</u>		
51,21	k	1,013	k	1,013		
PISO	1° CORRECCIÓN SOFTWARE ESTRUCTURAL			2° CORRECCIÓN SOFTWARE ESTRUCTURAL		
	V (Ton)	V ACUM (Ton)	ERROR	V (Ton)	V ACUM (Ton)	ERROR
Nv.+10.08	18,61	18,61	1,94%	18,94	18,94	0,20%
Nv.+7.56	16,05	34,66	1,83%	16,34	35,28	0,08%
Nv.+5.04	10,37	45,03	1,83%	10,55	45,83	0,09%
Nv.+2.52	5,26	50,29	1,81%	5,35	51,18	0,07%
	<u>50,29</u>			<u>51,18</u>		

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Como se observa en la tabla, el error en el cortante basal es menor al 3%, por lo tanto, es aceptable la modelación.

5.1.3.4.2 Modos de vibración

Debido a la adición de la columna se espera que la estructura haya sido rigidizada pero que no haya afectado a su comportamiento en torsión. Para ello se realiza la comprobación mediante el periodo y los modos de vibración expresados en la **Tabla 5.17**.

Tabla 5.17 Periodo y Modos de vibración

CASO	MODO	PERIODO (s)	UX	UY	RZ	SUM UX	SUM UY
Modal	1	0,511	0,001	0,987	0,012	0,0004	0,7583
Modal	2	0,466	0,999	0,001	0,001	0,7857	0,7588
Modal	3	0,404	0,001	0,012	0,987	0,7865	0,767
Modal	4	0,133	0,009	0,878	0,113	0,7877	0,899
Modal	5	0,129	0,987	0,012	0	0,9231	0,9008

Modal	6	0,116	0,003	0,111	0,885	0,9238	0,9178
Modal	7	0,062	0,287	0,325	0,388	0,9397	0,9376
Modal	8	0,06	0,706	0,197	0,097	0,9804	0,9498
Modal	9	0,055	0,01	0,484	0,506	0,981	0,9796
Modal	10	0,039	0,202	0,247	0,551	0,9849	0,9845
Modal	11	0,038	0,797	0,098	0,105	0,9999	0,9866
Modal	12	0,034	0,005	0,664	0,331	1	1

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Se puede observar en el periodo fundamental 0.511 [s] que la edificación ha sido rigidizada debido a las dimensiones de la columna, en tanto los modos de vibración se tiene desplazamiento (Y), desplazamiento (X) y rotación, siendo este el comportamiento esperado en la edificación.

5.1.3.4.3 Derivas

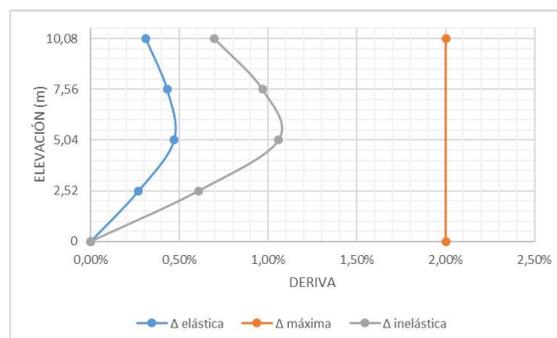
Considerando la adición de columnas a la estructura, se espera que la estructura no sufra una deriva mayor a la permitida en la NEC-SE-DS (2%), para ello se realiza la comprobación de las derivas inelásticas por piso en sentido X y en sentido Y. Los resultados se muestran a continuación.

Tabla 5.18 Deriva en sentido X

PISO	CASO	DIRECCIÓN	Δ ELÁSTICA	Δ INELÁSTICA	CONDICIÓN AL 2%
Nv. + 10.08	SX	X	0,0031	0,70%	OK
Nv. + 7.56	SX	X	0,0043	0,97%	OK
Nv. + 5.04	SX	X	0,0047	1,06%	OK
Nv. + 2.52	SX	X	0,0027	0,61%	OK

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 5.41 Límite de deriva máxima en sentido X

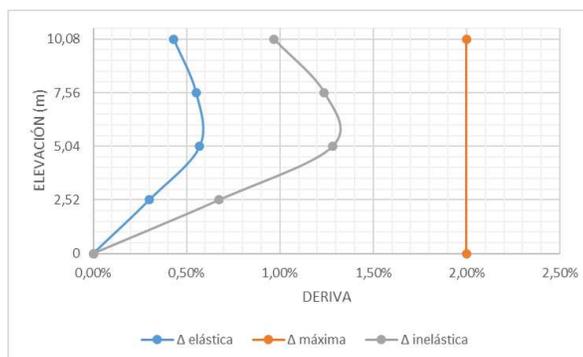


ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 5.19 Deriva en sentido Y

PISO	CASO	DIRECCIÓN	Δ ELASTÁSTICA	Δ INELÁSTICA	CONDICIÓN AL 2%
Nv. + 10.08	SY	Y	0,0043	0,97%	OK
Nv. + 7.56	SY	Y	0,0055	1,24%	OK
Nv. + 5.04	SY	Y	0,0057	1,28%	OK
Nv. + 2.52	SY	Y	0,0030	0,68%	OK

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

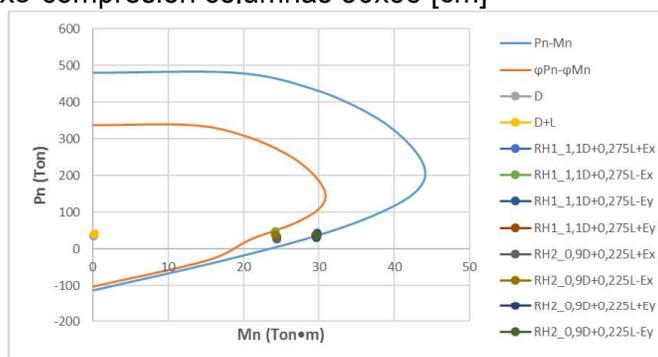
Figura 5.42 Límite de deriva máxima en sentido Y

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Como se observa en la **Figura 5.41** y **Figura 5.42**, las derivas inelásticas tanto en sentido X como en sentido Y, han sido controladas siendo mucho menores al 2% especificado en la norma NEC-SE-DS vigente.

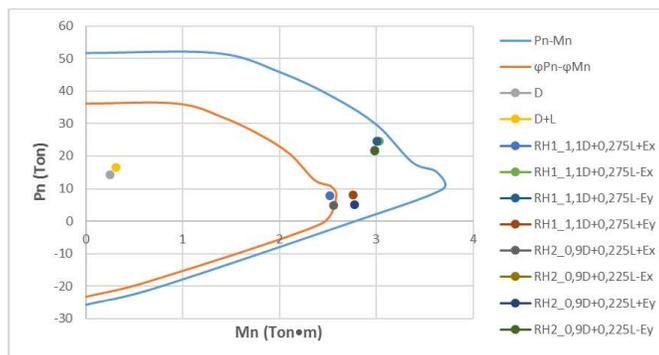
5.1.3.4.4 Capacidad de columnas adicionales y existentes

Con la representación de las columnas en el software estructural se procede a analizar la capacidad a flexo-compresión de las columnas mediante los diagramas de interacción.

Figura 5.43 Flexo-compresión columnas 50x55 [cm]

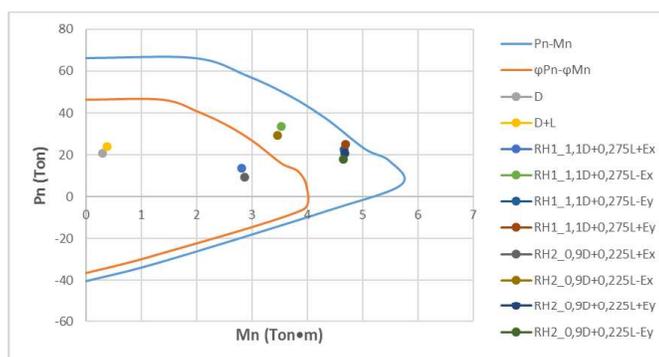
ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 5.44 Flexo-compresión columnas 30x30 [cm]



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Figura 5.45 Flexo-compresión columnas 30x35 [cm]



ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Como se observa en la gráfica **Figura 5.43** a pesar de las dimensiones de la columna, varias de las solicitaciones se hallan fuera de la curva nominal. No se considera aumentar las dimensiones de la columna ya que estas serían excesivamente grandes para este tipo de edificación.

Por otra parte, en la **Figura 5.44** y **Figura 5.45** se observa que la adición de las nuevas columnas ayuda a que las solicitaciones disminuyan, es así que algunas se hallan dentro de la curva utilizable, mientras que otras se hallan entre la curva utilizable y la curva nominal de la columna.

La Alternativa 3 para reforzamiento del edificio Arcos no es factible, debido a que no es suficiente adicionar un nuevo elemento columna donde pueda garantizar la seguridad de la estructura, como podemos observar en la Sección 5.1.3.4.4, la

sección transversal de las columnas adicionales presentan una gran dimensión que comparados con el encamisado de columnas, las solicitaciones de estas, ya se hallan dentro de la curva utilizable de flexo-compresión de la columnas.

5.2 FACTIBILIDAD DE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

Para determinar la factibilidad de las alternativas de reforzamiento se procederá a realizar un presupuesto referencial de los materiales que van a ser utilizados en las alternativas 1 y 2 debido a que la alternativa 3 fue descartada.

Además, en el presente proyecto no se realizó el análisis de reforzamiento de la cimentación, por lo tanto, el presupuesto referencial de los materiales es únicamente para las alternativas mencionadas.

5.2.1 ANÁLISIS ECONÓMICO

En base al cálculo de las cantidades de los materiales de cada una de las alternativas de refuerzo y con el fin de obtener costos lo más reales posibles, se procedió a consultar a varios proveedores de materiales de construcción, siendo estos distribuidores y fabricantes.

En la **Tabla 5.20** y **Tabla 5.21** se muestra los materiales con sus respectivas cantidades y costos considerados para la construcción de las distintas alternativas.

Tabla 5.20 Presupuesto Referencial de materiales de Alternativa 1

RESUMEN DE MATERIALES						
No	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	
1	Bloque de hormigón (15x20x40) cm	u	3101	\$ 0.37	\$ 1,147.37	
2	Bloque de hormigón (12x20x40) cm	u	713	\$ 0.35	\$ 249.55	
3	Cemento Saco 50 Kg	saco	151	\$ 8.25	\$ 1,245.75	
4	Arena fina	m ³	20.00	\$ 13.75	\$ 275.03	
5	Agua	m ³	0.51	\$ 0.66	\$ 0.33	
6	Aditivo epóxico para mortero viejo-nuevo	m ²	149.56	\$ 10.90	\$ 1,630.15	
7	Epóxico anclaje para varillas, pernos y perfiles metálicos (300cc)	cartucho	15	\$ 20.55	\$ 308.25	
8	Malla electrosoldada r-126 (15m ²)	m ²	299.11	\$ 2.41	\$ 721.85	
9	Acero de refuerzo Φ 14 mm	Kg	74.54	\$ 0.90	\$ 67.08	
9	Acero de refuerzo Φ 10 mm	Kg	524.92	\$ 0.90	\$ 472.43	
10	Acero de refuerzo Φ 4 mm	Kg	63.06	\$ 0.90	\$ 56.76	
11	Alambre galvanizado No. 18	Kg	11.70	\$ 2.15	\$ 25.13	
TOTAL					\$	6,199.68

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Tabla 5.21 Presupuesto Referencial de materiales de Alternativa 2

RESUMEN DE MATERIALES						
No	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	
1	Perfil de acero IPE-160	u	31	\$ 122.63	\$ 3,801.53	
2	Perfil de acero HEB-220	u	8	\$ 940.00	\$ 7,520.00	
3	Varilla sismo-resistente soldable ϕ 10 mm	Kg	11.85	\$ 0.90	\$ 10.66	
4	Espárragos 3/8"x 5 1/8" (incluye tuerca y arandela)	u	843	\$ 8.00	\$ 6,744.00	
5	Aditivo epóxico para hormigón viejo-nuevo (1Kg)	u	68.08	\$ 16.66	\$ 1,134.21	
6	Epóxico anclaje para varillas, pernos y perfiles metálicos (300cc)	cartucho	70.68	\$ 20.55	\$ 1,452.44	
7	Suelda electrodo E-7018 (5.0x450) mm	Kg	0.65	\$ 5.00	\$ 3.26	
8	Acero de refuerzo Φ 10 mm	Kg	466	\$ 0.90	\$ 419.40	
9	Acero de refuerzo Φ 16mm, 6 m	Kg	2420	\$ 0.90	\$ 2,178.00	
10	Alambre galvanizado No. 18	Kg	57.72	\$ 2.15	\$ 123.98	
11	Hormigón f'c=210 kg/cm ² (hormigón, transporte, bomba, aditivo)	m ³	33.64	\$ 84.00	\$ 2,825.67	
TOTAL					\$ 26,213.15	

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

5.3 PROPUESTA DE LA OPCIÓN ÓPTIMA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

5.3.1 Matriz de decisión

Con el fin de poder emitir una propuesta de refuerzo viable a la edificación en análisis, se emplea una matriz de decisión en base a criterios generales para la elección de la alternativa de refuerzo óptima.

Tabla 5.22 Matriz de decisión

MATRIZ DE DECISION		ALTERNATIVAS DE REFUERZO	
		AR1	AR2
CRITERIOS	Aumento peso refuerzo (Ton)	23.98	46.35
	Cortante basal (Ton)	51.13	37
	Periodo Fundamental (s)	0.129	0.52
	Deriva máxima (%)	0.029	1.43
	Costo de Materiales (USD)	6,199.68	26,213.15

ELABORADO POR: Cuasqui & Merizalde

Como se observa en la matriz de decisión, la alternativa 1 es la más viable para el reforzamiento del Edificio Arcos, esto es debido a que:

- A pesar de que se propone enchapar todas las paredes, el peso del refuerzo resulto ser el menor de las alternativas.
- Se observa que el sistema está obligado a resistir una gran carga sísmica.
- El periodo fundamental indica que esta alternativa hace a la edificación, la más rígida de todas las alternativas y como consecuencia presenta menor deriva inelástica.
- El factor económico es uno de los criterios más importantes y decisivos, siendo esta alternativa aproximadamente 4 veces menor en costo a la alternativa 2.

5.3.2 Planos estructurales

Los planos estructurales se hallan en el ANEXO No. 1.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- Para el presente proyecto, se observó que el resultado de la prueba de compresión de núcleos varía en un 0.84 % al resultado de la prueba del esclerómetro, por lo que se podría adoptar cualquiera de los dos valores de resistencia a la compresión del hormigón. Sin embargo, las normativas especifican que el ensayo válido para determinar la resistencia a compresión del hormigón es la prueba de núcleos.
- Al no contar con el asesoramiento de un profesional de la construcción, se observó que el edificio Arcos presenta patologías tales como, posible efecto martilleo y posibles problemas en elementos estructurales (columnas, vigas y losas); los cuales fueron comprobados mediante un análisis estructural a nivel de elemento.
- Del análisis se determinó que los elementos resistentes a carga vertical y horizontal presentan deficiencias para cubrir las solicitaciones de carga ante la ocurrencia de un sismo, esto es debido a que no se cumplen los requerimientos mínimos de diseño sismo-resistente establecidos en la normativa actual.
- A pesar de que la edificación se halla en obra gris, se pudo determinar que el sistema de pórticos con losas planas es deficiente, representado en el chequeo de derivas; en donde, la mayor deriva inelástica presenta un 3.3% lo que induciría al daño de elementos no estructurales y a su vez en la ocurrencia de un sismo, pondría en peligro a la seguridad de los usuarios que habiten en él.
- Del análisis de sismo-resistencia de la edificación (análisis estructural) se determinó, que la vulnerabilidad sísmica es alta, en tanto que, mediante el análisis de vulnerabilidad sísmica propuesta por la Guía Práctica de Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras, se determinó que la vulnerabilidad de la edificación es media.

- Transformando el sistema de pórticos que presenta la edificación a un sistema de mampostería enchapada, y debido a la idealización de que el enchape va a trabajar como un muro a corte, se disminuyó el factor R, lo que conlleva a que la edificación deberá soportar una carga sísmica que se halla alrededor de un 40% de su propio peso. Además, como consecuencia, la deriva máxima para este sistema disminuye a 1% permitido en la normativa vigente. Sin embargo, el comportamiento de la edificación es satisfactorio.
- Para el encamisado de columnas y refuerzo de vigas-losas, no se altera el sistema aporticado debido a que los refuerzos se los realiza a nivel de elemento. En donde, realizando únicamente el encamisado de las columnas, se determinó que no es suficiente para rigidizar a la edificación, la mejor manera de hacerlo fue aumentando la inercia de las vigas mediante el refuerzo con perfiles de acero.
- De la matriz de decisión, se determinó que la alternativa óptima para el presente proyecto, excluyendo la mano de obra, es el sistema de mampostería enchapada; en donde, no se requiere personal calificado como en el encamisado de columnas y refuerzo de vigas-losas, lo que aumentaría aún más el costo total de la construcción.

6.2 RECOMENDACIONES

- Para casos en los que se requiera realizar el análisis de una edificación que se encuentra adosada, es necesario obtener datos de rigidez de las edificaciones colindantes, con el fin de representarlas ya sea como resortes en las losas de la edificación en estudio, y de esta manera obtener un modelo lo más aproximado a la realidad.
- Es necesario realizar un análisis estructural para determinar de manera detallada la vulnerabilidad de cualquier estructura, debido a que la Guía Práctica de Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructura, proporciona una calificación de vulnerabilidad basándose solo en aspectos visuales.
- De ser necesario realizar un refuerzo de losas, la implementación perfiles de acero es una opción rápida y sencilla de llevar a cabo, sin embargo, el costo

tanto del material como del personal calificado para llevarla a cabo, puede ser una desventaja.

- La opción de enchapado de mampostería, puede ser la mejor alternativa de refuerzo para edificaciones de hasta 4 pisos, esto es debido a que las cargas que soportan estas edificaciones son bajas en comparación a edificios de alturas considerables.
- Para la modelación de los enchapes en el software estructural, en caso de tener pocas columnas y que estas compartan una columna para piers en dos sentidos como el presente proyecto, se recomienda realizar el análisis y modelación para cada sentido, debido a que el software estructural no reconoce que la columna trabaja en los dos sentidos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alanoca, A. (2008). Reparación y refuerzo de estructuras de concreto y mampostería. (Proyecto de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil no Publicado) Universidad Andina del Cusco, Cusco, Perú.

Albán, F. (2015). Presupuestos de Construcción y reajuste de precios. (1ra ed.). Quito, Ecuador: Mendieta.

Albuja Jaramillo, D.R. y Pantoja Taez, J.X. (2017). Estudio del reforzamiento de la mampostería de bloque de hormigón con malla electrosoldada mediante ensayos destructivos (Proyecto de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil Mención Estructuras no publicado). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

Alvarado, A., Ruiz, M., Mothes, P., Yepes, H., Segovia, M., Vaca, M., Ramos, C., Enríquez, W., Ponce, G., Jarrín, P., Aguilar, J., Acero, W., Vaca, S., Singaicho, J. C., Pacheco, D., y Córdova, A. (2018). Seismic, Volcanic, and Geodetic Networks in Ecuador: Building Capacity for Monitoring and Research. *Seismological Research Letters*. Recuperado de <https://www.researchgate.net/publication/323324218>. doi: 10.1785/0220170229.

Astorga, A. y Rivero, P. (2009). Patologías en las Edificaciones. Recuperado de http://chacao.gob.ve/eduriesgo/vulnerabilidad_archivos/04_patologias_en_las_edificaciones.pdf (abril,2018).

Avilés Ponce, L.R. (2013). Caracterización geológica-geotécnica del sur de la ciudad de Quito (Trabajo de Grado presentado como requisito parcial para optar el Título de Grado en Ingeniería en Geología). Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.

Benavides, P. (2017). Plan de prevención y respuesta ante eventos adversos en el DMQ-IV trimestre AÑO 2017. Secretaría de Seguridad y Gobernabilidad.

Bonett Díaz, R. L. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada (Tesis Doctoral).

Borja Escobar, L.F. y Torres Tamayo, M. J. (2015). Diseño del reforzamiento estructural de un edificio de departamentos de 4 plantas ubicado en el sector de Quitumbe, ciudad de Quito, provincia de Pichincha (Proyecto de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil Mención Estructuras no publicado). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

Borja Suárez, M.A. (2016). Correlación entre la resistencia real del concreto y el ensayo no destructivo de esclerometría para muestras de concreto en el departamento de Lambayeque (Proyecto de titulación previo a la obtención de Maestría en Ciencias Mención Gerencia de Obras y Construcción). Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, Lambayeque, Perú.

Cánovas M. (2013). Refuerzos estructurales mediante encolado de armaduras. ASINTO, Madrid, España.

Centro Nacional de Prevención de Desastres (CNPD), (S.F.). Evaluación Simplificada de la Vulnerabilidad Sísmica de Viviendas. Recuperado de <http://sismos.gob.mx/work/models/sismos/Resource/35/1/images/evaluacion.pdf> (abril, 2018).

Chacón Guerra, E. J. y Lema Carrera, G. A. (2012). Estudio comparativo de elementos fabricados de hormigón con material reciclado PET (Polietileno Tereftalato) y de hormigón convencional (Proyecto de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

Comisión Guatemalteca de Normas Ministerio de Economía (2011). Método de ensayo. Determinación del número de rebote en concreto endurecido, de conformidad con la Norma Técnica Guatemalteca (NTG 41017 h11). Recuperado de <https://conred.gob.gt/site/normas/NRD3/NTG41017h11%20.pdf> (abril, 2018).

Correa Vallejo, M.B. y Machado Salazar, L. A. (2012). Análisis comparativo Económico-Estructural entre sistemas constructivos tradicionales y un sistema constructivo alternativo liviano (Proyecto de titulación previo a la obtención del título

de Ingeniero Civil Mención Estructuras no publicado). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

Das, Brajas M. (2014). Principios de Ingeniería de cimentaciones. (Octava Ed.). Boston, USA: Cengage Learning.

Duque, G. y Escobar, C. (2016). Capítulo 3. Estructura del suelo y granulometría. Recuperado de <http://www.bdigital.unal.edu.co/1864/4/cap3.pdf> (abril, 2018).

Fernández Pichucho, L. A. y Paredes Bernal, P. J. (2010). Investigación Teórico Experimental de un Sistema Estructural Alternativo (Proyecto de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

Flor Arroyo, A.D. (2016). Determinación de ángulo de fricción y cohesión del suelo mediante correlaciones obtenidas en los ensayos de plasticidad, módulo de elasticidad y NSPT de suelos de tres sectores de la ciudad de Quito (Disertación de grado previo a la obtención del título de Ingeniero Civil). Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito, Ecuador.

Gómez Cortes, J.G., (1987). Determinación del índice esclerométrico en hormigones: factores que lo afectan. Scimago Journal & Country Rank Recuperado de <https://www.scimagojr.com/journalsearch.php?q=19700173003&tip=sid&clean>.

Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IGEPN), (2017). Mapa Interactivo del evento del 16 de abril de 2016. Recuperado de <http://www.igepn.edu.ec/mapas/mapa-eq20160416> (abril, 2018).

Juárez, E. y Rico, A. (2005). Mecánica de Suelos I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Balderas, México: Editorial Limusa, S.A. de C.V. Grupo Noriega Editores.

Kious, J. & Tilling, R. (2016). This Dynamic Earth: the Story of Plate Tectonics. USGS. Online edition.

López Rodríguez, F., Rodríguez Rodríguez, V., Santa Cruz Astorgui, J., Torreño Gomez, I. y Ubeda de Mingo P. (2016). Manual de Patología de la Edificación. (Primera Ed.). España: Ventura Rodríguez.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda y Secretaría de Gestión de Riesgos (2016). Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de reestructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 (NEC 15 - R). Recuperado de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wpcontent/uploads/downloads/2016/10/GUIA-5-EVALUACION-Y-REHABILITACION1.pdf> (marzo, 2018).

Porco, G., Valer, G y Romano, D. (2013). Las técnicas de ensayos no destructivos para el control de materiales y de estructuras de Ingeniería Civil. Recuperado de http://www.sismlab.com/doc/IXCORENDE_Trabajo_Porco_Romano_Valer_Monte_ro.pdf (abril, 2018).

Ramírez J. (2015). Refuerzo de pilares de hormigón armado. Informes de la Construcción no 272 y 290.- Instituto Eduardo Torroja, Madrid, España.

Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S. y Yepes, H. (2007). Breves fundamentos sobre los Terremotos en el Ecuador. Quito, Ecuador: Corporación Editora Nacional.

Rojas Henao, L. M. (2012). Ensayos de información y extracción de probetas testigo en hormigones autocompactantes (Proyecto de titulación previo a la obtención Doctorado en Ingeniería Civil). Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.

Sapón, X., Alvarez, L., Orozco, H., Molina, K., Chang, R., De León, M., Sazo, R., Mejicanos, D., Ramos, E., Arévalo, J., Quintanilla, O., Callejas, R., Quiñonez, M., Díaz, A., Vásquez, A., Galindo, J., Quiñonez, S., Sevilla, S., Palencia, J., Nájera, V. y Córdova, A. (2011). Norma Técnica Guatemalteca (NTG 41017h38). Comisión Guatemalteca de Normas. Guatemala.

Sánchez Aguilar M. A. R. (2010). Diseño sísmico basado en desempeño para una edificación esencial de concreto reforzado (Tesis de maestría para obtener el título de Maestría en Ciencias en Ingeniería y Administración de la Construcción).

Recuperado de la base de datos Repositorio Institucional del Tecnológico de Monterrey.

Singaucho, J.C. (2009). Mapa de máximas intensidades sísmicas del Ecuador. Criterios estructurales para mejorar la estimación de intensidades (Proyecto de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

Wang, Z. (2006). Understanding Seismic Hazard and Risk Assessments: an example in the new Madrid Seismic zone of the Central United States. Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/228564457_Understanding_seismic_hazard_and_risk_assessments_An_example_in_the_New_Madrid_Seismic_Zone_of_the_central_United_States (abril, 2018).

Werlinger, Camilo. (2004). Biología Marina y Oceanografía: Conceptos y Procesos. (Primera Ed.). Concepción, Chile: Fondo Nacional del libro y la lectura.

ANEXOS

ANEXO No. 1

PLANOS ARQUITECTÓNICOS DE LA EDIFICACIÓN EXISTENTE

ANEXO No. 2

PLANOS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN EXISTENTE

ANEXO No. 3
PRUEBA DEL ESCLERÓMETRO

ANEXO No. 4
ENSAYO DE NÚCLEOS DE HORMIGÓN

ANEXO No. 5

DEFLEXIONES EN LOSAS DE LA EDIFICACIÓN

ANEXO No. 6

EVALUACIÓN VISUAL DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

ANEXO No. 7
PLANOS ESTRUCTURALES ALTERNATIVA 1

ANEXO No. 8

PLANOS ESTRUCTURALES ALTERNATIVA 2

ANEXO No. 9
CATÁLOGO DIPAC PERFILES IPE

ANEXO No. 10
CATÁLOGO DIPAC PERFILES HEB

ANEXO No. 11
CÁTALOGO DIPAC PERFIL G