

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL PARA LA
AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO “INSTITUTO TECNOLÓGICO
SUPERIOR POLICÍA NACIONAL DEL NORTE”**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS**

CHÁVEZ CACHAGO CAROL DAIYANA

carol.chavez@epn.edu.ec

GÓMEZ SOTO JOSÉ ESTEBAN

jose.gomez@epn.edu.ec

DIRECTOR: ING. Ph.D. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ

luis.hernandezr@epn.edu.ec

CODIRECTOR: ING. M.Sc. EDGAR DAVID MORA MARTÍNEZ

edgar.mora@epn.edu.ec

Quito, agosto 2020

DECLARACIÓN

Nosotros, CHÁVEZ CACHAGO CAROL DAIYANA Y GÓMEZ SOTO JOSÉ ESTEBAN, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para 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 normatividad institucional vigente.

**CHÁVEZ CACHAGO
CAROL DAIYANA**

**GÓMEZ SOTO
JOSÉ ESTEBAN**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por CHÁVEZ CACHAGO CAROL DAIYANA y GÓMEZ SOTO JOSÉ ESTEBAN bajo mi supervisión.

Ing. Ph.D. Luis Tinerfe Hernández Rodríguez

DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTO

A Dios, por todas las bendiciones recibidas y por haberme brindado salud y fortaleza para conseguir una meta más.

A mis padres David y Marlene por ser un ejemplo de lucha y perseverancia, gracias por su amor, motivación y apoyo incondicional en cada paso de mi vida.

A mis hermanos, Daysi y David, por estar en cada momento conmigo y siempre brindarme su ayuda a pesar de mi mal genio. Por compartir mis tristezas y siempre sacarme una sonrisa. Mi vida no sería igual sin ustedes.

A Esteban, por su paciencia y empuje en cada momento dentro y fuera de la universidad. Por compartir tantas experiencias a lo largo de todo este tiempo.

Al Centro de Investigación de la Vivienda, gracias a cada uno de los ingenieros por sus conocimientos compartidos. A la facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela Politécnica Nacional por brindarme la oportunidad de aprender cada día de sus docentes y permitirme haber vivido momentos especiales dentro de sus instalaciones. A cada uno de mis maestros, gracias por darme las bases para plantearme nuevas metas. De manera especial a mis tutores de tesis el Ing. PhD. Luis Hernández e Ing. M.Sc. David Mora.

A mis amigos y compañeros que me brindaron su ayuda a lo largo de toda la carrera, en especial a Edwin, Miguel, Daniela, Steven, Raúl, Karina, MaryCris y Alexis, quienes desde el primer día me ofrecieron su sincera amistad.

A todas las personas que desinteresadamente me brindaron su ayuda.

Carol

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mi familia que me ha apoyado durante toda la carrera, a la ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL por permitirme formar parte de la misma, en especial a la facultad de INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL que me ha brindado todos los recursos necesarios para que pueda crecer como profesional.

Agradezco a los laboratorios CIV, LEMSUR y al Instituto Geofísico que me ayudaron en realizar la parte experimental para el presente trabajo de titulación, en especial al CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA donde pude finalizar mis pasantías.

A mi director y codirector de tesis el Ing. PhD. Luis Hernández y Ing. M.Sc. David Mora, que fueron guías y me brindaron sus conocimientos para que pueda seguir con mi carrera.

Al grupo de trabajo del Centro de Investigación de la Vivienda, que me apoyaron con sus conocimientos para poder realizar el presente trabajo.

A mis compañeros pasantes Paolo, Andrés, Víctor, Cristhian, Jonny, Ricardo, Byron, Rommel, Marcelo, Carla, Andreina... del Centro de Investigación de la Vivienda que colaboraron en el proyecto, del cual este trabajo de titulación formó parte y siempre estuvieron colaborando en cualquier problema que se presentara.

A mis compañeros de clase con los que trabajé y fui adquiriendo experiencia a lo largo de toda la carrera. A todos los docentes que me ayudaron y guiaron para que pueda cumplir con uno de mis objetivos, gracias por todo el conocimiento que me impartieron.

José Esteban

DEDICATORIA

Este trabajo de titulación se lo dedico a mis padres, David y Marlene, y a mis hermanos Daysi y David, quienes creyeron siempre en mí.

Carol

El presente proyecto de titulación se lo dedico a mi madre María y a mis hermanos Enricher, Jeaneth, Augusto, Michael y Franklin quienes siempre han estado apoyándome para que pueda tener la oportunidad de ser un profesional y que siga adelante con mis estudios.

José Esteban

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
AGRADECIMIENTO	IV
AGRADECIMIENTO	V
DEDICATORIA	VI
CONTENIDO	VII
ÍNDICE DE TABLAS	XI
ÍNDICE DE FIGURAS	XVI
RESUMEN	XIX
ABSTRACT	XX
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1. OBJETIVOS	2
1.1.1. OBJETIVO GENERAL	2
1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.2. HIPÓTESIS	3
1.3. ALCANCE	3
1.4. JUSTIFICACIÓN	3
1.4.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA	3
1.4.2. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA	4
1.4.3. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA	5
CAPÍTULO 2	6
MARCO TEÓRICO	6
2.1. RIESGO SÍSMICO	6

2.1.1.	AMENAZA SÍSMICA.....	7
2.1.2.	VULNERABILIDAD SÍSMICA	9
2.2.	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL.....	9
2.2.1.	SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	11
2.2.2.	DEFICIENCIAS SÍSMICAS.....	12
2.2.3.	PRUEBAS DESTRUCTIVAS	16
2.2.4.	PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS.....	17
2.3.	REHABILITACIÓN SÍSMICA.....	21
2.3.1.	NIVELES DE DESEMPEÑO	21
2.3.2.	OBJETIVO DE REHABILITACIÓN	23
2.3.3.	ESTRATEGIAS DE REHABILITACIÓN	23
2.3.4.	VERIFICACIÓN DE LA REHABILITACIÓN	24
2.4.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	24
2.4.1.	ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL	25
2.4.2.	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	25
2.4.3.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	27
2.4.4.	CURVA DE CAPACIDAD	28
2.4.5.	ESPECTRO DE CAPACIDAD-DEMANDA	29
2.5.	CRITERIOS PARA MAMPUESTOS EN EL PLANO.....	29
2.5.1.	MODELO PUNTAL EQUIVALENTE EN PÓRTICOS RELLENOS	30
2.5.2.	MODELO PUNTAL EQUIVALENTE PARA PÓRTICOS RELLENOS CON ABERTURAS.....	31
2.5.3.	MODELO HISTERÉTICO DE PÍVOT.....	33
CAPÍTULO 3.....		35
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL.....		35
3.1.	DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN	35

3.1.1.	UBICACIÓN.....	35
3.1.2.	DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA.....	36
3.1.3.	DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL.....	37
3.2.	CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE MATERIALES.....	40
3.2.1.	HORMIGÓN DE LA SUPERESTRUCTURA.....	40
3.2.2.	HORMIGÓN DE LA SUBESTRUCTURA.....	46
3.2.3.	ACERO ESTRUCTURAL.....	46
3.2.4.	SUELO.....	47
3.2.5.	MAMPOSTERÍA.....	48
3.3.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	50
3.3.1.	CÁLCULO DE CARGAS.....	50
3.3.2.	CARGA SÍSMICA.....	51
3.3.3.	DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS POR PISO.....	54
3.3.4.	COMBINACIÓN DE CARGAS PARA EVALUACIÓN.....	55
3.3.5.	MODELACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.....	56
3.3.6.	COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	63
3.4.	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	64
3.4.1.	ESPECTRO DE DISEÑO.....	64
3.4.2.	CALIBRACIÓN DE MODELO.....	66
3.4.3.	COMBINACIONES DE FUERZAS SÍSMICAS.....	68
3.4.4.	DERIVAS MÁXIMA INELÁSTICA.....	70
CAPÍTULO 4.....		74
DISEÑO AMPLIATORIO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.....		74
4.1.	ANÁLISIS DE EDIFICACIÓN PROYECTADA.....	74
4.1.1.	DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DE PROYECCIÓN.....	74
4.1.2.	MODELACIÓN DE NUEVOS ELEMENTOS.....	74

4.1.3.	CÁLCULO DE CARGAS.....	84
4.1.4.	CARGA SÍSMICA	85
4.1.5.	ANÁLISIS LINEAL	86
4.1.6.	COMBINACIONES DE CARGA PARA ANÁLISIS NO LINEAL.....	89
4.1.7.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	90
4.1.8.	VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS CON AMPLIACIÓN.....	102
4.1.9.	RESUMEN DE EVALUACIÓN SÍSMICA	115
4.2.	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.....	117
4.2.1.	COMBINACIONES DE CARGA PARA REFORZAMIENTO.....	118
4.2.2.	PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO.....	118
4.2.3.	REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCHAPE DE PAREDES.....	122
4.2.4.	REFORZAMIENTO MEDIANTE DISIPADORES BRB.....	148
4.2.5.	VERIFICACIÓN DE LA CIMENTACIÓN	163
4.2.6.	PRESUPUESTO REFERENCIAL DEL REFORZAMIENTO	168
CAPÍTULO 5.....		169
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		169
5.1.	CONCLUSIONES.....	169
5.2.	RECOMENDACIONES.....	172
BIBLIOGRAFÍA.....		174
ANEXOS.....		182

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2. 1 Niveles de Amenaza Sísmica	7
Tabla 2. 2 Valores del factor Z en función de la zona sísmica.....	8
Tabla 2. 3 Procedimientos sistemáticos	10
Tabla 2. 4 Requerimiento para recolección de datos	11
Tabla 2. 5 Deficiencias en configuración.....	14
Tabla 2. 6 Calidad del hormigón por velocidad de propagación (Agravado)	17
Tabla 2. 7 Niveles de desempeño estructural y no estructural.....	22
Tabla 2. 8 Nivel de desempeño en un edificio	22
Tabla 2. 9 Valores de la relación de amplificación espectral, η	27
Tabla 2. 10 Condición de mampostería por inspección visual.....	33
Tabla 3.1 Coordenadas GPS de la edificación.....	35
Tabla 3.2 Contenido de bloques.....	36
Tabla 3. 3 Tipos de vigas	38
Tabla 3. 4 Tipos de columnas	38
Tabla 3. 5 Alivianamiento de losa	39
Tabla 3. 6 Características de la cimentación.	40
Tabla 3. 7 Resultados de ensayo a compresión de núcleos de hormigón	42
Tabla 3. 8 Resultados de análisis estadístico de extracción de núcleos	43
Tabla 3. 9 Resultados de ensayo de vibraciones ultrasónicas	44
Tabla 3. 10 Factor de mayoración para convertir a valores esperados.....	45
Tabla 3. 11 Resultados de ensayos para la cimentación.....	46
Tabla 3. 12 Resumen de resultados de ensayo triaxial	47
Tabla 3. 13 Parámetro para cálculo de f'_m	49
Tabla 3. 14 Resumen de carga muerta	50
Tabla 3. 15 Carga viva	50
Tabla 3. 16 Coeficiente C_m según caso de estudio	51
Tabla 3. 17 Factores de amplificación del suelo	52
Tabla 3. 18 Coeficientes C_t y α	53
Tabla 3. 19 Coeficiente del cortante basal ASCE 41-17.....	54
Tabla 3. 20 Coeficiente k	54
Tabla 3. 21 Cálculo de la distribución basal, bloque 1	55

Tabla 3. 22	<i>Cálculo de la distribución basal, bloque 2</i>	55
Tabla 3. 23	<i>Propiedades mecánicas del hormigón</i>	56
Tabla 3. 24	<i>Propiedades mecánicas del acero</i>	56
Tabla 3. 25	<i>Propiedades mecánicas de la mampostería</i>	59
Tabla 3. 26	<i>Ancho de puntal equivalente, paredes rellenas en bloque 1</i>	59
Tabla 3. 27	<i>Ancho de puntal equivalente, paredes rellenas en bloque 2</i>	59
Tabla 3. 28	<i>Ancho de puntal equivalente, medias paredes en bloque 1</i>	60
Tabla 3. 29	<i>Ancho de puntal equivalente, paredes con aberturas en bloque 1</i>	60
Tabla 3. 30	<i>Ancho de puntal equivalente, medias paredes en bloque 2</i>	61
Tabla 3. 31	<i>Ancho de puntal equivalente, paredes con aberturas en bloque 2</i>	61
Tabla 3. 32	<i>Espesor equivalente de un bloque de 15[cm]</i>	62
Tabla 3. 33	<i>Altura equivalente para la cimentación</i>	63
Tabla 3. 34	<i>Comparación de pesos estructurales</i>	63
Tabla 3. 35	<i>Corrección del factor C_v</i>	64
Tabla 3. 36	<i>Resultados del ensayo de vibraciones ambientales</i>	67
Tabla 3. 37	<i>Calibración del modelo matemático</i>	67
Tabla 3. 38	<i>Resultados obtenidos del cortante basal dinámico</i>	69
Tabla 3. 39	<i>Resultados del cortante basal dinámico corregido.</i>	69
Tabla 3. 40	<i>Deriva máxima permitida</i>	71
Tabla 3. 41	<i>Derivas Inelásticas, bloque 1</i>	71
Tabla 3. 42	<i>Derivas Inelásticas, bloque 2</i>	72
Tabla 4. 1	<i>Propiedades mecánicas del hormigón para la ampliación</i>	75
Tabla 4. 2	<i>Propiedades mecánicas del acero para la ampliación</i>	75
Tabla 4. 3	<i>Sección y refuerzo resultante del diseño de vigas, bloque 1</i>	77
Tabla 4. 4	<i>Sección y refuerzo resultante del diseño de vigas, bloque 2</i>	77
Tabla 4. 5	<i>Sección y refuerzo resultante del diseño de losas, bloque 1</i>	78
Tabla 4. 6	<i>Sección y refuerzo resultante del diseño de losas, bloque 2</i>	78
Tabla 4. 7	<i>Acero longitudinal para columnas</i>	79
Tabla 4. 8	<i>Acero de confinamiento para columnas</i>	79
Tabla 4. 9	<i>Acero de corte para columnas</i>	79
Tabla 4. 10	<i>Consideraciones para conexión viga-columna</i>	80
Tabla 4. 11	<i>Consideraciones para conexión viga-columna bloque 1 ramas largas</i>	80

Tabla 4. 12	<i>Resistencia a flexión bloque 1 ramas largas</i>	81
Tabla 4. 13	<i>Consideraciones para conexión viga-columna bloque 1 ramas cortas</i>	81
Tabla 4. 14	<i>Resistencia a flexión bloque 1 ramas cortas</i>	81
Tabla 4. 15	<i>Consideraciones para conexión viga-columna bloque 2 ramas largas</i>	82
Tabla 4. 16	<i>Resistencia a flexión bloque 2 ramas largas</i>	82
Tabla 4. 17	<i>Consideraciones para conexión viga-columna bloque 2 ramas cortas</i>	82
Tabla 4. 18	<i>Resistencia a flexión bloque 2 ramas cortas</i>	83
Tabla 4. 19	<i>Resumen de carga muerta</i>	85
Tabla 4. 20	<i>Carga viva</i>	85
Tabla 4. 21	<i>Coefficiente del cortante basal ASCE 41-17, bloque 1</i>	85
Tabla 4. 22	<i>Coefficiente del cortante basal ASCE 41-17, bloque 2</i>	86
Tabla 4. 23	<i>Calibración de periodos estado actual con elementos tipo link</i>	86
Tabla 4. 24	<i>Periodos del modelo ampliado con elementos tipo link</i>	87
Tabla 4. 25	<i>Modos de vibración bloque 1 ampliado</i>	87
Tabla 4. 26	<i>Modos de vibración bloque 2 ampliado</i>	88
Tabla 4. 27	<i>Comparación de resultados de cortante basal</i>	88
Tabla 4. 28	<i>Cálculo de la distribución basal bloque 1 ampliado</i>	88
Tabla 4. 29	<i>Cálculo de la distribución basal bloque 2 ampliado</i>	89
Tabla 4. 30	<i>Resultados de la curvas de capacidad</i>	96
Tabla 4. 31	<i>Formación de rótulas plásticas, bloque 1</i>	99
Tabla 4. 32	<i>Formación de rótulas plásticas, bloque 2</i>	100
Tabla 4. 33	<i>Derivas máximas en el punto de desempeño bloque 1</i>	101
Tabla 4. 34	<i>Derivas máximas en el punto de desempeño bloque 2</i>	101
Tabla 4. 35	<i>Mampostería que llega al rango no lineal</i>	102
Tabla 4. 36	<i>Criterios de aceptación</i>	103
Tabla 4. 37	<i>Evaluación de vigas en cortante bloque 1</i>	104
Tabla 4. 38	<i>Evaluación de vigas en cortante bloque 2</i>	105
Tabla 4. 39	<i>Datos de viga E-1-5</i>	105
Tabla 4. 40	<i>Ejemplo control de acero mínimo y máximo</i>	106
Tabla 4. 41	<i>Ejemplo separación de estribos en vigas</i>	106
Tabla 4. 42	<i>Ejemplo de comprobación de acero transversal en viga</i>	106
Tabla 4. 43	<i>Evaluación de cortante en columnas bloque 1</i>	108
Tabla 4. 44	<i>Evaluación de cortante en columnas bloque 2</i>	108

Tabla 4. 45	<i>Comprobación de refuerzo longitudinal en columnas</i>	109
Tabla 4. 46	<i>Análisis de la Capacidad de carga columna D-3</i>	110
Tabla 4. 47	<i>Análisis de la Capacidad de Carga columna A-2</i>	111
Tabla 4. 48	<i>Datos para verificación de losa</i>	112
Tabla 4. 49	<i>Verificación de nervios y loseta</i>	112
Tabla 4. 50	<i>Verificación de espesor mínimo</i>	112
Tabla 4. 51	<i>Datos para verificación de cimentación</i>	113
Tabla 4. 52	<i>Datos obtenidos del modelo (Etabs)</i>	113
Tabla 4. 53	<i>Cálculos iniciales para verificación de cimentación</i>	113
Tabla 4. 54	<i>Verificación de la cimentación a corte</i>	114
Tabla 4. 55	<i>Verificación de la cimentación por punzonamiento</i>	114
Tabla 4. 56	<i>Verificación de la cimentación a flexión</i>	114
Tabla 4. 57	<i>Resumen de evaluación estructural</i>	115
Tabla 4. 58	<i>Comparación análisis lineal y no lineal</i>	116
Tabla 4. 59	<i>Comparación de derivas análisis lineal y no lineal</i>	117
Tabla 4. 60	<i>Relación de aspecto para muros</i>	119
Tabla 4. 61	<i>Verificación de placa de Gusset</i>	122
Tabla 4. 62	<i>Relación de aspecto para muros, bloque 1</i>	124
Tabla 4. 63	<i>Relación de aspecto para muros, bloque 2</i>	124
Tabla 4. 64	<i>Conectores para columna</i>	126
Tabla 4. 65	<i>Propiedades de grapas para unir malla electrosoldada</i>	126
Tabla 4. 66	<i>Alternativas de modelación de enchapes realizadas</i>	126
Tabla 4. 67	<i>Cálculo del peso del enchape para el bloque 1</i>	128
Tabla 4. 68	<i>Cálculo del peso del enchape para el bloque 2</i>	128
Tabla 4. 69	<i>Comparación de resultados de cortante basal</i>	128
Tabla 4. 70	<i>Cálculo de la distribución basal bloque 1 reforzado</i>	129
Tabla 4. 71	<i>Cálculo de la distribución basal bloque 2 reforzado</i>	129
Tabla 4. 72	<i>Cantidad de acero requerida en el muro P3, Bloque 1</i>	131
Tabla 4. 73	<i>Verificación de la cuantía mínima para enchape bloque 1</i>	132
Tabla 4. 74	<i>Verificación de la cuantía mínima para enchape bloque 2</i>	132
Tabla 4. 75	<i>Verificación de corte para enchape bloque 1</i>	133
Tabla 4. 76	<i>Verificación de corte para enchape bloque 2</i>	133
Tabla 4. 77	<i>Verificación demanda/ capacidad para enchape bloque 1 y bloque 2</i>	135

Tabla 4. 78 <i>Formación de rótulas plásticas en elementos “Shell”</i>	138
Tabla 4. 79 <i>Deriva máxima permitida</i>	139
Tabla 4. 80 <i>Derivas Inelásticas en sentido X-X, bloque 1</i>	139
Tabla 4. 81 <i>Derivas Inelásticas en sentido Y-Y, bloque 1</i>	140
Tabla 4. 82 <i>Derivas Inelásticas en sentido X-X, bloque 2</i>	140
Tabla 4. 83 <i>Derivas Inelásticas en sentido Y-Y, bloque 2</i>	141
Tabla 4. 84 <i>Verificación de la deflexión máxima, bloque 1</i>	142
Tabla 4. 85 <i>Verificación de la deflexión máxima, bloque 2</i>	143
Tabla 4. 86 <i>Pushover en enchapes, alternativa 1</i>	144
Tabla 4. 87 <i>Pushover en enchapes, alternativa 2</i>	145
Tabla 4. 88 <i>Pushover en enchapes, alternativa 3</i>	146
Tabla 4. 89 <i>Pushover en enchapes, alternativa 4</i>	147
Tabla 4. 90 <i>Ángulo de inclinación de los disipadores</i>	149
Tabla 4. 91 <i>Resultados de rigidez de los disipadores, bloque 1 y 2</i>	150
Tabla 4. 92 <i>Configuración de disipadores, bloque 1 y 2</i>	151
Tabla 4. 93 <i>Resumen de disipadores</i>	153
Tabla 4. 94 <i>Resultados de ductilidad y amortiguamiento bloque 1 y 2</i>	157
Tabla 4. 95 <i>Formación de rótulas plásticas, bloque 1</i>	158
Tabla 4. 96 <i>Formación de rótulas plásticas, bloque 2</i>	159
Tabla 4. 97 <i>Derivas máximas en el punto de desempeño, bloque 1</i>	159
Tabla 4. 98 <i>Derivas máximas en el punto de desempeño, bloque 2</i>	160
Tabla 4. 99 <i>Propiedades de la placa de Gusset</i>	162
Tabla 4. 100 <i>Dimensiones para placa de Gusset</i>	162
Tabla 4. 101 <i>Capacidad de la placa de Gusset</i>	162
Tabla 4. 102 <i>Definición de resortes “Spring”</i>	164
Tabla 4. 103 <i>Comprobación de esfuerzos máximos.</i>	165
Tabla 4. 104 <i>Comprobación deflexión máxima.</i>	165
Tabla 4. 105 <i>Esfuerzos y deformaciones máximas en cimentación con D+L.</i>	166
Tabla 4. 106 <i>Esfuerzos y deformaciones máximas en cimentación con 0.5(D+L+E).</i>	167
Tabla 4. 107 <i>Presupuesto referencial reforzamiento con disipadores BRB.</i>	168
Tabla 4. 108 <i>Presupuesto referencial reforzamiento con enchape.</i>	168

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2. 1</i> Diagrama de Riesgo Sísmico	6
<i>Figura 2. 2</i> Zonas sísmicas del Ecuador	8
<i>Figura 2. 3</i> Clasificación de suelos de Quito.	9
<i>Figura 2. 4</i> Deficiencias en rigidez y resistencia global	13
<i>Figura 2. 5</i> Extracción de núcleos.....	16
<i>Figura 2. 6</i> Extracción de muestra para ensayo triaxial.....	17
<i>Figura 2. 7</i> Ensayo de velocidad sónica en hormigón IN SITU.....	18
<i>Figura 2. 8</i> Sensores tipo Reftek 160, para el ensayo de vibraciones ambientales.	18
<i>Figura 2. 9</i> Ensayo utilizando el martillo esclerómetro.....	20
<i>Figura 2. 10</i> Ensayo medidor de cobertura y detección de acero (Pachómetro).....	21
<i>Figura 2. 11</i> Objetivos de Rehabilitación.....	23
<i>Figura 2. 12</i> Espectro sísmico elástico de aceleraciones	26
<i>Figura 2. 13</i> Puntal diagonal.....	30
<i>Figura 2. 14</i> Puntales para mampostería con aberturas	31
<i>Figura 2. 15</i> Particularidad de la ley de Pívorot para el puntal diagonal.....	34
<i>Figura 2. 16</i> Modelo estructural empleado para la ley de Pívorot.....	34
<i>Figura 3.1</i> Ubicación edificaciones ITSPN.....	35
<i>Figura 3.2</i> Fachada del Instituto ITSPN	36
<i>Figura 3. 3</i> Simbología para puntos de ensayo	41
<i>Figura 3. 4</i> Ubicación de puntos de ensayo, Planta Baja.	41
<i>Figura 3. 5</i> Ubicación de puntos de ensayo, Planta Alta.	42
<i>Figura 3. 6</i> Definición de propiedades mecánicas del hormigón y acero	57
<i>Figura 3. 7</i> Definición de sección columna, C30x30	57
<i>Figura 3. 8</i> Definición de sección vigas, V25x25	58
<i>Figura 3. 9</i> Definición de sección losas, LOSA1	58
<i>Figura 3. 10</i> Modelo de la estructura utilizando el método de Holmes, bloque 1.....	62
<i>Figura 3. 11</i> Modelo de la estructura utilizando el método de Holmes, bloque 2.....	62
<i>Figura 3. 12</i> Curva de peligro sísmico, Quito.....	65
<i>Figura 3. 13</i> Espectro de diseño para Tr=475 años y Tr=225 años	66
<i>Figura 3. 14</i> Periodos obtenidos del modelo matemático.....	68

<i>Figura 3. 15</i>	Factor de escala para las componente X.....	70
<i>Figura 3. 16</i>	Factor de escala para las componente Y	70
<i>Figura 3. 17</i>	Derivas elásticas, bloque 1	71
<i>Figura 3. 18</i>	Derivas elásticas, bloque 2	72
<i>Figura 3. 19</i>	Sumatoria de masa modal efectiva, bloque 1	73
<i>Figura 3. 20</i>	Sumatoria de masa modal efectiva, bloque 2	73
<i>Figura 4. 1</i>	Propiedades mecánicas de hormigón y acero	76
<i>Figura 4. 2</i>	Modelo ampliado, bloque 1.....	84
<i>Figura 4. 3</i>	Modelo ampliado, bloque 2.....	84
<i>Figura 4. 4</i>	Combinación de cargas CGNL	89
<i>Figura 4. 5</i>	Patrón de carga y punto de control ETABS	90
<i>Figura 4. 6</i>	Curvas de fragilidad para mampostería de bloque, fuerza.....	91
<i>Figura 4. 7</i>	Propiedades no lineales para elementos link	92
<i>Figura 4. 8</i>	Modelo fuerza-deformación/rotación y criterios de aceptación	93
<i>Figura 4. 9</i>	Definición de rótulas plásticas	94
<i>Figura 4. 10</i>	Características de rótulas plásticas para vigas y columnas	95
<i>Figura 4. 11</i>	Representación del Método de Pívor.....	96
<i>Figura 4. 12</i>	Curvas de capacidad para las edificaciones	97
<i>Figura 4. 13</i>	Punto de desempeño, bloque 1.....	98
<i>Figura 4. 14</i>	Punto de desempeño, bloque 2.....	98
<i>Figura 4. 15</i>	Daños en el punto final de la curva de capacidad, B1.....	99
<i>Figura 4. 16</i>	Daños en el punto final de la curva de capacidad, B2.....	100
<i>Figura 4. 17</i>	Diagrama de interacción columna D-3.....	110
<i>Figura 4. 18</i>	Diagrama de interacción columna A-2	111
<i>Figura 4. 19</i>	Componentes de un disipador BRB	120
<i>Figura 4. 20</i>	Configuración de paredes enchapadas, B1.....	123
<i>Figura 4. 21</i>	Configuración de paredes enchapadas, B2.....	123
<i>Figura 4. 22</i>	Propiedades del hormigón para enchapes	125
<i>Figura 4. 23</i>	Propiedades del acero para enchapes	125
<i>Figura 4. 24</i>	Ejemplo de armado de enchapes sin espacio de pared, muro P3	126
<i>Figura 4. 25</i>	Ejemplo de armado de enchapes con espacio de pared, muro P3	127
<i>Figura 4. 26</i>	Enchape utilizando elementos “Frame” y “Shell”, bloque 1.....	127

<i>Figura 4. 27</i>	Enchape utilizando elementos “Shell”, bloque 1	127
<i>Figura 4. 28</i>	Modos de vibración del bloque 1 enchapado, alternativa 1	130
<i>Figura 4. 29</i>	Modos de vibración del bloque 1 enchapado, alternativa 4	130
<i>Figura 4. 30</i>	Flexo-compresión enchape P3 (1) alternativa 2	134
<i>Figura 4. 31</i>	Flexo-compresión enchape P3 (1) alternativa 4	135
<i>Figura 4. 32</i>	Concentración de esfuerzos bloque 2 enchapado	136
<i>Figura 4. 33</i>	Concentración de esfuerzos bloque 2 enchapado	137
<i>Figura 4. 34</i>	Derivas, combinación $1.1Q_D+0.275Q_L-Q_{EX}$, bloque 1	139
<i>Figura 4. 35</i>	Derivas, combinación $1.1Q_D+0.275Q_L+Q_{EY}$ bloque 1	140
<i>Figura 4. 36</i>	Derivas, combinación $1.1Q_D+0.275Q_L-Q_{EX}$, bloque 2	141
<i>Figura 4. 37</i>	Derivas, combinación $1.1Q_D+0.275Q_L+Q_{EY}$, bloque 2	141
<i>Figura 4. 38</i>	Nomenclatura de disipador en disposición diagonal.....	149
<i>Figura 4. 39</i>	Parámetros de disipador BRB	151
<i>Figura 4. 40</i>	Configuración de disipadores BRB, B1	152
<i>Figura 4. 41</i>	Configuración de disipadores BRB, B2.....	152
<i>Figura 4. 42</i>	Curvas de capacidad con disipadores BRB para las edificaciones.....	154
<i>Figura 4. 43</i>	Punto de desempeño para $T_r=475$ años, bloque 1	155
<i>Figura 4. 44</i>	Punto de desempeño $T_r=475$ años, bloque 2.....	155
<i>Figura 4. 45</i>	Punto de desempeño para $T_r=225$ años, bloque 1	156
<i>Figura 4. 46</i>	Punto de desempeño $T_r=225$ años, bloque 2.....	156
<i>Figura 4. 47</i>	Daños en el punto final de la curva de capacidad, B1.....	157
<i>Figura 4. 48</i>	Daños en el punto final de la curva de capacidad, B2.....	158
<i>Figura 4. 49</i>	Nomenclatura para placa Gusset	160
<i>Figura 4. 50</i>	Datos ingresados para placa de Gusset.....	161
<i>Figura 4. 51</i>	Conexión de elementos.....	161
<i>Figura 4. 52</i>	Definición de sección zapata	163

RESUMEN

El presente proyecto del tipo técnico-experimental propone dos alternativas de reforzamiento que actualmente son utilizados, enchape de paredes y disipadores de energía del tipo BRB, para la ampliación de las edificaciones del Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional Norte, ubicado en el norte de Quito dentro del Rancho San Vicente, en la Av. de la Prensa y Juan Galarza. La configuración de las edificaciones son pórticos de hormigón armado y vigas peraltadas, distribuidos en dos bloques separados por una junta constructiva.

La normativa considerada para la evaluación de las edificaciones existentes fue la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-15), la Guía Práctica de Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras (NEC GUIA 5 , 2016). Además, se complementó con códigos extranjeros como (ASCE 41-17, 2017), (FEMA 547, 2006), ASTM y (ACI 318S-14, 2015) de los cuales se utilizaron procesos para la metodología, estudios y ensayos.

El proyecto inició con un levantamiento y recopilación de información arquitectónica y estructural, debido a que no se disponía de información previa, ni estudios realizados con anterioridad. Luego se procedió con un análisis estructural de tipo modal espectral, estático lineal y estático no lineal para las edificaciones existentes y las edificaciones ampliadas.

La evaluación del desempeño estructural se realizó mediante el análisis estático no lineal (Pushover), con el fin de garantizar la serviciabilidad de la edificación al utilizar los dos métodos de reforzamiento mencionados anteriormente. Finalmente se realizó un análisis costo beneficio a través de un presupuesto referencial.

Palabras clave: Análisis estructural, enchapado de muros, disipadores de energía del tipo BRB, serviciabilidad, análisis no lineal.

ABSTRACT

This technical and experimental project proposes two reinforcement alternatives, which are currently available, Plating of Wall and BRB Energy Dissipators, for the expansion carried out on the buildings of the Technological Institute of the Northern National Police, located in the north of Quito within Rancho San Vicente, on Av. Prensa and Juan Galarza. This building's configuration is made of reinforced concrete frames and banked beams, distributed in two blocks separated by a construction joint.

The regulations considered for the evaluation of the existing buildings were the Ecuadorian Building Code (NEC-15), the Practical Guide to Seismic Evaluation and Rehabilitation of Structures. The evaluation was also complemented with foreign codes such as (ASCE 41-17, 2017), (FEMA 547, 2006), ASTM, and (ACI 318S-14, 2015) some of whose processes were used for the methodology, studies, and tests.

The project began with the compilation of architectural and structural information since there was no previous information available or studies carried out previously. It was then processed with a structural analysis of the existing and expanded buildings. The analyzes performed were of the spectral, static linear, and non-linear type.

The evaluation of the structural performance was carried out using the static non-linear analysis (Pushover) to detect the easement of the building by using the two previously defined reinforcement methods. Finally, a cost-benefit analysis was carried out over a referential budget.

Keywords: Structural analysis, wall plating, BRB type energy dissipators, serviceability, nonlinear analysis.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

El Ecuador está ubicado en una zona altamente sísmica debido al movimiento continuo de las placas Nazca y Sudamericana, que han dado origen a fracturas en su interior, las denominadas fallas geológicas (Rivadeneira, Yepes, & otros, 2007); en este contexto, las edificaciones que no cuentan con planos ni estudios previos, o son construidas en lugares con alto peligro sin considerar los aspectos geológicos o sísmicos, son las principales causales de pérdidas humanas y económicas ante un fenómeno sísmico (Belizario, 2017).

La ciudad de Quito con más de 2.6 millones de habitantes, con una importante tasa de crecimiento e inversión y con una larga historia sísmica, constituye una ciudad de primordial estudio del análisis de respuesta sísmica, ya que, gran parte de su superficie se halla sobre fallas geológicas activas, razón por la cual se debe conocer más sobre esta temática y considerar en el diseño, reforzamiento y readecuación de estructuras según el caso (Aguiar, 2017).

En el caso de la construcción de nuevos edificios, los procedimientos básicos de diseño, así como los detalles técnicos para evitar modos de fallas peligrosas, son bien conocidos para la mayoría de los Sistemas Estructurales de ingeniería en todo el mundo. Aunque los códigos de construcción se actualizan constantemente, los desafíos con los nuevos edificios son esencialmente los factores económicos y políticas para implementar y hacer cumplir los requisitos de diseño (Yekrangnia, 2018).

Sin embargo, en un gran porcentaje los edificios existentes son construidos casi sin criterio sísmico, por lo tanto, son considerados la principal fuente de riesgo sísmico en la mayoría de las comunidades, debido al comportamiento no lineal y la naturaleza compleja de los sistemas de resistencia a la fuerza lateral. Estos edificios deben ser identificados para realizar un análisis de verificación específico que garantice que todos los componentes estructurales

importantes, superen los límites aceptables, correspondientes después de aplicar una solución de modificación, ya sea, reforzamiento o ampliación (Yekrangnia, 2018).

El presente proyecto pretende aumentar un piso al Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional Norte que fue construido hace aproximadamente 30 años, sin fines de ampliación; y actualmente debido al incremento en la demanda de estudiantes es necesario ampliar el espacio para uso de aulas. La estructura fue construida en dos bloques separados por una junta constructiva, cada uno con dos plantas. Mediante una evaluación, análisis (dinámico lineal, estático lineal y no lineal) y un reforzamiento estructural que ayude a corregir deficiencias estructurales. Un buen nivel ingenieril es lo más adecuado; actualmente ya se habla de estructura sismo indiferente, utilizando para el efecto tecnología de frontera, como aisladores sísmicos o disipadores de energía, que poco a poco se están implantando en las nuevas construcciones del Ecuador.

El análisis de respuesta sísmica ha adquirido gran importancia a lo largo de los años, tanto para diseño sísmico de estructuras y readecuación de edificios como para predecir los daños causados por sismos.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. OBJETIVO GENERAL

Diseñar el reforzamiento estructural óptimo considerando parámetros de diseño sismo resistente para la ampliación del edificio "ITSPN".

1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Definir la información estructural, arquitectónica y de suelos de las edificaciones.
- Modelar las estructuras utilizando herramientas informáticas y modelos matemáticos tridimensionales.

- Interpretar el comportamiento estructural de las edificaciones mediante un análisis lineal y no lineal, y plantear alternativas de reforzamiento.
- Diseñar el reforzamiento estructural, ampliación de la edificación y realizar un presupuesto referencial.

1.2. HIPÓTESIS

Dado que la estructura carece de estudio de suelos, planos estructurales y arquitectónicos se presume que, tanto la resistencia de los materiales como las dimensiones de los elementos estructurales del edificio ITSPN no cumplen con las especificaciones técnicas descritas en la NEC-15, ya que, fue construido informalmente hace 30 años aproximadamente y en el mejor de los casos con códigos que no cumplen las exigencias actuales.

1.3. ALCANCE

El presente proyecto se enfocó en analizar la posibilidad de añadir un piso a la edificación existente, mediante un análisis y reforzamiento estructural que ayude a corregir deficiencias sísmicas, para la realización de un diseño ampliatorio; y así proporcionar a la entidad una alternativa óptima y segura.

1.4. JUSTIFICACIÓN

1.4.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

El reforzamiento estructural permite modificar la estructura incrementando la capacidad de las componentes estructurales (columnas, vigas, losas) o estructura completa, por medio de diversos procesos, de tal manera que se corrijan los defectos estructurales que podrían provocar una falla estructural, y así “proporcionen las prestaciones de funcionalidad, seguridad, y habitabilidad” según la normativa vigente (Nayra, 2017).

Los análisis lineales se basan en principios elástico-lineales de los materiales y equilibrio de la estructura sin sufrir deformación, sin embargo, estos métodos no son del todo exactos, debido a que una estructura en la realidad se rige al comportamiento no lineal. Es el análisis no lineal, el cual, predice una respuesta más exacta al desempeño de la estructura (Santamaria, 2017).

Por tales motivos, esta investigación está enfocada en realizar un estudio técnico que incluye un análisis estático lineal y no lineal y análisis dinámico modal espectral, de una estructura construida de manera informal, para que soporte el incremento de un piso, utilizando dos técnicas de reforzamiento estructural como son enchape de paredes y disipadores sísmicos de pandeo restringido del tipo BRB.

1.4.2. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

Conociendo las condiciones actuales de la edificación ITSPN, la metodología escogida para esta investigación consiste en un diagnóstico de la estructura en su estado actual de acuerdo con el método presentado en Evaluación sísmica y rehabilitación de edificios existentes (ASCE 41-17, 2017) y se prevé la realización de un análisis estructural lineal y no lineal con la metodología Pushover (FEMA 356, 2000) de la estructura existente mediante el uso de herramientas informáticas y modelos matemáticos tridimensionales en software que permitan simular el comportamiento de la estructura y verificar la validez de implementar un reforzamiento estructural (Guerra & Chacón, 2010).

La técnica de enchape de paredes se realizará con base a un procedimiento de modelación, fundamentado en un estudio experimental que validó el comportamiento del sistema (Aguilar & Lumby, 2014) (Fernandez & Paredes, 2010) (Albuja & Pantoja, 2017). También, como una alternativa se aplicará disipadores sísmicos de pandeo restringido del tipo BRB (Mejia, 2018) (ASCE 7-16, 2016).

1.4.3. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

En este estudio técnico se considera un análisis estructural de las edificaciones que requieren una ampliación, si el mismo no es favorable, con el fin de evitar la demolición, el implemento de técnicas de reforzamiento estructural va a permitir el incremento de serviciabilidad, capacidad de carga, estándares de seguridad, evitar nuevas patologías y además solventar las deficiencias identificadas en la etapa de levantamiento de información. Estas técnicas de reforzamiento estructural pueden alterar las propiedades causando cambios en la rigidez, ductilidad, fragilidad o amortiguamiento que deben ser consideradas al momento de realizar un nuevo análisis tanto lineal como no lineal. Esto hace que, el diseño de una ampliación cumpla con las normas vigentes (Maldonado & Durán, 2013).

Con este estudio se espera originar un antecedente sobre como intervenir en caso de tener una edificación con características similares, que han sido construidas informalmente o bajo normas que en la actualidad no son suficientes para superar problemas de sismo resistencia, y así satisfacer las necesidades de los ocupantes y garantizar su seguridad (Naranjo & Peñaherrera, 2018).

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. RIESGO SÍSMICO

El riesgo esta relacionándolo directamente con las pérdidas humanas y económicas, dependiendo de la densidad poblacional, el desarrollo económico y del grado de preparación que se tenga ante un fenómeno natural. Las pérdidas humanas son las más importantes, es por ello que la principal preocupación de los requisitos técnicos mínimos en los códigos y normas de todo el mundo es la provisión de seguridad de vida. La segunda fuente de preocupación son las pérdidas económicas, ya sea por la pérdida o daño a las propiedades, incluidas las estructuras, infraestructuras y componentes no estructurales, o debido a la pérdida de la función de los edificios y el tiempo de recuperación de los servicios prestados por ellos (Yekrangnia, 2018).

Entonces el riesgo sísmico representa el resultado de la amenaza, vulnerabilidad y pérdidas económicas de los sistemas expuestos (González & Mases, 2003).

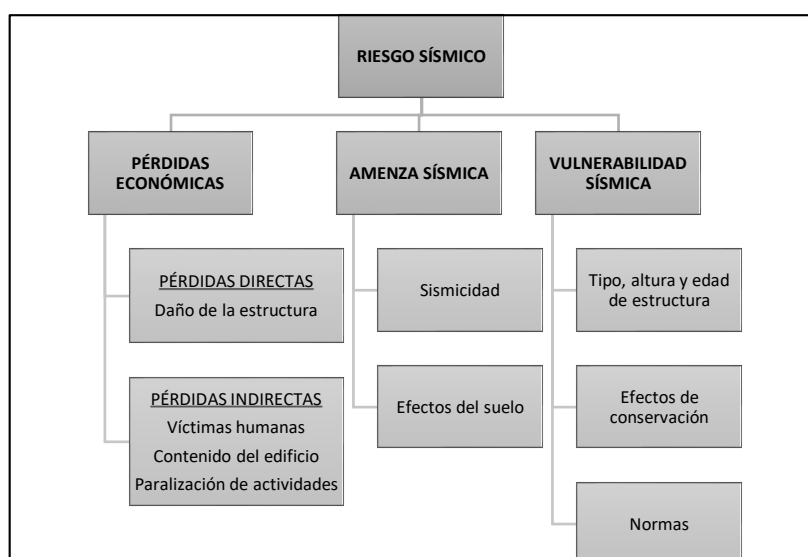


Figura 2. 1 Diagrama de Riesgo Sísmico

Fuente: (González & Mases, 2003)

Elaborado por: Chávez, Gómez.

2.1.1. AMENAZA SÍSMICA

Para identificar la peligrosidad o amenaza sísmica es necesario conocer la sismicidad de la zona, debido a que permitirá una buena estimación de la peligrosidad sísmica y con ello, medidas de prevención adecuadas. Por ejemplo, si el valor calculado es menor al que realmente ha ocurrido, la sismo-resistencia de los edificios puede ser insuficiente ante el despreciable movimiento del suelo. También es importante estudiar la influencia de los efectos locales de la zona, ya que, estos pueden intervenir en el aumento del grado de daños provocados sobre las estructuras, instalaciones eléctricas, tubería de agua, gas, entre otros (González & Mases, 2003).

2.1.1.1. Nivel de Amenaza Sísmica

Para la evaluación y rehabilitación sísmica de edificios la (NEC-15-RE, 2014) define cuatro niveles de amenaza sísmica, que corresponden a una probabilidad de excedencia en 50 años, como se muestra en la Tabla 2.1.

Tabla 2. 1

Niveles de Amenaza Sísmica

Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno Tr (años)	Tasa de excedencia (1/Tr)
2%	2500	0.00040
10%	475	0.00211
20%	225	0.00444
50%	72	0.01389

Fuente: (NEC-15-RE, 2014)

2.1.1.2. Zonificación Sísmica en el Ecuador

Es muy importante tomar en cuenta la ubicación de la estructura para elaborar el diseño o para este caso la adecuación y ampliación, ya que, Ecuador se encuentra dividido en seis zonas sísmicas, como se muestra en el mapa de la Figura 2.2, caracterizadas por el valor del factor de zona Z (Tabla 2.2), que según la (NEC-15-DS, 2014) representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Los efectos sísmicos son transmitidos a la estructura a través del suelo, por lo que es necesario tener en consideración sus características para aplicar los parámetros necesarios (Jiménez, 2017).

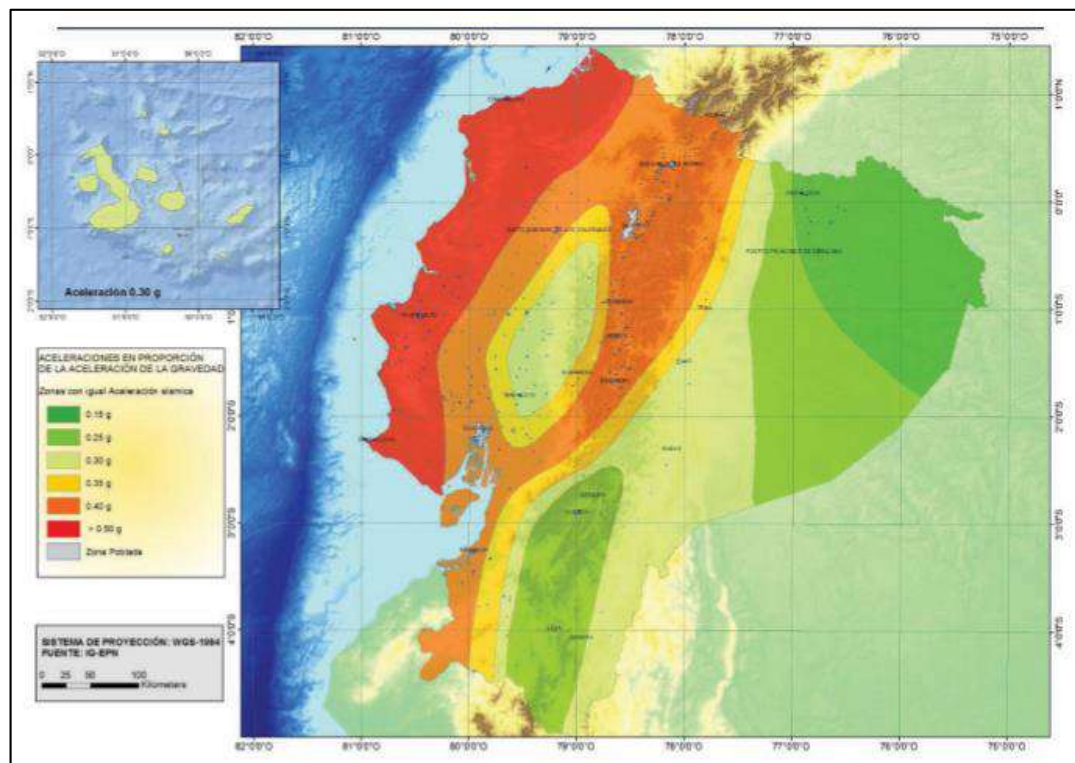


Figura 2. 2 Zonas sísmicas del Ecuador

Fuente: (NEC-15-DS, 2014)

Tabla 2. 2

Valores del factor Z en función de la zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC-15-DS, 2014)

(NEC-15-DS, 2014) cataloga al territorio ecuatoriano como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia, y la zona costera que presenta una amenaza sísmica muy alta.

La ciudad de Quito es una zona de sismicidad alta, por lo que un sismo puede producir daños considerables, debido a que existe un gran porcentaje de edificios construidos sin considerar una normativa sismo-resistente y/o son edificaciones con poca ductilidad. Quito se encuentra dividido las zonas Sur,

Centro Sur, Centro, Centro Norte y Norte, las mismas que cuentan con una clasificación de suelo como se indica en la Figura 2.3 (Aguiar, 2017).

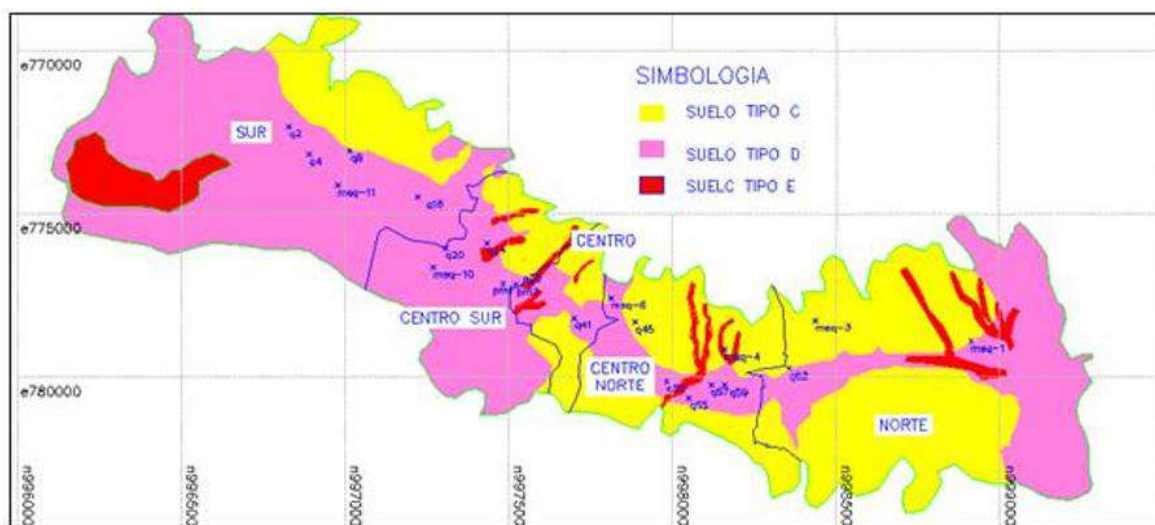


Figura 2. 3 Clasificación de suelos de Quito.

Fuente: (Aguiar, 2017)

En los suelos que son tipo E, es obligatorio realizar el análisis sísmico considerando la interacción suelo estructura (Aguiar, 2017).

2.1.2. VULNERABILIDAD SÍSMICA

La vulnerabilidad sísmica cuantifica la resistencia y/o sensibilidad de una estructura mediante la definición del grado de daños debido a las acciones sísmicas (Moreno, 2006).

A diferencia de la amenaza sísmica, la vulnerabilidad es un componente que depende de la acción humana, y se puede reducir si se toma en cuenta la calidad de los materiales, las características del diseño, simetría estructural, la altura, la fiscalización de los procesos constructivos, entre otros (González & Mases, 2003).

2.2. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

La Norma ASCE 41-17 “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings” especifica los criterios necesarios para la evaluación sísmica y

rehabilitación de edificios existentes, mediante procedimientos sistemáticos que permiten evaluar las deficiencias que presenta un edificio, que impiden que alcance el objetivo de rehabilitación seleccionado (ASCE 41-17, 2017).

Los procedimientos sistemáticos (mostrados en la Tabla 2.3) son aplicados a una estructura dependiendo de sus características y el análisis estructural que va a ser ejecutado.

Tabla 2. 3

Procedimientos sistemáticos

PROCEDIMIENTO	CARACTERÍSTICAS
Nivel 1	Utiliza listas de verificación para evaluación rápida de posibles deficiencias sísmicas. Destinado a identificar edificios no requiere rehabilitación.
Nivel 2	Procedimiento basado en deficiencias sísmicas, con resultados conservadores. Se limita a análisis lineales.
Nivel 3	Realiza una evaluación sísmica sistemática más exhaustiva de cada componente, diseño de nuevos y la verificación del desempeño en general aceptable representado por los desplazamientos y las fuerzas internas. Se centra en el comportamiento no lineal.

Fuente: (ASCE 41-17, 2017). Adecuado por: Chávez, Gómez

Una vez que se ha seleccionado un procedimiento, en este caso el procedimiento Nivel 3, se debe obtener la información del edificio, de acuerdo con los requisitos estipulados en la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-15 y la Norma ASCE 41-17.

La información de la configuración del edificio, sus componentes, propiedades de los materiales, el sitio y la cimentación, y las estructuras adyacentes se obtendrán de los planos, especificaciones, estudios y otros documentos disponibles para la construcción existente. Los datos recopilados de los documentos disponibles se complementarán y verificarán mediante investigaciones en el sitio, incluyendo pruebas destructivas y no destructivas según se requiera, igualmente no se tiene información disponible (ASCE 41-17, 2017).

Para tener en cuenta la incertidumbre en la recopilación de datos, se seleccionará un factor de incertidumbre, κ , en base al objetivo de rehabilitación (expuesto en la sección 2.3.2) y el nivel de desempeño que se quiere alcanzar, como se muestra en la Tabla 2.4.

Tabla 2. 4
Requerimiento para recolección de datos

DATOS	NIVEL DE CONOCIMIENTO					
	MINIMO		HABITUAL		COMPLETO	
Nivel de desempeño	Seguridad de vida o menor		Control de daños o menor		Ocupación inmediata o menor	
Procedimiento de análisis	Estático Lineal, Dinámico Lineal.		Todos		Todos	
Ensayos	Sin ensayos		Ensayos habituales		Ensayos completos	
Planos	Planos de diseño	Bocetos preparados en campo en ausencia de planos de diseño	Planos de diseño	Bocetos preparados en campo en ausencia de planos de diseño	Planos de diseño	Bocetos preparados en campo en ausencia de planos de diseño
Condición de evaluación	Visual	Completo	Visual	Completo	Visual	Completo
Propiedades de los materiales	Planos de diseño (o documentos)	Valores predeterminados	Planos de diseño (o documentos) y ensayos	Ensayos habituales	Planos de diseño (o documentos) y ensayos	Ensayos completos
Factor de incertidumbre κ	0,9	0,75	1	1	1	1

Fuente: (ASCE 41-17, 2017). Adecuado por: Chávez, Gómez

En un procedimiento de análisis dinámico lineal, las propiedades mecánicas obtenidas a partir de documentos o planos son afectadas por un factor de incertidumbre κ menor o igual a 0.75. Los procedimientos de análisis no lineal son menos conservadores por lo que requieren la ejecución de pruebas y ensayos (NEC-15-RE, 2014).

2.2.1. SISTEMAS ESTRUCTURALES

Cada sistema estructural dependiendo de sus características manifiesta de distinta forma su respuesta ante sollicitaciones sísmicas (Paulay & Priestley, 1992).

La clasificación de los sistemas estructurales resistentes a cargas sísmicas se puede dividir en tres grupos:

2.2.1.1. Sistemas estructurales en base a pórticos

Estructuras de hormigón armado de varios niveles compuestas de pórticos con elementos vigas, losas y columnas con continuidad y convergentes entre sí en los nudos, comúnmente denominados uniones rígidas (Paulay & Priestley, 1992). Es el sistema más usado en la ciudad de Quito en las construcciones existentes.

2.2.1.2. Sistemas estructurales en base a muros

Estructuras que cuando los requerimientos funcionales lo permiten, la resistencia a fuerzas laterales es asignada a muros estructurales de hormigón armado los cuales actúan como columnas y absorben los esfuerzos causados por un sismo (Paulay & Priestley, 1992).

2.2.1.3. Sistemas de estructura metálica

Estructuras desarrolladas mediante el acero que actualmente es muy usado debido su disponibilidad, facilidad de manejo y uniformidad de sus propiedades físicas y mecánicas a lo largo del tiempo.

2.2.2. DEFICIENCIAS SÍSMICAS

(Yekrangnia, 2018) afirma que. “Hay varios parámetros que juegan un papel importante en la determinación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio. Sin embargo, estos parámetros difícilmente pueden determinarse en la práctica; como resultado, se supone que son cantidades fijas típicas” (p. 46). Es recomendable ubicar las deficiencias sísmicas de un edificio para establecer estrategias de rehabilitación sísmica, independientemente del método de evaluación que sea utilizado (FEMA 547, 2006).

2.2.2.1. Rigidez y resistencia global

La rigidez global representa la rigidez de todo el sistema de resistencia a la fuerza lateral, puede adicionarse de tal manera que las derivas se reduzcan eficientemente en los niveles críticos (FEMA 547, 2006). “Cambios abruptos de rigidez y resistencia como los mostrados en la Figura 2.4, deben evitarse con el fin de impedir acumulación de daño en algunos componentes en desmedro de la ductilidad global del sistema” (NEC-15-DS, 2014).

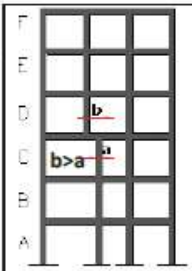
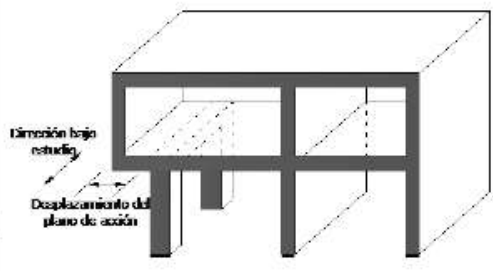
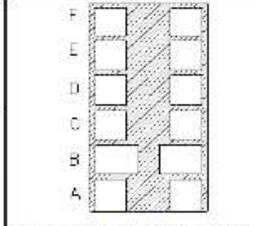
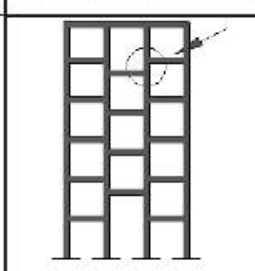
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que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

Figura 2. 4 Deficiencias en rigidez y resistencia global

Fuente: (NEC-15-DS, 2014)

2.2.2.2. Configuración

Este aspecto cubre irregularidades de configuración que afectan negativamente en el comportamiento estructural. La irregularidad en planta es una característica que puede imponer una respuesta de torsión y la irregularidad

vertical puede resultar en concentración de fuerza o desplazamiento en ciertos niveles (FEMA 547, 2006).

Tabla 2. 5

Deficiencias en configuración

IRREGULARIDAD EN PLANTA	Irregularidad torsional. - Existe cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.
	Retrosesos excesivos en las esquinas. – Considerado cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas, el cual se define como excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.
	Discontinuidades en el sistema de piso. - Considerado cuando el sistema de piso tiene discontinuidad apreciable o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.
	Ejes estructurales no paralelos. - Considerado cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.
IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	Piso flexible. - Considerado cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.
	Distribución de masa. - Considerado cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.
	Irregularidad geométrica. - La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.

Fuente: (NEC-15-DS, 2014) Adecuado por: Chávez, Gómez.

2.2.2.3. Ruta de carga

La ruta de la carga es considerada como la manera en que se entregan las fuerzas sísmicas desde el punto donde se generan fuerzas inerciales en la estructura hasta los cimientos y, en última instancia, el suelo de soporte (ASCE 41-17, 2017). Una ruptura en la ruta de carga impedirá que las propiedades positivas del sistema sismo resistente sean efectivas. De manera similar, si se agrega un nuevo elemento a la estructura se debe dar énfasis al diseño de las conexiones entre elementos (FEMA 547, 2006).

2.2.2.4. Cimentación

Las deficiencias de la cimentación pueden ocurrir debido a la falta de capacidad axial y resistencia a flexión o corte, pero también por inadecuados mecanismos de transferencia entre la cimentación y el suelo. Las deficiencias en la cimentación incluyen asentamiento excesivo o falla en las zapatas, rotación excesiva, capacidad de tensión inadecuada o pérdida de la capacidad de rodamiento debido a la licuefacción (ASCE 41-17, 2017) (FEMA 547, 2006).

La mitigación de las deficiencias de la cimentación dependiendo del objetivo de rendimiento puede ser muy problemático pues es necesaria información del edificio y los peligros del sitio sísmico-geológico. Los datos sobre las características de la cimentación y suelo se obtendrán de la documentación existente y reconocimiento visual del sitio. Cuando no exista información disponible para determinar las características y propiedades será necesario realizar estudios de suelos en el sitio que a menudo es costoso y perjudicial, ya que, puede afectar las características dinámicas generales de la estructura (FEMA 547, 2006). Pero, se permite el uso de la información de peligro del sitio geológico disponible para el sitio (ASCE 41-17, 2017).

2.2.2.5. Edificios adyacentes

Cuando la junta entre los edificios es insuficiente para acomodar las deformaciones sísmicas combinadas de los edificios, ambos pueden ser vulnerables al daño estructural de la acción de "golpeteo" que resulta cuando los dos chocan. El golpeteo del edificio puede afectar la respuesta del edificio ante el movimiento del suelo e impartir cargas inerciales adicionales y energía desde la estructura adyacente. Esta condición es severa por el potencial daño local a elementos estructurales en las zonas de impacto, principalmente donde los niveles de techo y piso de edificios adyacentes no se alinean en altura (ASCE 41-17, 2017).

2.2.3. PRUEBAS DESTRUCTIVAS

2.2.3.1. Extracción de Núcleos

Este ensayo se realiza para la cuantificación de propiedades de elementos estructurales. La norma (ASCE 41-17, 2017), capítulo 10.2.2.4.2.2, indica que, para los elementos de concreto en los que es desconocida la resistencia de diseño especificada o los resultados de los ensayos no están disponibles, se deben realizar un mínimo de seis pruebas de núcleo para cada nivel de piso.

El procedimiento dictado en la norma ASTM C42/C39, para determinar la resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de cemento hidráulico, menciona que, “la resistencia de los núcleos varía con el grado de humedad al que se encuentre sometida la muestra y la ubicación y orientación a la que fue extraída el núcleo” (ASTM C42, 2018) (ASTM C39, 2018).



Figura 2. 5 Extracción de núcleos.

Fuente: Chávez y Gómez

2.2.3.2. Ensayo Triaxial

El ensayo triaxial se realiza debido a que se requiere información sobre el corte y capacidad portante que posee el suelo, en caso de que no se tenga información de estudios previos, se debe seguir el procedimiento como se detalla en la norma (ASTM D2850-15, 2015), utilizando una membrana de látex

dentro de una cámara de presión, con una presión lateral constante y una presión axial variable hasta la falla del suelo (Aguilar & Lumbi, 2014).



Figura 2. 6 Extracción de muestra para ensayo triaxial.

Fuente: Chávez y Gómez.

2.2.4. PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS

2.2.4.1. Prueba de Velocidad Ultrasónica

El ensayo de velocidad ultrasónica es una técnica que se basa en la medida y determinación de la velocidad de propagación de ondas ultrasónicas longitudinales a través del hormigón (ASTM D 2845-08, 2017), el resultado es una velocidad de pulso en el elemento la que se utiliza para tener un valor aproximado de la condición del hormigón utilizando el equipo ultrasónico, previamente se debe efectuar un reconocimiento de los sitios que se va a ensayar debido a que estos deben tener una superficie lisa libre de enlucido, pintura u otro tipo de acabado con el fin de evitar errores en los resultados del ensayo (Benítez Herreros, 2011).

Tabla 2. 6

Calidad del hormigón por velocidad de propagación (Agraval)

Velocidad de Pulso (m/s)	Condición de Hormigón
Más de 3000	Buena
De 2500 a 3000	Regular
Menos de 2500	Pobre

Fuente: (Benítez Herreros, 2011).



Figura 2. 7 Ensayo de velocidad sónica en hormigón IN SITU.
Fuente: Chávez y Gómez.

2.2.4.2. Análisis de Vibraciones Ambientales

El ensayo de vibraciones ambientales es una prueba no destructiva, fácil y rápido de realizar que permite medir las vibraciones generadas por el comportamiento natural de una estructura, sin necesidad de que esté presente una fuerza excitadora (sismo), estas vibraciones son almacenadas como registros dentro de los acelerómetros (Esquivel Salas & Schmidt Díaz, 2016).

El ensayo consiste en colocar acelerómetros en diferentes losas de la edificación y a diferentes cotas para caracterizar los movimientos vibratorios. Con este ensayo se puede conseguir una calibración apropiada de modelos computacionales. (Esquivel Salas & Schmidt Díaz, 2016).

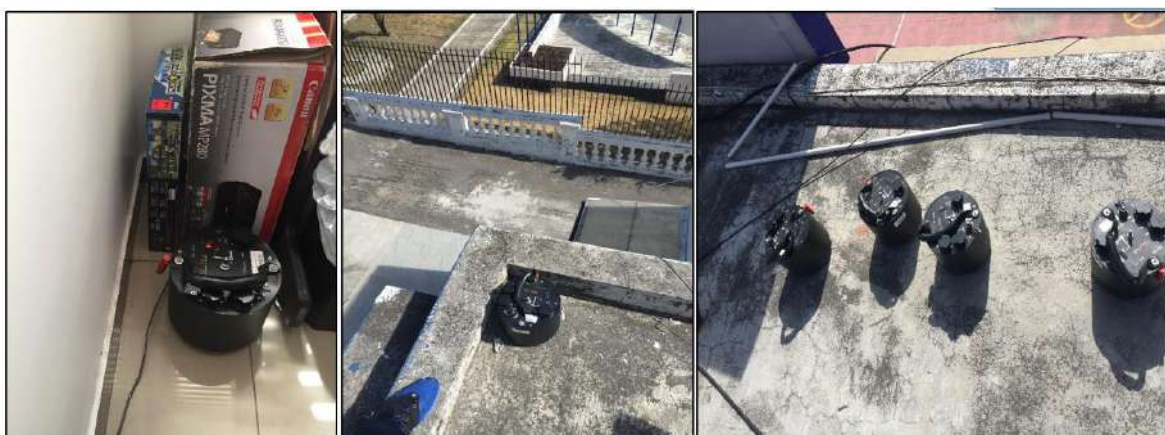


Figura 2. 8 Sensores tipo Reftek 160, para el ensayo de vibraciones ambientales.
Fuente: Chávez y Gómez.

Los patrones de vibración de un edificio son complejos, por lo que se descomponen en modos de vibración más sencillos, que superpuestos conforman la forma final en que vibrará la estructura. Cada uno de estos modos está definido por medio de tres parámetros: periodo natural, amortiguamiento y forma modal (Esquivel Salas & Schmidt Díaz, 2016).

Debido a varios monitoreos que se han realizado en edificaciones importantes tanto en Estados Unidos como Japón, se ha podido determinar ciertos rangos que se pueden tomar en consideración, del periodo de vibración ambiental, ocasionados, tanto por fenómenos naturales como por fuentes artificiales. Con rangos que van desde 0.1 hasta 10 segundos para fenómenos naturales, y de 0.0005 a 0.5 segundos para vibraciones industriales o fuentes artificiales (Barreras, 2002).

2.2.4.3. Prueba de Martillo Esclerómetro

Esta prueba determina de forma aproximada la resistencia a compresión simple mediante una correlación con tablas (dependen de cada instrumento) (Aguilar & Lumbi, 2014). Este ensayo se puede utilizar para conocer la resistencia a compresión en una estructura existente, para esto se debe establecer una relación entre el número de rebote medidos en la estructura y la resistencia de los núcleos tomados de las ubicaciones correspondientes.

Las pruebas deben hacerse con el mismo martillo para comparar resultados, ya que, diferentes martillos con el mismo diseño nominal pueden dar un número de rebotes que difieran de 1 a 3 unidades. En el caso de usar más de un martillo, se debe realizar pruebas en un rango de superficies de concreto típicas para determinar la magnitud de las diferencias que se esperan. Se utiliza un martillo esclerómetro de preferencia de forma perpendicular al elemento que se va a evaluar, luego se presiona el percutor hasta que choque contra el elemento y genera un rebote interno, de un resorte, el instrumento genera una lectura que se debe correlacionar con la tabla proporcionada por las especificaciones del martillo esclerómetro y se obtiene los datos de resistencia de hormigón.

Las limitantes de este ensayo son:

- Este método de prueba no es adecuado como base para la aceptación o el rechazo del hormigón (ASTM C-805, 2018).
- Para estimar la fuerza, es necesario establecer una relación entre la resistencia (Núcleos) y el número de rebote (Esclerómetro) para un hormigón (ASTM C-805, 2018).
- Se debe tomar al menos dos núcleos replicados de al menos seis ubicaciones con diferentes números de rebote. El ensayo del núcleo se debe realizar de acuerdo con el método (ASTM C42, 2018).

También, no se debe realizar pruebas directamente sobre las barras de refuerzo con una cubierta de no menos de 20 [mm]. Se deben evitar superficies rugosas, mortero suelto y con porosidades, en caso de tenerlas se pulirán con la piedra abrasiva, el área de ensayo debe ser de aproximadamente 300x300 [mm] y además que un elemento cuente con al menos 10 [cm] de espesor (ASTM C-805, 2018).

El proceso detallado se encuentra dentro de la norma (ASTM C-805, 2018) para la prueba de rebote y se debe considerar que si la diferencia del índice esclerométrico es de hasta 2.5, se puede considerar que se está trabajando con un mismo hormigón (ASTM C-805, 2018).



Figura 2. 9 Ensayo utilizando el martillo esclerómetro.

Fuente: Chávez y Gómez.

2.2.4.4. Detector de Acero

Las especificaciones para realizar este tipo de ensayo dependen del instrumento que se utilice. En este proyecto se utilizó un pachómetro detector de acero del tipo Profoscope (+) que cumple con la norma ISO 9001 y IQNet, diseñado para la operación con una sola mano, con una capacidad de hasta 185mm de cobertura, con una aproximación de 1 a 4mm, el rango de medición es de hasta 63mm y la precisión para medir el diámetro de varilla es hasta ± 1 tamaño de una barra (Proceq SA, 2020).



Figura 2. 10 Ensayo medidor de cobertura y detección de acero (Pachómetro).
Fuente: Chávez y Gómez.

2.3. REHABILITACIÓN SÍSMICA

La rehabilitación sísmica se enfoca en la corrección de deficiencias identificadas en la evaluación estructural, en base al diseño de medidas para mejorar el desempeño sísmico de los componentes estructurales y no estructurales de una edificación (ASCE 41-17, 2017).

2.3.1. NIVELES DE DESEMPEÑO

Según (Yekrangnia, 2018), el desempeño de un edificio se puede describir cualitativamente en términos de la seguridad brindada a los ocupantes de un edificio durante y después del sismo, el costo y la factibilidad de restaurar una edificación a su condición previa al sismo, el período de tiempo durante el cual el edificio es retirado del servicio para reparaciones efectivas, e impactos económicos, arquitectónicos o históricos en la comunidad en general. Estas

características están relacionadas directamente con la extensión del daño que sería soportado por el edificio. En este ámbito, la extensión del daño a un edificio se clasifica como un nivel de desempeño del edificio.

Tabla 2. 7

Niveles de desempeño estructural y no estructural

NIVELES DE DESEMPEÑO	
ESTRUCTURAL	NO ESTRUCTURAL
Ocupación inmediata (S-1)	Operacional (N-A)
Control de daños (S-2)	Retención de posición (N-B)
Seguridad de la vida (S-3)	Seguridad de vida (N-C)
Seguridad limitada (S-4)	Reducción de riesgos (N-D)
Prevención de colapso (S-5)	

Fuente: (ASCE 41-17, 2017). Adecuado por: Chávez, Gómez.

Tabla 2. 8

Nivel de desempeño en un edificio

NIVEL DE DESEMPEÑO	COMBINACIÓN	CARACTERÍSTICAS
Nivel Operacional (1-A)	Ocupación inmediata (S-1)	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos rasos, así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento.
	Operacional (N-A)	Ocurre daño insignificante. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva.
Nivel de Operación Inmediata (1-B / IO)	Ocupación inmediata (S-1)	Antes especificado.
	Retención de posición (N-B)	Equipos y contenido están seguros de manera general, pero algunos no operan debido a las fallas mecánicas o falta de utilidad.
Nivel de Seguridad de Vida (3-C / LS)	Seguridad de vida (S-3)	Algo de deriva permanente. Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aun funcionando. Fallas en muros dentro de su plano. Daño en paredes divisorias. Daños económicamente reparables.
	Seguridad de vida (N-C)	Peligro de caída de objetos mitigado, pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico.
Nivel de Prevención al Colapso (5-E / CP)	Prevención de colapso (S-5)	Grandes derivas permanentes. Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso.
	Reducción de riesgos (N-D)	Daño severo.

Fuente: (ASCE 41-17, 2017), (NEC-15-RE, 2014).

Adecuado por: Chávez, Gómez.

Los niveles de desempeño de un edificio son determinados por la combinación de un nivel de desempeño estructural y un no estructural (Tabla 2.7) como se muestra en la Tabla 2.8.

2.3.2. OBJETIVO DE REHABILITACIÓN

Un objetivo de rehabilitación consiste en la selección de uno o más pares de niveles de amenaza sísmica (especificados en la sección 2.1.1.1) y los correspondientes niveles de desempeño estructural y no estructural que debe alcanzar una edificación al momento de ser impactada por sismos de distinta probabilidad de excedencia o período de retorno (NEC-15-RE, 2014).

Los objetivos de rehabilitación se indican en la Figura 2.11. Según la NEC-15 (NEC-15-RE, 2014), las estructuras de ocupación especial (caso del presente proyecto) deben ser readecuadas para los objetivos g y l.

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

Figura 2. 11 Objetivos de Rehabilitación.

Fuente: (NEC-15-RE, 2014)

2.3.3. ESTRATEGIAS DE REHABILITACIÓN

La implementación de medidas de rehabilitación basadas en una estrategia para corregir las deficiencias identificadas en la evaluación, son la

base para alcanzar el objetivo de rehabilitación seleccionado. Cada medida implementada para rehabilitar debe ser evaluada en forma global con la estructura para asegurar el cumplimiento del objetivo (ASCE 41-17, 2017).

De acuerdo con (ASCE 41-17, 2017) y (NEC-15-RE, 2014), se permite una o más de las siguientes estrategias de rehabilitación como medidas para la rehabilitación sísmica:

- Modificación local de componentes.
- Remoción o reducción de irregularidades.
- Rigidizamiento global de la estructura.
- Reforzamiento global de la estructura.
- Reducción de masa.
- Aislamiento sísmico.
- Incorporación de disipadores de energía.

2.3.4. VERIFICACIÓN DE LA REHABILITACIÓN

La verificación de la rehabilitación se realiza mediante un análisis estructural, incluido el diseño de las medidas de rehabilitación, para demostrar el cumplimiento del objetivo de rehabilitación seleccionado.

Si el diseño de las medidas de rehabilitación no cumple con los criterios de aceptación para el objetivo de rehabilitación seleccionado, las medidas de rehabilitación se rediseñarán o se implementará una estrategia de rehabilitación alternativa con un objetivo de rehabilitación diferente. Este proceso se repetirá hasta que el diseño cumpla con los criterios de aceptación para el objetivo de rehabilitación seleccionado (ASCE 41-17, 2017).

2.4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El diseño sismorresistente constituye un componente indispensable para el análisis, diseño y construcción de cualquier estructura, por lo que, los procedimientos de análisis estructural que permite aplicar la Norma Ecuatoriana

de la Construcción, en base a lo recomendado en el código (ASCE 41-17, 2017) son: estático lineal, dinámico lineal, estático no lineal y dinámico no lineal.

2.4.1. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

El análisis estático lineal (linear static procedure: LSP), consiste en esquematizar la acción del sismo mediante fuerzas laterales estáticas equivalentes que se aplican en cada piso de la estructura con el objetivo de producir los mismos esfuerzos y deformaciones que el terremoto que ésta representa. Para lo cual se calcula el cortante basal tomando en consideración un comportamiento lineal de los materiales constituyentes y se comprueba el cumplimiento de una deriva máxima permitida, es decir, se obtiene un desplazamiento relativo inelástico (Amaguaña & Yumbay, 2016).

(NEC-15-RE, 2014) indica que el método de análisis estático lineal resulta en una estimación conservadora de la respuesta y desempeño sísmico, pero, no siempre es un método exacto.

2.4.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

El análisis modal espectral se centra en la obtención de las respuestas máximas de un sistema estructural (fuerzas y desplazamientos) mediante la superposición de efectos, sin adentrarse en el tiempo en que suscita el fenómeno. Puede ser estimada a partir de la respuesta independiente de cada modo natural de vibración mediante la aplicación de un espectro de respuesta elástico lineal. Las respuestas máximas de cada modo se encuentran afectadas por un coeficiente de participación modal, factor que indica el porcentaje en que cada modo contribuye a la respuesta total de la estructura (Amaguaña & Yumbay, 2016). Según (NEC-15-DS, 2014), el valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

- Menor al 80 % del cortante basal obtenido por el método estático (estructuras regulares)

- Menor al 85 % del cortante basal obtenido por el método estático (estructuras irregulares)

Se debe considerar en el análisis todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas (NEC-15-DS, 2014).

2.4.2.1. Espectro elástico de diseño

Actualmente la normativa (NEC-15-DS, 2014), propone un espectro elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad (Figura 2.12), el cual depende básicamente de la zona sísmica y del tipo de suelo donde se encuentre la estructura. El espectro elástico representa un sismo de diseño, obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%.

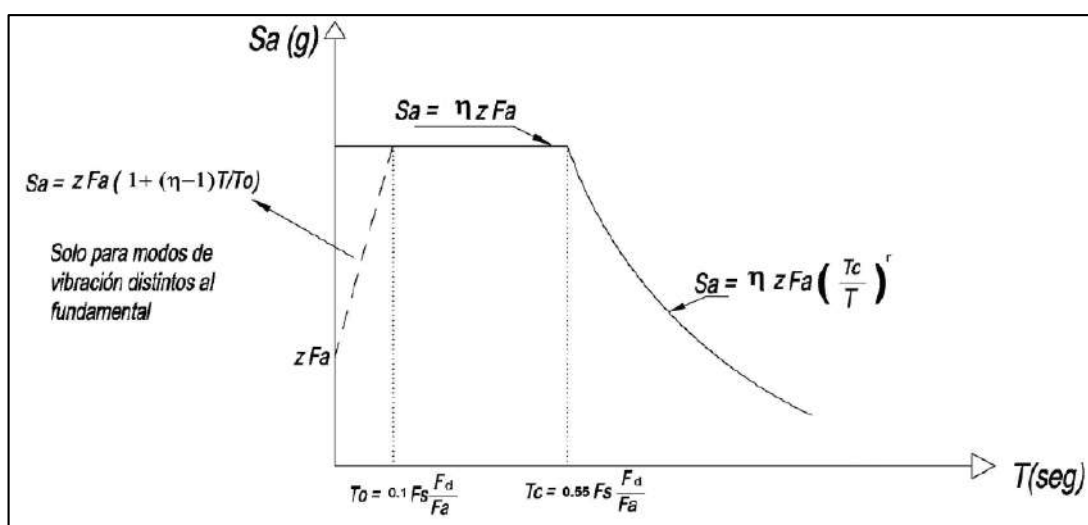


Figura 2. 12 Espectro sísmico elástico de aceleraciones
Fuente: (NEC-15-DS, 2014)

Este espectro se define mediante tres ecuaciones, las mismas que se rigen a un rango de periodos de vibración específicos que serían:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (2. 1)$$

$$S_a = \eta Z F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (2.2)$$

$$S_a = Z F_a \cdot \left[1 + (\eta - 1) \cdot \frac{T}{T_0}\right] \quad \text{para } T \leq T_0 \quad (2.3)$$

La última ecuación se utiliza para análisis dinámicos y para evaluar los modos de vibración distintos al fundamental.

Los parámetros para calcular las ecuaciones 2.1 a 2.3 se encuentran en la normativa (NEC-15-DS, 2014), sección 3.3.1.

La relación $\eta = S_a / Z$ tiene diferentes valores y varían de acuerdo la región de Ecuador donde se esté realizando el análisis (Tabla 2.9), este parámetro se obtuvo del análisis de las coordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para un periodo de retorno de 475 años y al normalizar la aceleración máxima del suelo Z (NEC-15-DS, 2014).

Tabla 2.9

Valores de la relación de amplificación espectral, η

Región	Valor η
Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)	1,8
Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos	2,48
Provincias del Oriente	2,6

Fuente: (NEC-15-DS, 2014)

2.4.3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El análisis estático no lineal (nonlinear static procedure: NSP), también conocido como análisis Pushover, se desarrolló como herramienta para descubrir, con mayor facilidad en comparación a un análisis no lineal dinámico, la vulnerabilidad presente en edificios al ser sometidos a cargas laterales provocadas por sismos.

El análisis NSP tiene como base conceptos primordiales: capacidad, demanda y desempeño. La capacidad es una característica propia de la

edificación que depende de la geometría de los elementos, la cantidad de refuerzo, las propiedades inelásticas de los materiales, entre otras. La demanda depende de la acción sísmica, representada mediante un espectro de respuesta elástico, haciendo referencia a las fuerzas y deformaciones impuestas por éste; y el desempeño es una medida del comportamiento del edificio. Por lo tanto, la demanda, a diferencia de la capacidad, no es en teoría un valor constante, pues depende del conjunto de fuerzas externas o aceleraciones a las que se somete la edificación (Mora, Villalba, & Maldonado, 2006).

Existen muchos métodos para efectuar este tipo de análisis como por ejemplo los propuestos por el (ATC-40, 1996) y (FEMA 356, 2000). Estos métodos tienen en común que las características no lineales (Fuerza-Deformación) de la estructura son representadas por la curva de capacidad (Ruiz, 2017).

El análisis se realiza aplicando a la estructura un patrón de cargas laterales (triangular, invertida, parabólica o uniforme), que va incrementando monótonicamente hasta alcanzar la capacidad última de la estructura o el colapso (Moreno, 2006). El objetivo de este procedimiento es cuantificar la capacidad de la estructura para absorber una acción lateral y así verificar el nivel y el orden en el que se presenta la plastificación de los elementos en cada etapa y obtener el cortante basal máximo y la máxima deflexión lateral.

La aplicabilidad de los análisis Pushover es menos clara para los sistemas que tienen discontinuidades en resistencia y rigidez (FEM 440, 2005).

2.4.4. CURVA DE CAPACIDAD

La curva de capacidad representa la respuesta no lineal de la estructura y la resistencia de ésta a la acción sísmica. Esta curva generalmente se construye para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura mediante la hipótesis de que la respuesta estructural predomina en el modo fundamental de vibración. Esta suposición se considera válida para estructuras con un periodo fundamental de vibración menor a un segundo. Para

edificios más flexibles con un periodo fundamental de vibración mayor de un segundo el análisis debe considerar la influencia de los modos más altos de vibración (Fuentes, 2018).

2.4.5. ESPECTRO DE CAPACIDAD-DEMANDA

Es un método para determinar el desplazamiento de la estructura en el cual la curva de capacidad es transformada a un espectro de capacidad por medio del factor de participación de masa; utilizando un espectro de respuesta elástico adecuado para el tipo de suelo donde se encuentra la edificación, ambos se superponen y el punto de intercepción indica el desempeño sísmico de la edificación (Guevara, Osorio & Arturo, 2006).

2.5. CRITERIOS PARA MAMPUESTOS EN EL PLANO

En algunos sistemas constructivos en el Ecuador con el fin de facilitar el procedimiento constructivo y no encarecerlo se sigue colocando la mampostería entre columnas y para asegurar su estabilidad solo se fija con mortero. Dependiendo de las propiedades, relación altura/longitud y la inclusión de aberturas; la mampostería fijada a las columnas, aumenta la rigidez, y si su distribución no es simétrica puede generar patologías en la estructura como torsión, piso blando o columna corta, que pueden conducir al colapso de la estructura, ya que, actúan junto con el pórtico cuando se someten a cargas sísmicas (Rochel, 1993) (Yekrangnia, 2018).

Para representar la mampostería de relleno en modelos computacionales, se han desarrollado varios métodos. Se agrupan en dos categorías principales: macro-modelos y micro-modelos. El primero representa el efecto global de la mampostería ante cargas laterales y se basa en el puntal diagonal y el segundo se basa en el método de elementos finitos.

El uso de puntal diagonal actualmente es utilizado debido a su simplicidad. El método de puntal diagonal maneja un procedimiento estático no lineal basándose en el cálculo de un ancho equivalente que puede ser usado tanto

para pórticos completamente rellenos como para paredes de mampostería parcialmente rellenas y con aberturas (Carrillo & Gonzalez, 2007). Las estructuras con pórticos con mampostería de relleno se pueden reemplazar en el modelo computacional como puntales diagonales con una resistencia única a compresión y con rótulas en sus extremos.

Los estudios iniciales sobre el tema fueron desarrollados por (Polyakov, 1956), seguido a este (Holmes, 1961) en su estudio manifiesta que la mampostería de relleno se puede simplificar utilizando puntales diagonales equivalentes con un ancho de $1/3$ de la longitud diagonal del pórtico, y expresa que la dispersión en los resultados se debe a la mano de obra y la calidad de los materiales.

A partir de estos estudios, varios autores con el fin de dar una estimación adecuada del ancho del puntal equivalente que capture el comportamiento de la mampostería de relleno, realizaron estudios con un sin número de tipologías de mampostería; en la mayoría de los casos, bajo carga lateral, concluyendo que las esquinas opuestas a la aplicación de la carga se desprenden del pórtico, actuando solo una franja diagonal de ancho variable, denominado puntal diagonal equivalente (Yekrangnia, 2018).

2.5.1. MODELO PUNTAL EQUIVALENTE EN PÓRTICOS RELLENOS

Para el presente proyecto se utilizó inicialmente el método de Holmes para paredes completas por su simplicidad, el cálculo del ancho equivalente se llevó a cabo mediante la ecuación 2.4.

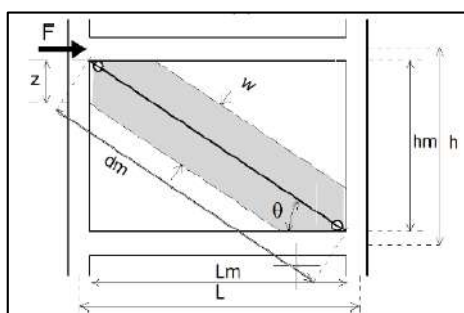


Figura 2. 13 Puntal diagonal

Fuente: (Tarque, Candido, Camata, & Spacone, 2015)

$$w = \frac{1}{3} dm \quad (2.4)$$

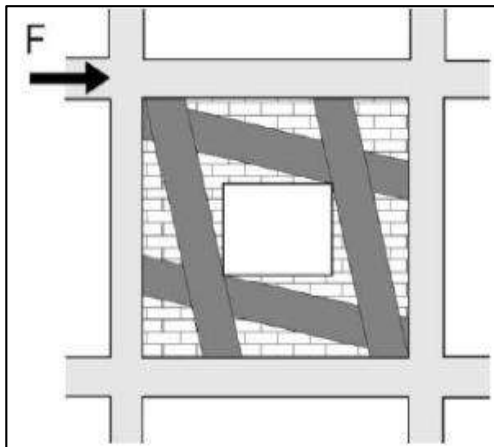
$$dm = \sqrt{hm^2 + Lm^2} \quad (2.5)$$

2.5.2. MODELO PUNTAL EQUIVALENTE PARA PÓRTICOS RELLENOS CON ABERTURAS

La resistencia en el sistema de un marco relleno cuando existen aberturas se ve afectada, dependiendo de la posición y el tamaño de la misma (Al-Chaar, 2002), para el caso de aberturas que sean centrales, las esquinas aún pueden desarrollar un mecanismo de puntal o las fuerzas en el panel se transmiten al marco a través de cuatro puntales colocados en las bandas horizontales y verticales alrededor de las aberturas (Figura 2.14 (a)).

Cuando los marcos están parcialmente rellenos (Figura 2.14 (b)), el panel aún reacciona con un mecanismo de armadura que causa un efecto de columna corta que puede conducir a una falla por corte frágil (Tarque, Candido, Camata, & Spacone, 2015).

(a) Configuración de puntal para aberturas centrales



(b) Pórticos parcialmente rellenos

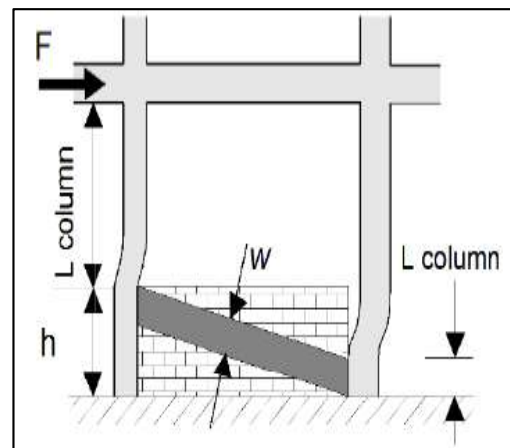


Figura 2. 14 Puntales para mampostería con aberturas

Fuente: (Al-Chaar, 2002)

El ancho del puntal equivalente para marcos que presenten aberturas debe reducirse en comparación a un marco relleno completo y para ello se puede utilizar la ecuación establecida en (Al-Chaar, 2002).

$$W_r = W(R_1)_i(R_2)_i \quad (2.6)$$

Donde,

R_1 Factor de reducción para la evaluación en el plano debido a la presencia de aberturas.

$$(R_1)_i = 0.6 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right)^2 - 1.6 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right) + 1 \quad (2.7)$$

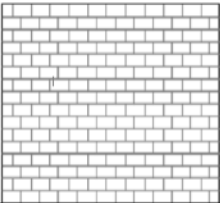
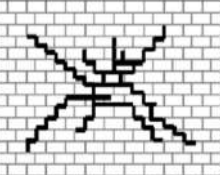
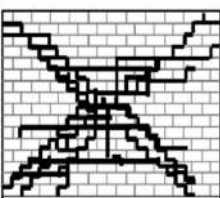
Si el área de las aberturas es mayor o igual al 60% del área de la mampostería de relleno entonces el efecto del relleno debe ser $(R_1)_i = 0$

R_2 Factor de reducción para la evaluación en el plano debido al daño de relleno existente.

Para el valor de $(R_2)_i$, se debe tomar en consideración que la mampostería se deteriora cuando el límite elástico se va excediendo.

Por esto se debe determinar por cuanto se excedió o no el límite elástico de la mampostería (Al-Chaar, 2002). Esta verificación se puede determinar mediante una inspección visual de acuerdo a la Tabla 2.10.

Tabla 2. 10*Condición de mampostería por inspección visual*

CONDICIÓN	DESCRIPCIÓN	ESTADO
Buen estado	Durante la evaluación se encontró la mampostería y mortero intactos, sin grietas, deterioro o daños visibles.	 SIN DAÑO
Condición aceptable	Durante la evaluación se encontró la mampostería y mortero intactos pero con grietas menores.	 DAÑO MODERADO APERTURA DE LA GRIETA <math>< 1/8''</math> (0.32cm)
Mala condición	Durante la evaluación se encontró la mampostería y el mortero degradados, o las grietas significativas.	 DAÑO SEVERO APERTURA DE LA GRIETA > 1/2'' (1.27cm)

Fuente: (ASCE 41-17, 2017) (Al-Chaar, 2002). Elaborado por: Chávez, Gómez.

En caso de que el panel sea sin daño el factor de $(R_2)_i$ debe tomarse como igual a 1. Las otras consideraciones deben ser tomadas de acuerdo con (Al-Chaar, 2002).

2.5.3. MODELO HISTERÉTICO DE PÍVOT

El modelo histerético de Pívor, propuesto en 1998, tiene un enfoque de macro modelado, necesita pocos parámetros mecánicos, un bajo esfuerzo computacional y se basa en reglas geométricas que definen la carga y descarga en lugar de leyes analíticas. Es capaz de proporcionar una precisión adecuada para representar la respuesta histerética cíclica del mampuesto (Di Trapani, 2014).

Los valores de los parámetros de histéresis que calibran el método de Pívor se correlacionan entre la resistencia y la rigidez de la mampostería, para la particularidad de la ley de Pívor para el puntal diagonal equivalente.

La aplicación del modelo sufre una gran simplificación debido al comportamiento cíclico del puntal diagonal que se rige por los parámetros α_1 , β_1 , α_2 y β_2 (como se muestra en la Figura 2.15), ya que, los mampuestos no ofrecen ninguna contribución en términos de resistencia a la tracción por lo tanto, los parámetros α_1 y β_1 son nulos. Además, basándose en la hipótesis de que los sistemas de pórtico relleno no ganan rigidez en la aplicación de carga hasta que se recupera toda la deformación plástica, el parámetro β_2 es nulo. El parámetro final α_2 se calibra experimentalmente dependiendo de la tipología del relleno del pórtico (Di Trapani, 2014).

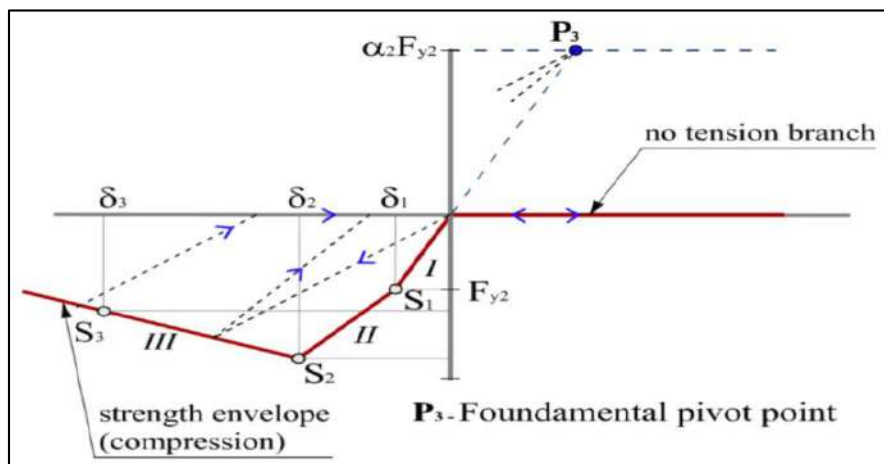


Figura 2. 15 Particularidad de la ley de Pívorot para el puntal diagonal.
Fuente: (Di Trapani, 2014)

La modelación del método de Pívorot, para la representación de los marcos rellenos se realiza con elementos del tipo Multilinear plastic links, como se muestra en la Figura 2.16 (Cavaleri & Di Trapani, 2014).

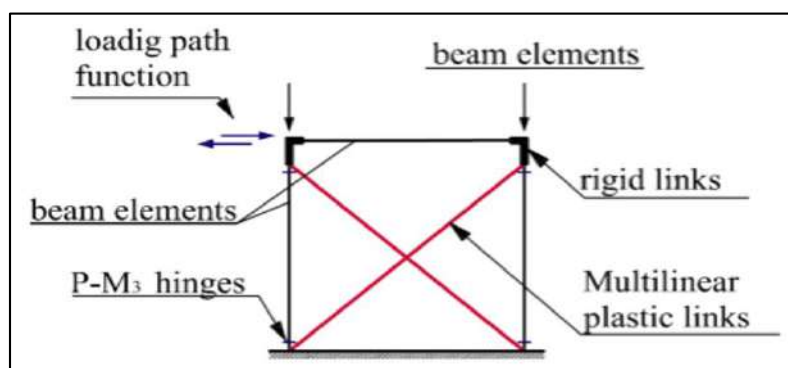


Figura 2. 16 Modelo estructural empleado para la ley de Pívorot.
Fuente: (Cavaleri & Di Trapani, 2014)

CAPÍTULO 3

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

3.1. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

3.1.1. UBICACIÓN

El edificio ITSPN está ubicado en el norte de Quito dentro del Rancho San Vicente, en la Av. de la Prensa N42-233 y Juan Galarza. Consta de aproximadamente 500 [m²] de construcción. Las coordenadas de la edificación tomadas con GPS corresponden a las descritas en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1

Coordenadas GPS de la edificación

Longitud	501266.4
Latitud	9981897

Elaborado por: Chávez, Gómez.

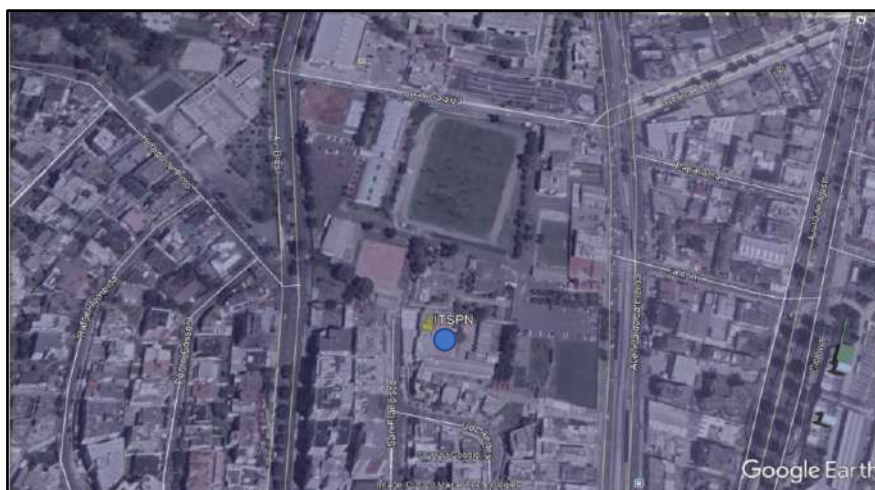


Figura 3.1 Ubicación edificaciones ITSPN

Fuente: Google Earth

La edificación construida hace aproximadamente 30 años fue considerada informal debido a que no cuenta con planos, especificaciones, estudios u otros documentos que nos proporcionen información de la configuración, los componentes y la cimentación.

3.1.2. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA

De acuerdo con un levantamiento de información realizado en el área, la estructura fue construida en dos bloques separados por una junta constructiva, cada uno con dos plantas.

En cuanto a la fachada de los bloques, se puede apreciar ventanales largos que van de columna a columna, lo cual posibilita la existencia de columna corta (Figura 3.2).



Figura 3.2 Fachada del Instituto ITSPN

Fuente: Chávez, Gómez.

Además, se pudo identificar que la distribución arquitectónica se encuentra formada mayormente por oficinas y aulas de estudio de acuerdo con la Tabla 3.2.

Los planos arquitectónicos de la estructura se encuentran en el Anexo 1.1.

Tabla 3.2

Contenido de bloques

NIVEL	BLOQUE 1	BLOQUE 2
N+0.00	Contiene oficinas, cafetería	Contiene una biblioteca, oficinas, cafetería.
N+3.125	Contiene oficinas, baterías sanitarias.	Contiene aulas, baterías sanitarias.

Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.1.3. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

De acuerdo con un levantamiento de información realizado en el área, el sistema resistente a carga lateral de los dos bloques está compuesto por pórticos de hormigón armado y vigas peraltadas. Los edificios ITSPN, en general se clasificaron como edificaciones tipo C1 y C3 (Pórticos de hormigón con y sin mampostería no reforzada), de acuerdo con la Tabla 3-1 del (ASCE 41-17, 2017).

Se considera que la estructura pueda analizarse en cualquiera de los tres procedimientos sistemáticos descritos en la Tabla 2.3, ya que, se verificó el cumplimiento de la Tabla 3-4 del (ASCE 41-17, 2017) que, limita a las edificaciones dependiendo del número de pisos (menor a 12, 8 y 4 pisos) y nivel de sismicidad (sección 2.1.1.2).

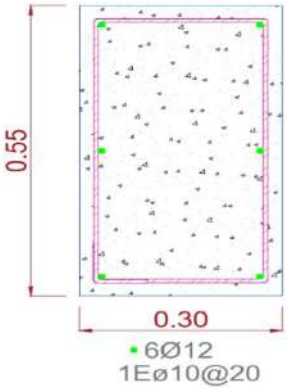
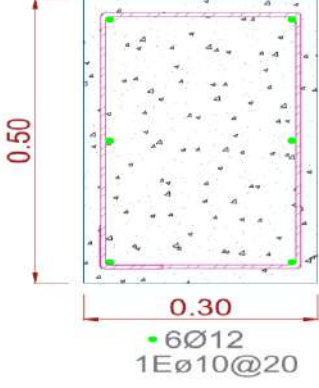
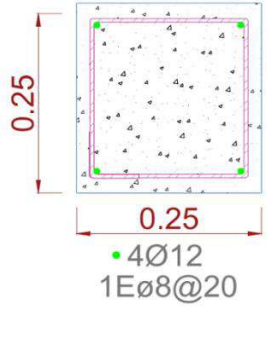
La construcción de las edificaciones ITSPN fue aproximadamente hace 30 años, debido a esto para determinar el armado en vigas y columnas se utilizó un detector de acero (según la sección 2.2.4.4.), pero considerando la baja precisión en la detección del diámetro de acero del refuerzo longitudinal, se realizó una comparación utilizando el código (CEC-77, 1977) que se utilizó en Ecuador para construcciones de la época. La comprobación de los valores obtenidos se encuentra en el Anexo 2.

3.1.3.1. Vigas

Debido a que la estructura no cuenta con información donde se especifique las dimensiones y armado de las vigas, se determinó las características mediante inspección visual y detección de acero según lo antes mencionado (Sección 3.1.3).

Las estructuras presentan 3 tipos de secciones que están detalladas en la Tabla 3.3. La ubicación en cada nivel se muestra en el Anexo 1.2.

Tabla 3. 3
Tipos de vigas

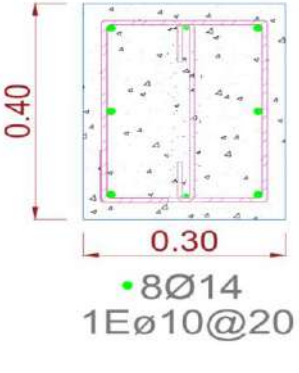
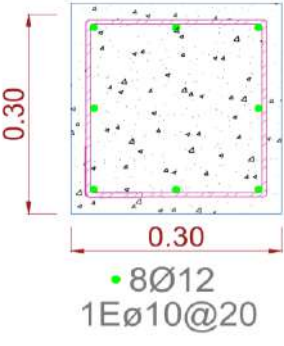
TIPO V1	TIPO V2	TIPO V3
 <p>0.55</p> <p>0.30</p> <p>• 6Ø12 1EØ10@20</p>	 <p>0.50</p> <p>0.30</p> <p>• 6Ø12 1EØ10@20</p>	 <p>0.25</p> <p>0.25</p> <p>• 4Ø12 1EØ8@20</p>

Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.1.3.2. Columnas

Al igual que las vigas al no contar con información se determinó las características mediante inspección visual y detección de acero según lo antes mencionado (Sección 3.1.3). Las secciones detalladas en la Tabla 3.4 se pudieron observar dentro de las edificaciones considerándolas totalidad rectangulares. La ubicación en cada nivel se muestra en la Anexo 1.2.

Tabla 3. 4
Tipos de columnas

TIPO C1	TIPO C2
 <p>0.40</p> <p>0.30</p> <p>• 8Ø14 1EØ10@20</p>	 <p>0.30</p> <p>0.30</p> <p>• 8Ø12 1EØ10@20</p>

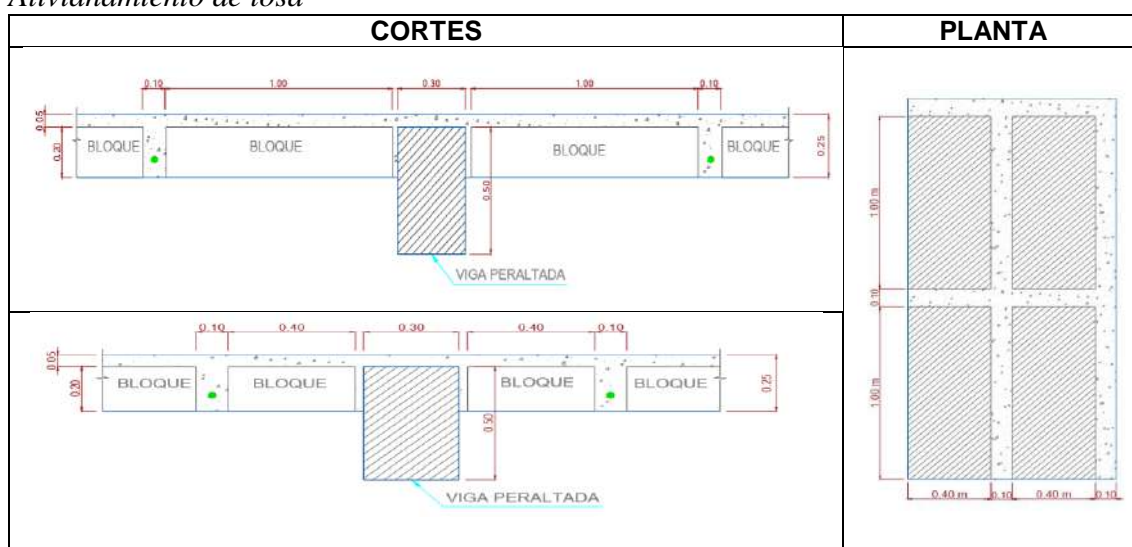
Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.1.3.3. Losa

La estructura está conformada por una losa alivianada en dos direcciones de 25 [cm] de espesor con alivianamientos diferentes en cada dirección como se muestra en la Tabla 3.5.

Las gradas presentes en las estructuras fueron representadas por medio de una losa maciza de 10 [cm] de espesor.

Tabla 3. 5
Alivianamiento de losa



Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.1.3.4. Mampostería

Mediante una inspección visual se analizó la distribución de la mampostería por bloque, además se determinó que las paredes son de bloque artesanal de 15 [cm].

En el bloque 1 existe concentración simétrica de mampostería, ya que, los espacios son para uso de oficinas en las dos plantas, como se muestra en la Anexo 1.1.

En el bloque 2 existe poca concentración de mampostería en el piso inferior, debido a que en esta área se encuentra la biblioteca y algunas oficinas.

En la segunda planta los espacios son para uso de aulas, así que, existe mayor cantidad de mampostería, sin causar irregularidad, como se muestra en la Anexo 1.1.

3.1.3.5. Cimentación

La información de dimensiones, tipo y configuración de la cimentación de la estructura se obtuvo mediante un ensayo de verificación de elementos, Anexo 3.1, que reportó que la cimentación está conformada por plintos acampanados tipo trapezoidales con las siguientes características:

Tabla 3. 6
Características de la cimentación.

BASE SUPERIOR	0.72 [m] · 0.72 [m]	
BASE INFERIOR	1.4 [m] · 1.4 [m]	
PROFUNDIDAD	0.85 [m]	

Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.2. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE MATERIALES

Debido a que no se tiene información estructural de las edificaciones, se obtuvo la caracterización mecánica de los materiales mediante ensayos destructivos y no destructivos de acuerdo con lo mencionado en la sección 2.2.3 y 2.2.4.

3.2.1. HORMIGÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

Para tener una aproximación de la resistencia del hormigón que fue empleada en la construcción del edificio fue necesaria la extracción de núcleos de hormigón y realización de ensayos no destructivos (esclerómetro y velocidad ultrasónica).

3.2.1.1. Resistencia a la compresión

3.2.1.1.1. Extracción de Núcleos

La selección de los elementos en los cuales se realizó la extracción de núcleos de hormigón fue realizada de forma aleatoria, mediante una hoja de cálculo.

La ubicación de cada punto seleccionado se puede observar de acuerdo con la Figura 3.3 en la Figura 3.4 y 3.5.

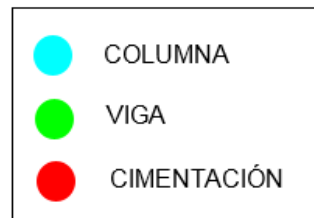


Figura 3. 3 Simbología para puntos de ensayo
Elaborado por: Chávez, Gómez.

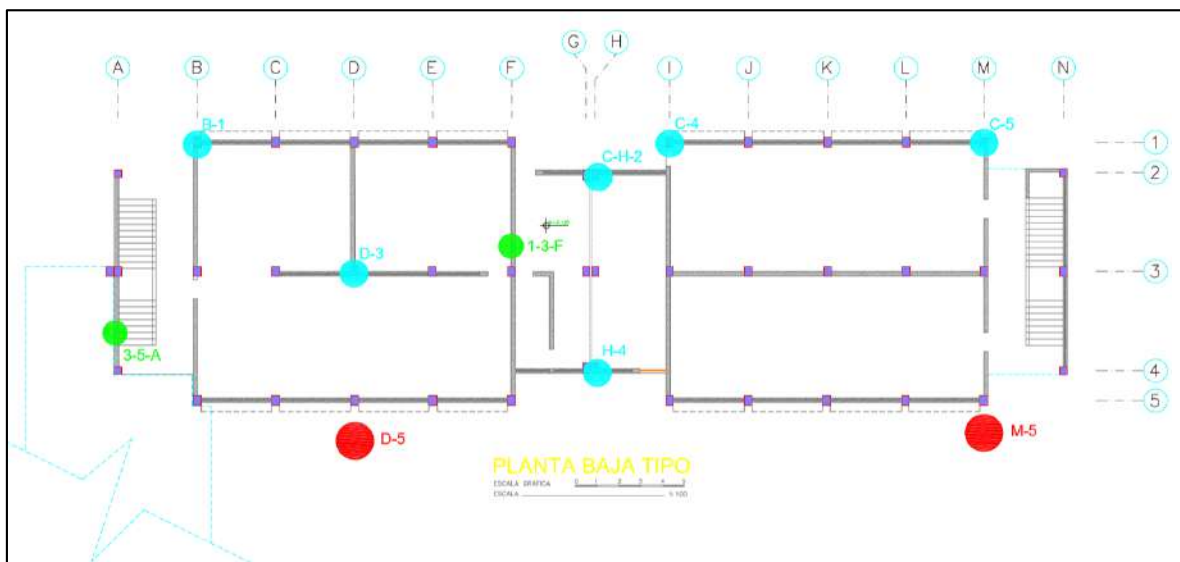


Figura 3. 4 Ubicación de puntos de ensayo, Planta Baja.
Elaborado por: Chávez, Gómez.

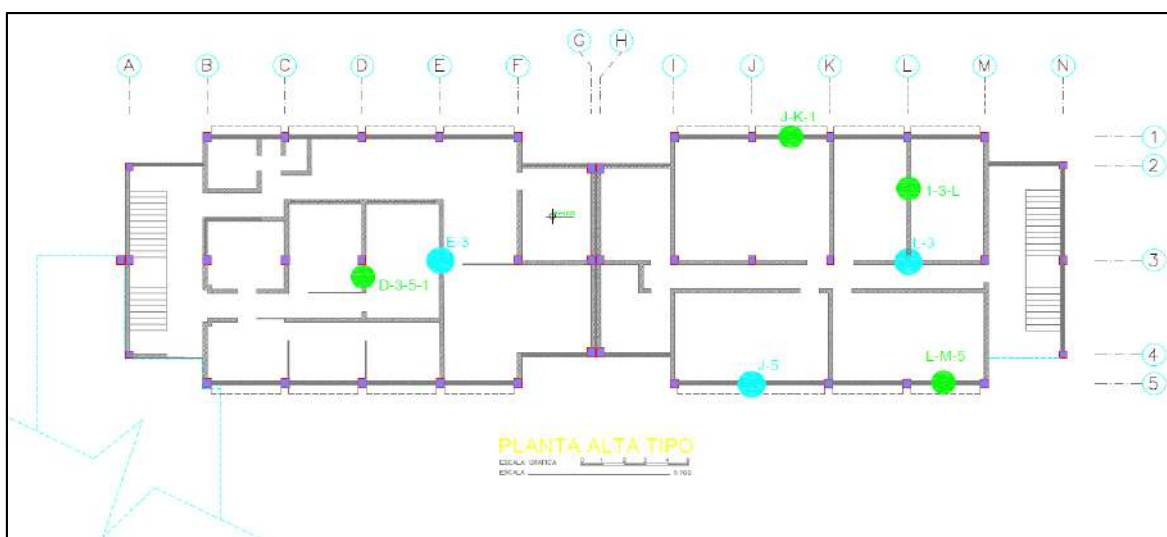


Figura 3. 5 Ubicación de puntos de ensayo, Planta Alta.
Elaborado por: Chávez, Gómez.

Los resultados de resistencia a compresión del hormigón para cada punto están en el Anexo 3.2 y el resumen de los resultados se muestra en la Tabla 3.7.

Tabla 3. 7

Resultados de ensayo a compresión de núcleos de hormigón

PLANTA	ELEMENTO	CÓDIGO	ESFUERZO DE COMPRESIÓN [kg/cm ²]
BAJA	COLUMNA	C-4	288
		C-5	192
		C-H-2	181
		H-4	191
		B-1	253
		D-3	219
ALTA	COLUMNA	E-3	271
		J-5	213
		L-3	165
BAJA	VIGA	1-3-F	296
		3-5-A	276
ALTA		D-3-5-1	202
		J-K-1	255
		1-3-L	280
		L-M-5	281

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Se realizó un análisis estadístico para realizar una interpretación con los resultados obtenidos, como se muestra en la Tabla 3.8.

Tabla 3. 8*Resultados de análisis estadístico de extracción de núcleos*

PARÁMETRO	FÓRMULA	RESULTADO	[U]
Media, \bar{x}	$\bar{x} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i$	237.53	$\left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$
Desviación Estándar, σ_s	$\sigma_s = \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$	44.48	$\left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$
Coefficiente de Variación, C_v	$C_v = \frac{\sigma_s}{\bar{x}}$	0.187	-

Elaborado por: Chávez, Gómez.

En los resultados de análisis estadístico se determinó que el coeficiente de variación es menor a 0.2; así que, cumple con lo establecido en (ASCE 41-17, 2017), en donde se recomienda extraer muestras adicionales en caso de que este valor sea mayor.

De acuerdo con (ACI 562M-13, 2016), la resistencia equivalente a compresión del hormigón debe ser calculada con la ecuación 3.1.

$$f_{ceq} = 0.9 \cdot \bar{f}_c \cdot \left[1 - 1.28 \sqrt{\frac{(k_c \cdot V)^2}{n} + 0.0015} \right] \quad (3.1)$$

Dónde,

f_{ceq} = resistencia equivalente a compresión del hormigón

\bar{f}_c = resistencia promedio a compresión del hormigón

V = coeficiente de variación

k_c = coeficiente de modificación

n = número de muestras tomadas.

El valor para k_c depende del número de muestras tomadas y se encuentra especificado en la tabla 6.4.3 de (ACI 562M-13, 2016). Para este caso donde $n=15$ muestras, el valor de $k_c = 1.05$.

La resistencia a compresión equivalente del hormigón es igual:

$$f_{ceq} = 212.66 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

3.2.1.1.2. Ensayo de rebote (esclerómetro)

Se consideró el ensayo de rebote como una medida complementaria. Pero los resultados del ensayo de rebote para cada punto no fueron considerados para el análisis de resultados, debido a las restricciones que tiene este ensayo. La principal fue que no se pudo realizar el ensayo en una superficie lisa y sin recubrimiento, ya que no fue permitido pulir la zona del ensayo con la piedra abrasiva como lo establece la (ASTM C-805, 2018). Pero como lo establece la (ASCE 41-17, 2017), no fue necesario realizarlo, ya que, en el ensayo de extracción de núcleos el coeficiente de variación fue menor a 0.2.

3.2.1.1.3. Ensayo de Velocidad Ultrasónica

Se incluye el ensayo de velocidad ultrasónica como una medida complementaria, al igual que el ensayo de rebote.

Los resultados del ensayo de velocidad ultrasónica para cada punto están en el Anexo 2.3 y el resumen de los resultados se muestra en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9

Resultados de ensayo de vibraciones ultrasónicas

PLANTA	ELEMENTO	CÓDIGO	TIPO DE ENSAYO	VELOCIDAD [m/seg]
BAJA	COLUMNAS	D-3	DIRECTO	2567.53
ALTA		L-3	DIRECTO	2905.95
		F-5	DIRECTO	2820.00
BAJA	VIGAS	E-3-4	PARALELO	2668.33
ALTA		F-1-3	PARALELO	1693.73
		1-J-K	PARALELO	2564.42
		D-3-5	PARALELO	2737.24
PROMEDIO				2565.31

Elaborado por: Chávez, Gómez.

De acuerdo con la Tabla 2.6 la resistencia a compresión del hormigón mediante el ensayo de vibración ultrasónica tiene una condición regular.

De acuerdo con (ASCE 41-17, 2017) las propiedades especificadas en los documentos disponibles se consideran como propiedades del material de límite inferior, por lo tanto, las propiedades de material esperados se calcularán multiplicando los valores de límite inferior por un factor tomado de la Tabla 3.10 para convertir de valores de límite inferior a valores esperados.

Tabla 3. 10

Factor de mayoración para convertir a valores esperados

PROPIEDAD	MAYORACIÓN
Resistencia a compresión del hormigón $\rightarrow f'_c$	1.50
Esfuerzo de fluencia del acero $\rightarrow f_y$	1.25

Fuente: (ASCE 41-17, 2017). Adecuado por: Chávez, Gómez.

Debido a que las propiedades de los materiales fueron encontradas por medio de pruebas y ensayos no se aplica el factor de mayoración. Entonces, la resistencia a compresión final del hormigón fue $f'_c = 212.66 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$; y, se redondeó a $f'_c = 212 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$.

3.2.1.2. Módulo de elasticidad

El cálculo del módulo de elasticidad del hormigón según (NEC-15-HM, 2014) y (ACI 318S-14, 2015) debe ser calculado por la expresión $E_c = 15000\sqrt{f'_c} \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$ pero, se consideró que la edificación cuenta con aproximadamente 30 años de antigüedad y no se tiene datos de materiales o distinción del origen del agregado que se usó. Por lo tanto, se utilizó la expresión sugerida por (Cabrera, 2014).

$$E_c = 12400 \cdot \sqrt{f'_c} \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \quad (3. 2)$$

$$E_c = 180546.73 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

3.2.2. HORMIGÓN DE LA SUBESTRUCTURA

3.2.2.1. Resistencia a la compresión

3.2.2.1.1. Extracción de Núcleos y Ensayo de rebote

Con el fin de conocer la resistencia de la subestructura se seleccionaron dos puntos para la extracción de tres muestras y realización del ensayo de rebote en los dos puntos, Anexo 3.4. Debido a que las muestras extraídas tienen valores muy altos (Tabla 3.11), no se realizó el cálculo de la resistencia a compresión del hormigón de la cimentación, por lo cual, se consideró el mismo valor calculado para la superestructura de $f'_c = 212 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$.

La ubicación de cada punto seleccionado se puede observar de acuerdo con la Figura 3.3 en la Figura 3.4 y el resumen de los resultados se muestra en la Tabla 3.11.

Tabla 3. 11

Resultados de ensayos para la cimentación

ENSAYO	PLINTO	CÓDIGO	ESFUERZO DE COMPRESIÓN [kg/cm ²]
ESCLERÓMETRO	ESQUINERO	M-5	292.0
	CENTRAL	D-5	316.0
EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS	CENTRAL	D-5	174.0
	ESQUINERO	M-5	908.0

Elaborado por: Chávez, Gómez

3.2.3. ACERO ESTRUCTURAL

Debido a la imposibilidad de realizar pruebas de tracción y compresión en muestras de acero estructural, (NEC-15-HM, 2014) considera el uso de $f_y = 4200 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$. Al valor tomado anteriormente para el acero se aplicó el factor de mayoración descrito en la Tabla 3.10, por lo tanto, el esfuerzo de fluencia del acero es de $f_y = 5250 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$.

3.2.4. SUELO

3.2.4.1. Ensayo triaxial

Se extrajo una muestra inalterada de suelo para realizar el ensayo triaxial mencionado en la sección 2.2.3.2. Los resultados obtenidos se muestran en el Anexo 3.5 y su resumen en la Tabla 3.12.

Tabla 3. 12

Resumen de resultados de ensayo triaxial

PLINTO	HUMEDAD	DENSIDAD	COHESIÓN	ÁNGULO DE FRICCIÓN
	[%]	[g/cm ³]	[kg/cm ²]	[°]
ESQUINERO	15.63	1.72	0.36	28.59
CENTRAL	18.69	1.75	0.40	19.54

Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.2.4.2. Esfuerzo admisible del suelo

De acuerdo con el tratamiento de datos del ensayo triaxial se determinó que el esfuerzo admisible del suelo donde se encuentra la estructura es de $\sigma_{adm} = 19.9 \left[\frac{t}{m^2} \right]$. El esfuerzo último del suelo se calculó de acuerdo con (ASCE 41-17, 2017), sección 8.4.1.1.

$$\sigma_u = 3 \cdot \sigma_{adm} \quad (3. 3)$$

$$\sigma_u = 59.7 \left[\frac{t}{m^2} \right]$$

El coeficiente de balasto necesario para conocer la capacidad y comportamiento del suelo-estructura ante el hundimiento se calcula de acuerdo con (Bowles, 1996):

$$K_s = 120 \cdot \sigma_{adm} \quad (3. 4)$$

$$K_s = 2387.404 \left[\frac{t}{m^3} \right]$$

3.2.5. MAMPOSTERÍA

Yekrangnia afirma que:

“La resistencia a la compresión del prisma de mampostería es importante porque este parámetro está directamente relacionado con el módulo de elasticidad de la mampostería, pero, no es muy factible porque requiere extraer varias muestras estándar de la pared cortando a través de ellas y luego probando en el laboratorio” (Yekrangnia, 2018)(p. 46).

De acuerdo con lo mencionado anteriormente. Considerando que la norma (ASCE 41-17, 2017) permite pruebas no destructivas para un análisis exhaustivo de condición, el presente proyecto tuvo inconvenientes para la extracción de muestras de mampostería y realización de pruebas no destructivas, ya que, las autoridades de la Institución no permitieron la realización de las pruebas correspondientes. Debido a lo indicado solo fue posible realizar una inspección visual para la evaluación de las condiciones del material.

La clasificación de condiciones de acuerdo con (ASCE 41-17, 2017) debe ser como buena, regular o pobre de acuerdo con la inspección visual (Tabla 2.10) y otros procedimientos aprobados que consideren la naturaleza y el alcance del daño o deterioro presente.

3.2.5.1. Resistencia a la compresión

Las condiciones de la mampostería de acuerdo con la inspección visual realizada se clasifican en un buen estado, con base en la Tabla 2.10. A partir de la condición, longitudes, alturas, espesores, ubicación y orientación de cada pared. Incluyendo la ubicación y tamaño de las aberturas de ventanas y puertas. Se consideró como primer criterio el valor de $f'_m = 38.75 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$ utilizado en la modelación por (Rivas, 2017).

Se consideró como segundo criterio la implementación del cálculo de la resistencia a compresión de la mampostería en función de las propiedades de los componentes de la mampostería como lo describe (Aguilar & Lumbi, 2014).

$$f'_m = 0.3 \cdot f_b + 0.1 \cdot f_{mr} + 0.25 \cdot f_c \quad (3.5)$$

Donde,

f_b Resistencia a la compresión del mampuesto.

f_{mr} Resistencia a la compresión del mortero.

f_c Resistencia a la compresión del relleno (en caso de que se rellenen las celdas del mampuesto hueco).

En vista de que no se conoce si las celdas del mampuesto hueco son completamente rellenas, se consideró el parámetro f_c con un coeficiente reducido a la mitad.

Tabla 3. 13

Parámetro para cálculo de f'_m

PARÁMETRO	VALOR $\left[\frac{kg}{cm^2} \right]$	REFERENCIA
f_b	35.69	Tabla 6, (INEN-3066, 2016)
$f_{mr} = f_c$	125.18	(Aguilar & Lumbi, 2014)

Elaborado por: Chávez, Gómez.

De acuerdo con los parámetros especificados en la Tabla 3.13, la resistencia a la compresión de la mampostería es igual a $f'_m = 38.87 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$. Debido a la similitud de los valores obtenidos de resistencia a la compresión del mampuesto, utilizando los dos criterios antes mencionados; para la modelación de la mampostería se decidió utilizar el valor de:

$$f'_m = 38.80 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

3.2.5.2. Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de la mampostería según (NEC-15-MP, 2014) en ausencia de los valores experimentales puede emplearse como $E_m = 900 \cdot f' m \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$.

3.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.3.1. CÁLCULO DE CARGAS

3.3.1.1. CARGA MUERTA (D)

El cálculo detallado de los elementos estructurales y no estructurales (sobrecarga) de acuerdo con (NEC-15-CG, 2014) se presenta en el Anexo 4.1. El resumen de los cálculos realizados se muestra en la Tabla 3.14.

Tabla 3. 14

Resumen de carga muerta

BLOQUE	CARGA MUERTA [t]		
	ESTRUCTURAL	NO ESTRUCTURAL	TOTAL
1	266.01	162.62	428.63
2	266.02	162.08	428.10

Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.3.1.2. CARGA VIVA (L)

Según la ocupación de las edificaciones, se toman los valores mostrados en la Tabla 3.15.

Tabla 3. 15

Carga viva

PLANTA	OCUPACIÓN	BLOQUE 1	BLOQUE 2	REFERENCIA
		[t/m ²]	[t/m ²]	
BAJA	Oficinas y corredores.	0.240	-	Tabla 9, (NEC-15-CG, 2014)
	Centro de cómputo y corredor	-	0.480	
ALTA	Cubierta plana	0.070	0.070	
	Granizo	0.1	0.1	Sección 3.2.5 (NEC-15-CG, 2014)

Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.3.2. CARGA SÍSMICA

De acuerdo con (ASCE 41-17, 2017), la carga sísmica se utiliza para calcular las fuerzas internas y los desplazamientos de la estructura en estudio, y se determina utilizando la ecuación 3.6.

$$V = C_1 \cdot C_2 \cdot C_m \cdot S_a \cdot W \quad (3.6)$$

Dónde,

- C_1 “Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal” (ASCE 41-17, 2017).
- C_2 “Factor de modificación para representar el efecto de la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo” (ASCE 41-17, 2017).
- C_m “Factor de masa efectiva para tener en cuenta los efectos de participación en masa modal más altos obtenidos de la Tabla 7- 4 de la norma” (ASCE 41-17, 2017).

Tabla 3. 16

Coficiente C_m según caso de estudio

NIVEL	MARCO DE CONCRETO DE RESISTENCIA A MOMENTO
1 o 2	1
3 o más	0.9

Elaborado por: Chávez, Gómez.

S_a Aceleración del espectro de respuesta.

W Carga sísmica reactiva, definido en la Tabla 3.14.

3.3.2.1. Espectro de diseño en aceleración ($S_a(T_a)$)

El valor de S_a fue calculado considerando lo explicado en la sección 2.4.2.1. De acuerdo con la Figura 2.12 fue necesario comparar el período de vibración de la estructura (T) con el período de vibración límite de la meseta (T_c), para conocer la ecuación a utilizar según el rango en el que se encontraba.

3.3.2.1.1. Determinación de períodos de vibración límite

Para determinar el valor T_c y T_o es necesario establecer los coeficientes de amplificación del suelo, pero, los mismos están definidos tomando en cuenta los efectos de sitio. La estructura en estudio, ubicada en la ciudad de Quito, según la Figura 2.2 y la Tabla 2.2 se encuentra en la zona 5, por lo tanto, el factor $Z = 0.4$. Además, según el estudio de suelo, la ubicación en el mapa de microzonificación (Figura 2.3) y las consideraciones tomadas, el suelo se clasifica como tipo C.

Según (NEC-15-DS, 2014), los coeficientes de amplificación del suelo para un $Z=0.4$ y un suelo tipo C, son los mostrados en la Tabla 3.17.

Tabla 3. 17
Factores de amplificación del suelo

TIPO DE SUELO	ZONA SÍSMICA → V Z = 0,4		REFERENCIA
C	Fa	1.2	Tabla 3, (NEC-15-DS, 2014)
	Fd	1.11	Tabla 4, (NEC-15-DS, 2014)
	Fs	1.11	Tabla 5, (NEC-15-DS, 2014)

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Los períodos de vibración límite son:

De acuerdo con la ecuación 2.4 → $T_o = 0.10$ [s]

De acuerdo con la ecuación 2.5 → $T_c = 0.56$ [s]

3.3.2.1.2. Período de vibración de la estructura (T)

El periodo de la estructura para el caso de evaluación considera los resultados del estudio de vibraciones ambientales, pero es recomendable calcular la aproximación del periodo de vibraciones de acuerdo con la normativa vigente, para este caso se utilizó la (NEC-15-DS, 2014) y (ASCE 41-17, 2017), con el fin de comparar resultados. Los resultados de las vibraciones ambientales (Anexo 3.6) reflejan un periodo de vibración de:

Bloque 1 → $T=0.18$ [s]

Bloque 2 → $T=0.17$ [s]

De acuerdo con (NEC-15-DS, 2014), el método 1 que utiliza la ecuación 3.7 da una determinación aproximada del período de vibración.

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad (3.7)$$

Donde,

C_t, α “Coeficiente que depende del tipo de sistema estructural del edificio” (Tabla 3.18) (NEC-15-DS, 2014).

h_n “Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, [m]” (NEC-15-DS, 2014).

Tabla 3. 18

Coeficientes C_t y α

ESTRUCTURA	C_t	α	REFERENCIA
Pórtico especial de hormigón armado sin muros estructurales o diagonales rigidizadoras.	0.055	0.9	(NEC-15-DS, 2014)
Sistema de marco de concreto resistente a momento.	0.018	0.9	(ASCE 41-17, 2017)

Elaborado por: Chávez, Gómez.

La altura máxima de la edificación es, $h_n = 6.53$ [m].

De acuerdo con la Ecuación 3.7 $\rightarrow T = 0.297$ [s] (NEC-15-DS, 2014).

$T = 0.284$ [s] (ASCE 41-17, 2017).

Los valores obtenidos por las normativas son similares, pero, no coinciden con los obtenidos en el ensayo de vibraciones ambientales debido a que el ensayo toma en cuenta aspectos reales de las edificaciones. Como se mencionó anteriormente se considera los periodos de vibraciones ambientales para la evaluación.

Una vez conocidos los valores de los períodos, se utilizó la ecuación 2.1, considerando los valores definidos anteriormente y η de acuerdo con la Tabla 2.9. Entonces, $S_a = 1.1904$.

3.3.2.2. Carga sísmica reactiva (W)

De acuerdo con (ASCE 41-17, 2017) y (NEC-15-DS, 2014) “la carga sísmica reactiva, W, independientemente del método de análisis debe ser igual a la carga muerta y en caso de bodegas o almacenaje se debe incluir un mínimo del 25% de la carga viva por piso”. La estructura en estudio no cuenta con bodegas o almacenaje, por lo tanto:

$$W = Q_D \quad (3.8)$$

Q_D Carga muerta, definida en la Tabla 3.14.

La Tabla 3.19 muestra en resumen los valores de los parámetros calculados.

Tabla 3. 19

Coficiente del cortante basal ASCE 41-17

PARÁMETRO	VALOR	REFERENCIA
C_1	1.3	Ecuación 2.5 de (Yekrangnia, 2018)
C_2	1	En ausencia de cálculos precisos, C_2 puede tomarse como 1.0 (Yekrangnia, 2018).
C_m	1	Tabla 7- 4, (ASCE 41-17, 2017)
S_a	1.1904	Sección 3.3.2.1.
C_v	1.55	-

Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.3.3. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS POR PISO

La distribución de fuerzas para cada piso de la estructura es dependiente del período fundamental de vibración por medio de un coeficiente k (Tabla 3.20).

Tabla 3. 20

Coficiente k

VALORES DE T [s]	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0,75 + 0,5T$
> 2.5	2

Fuente: (NEC-15-DS, 2014)

El cálculo de distribución basal para cada bloque se describe en la Tabla 3.21 y 3.22.

Tabla 3. 21

Cálculo de la distribución basal, bloque 1

PISO	PESO kg]	H[m]	Wi·hi	Wi·hi ^k /ΣWi·hi ^k	Fx	Fx
1	259381.04	3.13	810565.75	0.42	0.42 V	279741.21
2	169254.60	6.53	1104386.27	0.58	0.58 V	381144.09
Σ	428635.64 428.64 [t]	Σ	1914952.02		Vb	660885.30 660.89 [t]

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 3. 22

Cálculo de la distribución basal, bloque 2

PISO	PESO kg]	H[m]	Wi·hi	Wi·hi ^k /ΣWi·hi ^k	Fx	Fx
1	258844.01	3.13	808887.54	0.42	0.42 V	280167.97
2	169254.60	6.53	1104386.27	0.58	0.58 V	382517.53
Σ	428098.61 428.10[t]	Σ	1913273.81		Vb	662685.50 662.69 [t]

Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.3.4. COMBINACIÓN DE CARGAS PARA EVALUACIÓN

Para efectos de evaluación las acciones gravitacionales y sísmicas utilizadas, se combinan de manera distinta a la utilizada en el diseño. En ese sentido, en base a los criterios establecidos en las normas (ASCE 41-17, 2017) y (NEC-15-RE, 2014) las combinaciones de carga para el análisis lineal corresponden a la ecuación 3.9 y ecuación 3.10. Debiendo ser utilizada la ecuación que cause el efecto más desfavorable.

$$Q_{GE} = 1.1 \cdot (Q_D + 0.25Q_L + Q_S) + Q_E \quad (3.9)$$

$$Q_{GE} = 0.9 \cdot (Q_D + 0.25Q_L) + Q_E \quad (3.10)$$

Dónde,

- Q_D Acción causada por la carga muerta.
- Q_L Acción causada por la carga viva.
- Q_S Acción causada por la carga de nieve o granizo.
- Q_E Acción causada por la carga de sismo.

3.3.5. MODELACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

La modelación matemática para representar la realidad física de la estructura fue realizada mediante el software computacional ETABS. La inercia de las secciones utilizadas en la modelación fue multiplicada por los valores de agrietamiento que constan en (ACI 318S-14, 2015), inercia agrietada para vigas igual a $0,35 I_g$ y en el caso de las columnas igual a $0,7 I_g$. Debido a que es más conservador en comparación con (NEC-15-DS, 2014).

3.3.5.1. Definición de materiales

De acuerdo con los resultados obtenidos, las propiedades mecánicas del hormigón y del acero de refuerzo que deben ser ingresadas al software estructural se especifican en la Tabla 3.23 y 3.24. Como se muestra en la Figura 3.6.

Tabla 3. 23

Propiedades mecánicas del hormigón

PROPIEDAD	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Resistencia a la compresión	f'_c	212	$\left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$
Módulo de elasticidad	E_c	180546.73	$\left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$
Peso específico	γ_c	2400	$\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right]$
Módulo de Poisson	μ_c	0.2	[–]

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 3. 24

Propiedades mecánicas del acero

PROPIEDAD	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Resistencia a la compresión	f_y	5250	$\left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$
Módulo de elasticidad	E_s	2.1×10^6	$\left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$
Peso específico	γ_s	7.85	$\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right]$

Elaborado por: Chávez, Gómez.

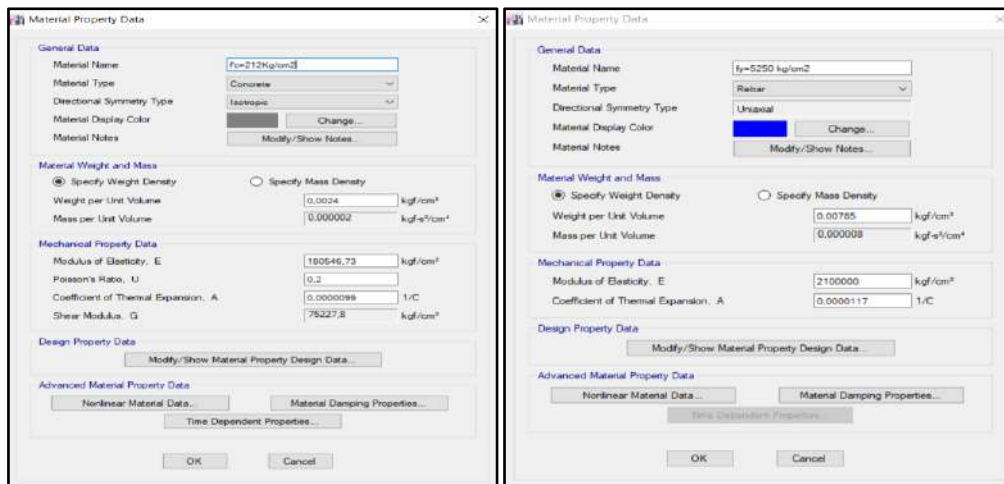


Figura 3. 6 Definición de propiedades mecánicas del hormigón y acero
Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.3.5.2. Definición de secciones

Las secciones definidas en el software estructural están basadas en la sección 3.1.3. Las Figura 3.7 a 3.9 muestran un ejemplo de la definición de cada elemento estructural.

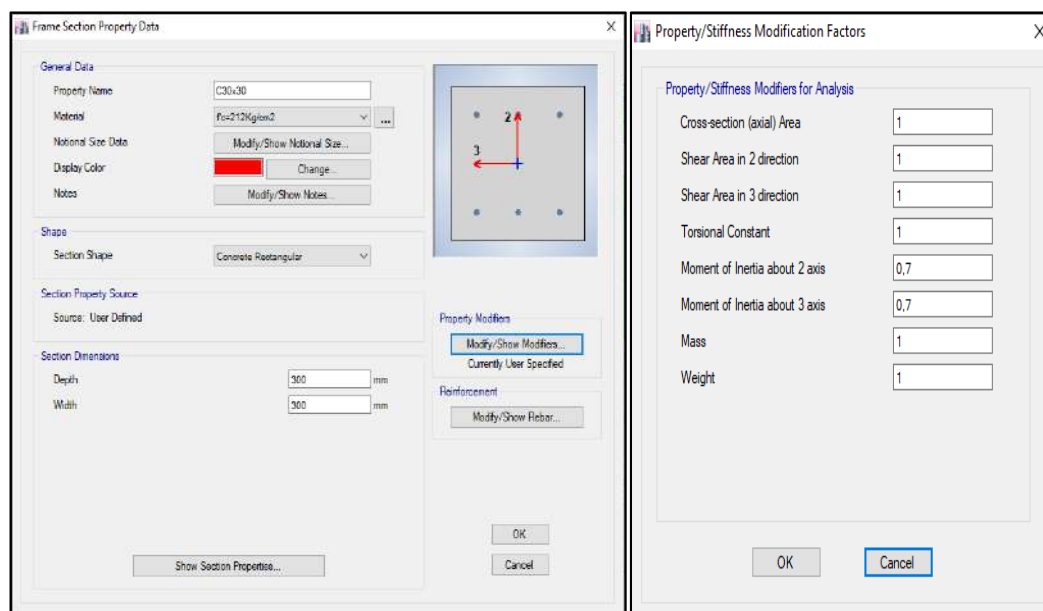


Figura 3. 7 Definición de sección columna, C30x30
Elaborado por: Chávez, Gómez.

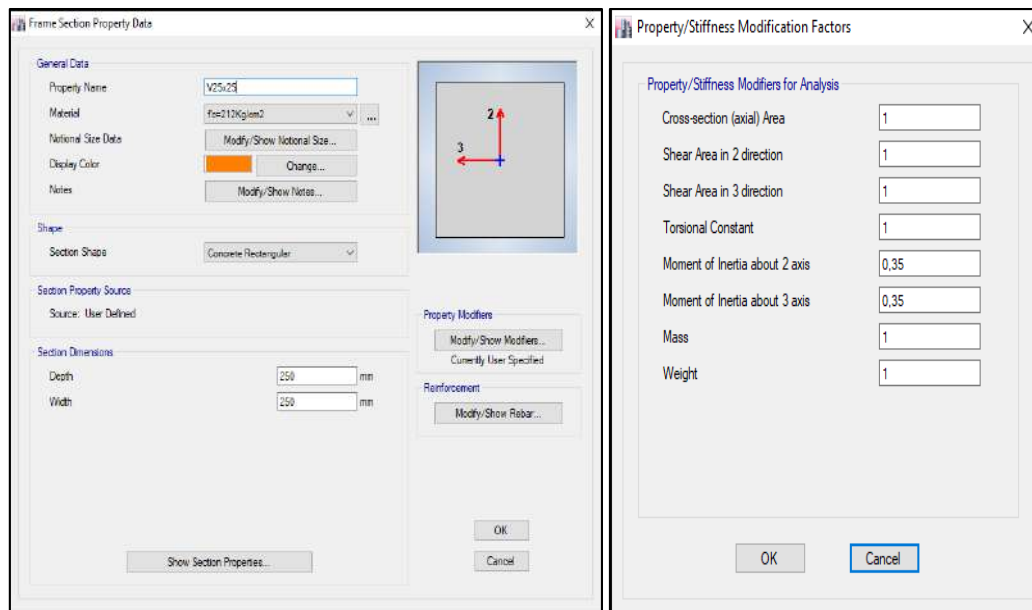


Figura 3. 8 Definición de sección vigas, V25x25

Elaborado por: Chávez, Gómez.

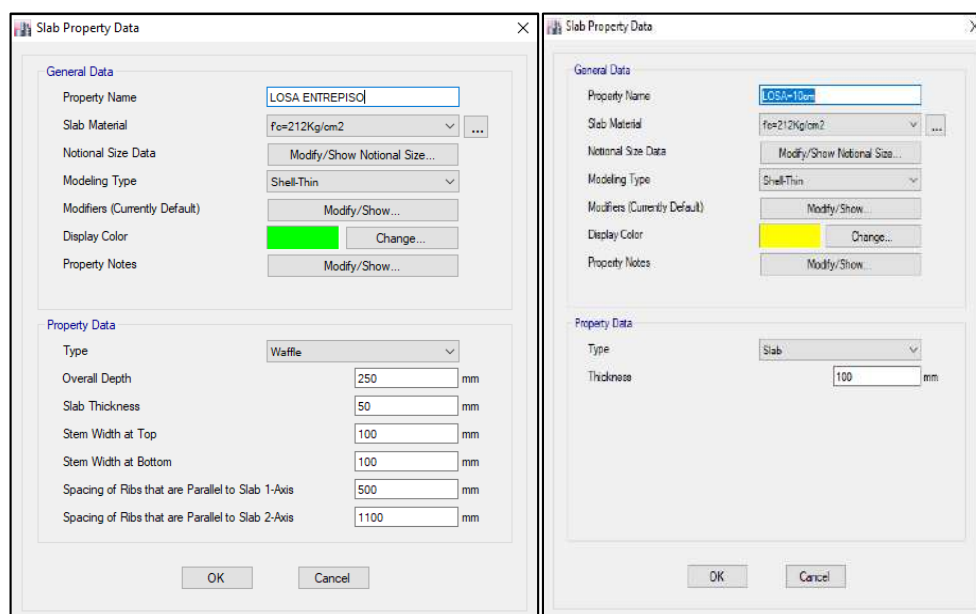


Figura 3. 9 Definición de sección losas, LOSA1

Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.3.5.3. Definición de mampostería

De acuerdo con la sección 3.2.5, las propiedades de la mampostería que deben ser ingresadas al software estructural se especifican en la Tabla 3.25.

Tabla 3. 25*Propiedades mecánicas de la mampostería*

PROPIEDAD	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Resistencia a la compresión	f'_m	38.80	kg/cm ²
Módulo de elasticidad	E_m	34920	kg/cm ²

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Como resultado de los cálculos y las mediciones tomadas la Tabla 3.26 y 3.27 muestra el ancho de puntal equivalente que debe tener cada pared.

Tabla 3. 26*Ancho de puntal equivalente, paredes rellenas en bloque 1*

PLANTA	PUNTAL	CODIGO	hm	Lm	dm	w
PRIMERA	1	A-2-3	2.88	4.30	5.18	1.80
	2	A-3-4	2.88	4.30	5.18	1.80
	3	B-1-3	2.88	5.60	6.30	2.10
	4	D-1-3	2.88	5.60	6.30	2.10
	5	F-1-3	2.88	5.60	6.30	2.10
	6	F-3-5	2.88	5.60	6.30	2.10
	7	3-C-D	2.88	3.30	4.38	1.50
	8	3-D-E	2.88	3.30	4.38	1.50
SEGUNDA	1	A-2-3	3.15	4.30	5.33	1.80
	2	A-3-4	3.15	4.30	5.33	1.80
	3	E-3-5	3.15	5.60	6.43	2.20
	4	G-2-3	3.15	4.30	5.33	1.80
	5	G-3-4	3.15	4.30	5.33	1.80
	6	3-F-G	3.15	3.10	4.42	1.50

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 3. 27*Ancho de puntal equivalente, paredes rellenas en bloque 2*

PLANTA	PUNTAL	CODIGO	hm	Lm	dm	w
PRIMERA	1	I-3-5	2.88	5.60	6.30	2.10
	2	3-I-J	2.88	3.30	4.38	1.50
	3	3-J-K	2.88	3.30	4.38	1.50
	4	3-K-L	2.88	3.30	4.38	1.50
	5	3-L-M	2.88	3.30	4.38	1.50
	6	N-2-3	2.88	4.30	5.18	1.80
	7	N-3-4	2.88	4.30	5.18	1.80
SEGUNDA	1	H-2-3	3.15	4.30	5.33	1.80
	2	H-3-4	3.15	4.30	5.33	1.80
	3	I-1-3	3.15	5.60	6.43	2.20
	4	K-1-3	3.15	5.60	6.43	2.20
	5	M-1-3	3.15	5.60	6.43	2.20
	6	N-2-3	3.15	4.30	5.33	1.80
	7	N-3-4	3.15	4.30	5.33	1.80
	8	3-I-J	3.15	3.30	4.56	1.60
	9	3-L-M	3.15	3.30	4.56	1.60

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Como resultado de los cálculos y las mediciones tomadas la Tabla 3.28 a 3.31 muestra el ancho de puntal equivalente que debe tener cada pared con aberturas.

Tabla 3. 28

Ancho de puntal equivalente, medias paredes en bloque 1

PLANTA	PUNTAL	CODIGO	hm	Lm	Lab	hab	R1	R2	Wr
PRIMERA	1	1-B-C	2.88	3.30	3.30	1.68	0.27	1.00	0.40
	2	1-C-D	2.88	3.30	3.30	1.68	0.27	1.00	0.40
	3	1-D-E	2.88	3.30	3.30	1.68	0.27	1.00	0.40
	4	1-E-F	2.88	3.30	3.30	1.68	0.27	1.00	0.40
	5	4-F-G	2.88	3.25	3.25	1.68	0.27	1.00	0.40
	6	5-B-C	2.88	3.30	3.30	1.68	0.27	1.00	0.40
	7	5-C-D	2.88	3.30	3.30	1.68	0.27	1.00	0.40
	8	5-D-E	2.88	3.30	3.30	1.68	0.27	1.00	0.40
	9	5-E-F	2.88	3.30	3.30	1.68	0.27	1.00	0.40
SEGUNDA	1	1-B-C	3.15	3.30	3.30	1.75	0.30	1.00	0.50
	2	1-C-D	3.15	3.30	3.30	1.75	0.30	1.00	0.50
	3	1-D-E	3.15	3.30	3.30	1.75	0.30	1.00	0.50
	4	1-E-F	3.15	3.30	3.30	1.75	0.30	1.00	0.50
	5	2-F-G	3.15	3.25	3.25	1.75	0.30	1.00	0.40
	6	5-B-C	3.15	3.30	3.30	1.75	0.30	1.00	0.50
	7	5-C-D	3.15	3.30	3.30	1.75	0.30	1.00	0.50
	8	5-D-E	3.15	3.30	3.30	1.75	0.30	1.00	0.50
	9	5-E-F	3.15	3.30	3.30	1.75	0.30	1.00	0.50
	10	4-F-G	3.15	3.25	3.25	1.75	0.30	1.00	0.40

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 3. 29

Ancho de puntal equivalente, paredes con aberturas en bloque 1

PLANTA	PUNTAL	CODIGO	hm	Lm	dm	w	Lab	hab	%	R1	R2	Wr
PRIMERA	1	B-3-5	2.88	5.60	6.30	2.10	1.20	2.00	0.15	0.78	1.00	1.70
	2	3-E-F	2.88	3.30	4.38	1.46	1.20	2.00	0.25	0.63	1.00	1.00
	3	3-B-C	2.88	3.30	4.38	1.46	1.20	2.00	0.25	0.63	1.00	1.00
SEGUNDA	1	B-1-3	3.15	5.60	6.43	2.14	1.20	2.00	0.14	0.79	1.00	1.70
	2	B-3-5	3.15	5.60	6.43	2.14	1.20	2.00	0.14	0.79	1.00	1.70
	3	C-1-3	3.15	5.60	6.43	2.14	1.20	2.00	0.14	0.79	1.00	1.70
	4	F-1-3	3.15	5.60	6.43	2.14	1.20	2.00	0.14	0.79	1.00	1.70
	5	3-B-C	3.15	3.3	4.56	1.52	1.20	2.00	0.23	0.66	1.00	1.10
	6	3-C-D	3.15	3.3	4.56	1.52	1.20	2.00	0.23	0.66	1.00	1.10
	7	3-D-E	3.15	3.3	4.56	1.52	1.20	2.00	0.23	0.66	1.00	1.10

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 3. 30*Ancho de puntal equivalente, medias paredes en bloque 2*

PLANTA	PUNTAL	CODIGO	hm	Lm	Lab	hab	R1	R2	Wr
PRIMERA	1	2-H-I	2.88	3.25	3.25	1.68	0.27	1.00	0.40
	2	1-I-J	2.88	3.3	3.30	1.68	0.27	1.00	0.40
	3	1-J-K	2.88	3.3	3.30	1.68	0.27	1.00	0.40
	4	1-K-L	2.88	3.3	3.30	1.68	0.27	1.00	0.40
	5	1-L-M	2.88	3.3	3.30	1.68	0.27	1.00	0.40
	6	5-I-J	2.88	3.3	3.30	1.68	0.27	1.00	0.40
	7	5-J-K	2.88	3.3	3.30	1.68	0.27	1.00	0.40
	8	5-K-L	2.88	3.3	3.30	1.68	0.27	1.00	0.40
	9	5-L-M	2.88	3.3	3.30	1.68	0.27	1.00	0.40
SEGUNDA	1	2-H-I	3.15	3.25	3.25	1.75	0.30	1.00	0.40
	2	1-I-J	3.15	3.3	3.30	1.75	0.30	1.00	0.50
	3	1-J-K	3.15	3.3	3.30	1.75	0.30	1.00	0.50
	4	1-K-L	3.15	3.3	3.30	1.75	0.30	1.00	0.50
	5	1-L-M	3.15	3.3	3.30	1.75	0.30	1.00	0.50
	6	4-H-I	3.15	3.25	3.25	1.75	0.30	1.00	0.40
	7	5-I-J	3.15	3.3	3.30	1.75	0.30	1.00	0.50
	8	5-J-K	3.15	3.3	3.30	1.75	0.30	1.00	0.50
	9	5-K-L	3.15	3.3	3.30	1.75	0.30	1.00	0.50
	10	5-L-M	3.15	3.3	3.30	1.75	0.30	1.00	0.50

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 3. 31*Ancho de puntal equivalente, paredes con aberturas en bloque 2*

PLANTA	PUNTAL	CODIGO	hm	Lm	Lab	hab	R1	R2	Wr
PRIMERA	1	I-1-3	2.88	5.60	1.20	2.00	0.78	1.00	1.70
	2	M-1-3	2.88	5.60	1.20	2.00	0.78	1.00	1.70
	3	M-3-5	2.88	5.60	1.20	2.00	0.78	1.00	1.70
SEGUNDA	1	I-3-5	3.15	5.60	1.20	2.00	0.79	1.00	1.70
	2	K-3-5	3.15	5.60	1.20	2.00	0.79	1.00	1.70
	3	M-3-5	3.15	5.60	1.20	2.00	0.79	1.00	1.70
	4	3-H-I	3.15	3.25	1.20	2.00	0.66	1.00	1.00
	5	3-J-K	3.15	3.30	1.20	2.00	0.66	1.00	1.10
	6	3-K-L	3.15	3.30	1.20	2.00	0.66	1.00	1.10

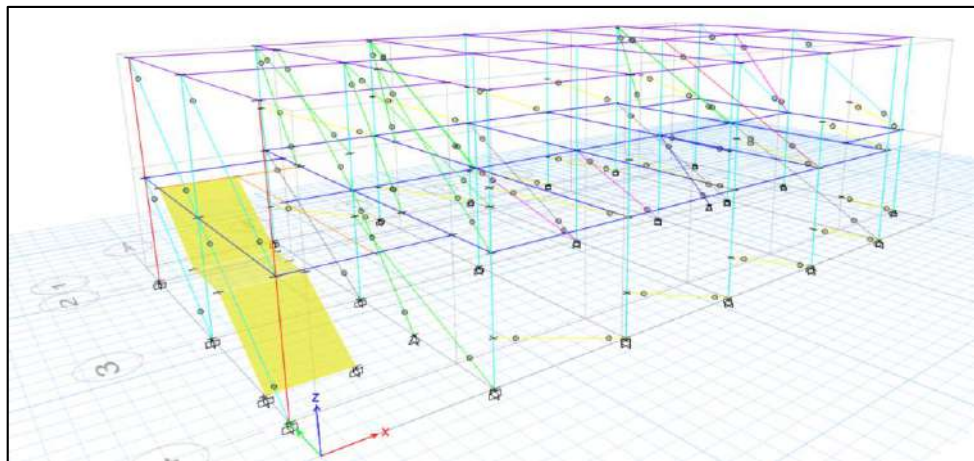
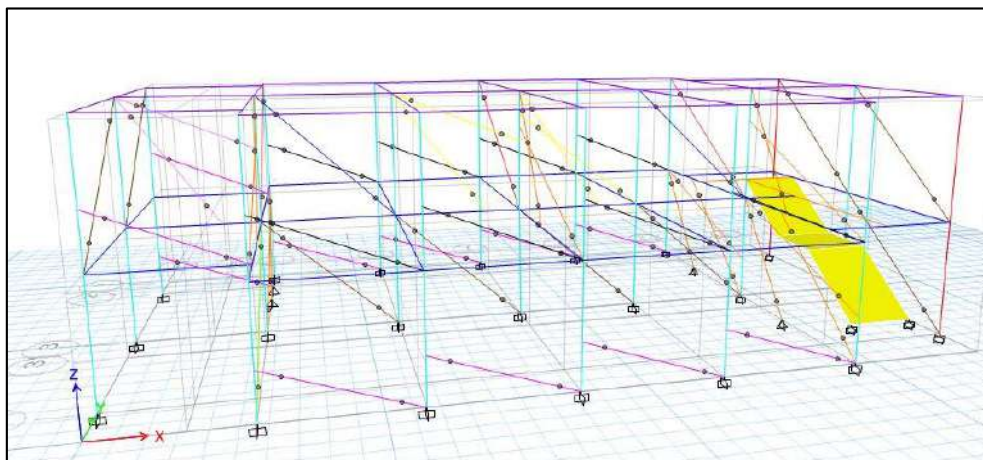
Elaborado por: Chávez, Gómez.

Para la representación de las secciones del puntal de (Holmes, 1961), se calculó el espesor equivalente de acuerdo a las medidas de un bloque de 15 [cm] y su inercia, como lo muestra la Tabla 3.32.

Tabla 3. 32*Espesor equivalente de un bloque de 15[cm]*

DIMENSIONES DEL BLOQUE 15x20x40			
INERCIA DEL BLOQUE	I_{bloque}	13336.94	[cm ⁴]
ESPESOR EQUIVALENTE	$t = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{\text{bloque}}}{A_{\text{Ancho bloque}}}}$	15.88	[cm]

Fuente: (Abdelkareem, Sayed, Ahmed, & AL-Mekhlafy, 2014). Elaborado por: Chávez, Gómez.

**Figura 3. 10** Modelo de la estructura utilizando el método de Holmes, bloque 1
Elaborado por: Chávez, Gómez.**Figura 3. 11** Modelo de la estructura utilizando el método de Holmes, bloque 2
Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.3.5.4. Definición de cimentación

De acuerdo con las características de la sección 3.1.3.5 la representación de la cimentación se realizó con una altura equivalente respecto a la inercia como se muestra en la Tabla 3.33.

Tabla 3. 33

Altura equivalente para la cimentación

EQUIVALENCIA DE INERCIAS			
Inercia rectangular		Inercia trapezoidal	
I [m ⁴]	0.014193	I _T [m ⁴]	0.014192
OK			
h_{equiv maciza}	0.4955		[m]

Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.3.6. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Se realizó una comparación del cortante basal estático (Tabla 3.34) entre los cálculos teóricos y los valores obtenidos en el software ETABS.

Tabla 3. 34

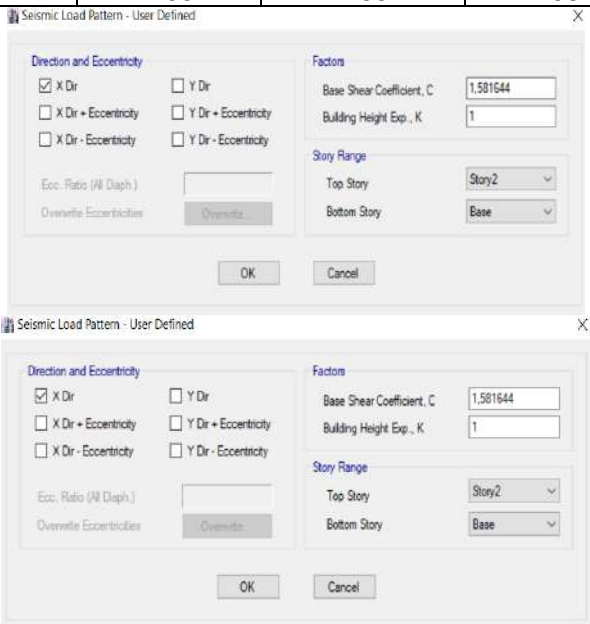
Comparación de pesos estructurales

CORTANTE BASAL	BLOQUE 1	BLOQUE 2
V _{ETABS_X} [t]	649.34	648.65
V _{ETABS_Y} [t]	649.34	648.65
V _{Calculado} [t]	663.52	662.69
ERROR [%]	2.14	2.12

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Debido a la pequeña diferencia que existe entre el cortante basal estático calculado y el obtenido en el software, se utilizó un factor de corrección en el coeficiente C_v para ambos bloques como se muestra en la Tabla 3.35. Con esto el valor del cortante basal del modelo es semejante al calculado.

Tabla 3. 35
Corrección del factor C_v

FACTOR DEL CORTANTE BASAL	CALCULADO		CORREGIDO	
	BLOQUE 1	BLOQUE 2	BLOQUE 1	BLOQUE 2
C_v	1.55	1.55	1.58	1.58
				
CORTANTE BASAL ESTÁTICO	CALCULADO		CORREGIDO	
	BLOQUE 1	BLOQUE 2	BLOQUE 1	BLOQUE 2
V_{ETABS_X} [t]	663.52	662.69	663.463	662.70
V_{ETABS_Y} [t]	663.52	662.69	663.463	662.70

Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.4. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

3.4.1. ESPECTRO DE DISEÑO

Una vez determinadas la ecuaciones 2.1 a 2.3 de acuerdo a lo especificado en la normativa (NEC-15-DS, 2014), se definió el espectro elástico de diseño para un periodo $T_r=475$ años. Considerando que la estructura es de ocupación especial, es necesario determinar el espectro elástico para un periodo de retorno $T_r=225$ años.

El espectro para el periodo de retorno de 225 años se determinó mediante lo estipulado en la sección 3.3.1 de la norma (NEC-15-DS, 2014) y la sección 11.4 de la norma (ASCE 7-16, 2016). Dado que el $PGA=0.35g$ obtenido de la curva de peligro sísmico para Quito (Figura 3.12) se encuentra dentro del rango de

0.15 g a 0.5 g, se utilizó el procedimiento descrito en la normativa (NEC-15-DS, 2014) considerando el PGA igual a Z.

De acuerdo con la normativa (ASCE 7-16, 2016) para determinar los coeficientes de sitio es necesario conocer los parámetros S_s y S_1 . Los parámetros son obtenidos en base a la tasa anual de excedencia ($1/Tr$) de la Tabla 2.1 para 225 años, a partir del S_a de las curvas de peligro sísmico para Quito (Figura 3.12) a 1 [s] y 0.2 [s]. Como resultado de las curvas de peligro sísmico se obtiene un $S_s=0.17g$ y $S_1=0.78g$. En ese sentido, los coeficientes de sitio F_a y F_v se definen en las Tablas 11.4-1 y 11.4-2, respectivamente de la norma (ASCE 7-16, 2016).

Los parámetros de aceleración de la respuesta espectral ajustados para factores de sitio, fueron determinados por las ecuaciones (11.4-1) y (11.4-2) de la norma (ASCE 7-16, 2016). Los parámetros de aceleración de la respuesta espectral de diseño se determinaron a partir de las ecuaciones (11.4-3) y (11.4-4) de la norma (ASCE 7-16, 2016).

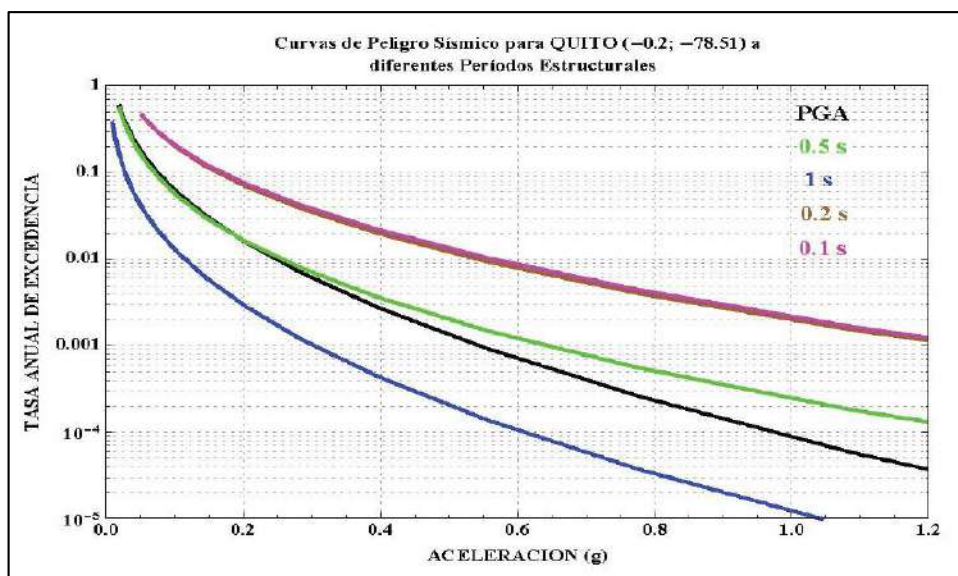


Figura 3. 12 Curva de peligro sísmico, Quito.

Fuente: (NEC-15-DS, 2014)

Los espectros resultantes para los periodos de retorno $Tr=475$ años y $Tr=225$ años, se muestran en la Figura 3.13.

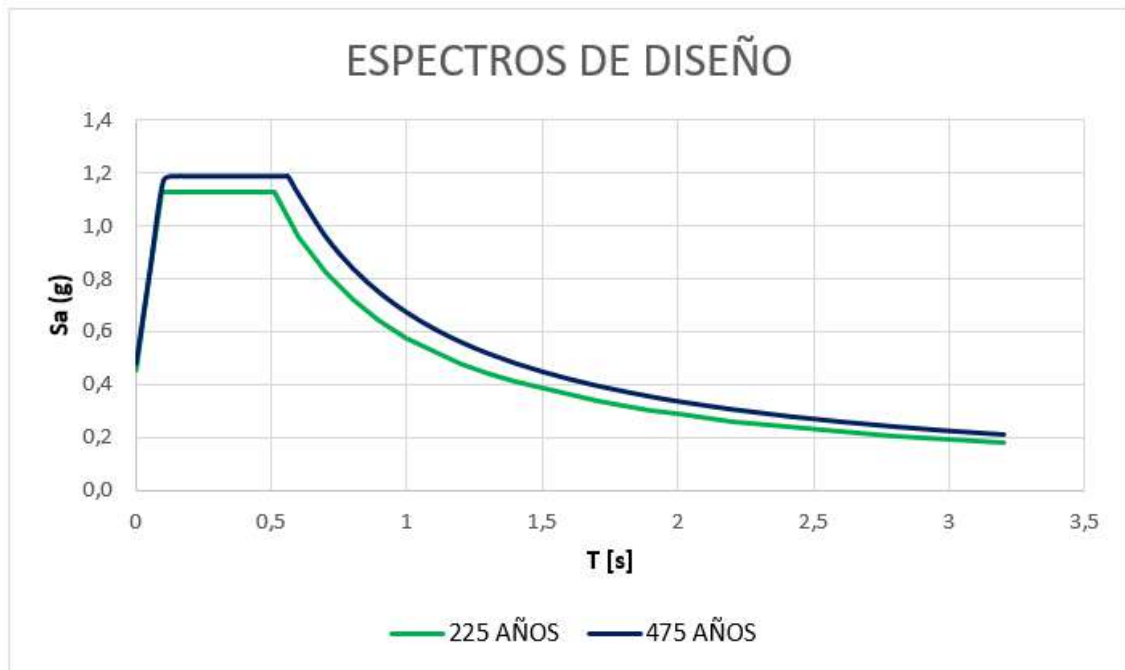


Figura 3. 13 Espectro de diseño para $T_r=475$ años y $T_r=225$ años .
Fuente: (NEC-15-DS, 2014) y (ASCE 7-16, 2016)

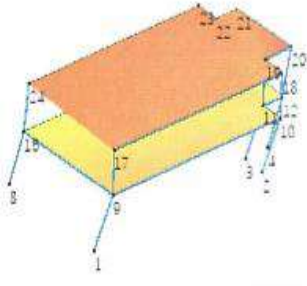
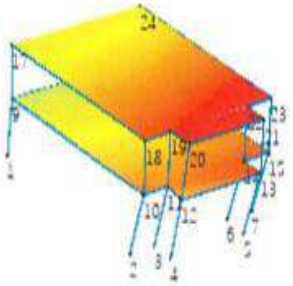
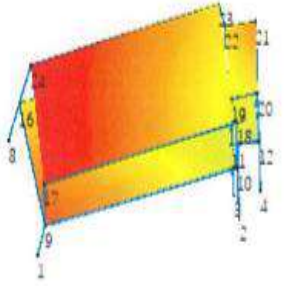
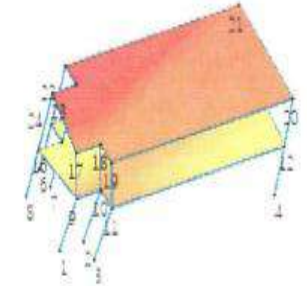
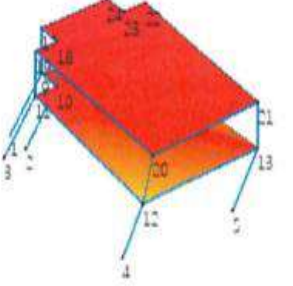
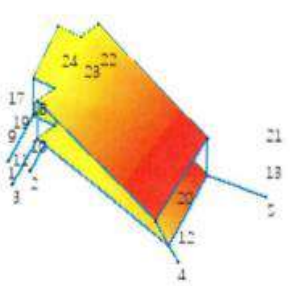
3.4.2. CALIBRACIÓN DE MODELO

3.4.2.1. Ensayo de vibraciones ambientales

La medición de vibraciones ambientales para este caso de estudio fue realizada por el Instituto Geofísico mediante el uso de acelerómetros, descritos en la sección 2.2.4.2, implementados durante 15 min en cada una de las plantas y bloques de la estructura. Los registros de señales de movimiento fueron interpretados por el Ing. Juan Carlos Singaicho para la obtención del periodo de vibración fundamental, mostrados en la Tabla 3.36.

El estudio facilitado se encuentra en el Anexo 3.6.

Tabla 3. 36*Resultados del ensayo de vibraciones ambientales*

FORMAS MODALES			
BLOQUE 1			
	Período	$T_0 = 0,18$ [s]	$T_1 = 0,12$ [s]
BLOQUE 2			
	Período	$T_0 = 0,17$ [s]	$T_1 = 0,13$ [s]

Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.4.2.2. Calibración de períodos de la estructura

En el modelo matemático se modificó el módulo de elasticidad del mampuesto recomendado por la (NEC-15-MP, 2014), para obtener los periodos de vibración determinados con el ensayo de vibraciones ambientales, como se muestra en la Tabla 3.37.

Tabla 3. 37*Calibración del modelo matemático*

BLOQUE	PERIODO	MODELACION ORIGINAL $E_m = 34920$ [kg/cm ²]	CALIBRACIÓN $E_m = 69840$ [kg/cm ²]	VIBRACIONES AMBIENTALES
1	T_0 [s]	0.23	0.184	0.18
	T_1 [s]	0.16	0.122	0.12
	T_2 [s]	0.119	0.094	0.11
2	T_0 [s]	0.203	0.163	0.17
	T_1 [s]	0.156	0.135	0.13
	T_2 [s]	0.116	0.096	0.09

Elaborado por: Chávez, Gómez.

(a) BLOQUE 1			(b) BLOQUE 2		
Case	Mode	Period sec	Case	Mode	Period sec
Modal	1	0.184	Modal	1	0.163
Modal	2	0.122	Modal	2	0.135
Modal	3	0.094	Modal	3	0.096
Modal	4	0.085	Modal	4	0.077
Modal	5	0.075	Modal	5	0.073
Modal	6	0.053	Modal	6	0.056
Modal	7	0.045	Modal	7	0.053
Modal	8	0.04	Modal	8	0.043
Modal	9	0.027	Modal	9	0.027
Modal	10	0.021	Modal	10	0.022
Modal	11	0.013	Modal	11	0.018
Modal	12	0.008	Modal	12	0.011

Figura 3. 14 Periodos obtenidos del modelo matemático

Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.4.3. COMBINACIONES DE FUERZAS SÍSMICAS

Las combinaciones de los efectos de la fuerza sísmica se consideraron en base a los criterios sísmicos multidireccionales de la sección 7.2.5 de la norma (ASCE 41-17, 2017), para edificaciones que presentan una irregularidad estructural horizontal (ecuación 3.19 y 3.20); y también en base a la normativa (NEC-15-DS, 2014) establece que, para edificaciones del tipo esenciales se utilice la combinación de componente horizontal y vertical (ecuación 3.21).

$$E_1 = E_h = E_x \quad (3. 11)$$

$$E_2 = E_h = E_y \quad (3. 12)$$

Donde,

E_h Componente horizontal de fuerza sísmica.

En base a la sección 3.4.3 de la (NEC-15-DS, 2014) no se puede considerar la componente vertical como $\frac{2}{3} * E_h$; debido a la presencia de una falla superficial (Falla San Isidro del Inca ubicada a 5 [km] aproximadamente) cercana a las edificaciones ITSPN.

$$E = E_h + E_v$$

$$E_3 = \sqrt{E_x^2 + E_y^2} + E_v \quad (3. 13)$$

Donde,

E_v Componente vertical de fuerza sísmica.

Para el presente estudio se utilizó la combinación que se refiere al criterio presentado en la sección 7.2.5.1 de la norma (ASCE 41-17, 2017), en la que se permite determinar las fuerzas y deformaciones asociadas con el 100% de los desplazamientos en cualquier dirección única. Sin la necesidad de considerar otros efectos sísmicos en las direcciones críticas.

3.4.3.1. Cortante basal dinámico

Tabla 3. 38

Resultados obtenidos del cortante basal dinámico

BLOQUE 1	FX	FY
	[t]	[t]
Sx	-663.463	0
Sy	0	-663.463
SisEspectC1 Max (Ecuación 3.19 y 3.20)	542.1377	421.5625
% Diferencia	82%	64%
BLOQUE 2	FX	FY
	[t]	[t]
Sx	-662.6953	0
Sy	0	-662.6953
SisEspectC1 Max (Ecuación 3.19 y 3.20)	512.7165	440.4781
% Diferencia	78%	67%

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 3. 39

Resultados del cortante basal dinámico corregido.

FACTOR DE CORRECCIÓN	0	1.57	COMPROBACIÓN (NEC-15-DS, 2014)
BLOQUE 1	FX	FY	
	[t]	[t]	
Sx	-663.463	0	
Sy	0	-663.463	
SisEspectC1 Max (Ecuación 3.19 y 3.20)	542.138	661.853	
	>80%		OK!
FACTOR DE CORRECCIÓN	1.29	1.5	COMPROBACIÓN (NEC-15-DS, 2014)
BLOQUE 2	FX	FY	
	[t]	[t]	
Sx	-662.6953	0	
Sy	0	-662.6953	
SisEspectC1 Max (Ecuación 3.19 y 3.20)	661.405	660.718	
	>80%		OK!

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Load Case Data

General

Load Case Name: SixEspectCx [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (masa)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NEC_ETABS_2015	9,8067

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: SRSS

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 3. 15 Factor de escala para las componente X
Elaborado por: Chávez, Gómez.

Load Case Data

General

Load Case Name: SixEspectCy [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (masa)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	NEC_ETABS_2015	15,3964

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: SRSS

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 3. 16 Factor de escala para las componente Y
Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.4.4. DERIVAS MÁXIMA INELÁSTICA

Las derivas no deben exceder los límites establecidos en (NEC-15-DS, 2014), para las direcciones principales X e Y, Tabla 3.40.

Tabla 3. 40*Deriva máxima permitida*

ESTRUCTURA	Δ_M [sin unidad]	REFERENCIA
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02	Tabla 7, (NEC-15-DS, 2014)

Elaborado por: Chávez, Gómez.

3.4.4.1. Control de derivas

Para este caso de estudio las derivas para cada bloque corresponden a los mostrados en la Tabla 3.41 y Tabla 3.42.

Tabla 3. 41*Derivas Inelásticas, bloque 1*

PISO	DIRECCIÓN	DERIVA ELÁSTICA	FACTOR DE REDUCCIÓN	COEF.	DERIVA INELÁSTICA	DERIVA LÍMITE	VERIFICACIÓN
PISO 2	X	0.0028	1.11	0.75	0.002	0.02	OK
	Y	0.0008	1.11	0.75	0.001	0.02	OK
PISO 1	X	0.0040	1.11	0.75	0.003	0.02	OK
	Y	0.0027	1.11	0.75	0.002	0.02	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

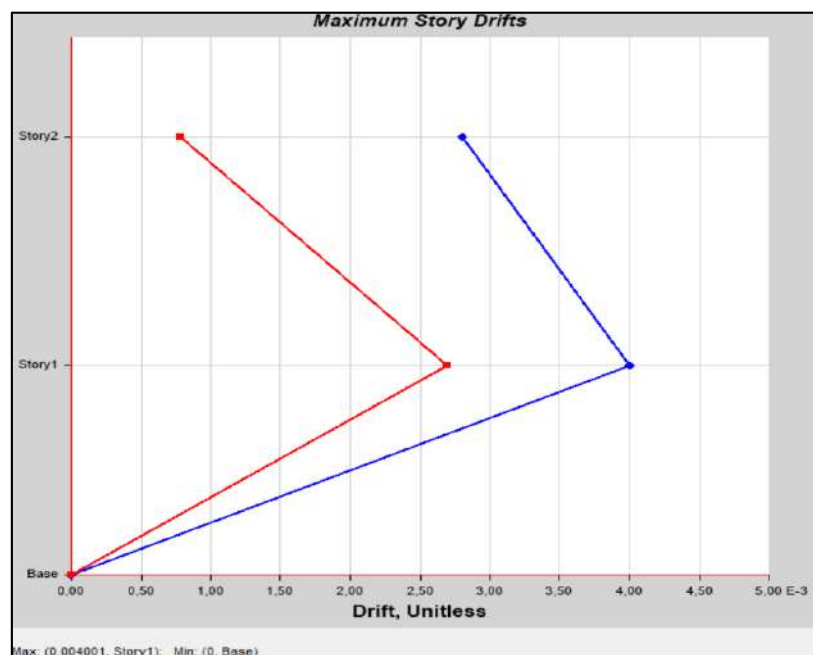
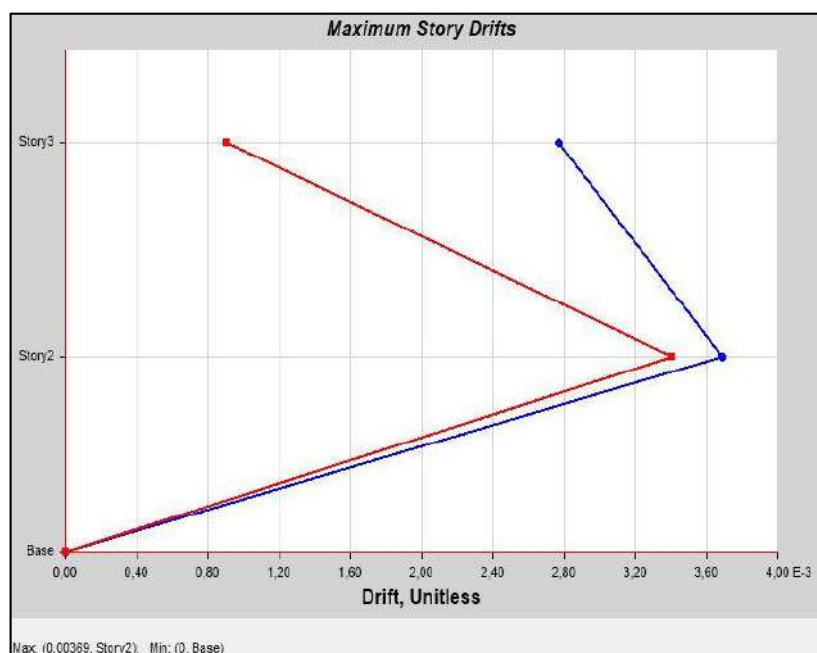


Figura 3. 17 Derivas elásticas, bloque 1
Fuente: ETABS. Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 3. 42*Derivas Inelásticas, bloque 2*

PISO	DIRECCIÓN	DERIVA ELÁSTICA	FACTOR DE REDUCCIÓN	COEF.	DERIVA INELÁSTICA	DERIVA LÍMITE	VERIFICACIÓN
PISO 2	X	0.0028	1.11	0.75	0,002	0.02	OK
	Y	0.0009	1.11	0.75	0.001	0.02	OK
PISO 1	X	0.0037	1.11	0.75	0.003	0.02	OK
	Y	0.0034	1.11	0.75	0.003	0.02	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

**Figura 3. 18** Derivas elásticas, bloque 2

Fuente: ETABS. Elaborado por: Chávez, Gómez.

Las derivas inelásticas en el estado actual cumplen según lo establecido en la norma (NEC-15-DS, 2014), pero, cuando se realice la ampliación de un piso más se debe controlar las mismas y repetir la comprobación.

3.4.4.2. Masa modal efectiva

Cumpliendo con lo establecido en la sección 2.4.2 se colocan los valores obtenidos de la masa modal efectiva en las edificaciones.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period [s]	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	0.184	0.9072	0.001	0.0000196	0.9072	0.001	0.00001962
Modal	2	0.122	0.0006	0.6754	0.3062	0.9078	0.6764	0.3063
Modal	3	0.094	0.0009	0.2653	0.6316	0.9088	0.9417	0.9379
Modal	4	0.085	0.0834	0.0015	0.0014	0.9922	0.9432	0.9393
Modal	5	0.075	0.0014	0.0003	0.0012	0.9935	0.9435	0.9405
Modal	6	0.053	0.0021	0.0057	0.0069	0.9956	0.9492	0.9474
Modal	7	0.045	0	0.0413	0.0032	0.9956	0.9905	0.9506
Modal	8	0.04	0.0000478	0.0082	0.0465	0.9957	0.9987	0.997
Modal	9	0.027	0.0015	0.0006	0.001	0.9972	0.9993	0.998
Modal	10	0.021	0.0028	0.0005	0.0016	1	0.9998	0.9996
Modal	11	0.013	0	0.0001	0.0004	1	1	0.9999
Modal	12	0.008	0	0	0	1	1	0.9999

Figura 3. 19 Sumatoria de masa modal efectiva, bloque 1

Fuente: ETABS. Elaborado por: Chávez, Gómez.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period [s]	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	0,163	0,8741	0,0045	0,007	0,8741	0,0045	0,007
Modal	2	0,135	0,0089	0,7105	0,2647	0,883	0,7151	0,2717
Modal	3	0,096	0,0039	0,2512	0,6848	0,8869	0,9662	0,9564
Modal	4	0,077	0,0347	0,0015	0,0073	0,9216	0,9677	0,9637
Modal	5	0,073	0,0698	0,0005	0,0006	0,9914	0,9682	0,9644
Modal	6	0,056	0,0039	0,00002066	0,0013	0,9953	0,9682	0,9656
Modal	7	0,053	0,00003829	0,0238	0,0089	0,9953	0,992	0,9745
Modal	8	0,043	0,0003	0,0026	0,0136	0,9956	0,9947	0,9881
Modal	9	0,027	0,0017	0,001	0,0014	0,9973	0,9957	0,9895
Modal	10	0,022	0,0026	0,0019	0,0051	0,9999	0,9976	0,9947
Modal	11	0,018	0,0001	0,0023	0,0052	1	0,9999	0,9998
Modal	12	0,011	0	0,00004133	0,0001	1	1	0,9999

Figura 3. 20 Sumatoria de masa modal efectiva, bloque 2

Fuente: ETABS. Elaborado por: Chávez, Gómez.

CAPÍTULO 4

DISEÑO AMPLIATORIO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

Debido a que el presente proyecto tiene como finalidad realizar la ampliación del Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional, Norte es necesario considerar los resultados obtenidos del capítulo 3 y realizar un chequeo de los elementos estructurales de las edificaciones actuales para garantizar que al realizar la ampliación y diseñar el reforzamiento estructural tanto las vigas y columnas como la cimentación soporten la carga de la estructura extra.

4.1. ANÁLISIS DE EDIFICACIÓN PROYECTADA

4.1.1. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DE PROYECCIÓN

Los espacios de la proyección en las edificaciones serán para uso de aulas, por lo tanto, se consideró replicar la distribución arquitectónica de la segunda planta especificado en la Tabla 3.2 como se puede observar en el Anexo 1.1.

4.1.2. MODELACIÓN DE NUEVOS ELEMENTOS

4.1.2.1. Combinación de cargas para diseño

Para el caso de los nuevos elementos utilizados en la ampliación de la edificación, se usaron las combinaciones de diseño de la ecuación 4.1 a ecuación 4.6 según la (NEC-15-CG, 2014).

$$1.4Q_D \quad (4. 1)$$

$$1.2Q_D + 1.6Q_L + 0.5Q_S \quad (4. 2)$$

$$1.2Q_D + 1.6Q_S + Q_L \quad (4. 3)$$

$$1.2Q_D + Q_L + 0.5Q_S \quad (4. 4)$$

$$1.2Q_D + 1.0Q_E + 1.0Q_L + 0.2Q_S \quad (4.5)$$

$$0.9Q_D + 1.0Q_E \quad (4.6)$$

Dónde,

Q_D Acción causada por la carga muerta.

Q_E Acción causada por la carga de sismo.

Q_L Acción causada por la carga viva.

Q_S Acción causada por la carga de granizo.

4.1.2.2. Definición de materiales para el diseño de nuevos elementos

Las propiedades de los materiales tanto del concreto como del acero que se utilizó para la ampliación de las edificaciones se muestran en la Tabla 4.1 y 4.2 respectivamente.

Tabla 4. 1

Propiedades mecánicas del hormigón para la ampliación

PROPIEDAD	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Resistencia a la compresión	f'_c	210	$\left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$
Módulo de elasticidad	$E_c = 12500\sqrt{f'_c}$	181142.21	$\left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$
Peso específico	γ_c	2400	$\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right]$
Módulo de Poisson	μ_c	0.2	$[-]$

Fuente: (NEC-15-HM, 2014) (Cabrera, 2014) Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 2

Propiedades mecánicas del acero para la ampliación

PROPIEDAD	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Resistencia a la compresión	f_y	4200	$\left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$
Módulo de elasticidad	E_s	2.1×10^6	$\left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$
Peso específico	γ_s	7.85	$\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right]$

Fuente: (NEC-15-HM, 2014) Elaborado por: Chávez, Gómez.

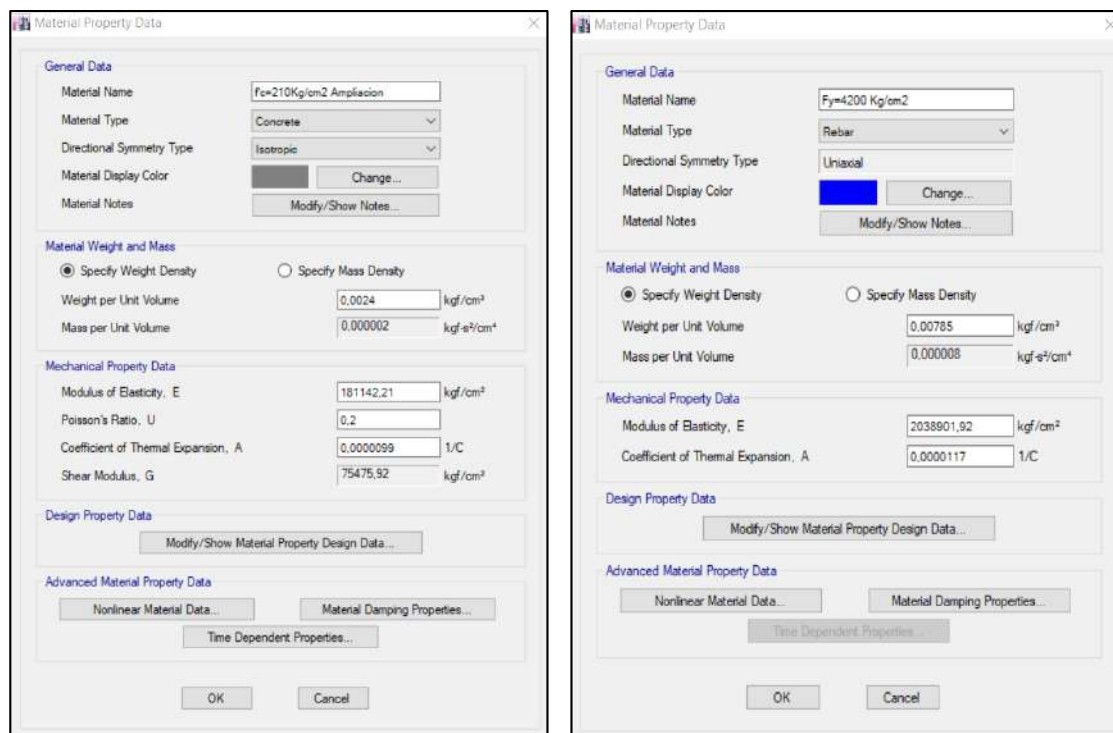


Figura 4. 1 Propiedades mecánicas de hormigón y acero
Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.2.3. Vigas

El cálculo de las dimensiones de las vigas con su respectivo acero longitudinal y transversal se realizó mediante el diseño a corte y flexión, usando los criterios de diseño especificados en las normas (ACI 318S-14, 2015) y (NEC-15-HM, 2014); las solicitaciones últimas de cortante y momento se obtuvieron del modelo mediante combinaciones de carga.

En la Tabla 4.3 y 4.4 se muestra las dimensiones finales y el acero de refuerzo que cada una requiere (Anexo 1.2). El ejemplo de cálculo para vigas se encuentra en el Anexo 5.1.

Tabla 4. 3*Sección y refuerzo resultante del diseño de vigas, bloque 1*

VIGA	SECCIÓN		ACERO LONGITUDINAL				ACERO TRANSVERSAL			
			POSICIÓN	EXTREMOS	CENTRO	MÍNIMO	POSICIÓN	#RAMAL	COLOCADO	MÍNIMO
				[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]			[cm ²]	[cm ²]
V3-3	b	30	Superior	5.34	5.34	3.9	2h	2	1.57	0.25
	h	45	Inferior	4.62	5.75	3.9	Centro	2	1.57	0.375
V3-2 (3.4m)	b	40	Superior	8.42	8.42	5.87	2h	2	1.57	0.25
	h	50	Inferior	6.16	8.42	5.87	Centro	4	3.14	0.375
V3-1	b	25	Superior	3.39	3.39	2.42	2h	1	0.79	0.175
	h	35	Inferior	3.39	3.39	2.42	Centro	2	1.57	0.25
V3-4	b	30	Superior	5.34	5.34	3.9	2h	2	1.57	0.25
	h	45	Inferior	4.62	5.75	3.9	Centro	2	1.57	0.375
V3-2	b	40	Superior	8.42	8.42	5.87	2h	2	1.57	0.25
	h	50	Inferior	6.16	8.42	5.87	Centro	3	2.36	0.375
ENTREPISO										
V3-1 (1.9m)	b	25	Superior	3.39	3.39	2.42	2h	2	1.57	0.175
	h	35	Inferior	3.39	3.39	2.42	Centro	3	2.36	0.25
GRADAS										
V3-1 (1.9m)	b	25	Superior	3.39	3.39	2.42	2h	2	1.57	0.175
	h	35	Inferior	3.39	3.39	2.42	Centro	3	2.36	0.25

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 4*Sección y refuerzo resultante del diseño de vigas, bloque 2*

VIGA	SECCIÓN		ACERO LONGITUDINAL				ACERO TRANSVERSAL			
			POSICIÓN	EXTREMOS	CENTRO	MÍNIMO	POSICIÓN	#RAMAL	COLOCADO	MÍNIMO
				[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]			[cm ²]	[cm ²]
V3-2	b	40	Superior	8.42	8.42	5.87	2h	2	1.57	0.33
	h	50	Inferior	6.16	0.00	5.87	Centro	4	3.14	0.50
V3-4	b	30	Superior	5.34	5.34	3.90	2h	2	1.57	0.25
	h	45	Inferior	4.21	5.34	3.90	Centro	3	2.36	0.38
V3_2 (3.4m)	b	40	Superior	6.16	6.16	5.87	2h	4	3.14	0.33
	h	50	Inferior	6.16	6.16	5.87	Centro	4	3.14	0.50
V3-1	b	25	Superior	3.39	3.39	2.42	2h	2	1.57	0.15
	h	35	Inferior	3.39	3.39	2.42	Centro	2	1.57	0.21
V3-3	b	30	Superior	5.34	5.34	3.90	2h	2	1.57	0.25
	h	45	Inferior	4.62	5.75	3.90	Centro	2	1.57	0.38
V3-1 (1.35m)	b	25	Superior	3.39	3.39	2.42	2h	3	2.36	0.15
	h	35	Inferior	3.39	3.39	2.42	Centro	3	2.36	0.21
CUBIERTA										
V3-1	b	25	Superior	3.39	3.39	2.42	2h	2	1.57	0.15
	h	35	Inferior	3.39	3.39	2.42	Centro	2	1.57	0.31
GRADAS										
V3-1	b	25	Superior	3.39	3.39	2.42	2h	2	1.57	0.10
	h	35	Inferior	3.39	3.39	2.42	Centro	3	2.36	0.21
ENTREPISO										
V3-1	b	25	Superior	3.39	3.39	2.42	2h	2	1.57	0.10
	h	35	Inferior	3.39	3.39	2.42	Centro	3	2.36	0.21

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.2.4. Losa

El cálculo de las dimensiones de la losa con su respectivo acero de refuerzo y control a corte se realizó usando los criterios de diseño especificados en las normas (ACI 318S-14, 2015) y (NEC-15-HM, 2014). En la Tabla 4.5 y 4.6 se muestra las dimensiones finales y el acero de refuerzo que, mediante la numeración especificada en el Anexo 1.2, cada una requiere. El ejemplo de cálculo para losa se encuentra en el Anexo 5.2.

Tabla 4. 5

Sección y refuerzo resultante del diseño de losas, bloque 1

LOSA	LONGITUD		ACERO DE REFUERZO			
			POSICIÓN	COLOCADO	TEMPERATURA	MÍNIMO
				[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
1,2	Larga	4.6	Superior	1.13	1.66	2.67
	Corta	3.4	Inferior	0.79	-	0.53
3,4	Larga	6	Superior	1.13	1.66	2.67
	Corta	3.6	Inferior	0.79	-	0.53
5,6	Larga	6	Superior	1.13	1.66	2.67
	Corta	3.6	Inferior	0.79	-	0.53
7,8	Larga	6	Superior	1.13	1.66	2.67
	Corta	3.6	Inferior	0.79	-	0.53
9,10	Larga	6	Superior	1.13	1.66	2.67
	Corta	3.6	Inferior	0.79	-	0.53
11,12	Larga	4.6	Superior	1.13	1.66	2.67
	Corta	3.6	Inferior	0.79	-	0.53

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 6

Sección y refuerzo resultante del diseño de losas, bloque 2

LOSA	LONGITUD		ACERO DE REFUERZO			
			POSICIÓN	COLOCADO	TEMPERATURA	MÍNIMO
				[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
1,2	Larga	4.6	Superior	1.13	1.66	2.67
	Corta	3.4	Inferior	0.79	-	0.53
3,4	Larga	6	Superior	1.13	1.66	2.67
	Corta	3.6	Inferior	0.79	-	0.53
5,6	Larga	6	Superior	1.13	1.66	2.67
	Corta	3.6	Inferior	0.79	-	0.53
7,8	Larga	6	Superior	1.13	1.66	2.67
	Corta	3.6	Inferior	0.79	-	0.53
9,10	Larga	6	Superior	1.13	1.66	2.67
	Corta	3.6	Inferior	0.79	-	0.53
11,12	Larga	4.6	Superior	1.13	1.66	2.67
	Corta	3.6	Inferior	0.79	-	0.53
13	Larga	1.8	Superior	1.13	1.66	2.67
	Corta	1.35	Inferior	0.79	-	0.53

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.2.5. Columnas

El cálculo de las dimensiones de las columnas con su respectivo acero longitudinal y transversal, utilizando los criterios de diseño especificados en las normas (ACI 318S-14, 2015) y (NEC-15-HM, 2014), se encuentran en la Tabla 4.7, 4.8 y 4.9. Las ubicaciones de los respectivos elementos tipo columna se pueden apreciar en el Anexo 1.2. El ejemplo de cálculo para columnas se encuentra en el Anexo 5.3.

Tabla 4. 7

Acero longitudinal para columnas

ACERO LONGITUDINAL						
NOMBRE	Columnas	Área Columna [cm ²]	Cuantía recomendada p _{min} =1% [cm ²]	Varillas utilizadas	Acero varillas [cm ²]	Verificación
C3-1	C30x30	625	6.25	8ø14	12.3	OK
C3-2	C30x40	1200	12	10ø16	20.1	OK
C3-3	C30x40	1200	12	10ø14	15.39	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 8

Acero de confinamiento para columnas

ACERO DE CONFINAMIENTO									
PISO	Columna	Sentido	Lo [cm]	Ash [cm ²]	Ramales	φ	Espaciamiento [cm]	As colocado [cm ²]	Verificación
C3-1	C30X30	X	50	0.91	2	10	7.5	1.58	OK
		Y		0.91	2	10	7.5	1.58	OK
C3-2	C30X40	X	50	0.91	2	10	7.5	1.58	OK
		Y		1.25	2	10	7.5	1.58	OK
C3-3	C30X40	X	50	0.91	2	10	7.5	1.58	OK
		Y		1.25	2	10	7.5	1.58	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 9

Acero de corte para columnas

ACERO DE CORTE									
PISO	Columna	Sentido	A _v [cm ²]	Ramales	φ	Espaciamiento [cm]	As colocado [cm ²]	Verificación	
C3-1	C30X30	X	0.27	2	10	8.5	1.58	OK	
		Y	0.27	2	10	8.5	1.58	OK	
C3-2	C30X40	X	0.44	2	10	10	1.58	OK	
		Y	0.38	2	10	10	1.58	OK	
C3-3	C30X40	X	0.44	2	10	10	1.58	OK	
		Y	0.38	2	10	10	1.58	OK	

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.2.6. Conexión Viga – Columna

La ampliación realizada consta de una losa de concreto que funciona como cubierta accesible. La norma (ACI 318S-14, 2015) indica que los nudos a nivel de cubierta son vulnerables a fallas, pero no estipula la necesidad de realizar un análisis de conexión viga-columna. Con el fin de evitar fallas, se optó por realizar este análisis asumiendo un comportamiento dúctil en la estructura ampliada.

“El diseño de la conexión viga columna según la filosofía sismo-resistente, se realizó verificando que la viga en flexión sea más débil que la columna” (Correa, 2012), por medio de las consideraciones especificadas en la Tabla 4.10.

Tabla 4. 10
Consideraciones para conexión viga-columna

Nudo fuerte – Viga débil	Corte
	Confinamiento
	Deterioro de adherencia
	Anclaje
Columna fuerte - Viga débil.	$\sum M_{nc} \geq 1.2 \cdot \sum M_{nv}$

Fuente: (ACI 318S-14, 2015) Elaborado por: Chávez, Gómez.

El diseño de la conexión viga-columna realizado para los dos bloques, a partir de la norma (ACI 318S-14, 2015), se presenta en las Tabla 4.11 a 4.18. El ejemplo de cálculo para conexiones se encuentra en el Anexo 5.4.

Tabla 4. 11
Consideraciones para conexión viga-columna bloque 1 ramas largas

BLOQUE 1 RAMAS LARGAS										
NUDO	TIPO	CORTE				CONFINAMIENTO		ANCLAJE		ADHERENCIA
		ϕV_n [t]	V_j [t]	ϕV_n > V_j	$bv \geq$ 0,75bc	S [cm]	Ash [cm ²]	$bc \geq$ 20 ϕv	$hv \geq$ 20 ϕc	$L_{dh,disp} \geq L_{dh,req}$
A2,A4	ESQ	33.26	27.77	OK	OK	7.5	1.04	OK	OK	-
A3	EXT	59.12	43.08	OK	OK	7.5	1.04	OK	OK	OK
B3, C3, D3 ,E3,F3	INT	78.34	74.13	OK	OK	7.5	1.04	-	-	OK
C1, D1, E1, C5,D5,E5	EXT	59.12	58.73	OK	OK	7.5	1.04	OK	OK	OK
G2,G4, B1,B5,F1,F5	ESQ	44.34	43.08	OK	OK	7.5	1.04	OK	OK	-
G3	EXT	59.12	43.08	OK	OK	7.5	1.04	OK	OK	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 12*Resistencia a flexión bloque 1 ramas largas*

NUDO	ΣMnc [t-m]	ΣMnv [t-m]	$\Sigma Mnc \geq 1,2 \cdot \Sigma Mnv$
A2,A4	21.11	17.53	OK
A3	16.16	13.12	OK
B3, C3, D3	31.67	26.21	OK
,E3,F3	36.95	30.72	OK
C1, D1, E1, C5, D5,E5	21.11	13.66	OK
G3	21.11	17.53	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 13*Consideraciones para conexión viga-columna bloque 1 ramas cortas*

BLOQUE 1 RAMAS CORTAS										
NUDO	TIPO	CORTE				CONFINAMIENTO		ANCLAJE		ADHERENCIA
		$\emptyset Vn$ [t]	Vj [t]	$\emptyset Vn > Vj$	$bv \geq 0,75bc$	S [cm]	Ash [cm ²]	$bc \geq 20\emptyset v$	$hv \geq 20\emptyset c$	$L_{dh,disp} \geq L_{dh,req}$
A2,A4	ESQ	33.26	27.77	OK	OK	7.5	1.46	OK	OK	-
A3	EXT	78.83	51.74	OK	OK	7.5	1.46	OK	OK	OK
B3,C3,D3,E3,F3	INT	78.34	51.50	OK	OK	7.5	1.46	-	-	OK
C1,D1,E1,C5,D5,E5	EXT	59.12	25.96	OK	OK	7.5	1.46	OK	OK	OK
G2,G4,B1,B5,F1,F5	ESQ	44.34	27.77	OK	OK	7.5	1.46	OK	OK	-
G3	EXT	59.12	51.74	OK	OK	7.5	1.46	OK	OK	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 14*Resistencia a flexión bloque 1 ramas cortas*

NUDO	ΣMnc [t-m]	ΣMnv [t-m]	$\Sigma Mnc \geq 1,2 \cdot \Sigma Mnv$
A2,A4	31.67	15.61	OK
A3	24.25	18.85	OK
B3, C3, D3	31.67	23.02	OK
,E3,F3	36.95	21.90	OK
C1, D1, E1, C5	31.67	15.61	OK
D5,E5	31.67	24.34	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 15*Consideraciones para conexión viga-columna bloque 2 ramas largas*

BLOQUE 2 RAMAS LARGAS										
NUDO	TIPO	CORTE				CONFINAMIENTO		ANCLAJE		ADHERENCIA
		$\emptyset V_n$ [t]	V_j [t]	$\emptyset V_n > V_j$	$bv_{20,75bc}$	S [cm]	Ash [cm ²]	$bc \geq 20\emptyset v$	$hv \geq 20\emptyset c$	$L_{dh,disp} \geq L_{dh,req}$
H2, H4, I1, I5, M1, M5	ESQ	44.34	43.08	OK	OK	7.50	1.04	OK	OK	-
H3	EXT	59.12	43.08	OK	OK	7.50	1.04	OK	OK	OK
I3, J3, K3, L3, M3	INT	78.34	74.13	OK	OK	7.50	1.04	-	-	OK
J1, K1, L1, J5, K5, L5	EXT	59.12	58.73	OK	OK	7.50	1.04	OK	OK	OK
N2, N4	ESQ	33.26	27.77	OK	OK	7.50	1.04	OK	OK	-
N3	EXT	-	-	-	-	-	-	-	-	-
m'2'	EXT	44.34	17.69	OK	OK	7.5	1.24	OK	OK	OK
m'3	EXT	59.12	31.40	OK	OK	7.5	1.04	OK	OK	OK
m'3'	EXT	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 16*Resistencia a flexión bloque 2 ramas largas*

NUDO	$\sum M_{nc}$ [t-m]	$\sum M_{nv}$ [t-m]	$\sum M_{nc} \geq 1,2 \cdot \sum M_{nv}$
H2, H4, I1, I5, M1, M5	21.11	13.66	OK
H3	21.11	17.53	OK
I3, J3, K3	31.67	26.21	OK
,L3, M3	36.95	30.72	OK
J1, K1, L1,	21.11	17.53	OK
J5, K5, L5	-	-	-
N2, N4	12.93	9.18	OK
N3	16.16	12.89	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 17*Consideraciones para conexión viga-columna bloque 2 ramas cortas*

BLOQUE 2 RAMAS CORTAS										
NUDO	TIPO	CORTE				CONFINAMIENTO		ANCLAJE		ADHERENCIA
		$\emptyset V_n$ [t]	V_j [t]	$\emptyset V_n > V_j$	$bv_{20,75bc}$	S [cm]	Ash [cm ²]	$bc \geq 20\emptyset v$	$hv \geq 20\emptyset c$	$L_{dh,disp} \geq L_{dh,req}$
H2, H4, I1, I5, M1, M5	ESQ	44.34	27.77	OK	OK	7.50	1.46	OK	OK	-
H3	EXT	59.12	51.74	OK	OK	7.50	1.46	OK	OK	OK
I3, J3, K3, L3, M3	INT	78.34	51.50	OK	OK	7.50	1.46	-	-	OK
J1, K1, L1, J5, K5, L5	EXT	59.12	25.96	OK	OK	7.50	1.46	OK	OK	OK
N2, N4	ESQ	33.26	27.77	OK	OK	7.50	1.46	OK	OK	-
N3	EXT	78.83	49.60	OK	OK	7.5	1.46	OK	OK	OK
m'2'	EXT	44.34	35.39	OK	OK	7.5	1.24	OK	OK	OK
m'3	EXT	59.12	35.15	OK	OK	7.5	1.46	OK	OK	OK
m'3'	EXT	44.34	35.39	OK	OK	7.5	1.24	OK	OK	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 18*Resistencia a flexión bloque 2 ramas cortas*

NUDO	ΣM_{nc} [t-m]	ΣM_{nv} [t-m]	$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \cdot \Sigma M_{nv}$
H2,H4, I1,I5,M1,M5	31.67	15.61	OK
H3	31.67	24.34	OK
I3,J3,K3,L3,M3	31.67	23.02	OK
J1,K1,L1,J5,K5,L5	36.95	21.90	OK
N2,N4	31.67	15.61	OK
N3	24.25	18.94	OK
m'2'	12.93	10.27	OK
m'3	24.25	14.87	OK
m'3'	12.93	9.74	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.2.7. Definición de elementos no estructurales (Mampostería)

La modelación de paredes se realizó utilizando elementos tipo link en dos direcciones, en base al método de Holmes calibrado con las vibraciones ambientales, ya que, es el más efectivo para la calibración de periodos de vibración (Sección 3.4.1.2) según (Paredes, 2015). Los elementos tipo link se calibraron por medio de la rigidez secante, obtenida en las propiedades de puntal equivalente del método de Holmes, por medio de la ecuación 4.7 descrita por (Di Trapani, 2014), para el análisis lineal.

$$K_m = \frac{E_m \cdot w \cdot t}{d_m} \cdot \cos^2 \theta \quad (4.7)$$

Donde,

 E_m Módulo de elasticidad de la mampostería.

t Espesor del puntal equivalente.

w, d_m , θ Definido en la Figura 2.13.

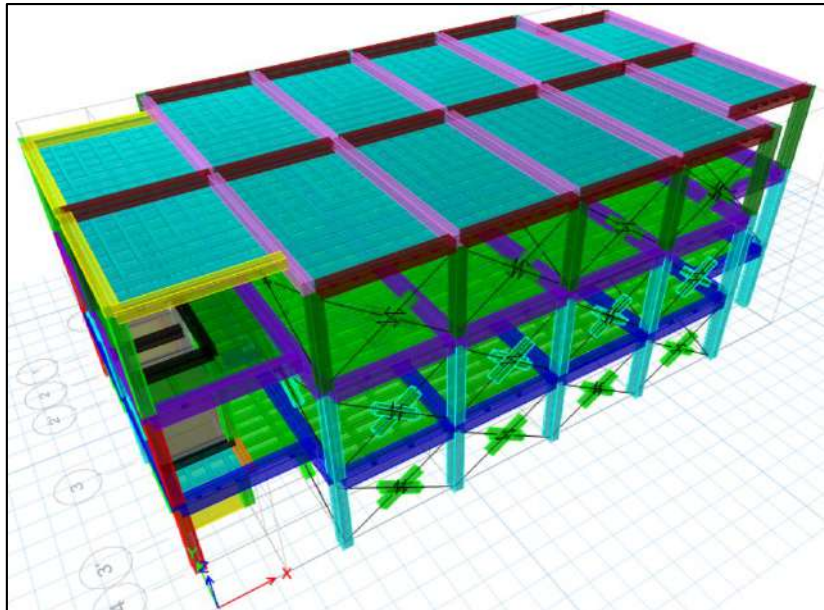


Figura 4. 2 Modelo ampliado, bloque 1
Fuente: ETABS

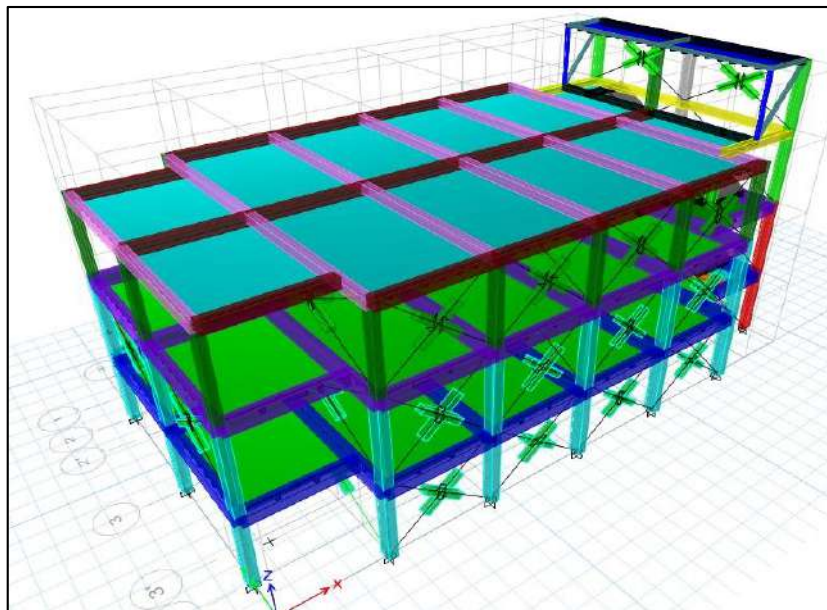


Figura 4. 3 Modelo ampliado, bloque 2
Fuente: ETABS

4.1.3. CÁLCULO DE CARGAS

4.1.3.1. CARGA MUERTA (D)

El cálculo detallado de los elementos estructurales y no estructurales (sobrecarga) de acuerdo con (NEC-15-CG, 2014) se presenta en el Anexo 4.2. El resumen de los cálculos realizados se muestra en la Tabla 4.19.

Tabla 4. 19*Resumen de carga muerta*

BLOQUE	CARGA MUERTA [t]		
	ESTRUCTURAL	NO ESTRUCTURAL	TOTAL
1	395.04	281.30	676.34
2	406.43	294.62	701.05

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.3.2. CARGA VIVA (L)

Según la ocupación del edificio, se toman los valores mostrados en la Tabla 4.20.

Tabla 4. 20*Carga viva*

OCUPACIÓN	$\left[\frac{t}{m^2} \right]$	REFERENCIA
Oficinas y corredores.	0.24	Tabla 9. (NEC-15-CG, 2014)
Centros de cómputo y corredores.	0.48	
Cubierta destinada para áreas de paseo	0.30	
Cubierta plana	0.07	

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.4. CARGA SÍSMICA

De acuerdo con lo descrito en la sección 3.3.2 la Tabla 4.21 y 4.22 muestran los parámetros calculados para la obtención del cortante basal con la estructura extra.

Tabla 4. 21*Coficiente del cortante basal ASCE 41-17, bloque 1*

PARÁMETRO	VALOR	REFERENCIA
C ₁	1.17	Ecuación 2.5 de (Yekrangnia, 2018)
C ₂	1.00	En ausencia de cálculos precisos. C2 puede tomarse como 1.0 (Yekrangnia, 2018).
C _m	0.90	Tabla 7-4. (ASCE 41-17, 2017)
S _a	1.19	Sección 3.3.2.1.
C _v	1.25	-

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 22*Coefficiente del cortante basal ASCE 41-17, bloque 2*

PARÁMETRO	VALOR	REFERENCIA
C ₁	1.05	Ecuación 2.5 de (Yekrangnia, 2018)
C ₂	1.00	En ausencia de cálculos precisos. C2 puede tomarse como 1.0 (Yekrangnia, 2018).
C _m	0.90	Tabla 7-4. (ASCE 41-17, 2017)
S _a	1.19	Sección 3.3.2.1.
C _v	1.13	-

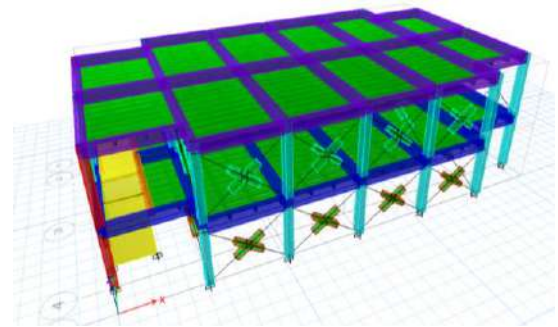
Elaborado por: Chávez. Gómez.

4.1.5. ANÁLISIS LINEAL

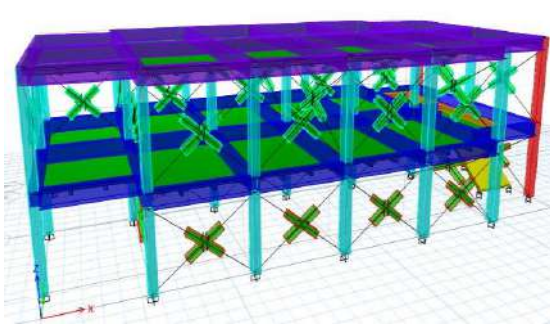
Se realizó un modelo del estado actual utilizando elementos tipo link en dos direcciones, para calibrarlo con el ensayo de vibraciones ambientales (Tabla 4.23), una vez calibrado se tomó como base para incluir los elementos diseñados de la sección 4.1.2.

Tabla 4. 23*Calibración de periodos estado actual con elementos tipo link*

BLOQUE	PERIODO	MODELACIÓN CALIBRADA HOLMES Em=69840 [kg/cm ²]	MODELACIÓN CALIBRADA CON ELEMENTOS TIPO LINK	VIBRACIONES AMBIENTALES
1	T ₀ [s]	0.184	0.181	0.18
	T ₁ [s]	0.122	0.13	0.12
	T ₂ [s]	0.094	0.104	0.11
2	T ₀ [s]	0.163	0.171	0.17
	T ₁ [s]	0.135	0.138	0.13
	T ₂ [s]	0.096	0.105	0.09



BLOQUE 1



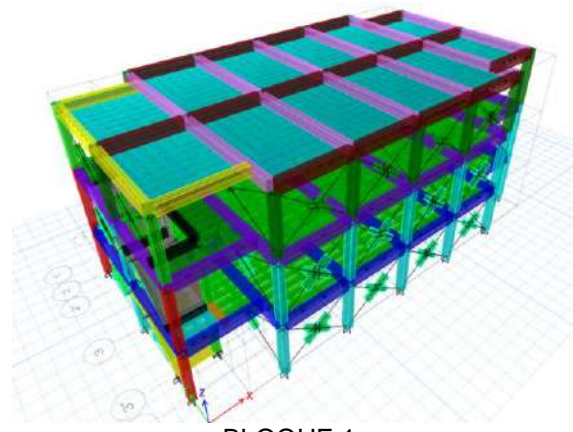
BLOQUE 2

Elaborado por: Chávez, Gómez.

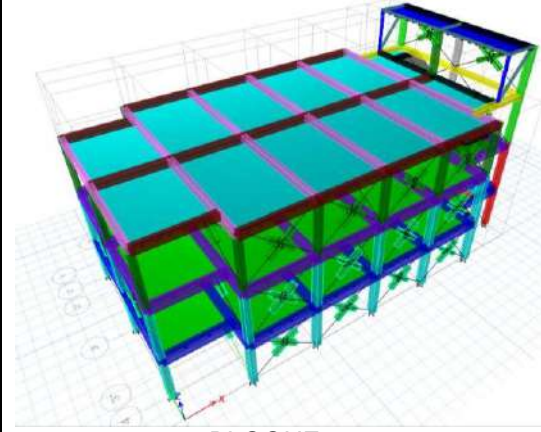
Tabla 4. 24

Periodos del modelo ampliado con elementos tipo link

BLOQUE	PERIODO	MODELACIÓN AMPLIADA CON ELEMENTOS TIPO LINK
1	T ₀ [s]	0.257
	T ₁ [s]	0.179
	T ₂ [s]	0.141
2	T ₀ [s]	0.257
	T ₁ [s]	0.178
	T ₂ [s]	0.145



BLOQUE 1



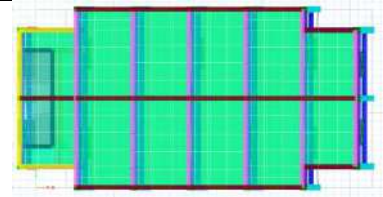
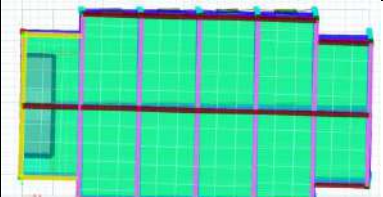
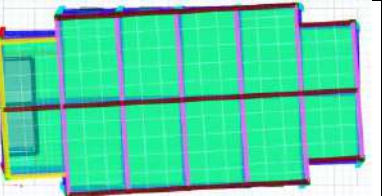
BLOQUE 2

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 25

Modos de vibración bloque 1 ampliado

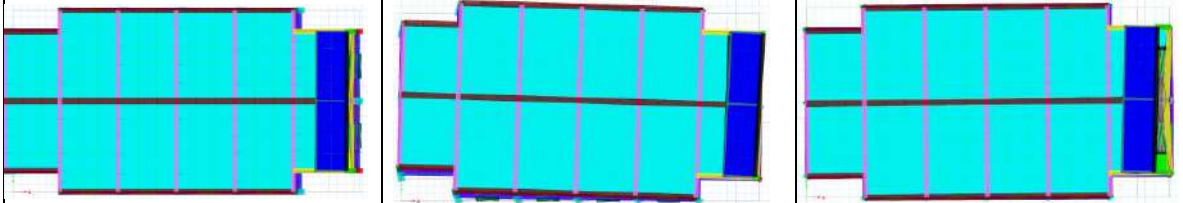
TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	0.257	0.8979	0.00003237	0	0.8979	0.00003237	0	0.000013	0.1226	7.622E-06	0.000013	0.1226	7.622E-06
Modal	2	0.179	0.0001	0.7676	0	0.898	0.7677	0	0.1018	0.00001507	0.1493	0.1018	0.1226	0.1493
Modal	3	0.141	0.000012	0.1123	0	0.898	0.88	0	0.0448	0.0001	0.7442	0.1467	0.1227	0.8935
Modal	4	0.097	0.0886	0.00003971	0	0.9865	0.88	0	0	0.855	0.00004918	0.1467	0.9777	0.8935
Modal	5	0.077	0.0008	0.0001	0	0.9873	0.8801	0	5.886E-06	0.0012	0.0001	0.1467	0.9789	0.8936
Modal	6	0.07	0.0101	0.0013	0	0.9975	0.8813	0	0.0066	0.0118	0.0001	0.1533	0.9907	0.8937
Modal	7	0.067	0.0001	0.0632	0	0.9975	0.9445	0	0.61	0.0001	0.007	0.7633	0.9908	0.9007
Modal	8	0.057	2.607E-06	0.0005	0	0.9975	0.945	0	0.0011	0.00001877	0.0013	0.7644	0.9909	0.902
Modal	9	0.052	1.145E-06	0.0456	0	0.9975	0.9906	0	0.2207	4.065E-06	0.0816	0.9851	0.9909	0.9836
Modal	10	0.045	5.365E-07	0.0054	0	0.9975	0.996	0	0.0086	2.873E-06	0.0017	0.9936	0.9909	0.9852
Modal	11	0.037	1.921E-06	0.0027	0	0.9975	0.9987	0	0.0001	0.00002905	0.0123	0.9938	0.9909	0.9976
Modal	12	0.03	8.545E-06	0.0002	0	0.9976	0.9989	0	0.0012	0.00001245	0.0004	0.9949	0.9909	0.9979

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 26*Modos de vibración bloque 2 ampliado*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	0.257	0.8618	0.00001897	0	0.8618	0.00001897	0	0	0.1624	6.182E-06	0	0.1624	6.182E-06
Modal	2	0.178	8.143E-06	0.7388	0	0.8618	0.7388	0	0.0619	7.083E-06	0.1971	0.0619	0.1624	0.1971
Modal	3	0.145	0.02	0.0465	0	0.8818	0.7853	0	0.0189	0.074	0.2062	0.0808	0.2364	0.4033
Modal	4	0.145	0.0086	0.122	0	0.8904	0.9072	0	0.042	0.0305	0.4789	0.1228	0.2669	0.8823
Modal	5	0.1	0.0585	0.0017	0	0.9489	0.9089	0	0.003	0.4298	0.0008	0.1258	0.6967	0.8831
Modal	6	0.098	0.03	0.0028	0	0.9789	0.9117	0	0.0048	0.2162	0.0015	0.1306	0.9129	0.8846
Modal	7	0.073	0.0001	0	0	0.9791	0.9117	0	0.00003597	0.0011	0.0001	0.1306	0.914	0.8846
Modal	8	0.07	0.0182	0.0001	0	0.9972	0.9118	0	0.002	0.0751	0.0001	0.1326	0.9891	0.8847
Modal	9	0.068	0.0001	0.0365	0	0.9973	0.9483	0	0.4973	0.0004	0.0211	0.63	0.9895	0.9059
Modal	10	0.062	0.0002	0.0007	0	0.9976	0.949	0	0.0047	0.0017	0.0005	0.6347	0.9912	0.9064
Modal	11	0.057	0.00002236	0.0133	0	0.9976	0.9622	0	0.089	0.0001	0.0247	0.7236	0.9912	0.9311
Modal	12	0.055	0	0.0277	0	0.9976	0.9899	0	0.2212	2.402E-06	0.0504	0.9448	0.9912	0.9815



Elaborado por: Chávez, Gómez.

Se realizó el cálculo del cortante basal, de acuerdo con la carga sísmica calculada en la sección 4.1.5 y la distribución de fuerzas sísmicas como se muestra en las siguientes Tablas 4.28 y 4.29.

Tabla 4. 27*Comparación de resultados de cortante basal*

CORTANTE BASAL	BLOQUE 1	BLOQUE 2
V_{ETABS_X} [t]	833.01	780.51
V_{ETABS_Y} [t]	833.01	780.51
$V_{Calculado}$ [t]	845.72	791.81
ERROR [%]	1.50	1.43

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 28*Cálculo de la distribución basal bloque 1 ampliado*

PISO	PESO [kg]	H[m]	$W_i \cdot h_i$	$W_i \cdot h_i^k / \sum W_i \cdot h_i^k$	F_x [Kg]	F_x [Kg]
1	258235.38	3.125	806985.57	0.20	0.20 V	165878.03
2	237074.70	6.525	1546912.44	0.38	0.38 V	317971.97
3	181023.42	9.725	1760452.78	0.43	0.43 V	361865.76
Σ	676333.51	Σ	4114350.79		Vb	845715.76
	676.33 [t]					845.72 [t]

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 29*Cálculo de la distribución basal bloque 2 ampliado*

PISO	PESO [kg]	H[m]	Wi*hi	Wi*hi ^k /ΣWi*hi ^k	Fx [kg]	Fx [kg]
1	260107.27	3.13	812835.23	0.34	0,33 V	271223.99
2	239102.55	6.53	1560144.15	0.66	0,67 V	520583.39
3	191035.90	9.73	1857824.10	0.78	0,74 V	619912.18
4	10803.78	12.53	135317.38	0.06	0,07 V	45152.22
Σ	701049.51	Σ	2372979.38		Vb	791807.37
	701.05 [t]					791.81 [t]

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.6. COMBINACIONES DE CARGA PARA ANÁLISIS NO LINEAL

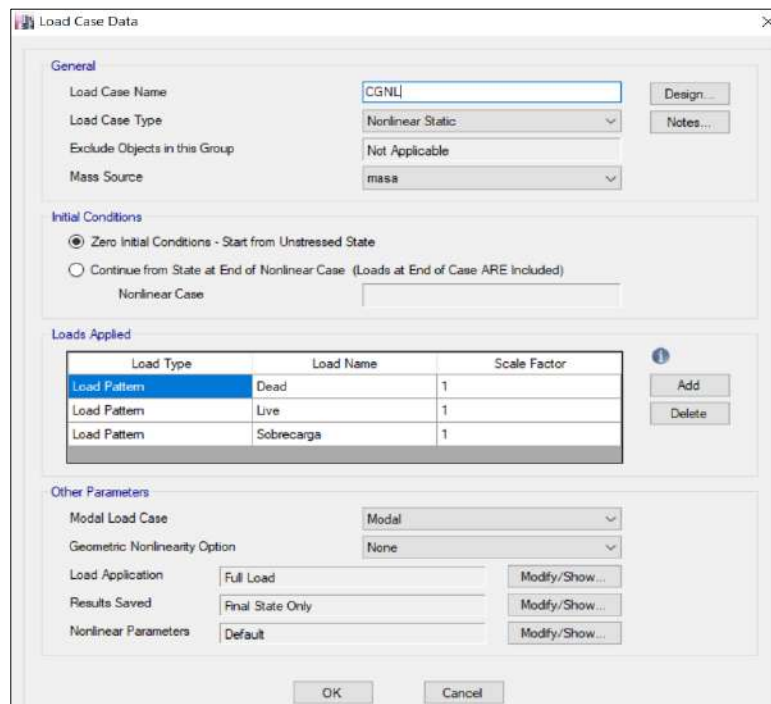
La combinación de carga por gravedad y acciones de fuerza sísmica, para el análisis no lineal corresponde a la ecuación 4.8, de acuerdo con la norma (ASCE 41-17, 2017).

$$Q_{GE} = Q_D + Q_L \quad (4. 8)$$

Dónde.

Q_D Acción causada por la carga muerta.

Q_L Acción causada por la carga viva.

**Figura 4. 4** Combinación de cargas CGNL

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.7. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

En base al modelo definido en la sección 4.1.2.7, se realizó las consideraciones para el análisis no lineal (ASCE 41-17, 2017).

- Modelación de la estructura considerando el comportamiento no lineal de los elementos estructurales y no estructurales.
- Determinación del periodo fundamental para las edificaciones ampliadas, en base al modelo calibrado con las vibraciones ambientales.
- Selección de un punto de control para el desplazamiento (Figura 4.5).
- Selección del patrón de fuerzas sísmicas (Figura 4.5).
- Definición de las rotulas plásticas en vigas y columnas.
- Obtención de la curva de capacidad.
- Punto de desempeño.

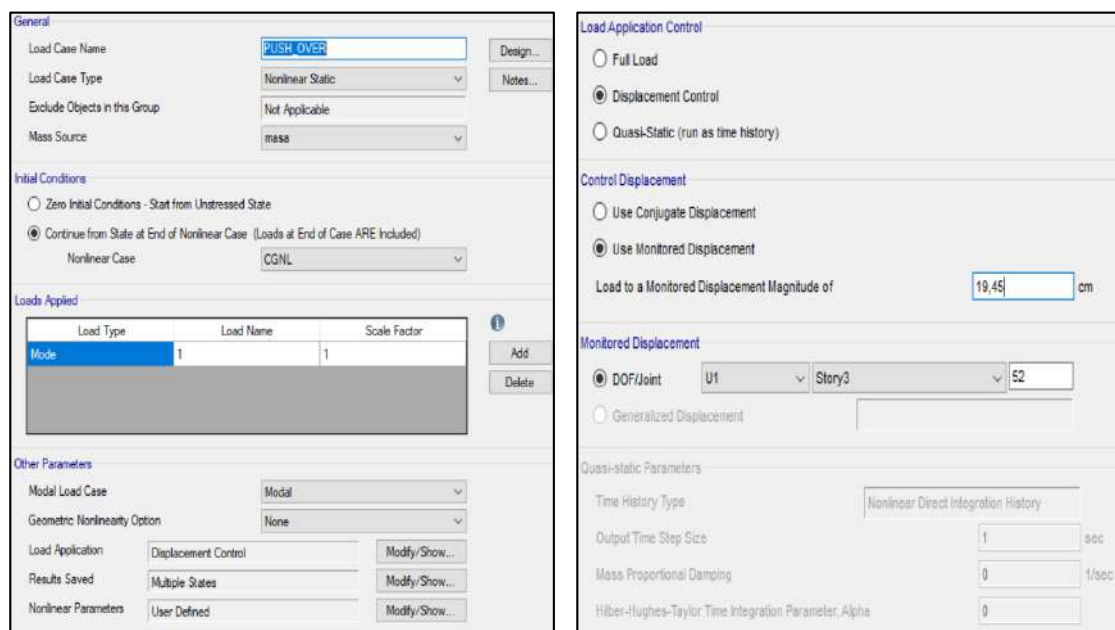


Figura 4. 5 Patrón de carga y punto de control ETABS

Elaborado por: Chávez, Gómez.

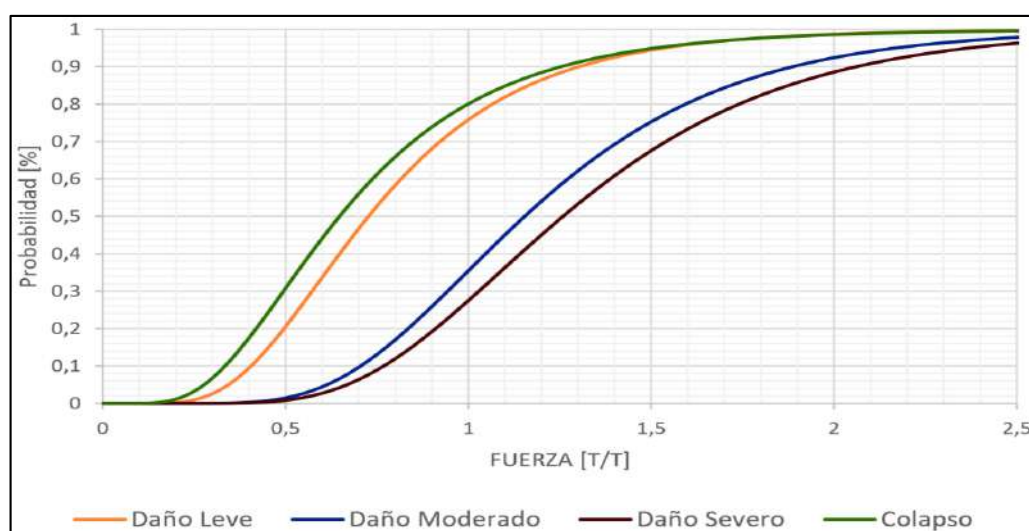
4.1.7.1. Método de Pívol para elementos no estructurales (Mampostería)

En la modelación de elementos no estructurales se aplicó el método de Pívol, utilizando el proceso de modelación descrito en (Cavaleri & Di Trapani, 2014), y tomando las consideraciones de la sección 2.5.3. Tomando como base

el modelo utilizado para el análisis lineal de la sección 4.1.5, se realizó un cambio en las propiedades para considerar el comportamiento no lineal de los elementos tipo link, como se muestra en la Figura 4.7.

Con el fin de conocer el comportamiento de los pórticos rellenos con mampostería se utilizó las curvas de fragilidad (Figura 4.6) obtenidas de (Grijalva & Narvaez, 2018) para evaluar los daños que podrían ocurrir en la mampostería ante fuerzas sísmicas. Se tomó un 90% de confiabilidad debido a la importancia de las edificaciones tanto para la curva de fragilidad en función de la deriva, como para la fuerza.

a) Fuerza



b) Deriva

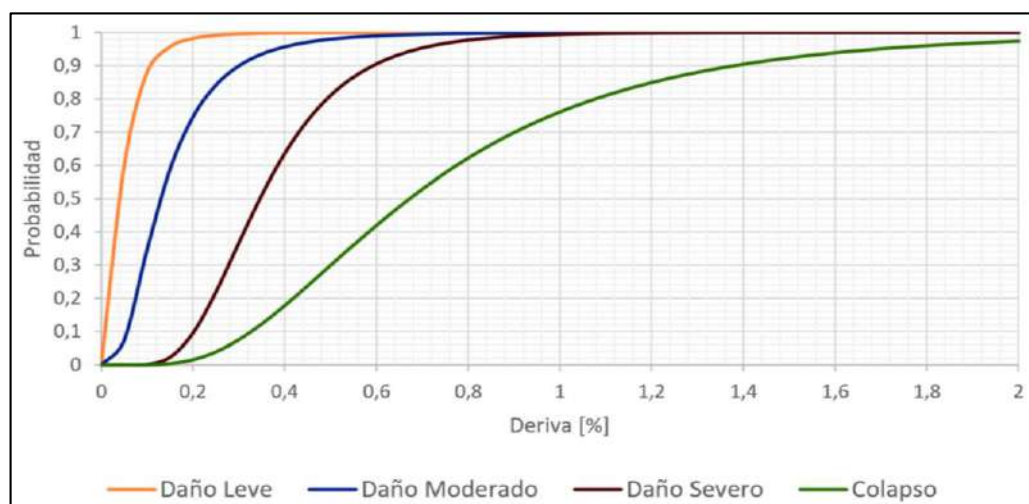


Figura 4. 6 Curvas de fragilidad para mampostería de bloque, fuerza
Fuente: (Grijalva & Narvaez, 2018)

El cálculo de las propiedades para los elementos tipo link se realizó considerando la geometría de los pórticos rellenos con mampostería en base a la distribución arquitectónica mostrada en el Anexo 1.1. Considerando que la mampostería de relleno en los pórticos es de bloque, el factor α_2 tomó un valor de 0.2 (Cavaleri & Di Trapani, 2014), como se muestra en la Figura 4.7.

a) Propiedades

General

Link Property Name: Link Type: MultiLinear Plastic

Link Property Notes: P-Delta Parameters:

Total Mass and Weight

Mass: kgf·s²/cm Rotational Inertia 1: kgf·cm·s²

Weight: kgf Rotational Inertia 2: kgf·cm·s²

Rotational Inertia 3: kgf·cm·s²

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U1..."/>	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R1"/>
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U2"/>	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R2"/>
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U3"/>	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R3"/>

b) Curva Pivot

Identification

Property Name: Hysteresis Type and Associated Parameters

Direction: Hysteresis Type: Pivot

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: kgf/cm

Effective Damping: kgf·s/cm

Shear Deformation Location

Distance from End-J: cm

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (cm)	Force (kgf)
1	-1.9931	-253618.44
2	-1.0399	-173520.41
3	-0.3466	-166854.24
4	0	0
5	0.3466	0

Max: (0, 0); Min: (-1.9931, 0)

Hysteresis Definition Diagram

Pivot Hysteresis Model

Actions

Deformation

Figura 4.7 Propiedades no lineales para elementos link
Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.7.2. Asignación de rótulas plásticas

Las rotulas plásticas son el punto más cercano a la conexión viga-columna en alcanzar la fluencia, permitiendo determinar el comportamiento no lineal de la estructura, por lo tanto, se debe incorporar las rótulas (*hinges*) en elementos estructurales.

La curva generalizada de fuerza-deformación/rotación mostrada en la figura, esquematiza el comportamiento de las rotulas plásticas y establece criterios de aceptación de daños admisibles (niveles de desempeño) en base a los parámetros a , b y c (ASCE 41-17, 2017).

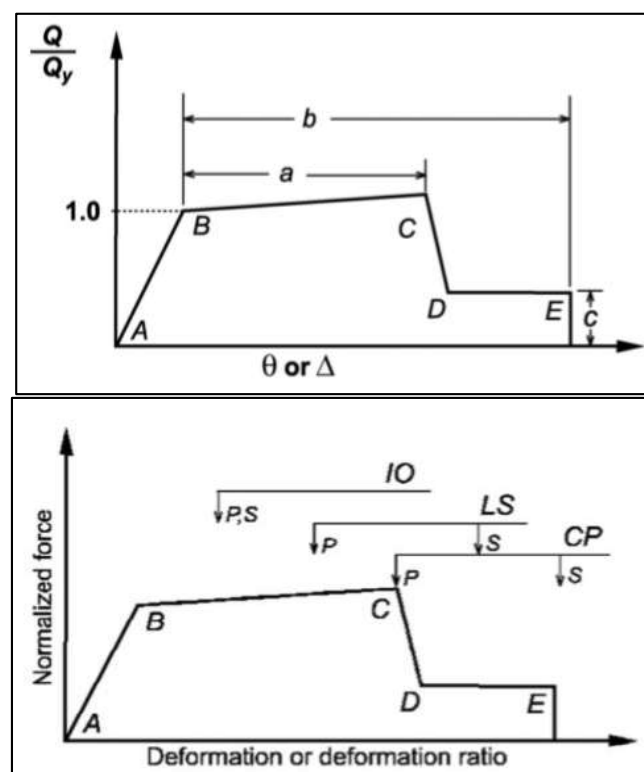


Figura 4. 8 Modelo fuerza-deformación/rotación y criterios de aceptación
Fuente: (ASCE 41-17, 2017).

El software Etabs tiene dos formas para establecer rótulas plásticas mediante elementos tipo “hinges”, la primera es definir los parámetros de acuerdo a las necesidades del modelo y la segunda es usando los elementos predeterminados que están basados en las especificaciones de la normativa ASCE 41.

Debido a que no es posible determinar la distancia exacta donde se ubican las rótulas plásticas, la normativa (ASCE 41-17, 2017) sugiere colocar las rótulas plásticas a una distancia de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento estructural.

Para el modelo computacional, considerando el nudo rígido del método de Pívorot, se colocaron las rótulas plásticas a una distancia del 5% y 95% de la longitud tanto de vigas como de columnas mediante la opción predeterminada por el software.

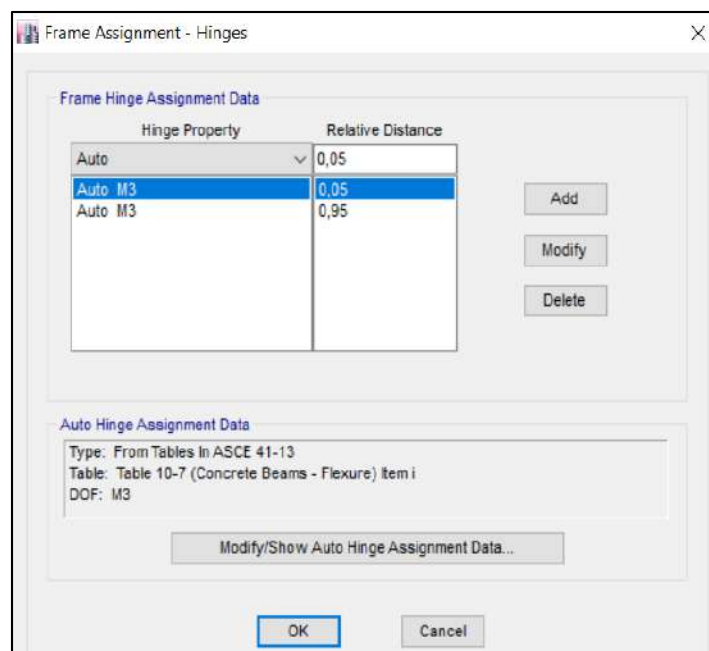


Figura 4. 9 Definición de rótulas plásticas

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Se considera que las columnas trabajan a fuerza axial y resisten momentos en las dos direcciones y debido a su esbeltez se consideran los efectos de flexión y corte, como se muestra en la Figura 4.10 (a); en el caso de las vigas se considera los momentos en la dirección longitudinal como se muestra en la Figura 4.10 (b).

a) Definición de rótulas en columnas

b) Definición de rótulas en vigas

Figura 4. 10 Características de rótulas plásticas para vigas y columnas
Elaborado por: Chávez, Gómez.

Una vez asignadas las rótulas plásticas se puede observar (Figura 4.11) la representación del método de Pívorot descrito en la sección 2.5.3.

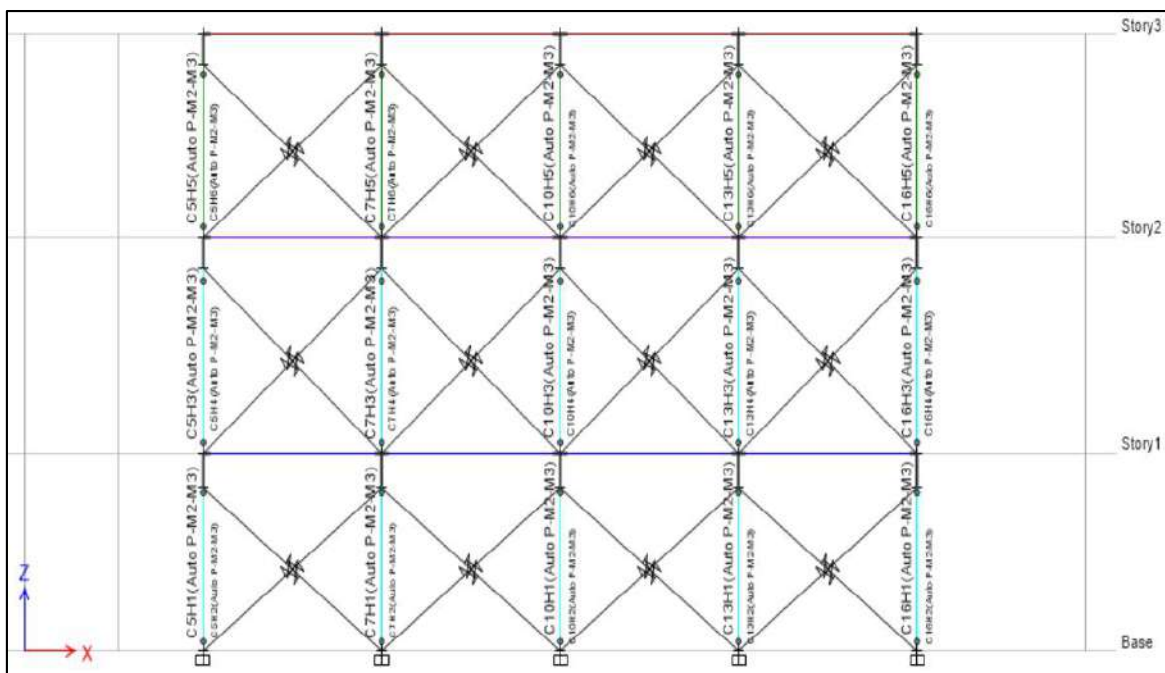


Figura 4. 11 Representación del Método de Pívot

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.7.3. Evaluación de la curva de capacidad y niveles de desempeño

Una vez realizado el análisis no lineal se pudo identificar el comportamiento de los elementos estructurales en el rango inelástico y la capacidad de deformación de las edificaciones; concluyendo que podrían llegar a su estado límite ante un evento sísmico.

La curva de capacidad fue analizada en el primer modal, dando como resultado el cortante basal y desplazamiento máximo, como se muestra en la Tabla 4.30, de acuerdo con la Figura 4.12.

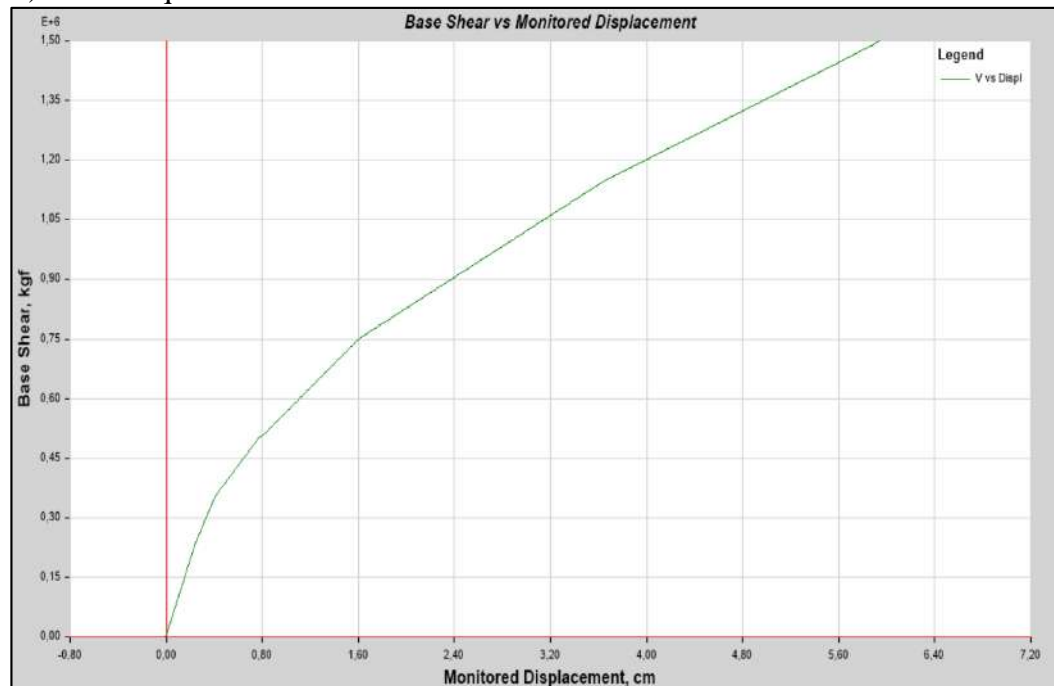
Tabla 4. 30

Resultados de la curvas de capacidad

Bloque	Cortante Basal [kg]	Desplazamiento máximo [cm]
1	1499028	5.941
2	1160320	2.964

Elaborado por: Chávez, Gómez.

a) Bloque 1



b) Bloque 2

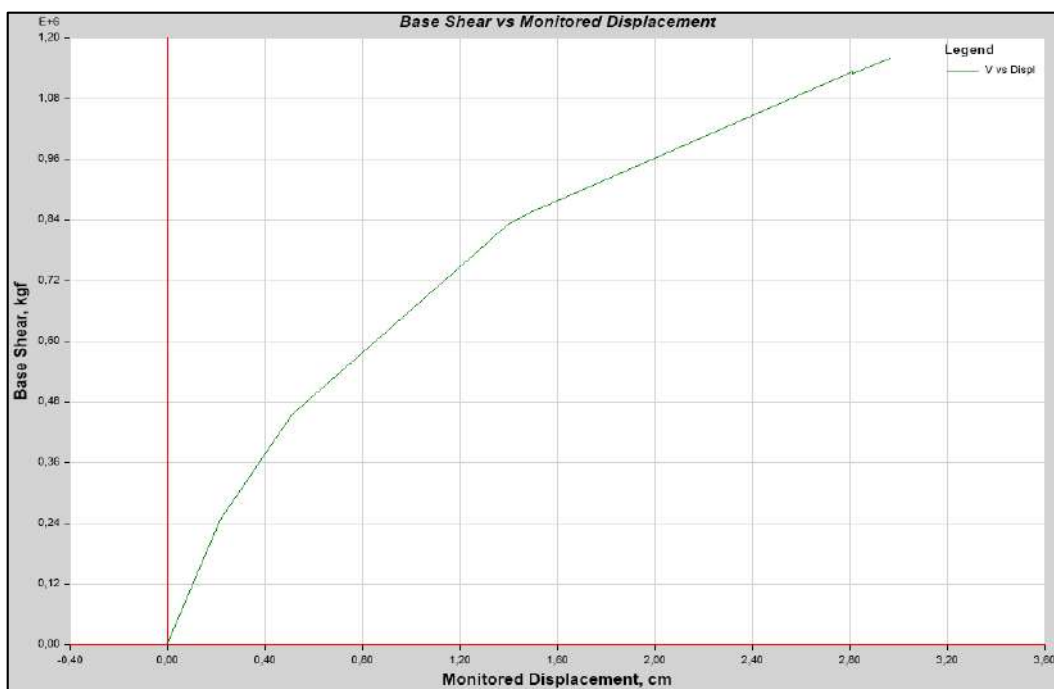


Figura 4. 12 Curvas de capacidad para las edificaciones
Elaborado por: Chávez, Gómez.

Para conseguir el punto de desempeño se transformó la curva Pushover, en aceleraciones espectrales vs deformaciones espectrales y se comparó con el espectro de respuesta, como se muestra en la Figura 4.13 y 4.14.

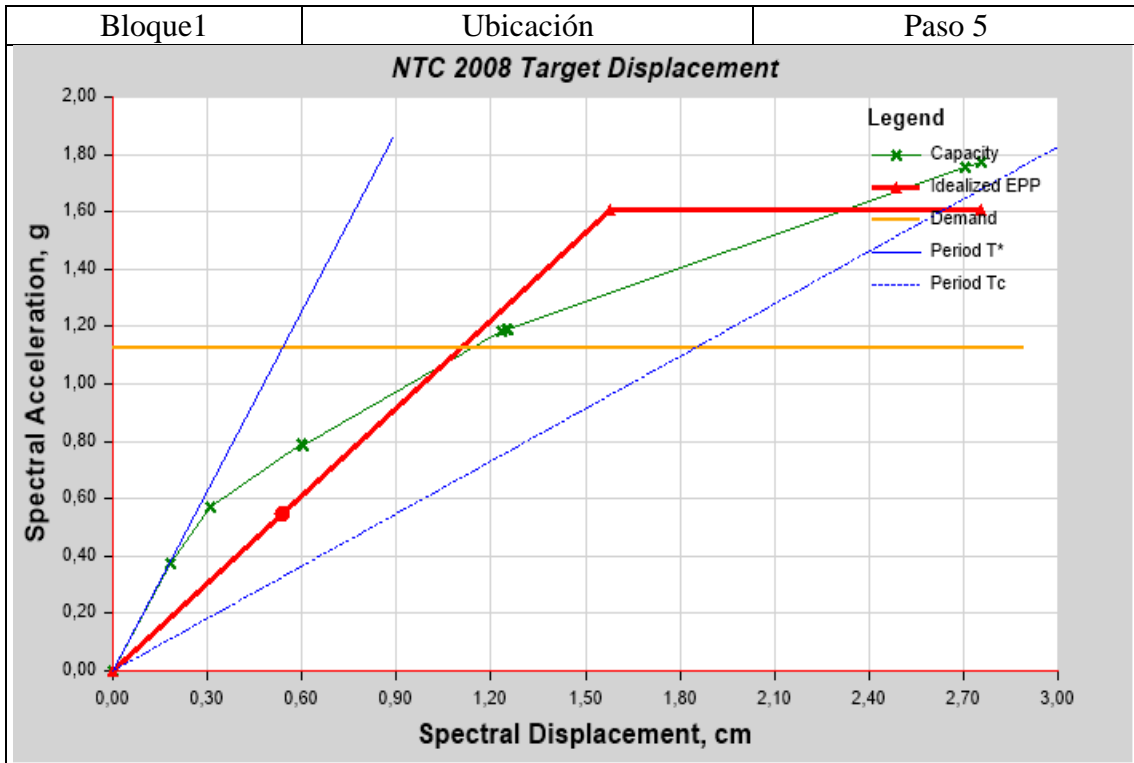


Figura 4. 13 Punto de desempeño, bloque 1
Elaborado por: Chávez, Gómez.

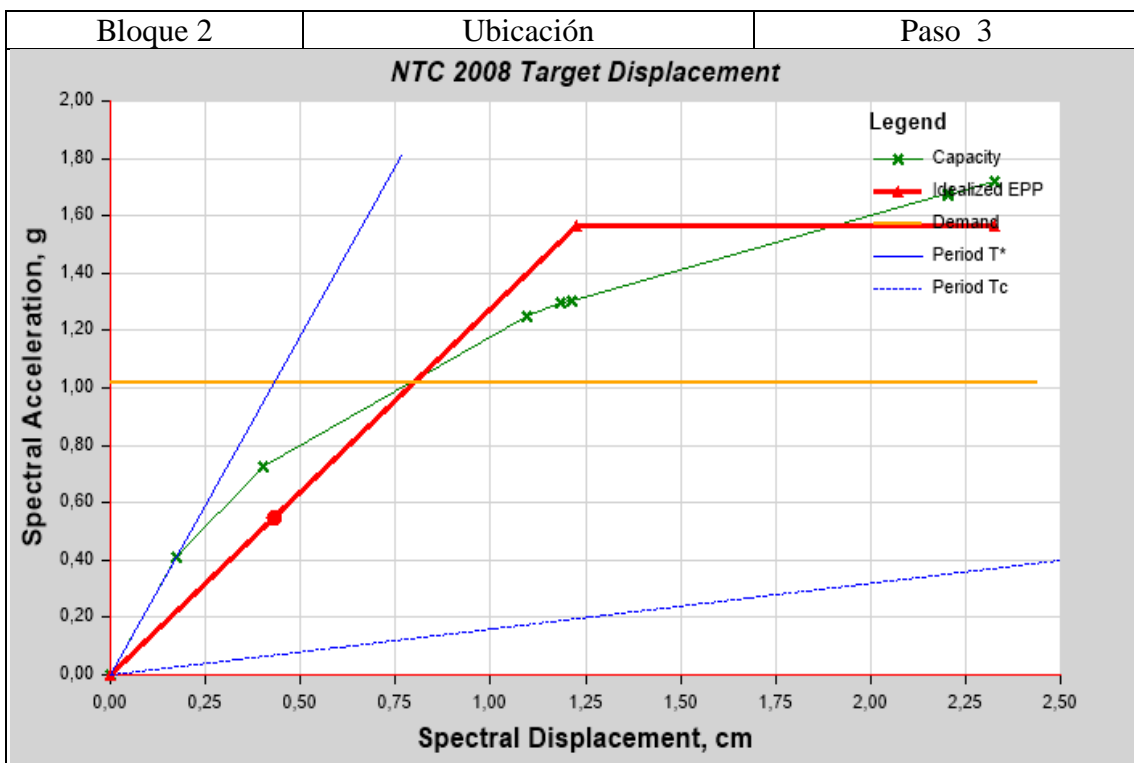


Figura 4. 14 Punto de desempeño, bloque 2
Elaborado por: Chávez, Gómez.

De acuerdo con la formación de las rótulas plásticas, colocadas según la sección 4.1.7.2, se verificó que la estructura presenta un nivel de desempeño de colapso (Tabla 4.31 y 4.32), ya que, se observan varios elementos estructurales dentro del rango de colapso (Figura 4.15 y 4.16), por lo cual, es necesario realizar un reforzamiento para cumplir los objetivos de rehabilitación descritos en la sección 2.3.2.

Tabla 4. 31

Formación de rótulas plásticas, bloque 1

Paso	Desplazamiento [cm]	Fuerza base [kgf]	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
1	0.2362	232287.22	348	0	0	0	348
2	0.4032	352539.96	348	0	0	0	348
3	0.7838	505625.99	348	0	0	0	348
4	0.7896	503357.2	348	0	0	0	348
5	1.617	752451.51	341	6	0	1	348
6	1.6367	756325.04	341	6	0	1	348
7	1.6466	757458.05	341	6	0	1	348
8	3.555	1125475.4	329	10	0	9	348
9	3.555	1125221.21	329	10	0	9	348
10	3.6205	1135419.41	329	10	0	9	348

Elaborado por: Chávez, Gómez.

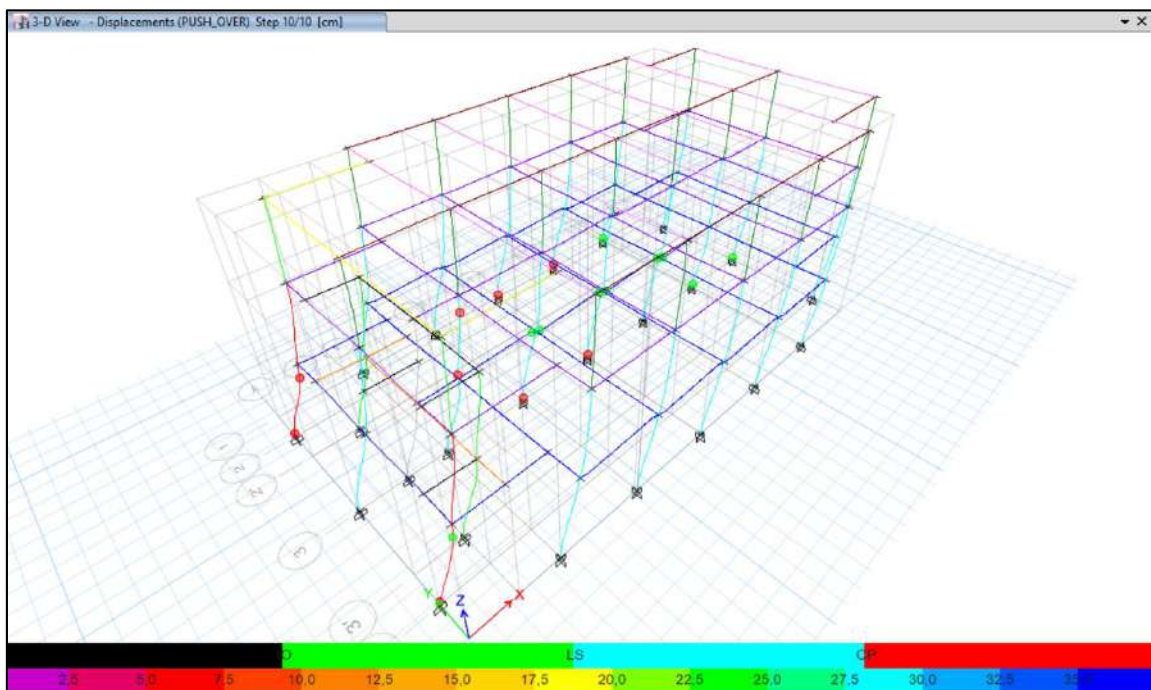


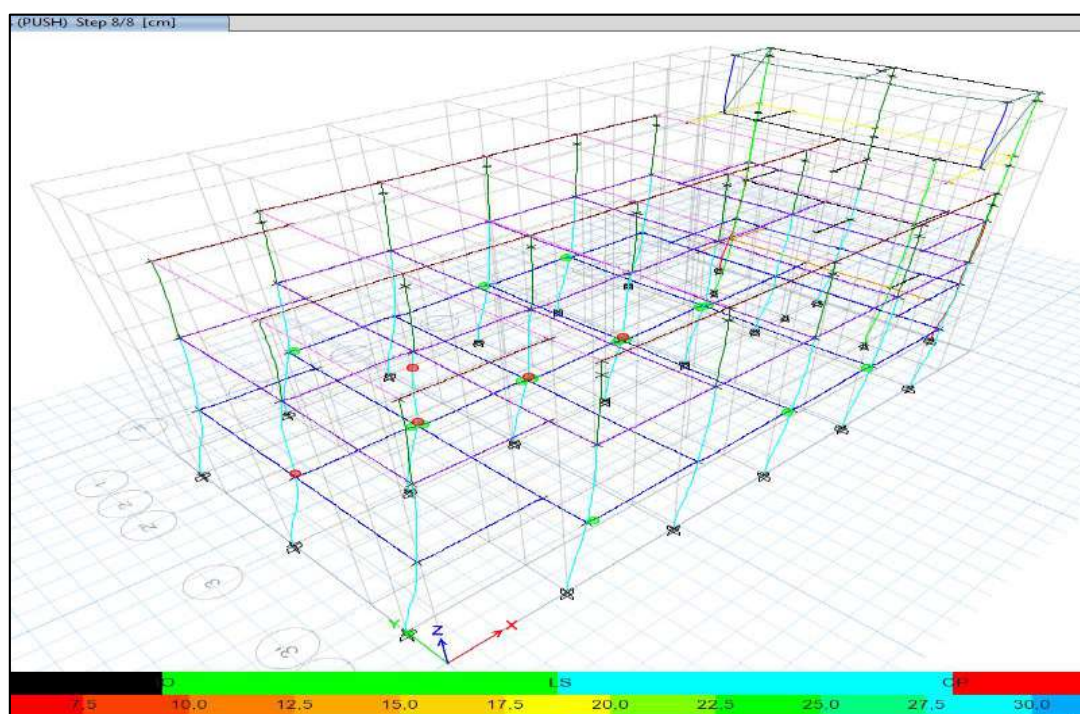
Figura 4. 15 Daños en el punto final de la curva de capacidad, B1

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 32*Formación de rótulas plásticas, bloque 2*

Paso	Desplazamiento [cm]	Fuerza base [kgf]	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
1	0.2158	247990.54	380	0	0	0	380
2	0.5082	455451.25	380	0	0	0	380
3	1.3946	829570.58	379	1	0	0	380
4	1.5097	861834.3	379	1	0	0	380
5	1.5455	866734.04	379	1	0	0	380
6	2.8091	1133085.9	365	11	0	4	380
7	2.8095	1130262.6	365	11	0	4	380
8	2.9636	1160319.5	361	14	0	5	380

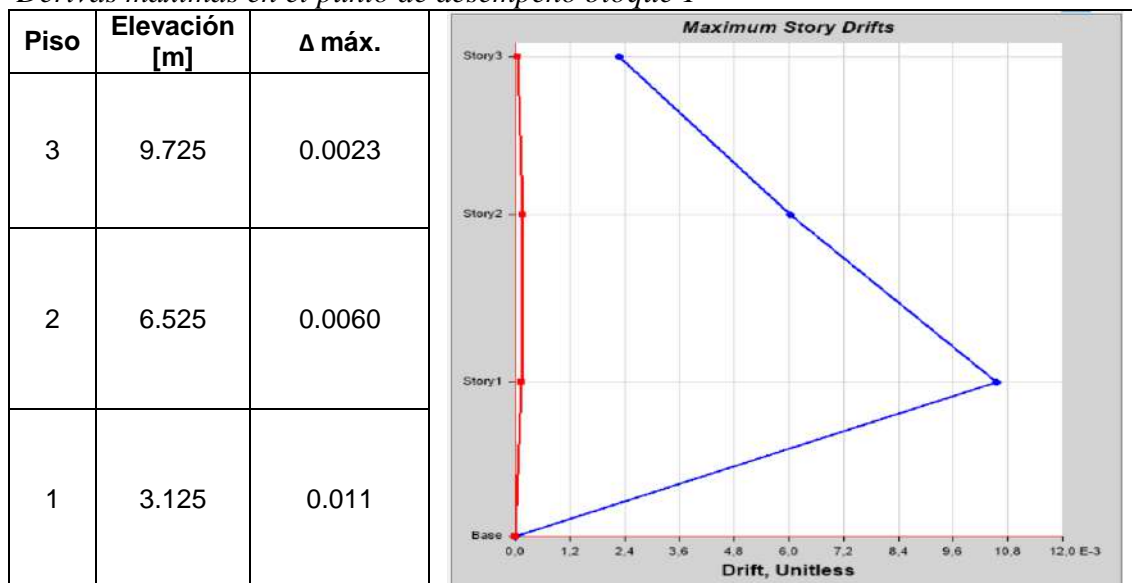
Elaborado por: Chávez, Gómez.

**Figura 4. 16** Daños en el punto final de la curva de capacidad, B2

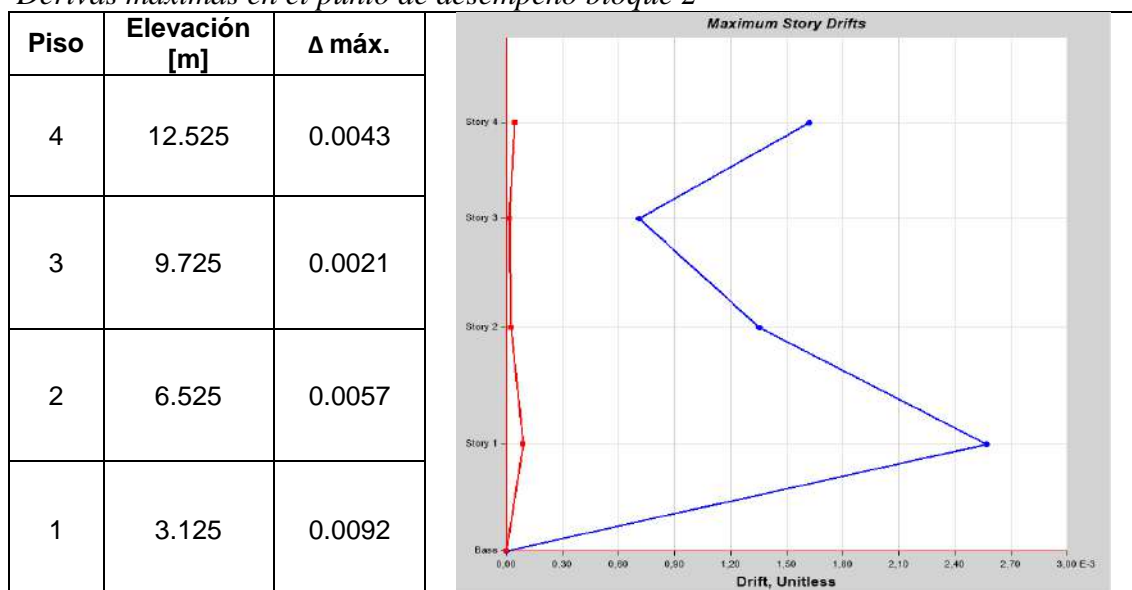
Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.7.4. Verificación de deriva máxima inelástica para ampliación

Las derivas obtenidas del análisis estático no lineal de las estructuras ampliadas se verificaron de acuerdo con los criterios de la normativa (NEC-15-DS, 2014).

Tabla 4. 33*Derivas máximas en el punto de desempeño bloque 1*

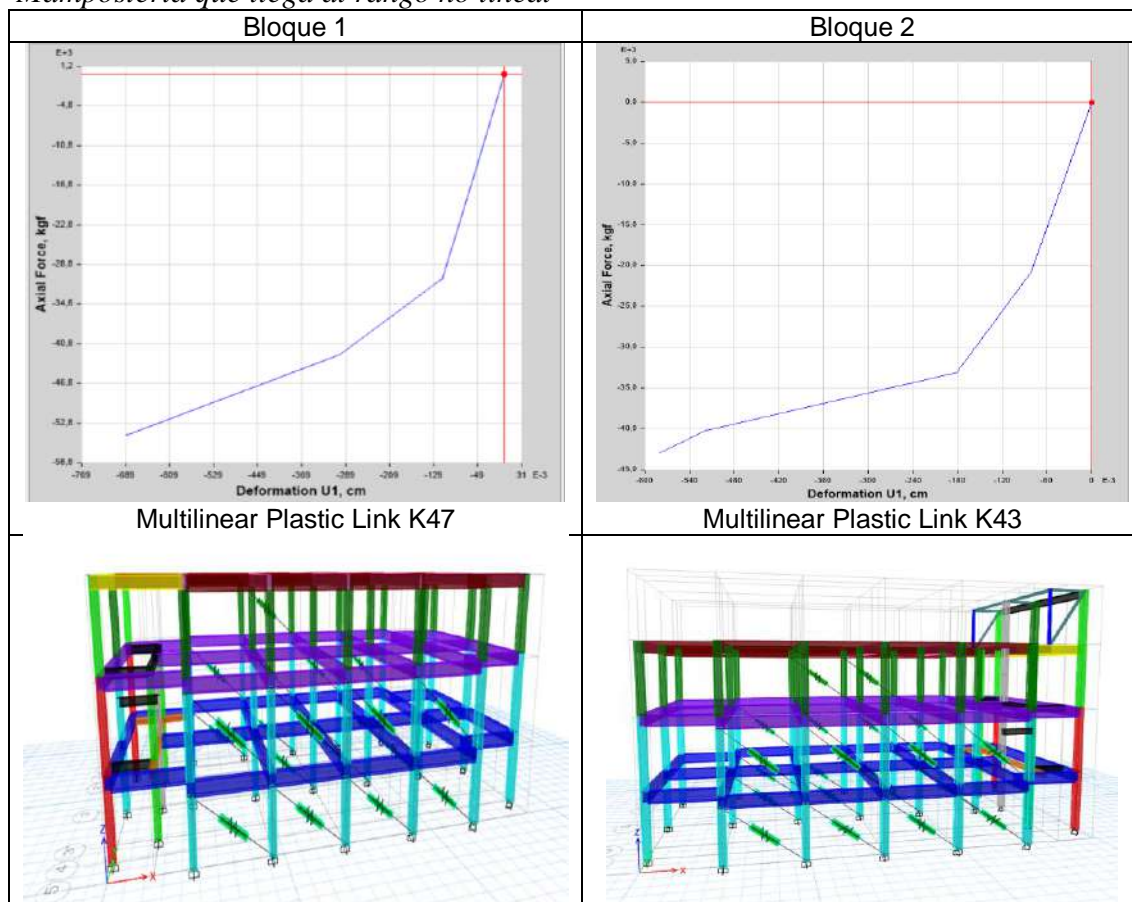
Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 34*Derivas máximas en el punto de desempeño bloque 2*

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.7.5. Comportamiento de la mampostería

Al utilizar el método de Pivot para incluir el comportamiento no lineal de la mampostería, se determinó los elementos Multilinear Plastic Link que llegan al rango no lineal como se muestra en la Tabla 4.35.

Tabla 4. 35*Mampostería que llega al rango no lineal*

Elaborado por: Chávez, Gómez

4.1.8. VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS CON AMPLIACIÓN

Considerando que el análisis no lineal provee una mejor representación de la respuesta y desempeño sísmico de la estructura se utilizó los criterios de aceptación para la evaluación de los elementos como lo estipula en el capítulo 3 la norma (ASCE 41-17, 2017).

En base al capítulo 7 de la normativa (ASCE 41-17, 2017) se verificó si los elementos estructurales cumplen con los criterios de aceptación, utilizando la ecuación 7-38 de la normativa (ASCE 41-17, 2017) y tomando la variable Q como la acción de cortante V como se describe en la Tabla 4.36.

La resistencia de los componentes, para acciones controladas por fuerza puede ser calculada utilizando los procedimientos especificados en la norma

(ACI 318S-14, 2015), excepto que el factor de reducción ϕ debe ser igual a la unidad (Wang Lin, 2019).

Tabla 4. 36

Criterios de aceptación

COMPONENTE	ACCIÓN	TIPO DE ACCIÓN	CRITERIO DE ACEPTACIÓN
VIGA	Cortante	Controlado por fuerza	$\gamma X * (V_{UF} - V_G) + V_G \leq V_{CL}$
COLUMNA	Cortante	Controlado por fuerza	$\gamma X * (V_{UF} - V_G) + V_G \leq V_{CL}$
COLUMNA	Flexo-compresión	Controlada por fuerza	Diagrama de iteración Momento – carga axial

Elaborado por: Chávez, Gómez. Fuente: (ASCE 41-17, 2017)

4.1.8.1. Vigas

Para las vigas se utilizaron los criterios de aceptación de componentes horizontales, utilizando la ecuación 4.9.

$$\gamma X * (V_{UF} - V_G) + V_G \leq V_{CL} \quad (4. 9)$$

$$V_U = \gamma X * (V_{UF} - V_G) + V_G \quad (4. 10)$$

Dónde,

- γ Factor de carga según Tabla 7-8 (ASCE 41-17, 2017)
- X Factor para ajustar la acción causada por la respuesta para el nivel de desempeño estructural seleccionado “Seguridad de vida” (1.3)
- V_{UF} Demanda de cortante por cargas gravitacionales y sísmicas
- V_G Demanda de cortante por cargas gravitacionales
- V_{CL} La resistencia al cortante de la sección de viga calculada con la ecuación 4.11 y para la columna 4.12.

En base a las ecuaciones 22.5.1.1, 22.5.5.1 y 22.5.10.5.3 de la normativa (ACI 318S-14, 2015), la resistencia al cortante de las vigas V_n se puede calcular con la ecuación 4.11.

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d + \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \quad (4.11)$$

Dónde,

- V_n Resistencia al cortante en vigas
- λ Factor para concreto de peso normal (1.0 Tabla 22.9.4.2, (ACI 318S-14, 2015))
- f'_c Resistencia a la compresión del concreto (Tabla 3.23)
- b_w Ancho del alma de la viga
- d Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo
- A_v Área del refuerzo transversal que resiste la acción de cortante
- f_y Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal (Tabla 3.24)
- s Espaciamiento del refuerzo transversal (Tabla 3.3)

En la Tabla 4.37 y 4.38 se muestran los resultados de las vigas que no cumplen con el criterio de aceptación.

Tabla 4. 37

Evaluación de vigas en cortante bloque 1

Sección	Frame	Piso	V_{CL} [t]	V_U [t]	Criterio de aceptación
V30X55	B1	1	19.43	24.65	NO CUMPLE
V30X55	B1	1	19.43	25.46	NO CUMPLE
V30X55	B3	1	19.43	20.24	NO CUMPLE
V30X55	B9	1	19.43	23.45	NO CUMPLE
V30X55	B10	1	19.43	25.20	NO CUMPLE
V30X55	B10	1	19.43	27.19	NO CUMPLE
V30X55	B13	1	19.43	20.09	NO CUMPLE
V30X55	B18	1	19.43	24.46	NO CUMPLE
V30X55	B18	1	19.43	25.29	NO CUMPLE
V30X55	B20	1	19.43	20.35	NO CUMPLE
V30X55	B20	1	19.43	20.49	NO CUMPLE
V30X55	B51	1	19.43	32.46	NO CUMPLE
V30X55	B52	1	19.43	22.78	NO CUMPLE
V30X55	B16	1	19.43	33.05	NO CUMPLE
V30X55	B16	1	19.43	36.17	NO CUMPLE
V30X55	B16	1	19.43	35.81	NO CUMPLE

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 38*Evaluación de vigas en cortante bloque 2*

Sección	Frame	Piso	V _{CL} [t]	V _U [t]	Criterio de aceptación
V30x50	B94	2	17,44	17,60	NO CUMPLE
V30x50	B96	2	17,44	18,09	NO CUMPLE
V30x50	B99	2	17,44	19,86	NO CUMPLE
V30x50	B102	2	17,44	25,31	NO CUMPLE
V30x50	B103	2	17,44	18,77	NO CUMPLE
V30x50	B106	2	17,44	17,58	NO CUMPLE
V30x50	B108	2	17,44	18,15	NO CUMPLE
V30x55	B94	1	19,43	34,63	NO CUMPLE
V30x55	B95	1	19,43	28,48	NO CUMPLE
V30x55	B96	1	19,43	31,19	NO CUMPLE
V30x55	B97	1	19,43	22,65	NO CUMPLE
V30x55	B99	1	19,43	19,88	NO CUMPLE
V30x55	B102	1	19,43	45,14	NO CUMPLE
V30x55	B103	1	19,43	41,61	NO CUMPLE
V30x55	B105	1	19,43	35,06	NO CUMPLE
V30x55	B106	1	19,43	34,53	NO CUMPLE
V30x55	B107	1	19,43	28,69	NO CUMPLE
V30x55	B108	1	19,43	31,42	NO CUMPLE
V30x55	B109	1	19,43	22,65	NO CUMPLE
V30x55	B114	1	19,43	20,82	NO CUMPLE

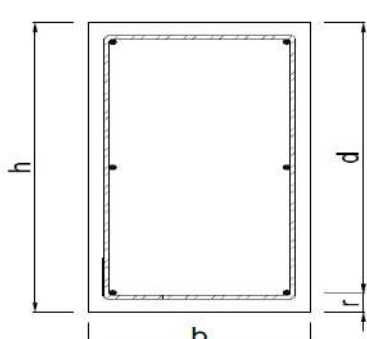
Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.8.1.1. Comprobación de acero.

Se presenta un ejemplo de cálculo de una viga en el eje más crítico del bloque 1 de acuerdo con las normas (NEC-15-HM, 2014) y (ACI 318S-14, 2015).

Tabla 4. 39*Datos de viga E-1-5*

DATOS VIGAS E-1-5		
MATERIAL		
f'_c	212	[kg/cm ²]
f_y	5250	[kg/cm ²]
DIMENSIONES		
VIGA		
b	30	[cm]
h	55	[cm]
L	6	[m]
r	6	[cm]
d	49	[cm]
COLUMNA BASE		
b	30	[cm]
h	40	[cm]



Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 40*Ejemplo control de acero mínimo y máximo*

CONTROL DE ACERO VIGA E-1-5						
ACERO	CUANTIA	VALOR	UNIDAD	REFERENCIA		
MÍNIMO	0.00333	4.90	[cm ²]	$\frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$		(NEC-15-HM, 2014), 4.2.5 y (ACI 318S-14, 2015), 9.6.1.2
	0.00087	1.27	[cm ²]	$\frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \cdot b \cdot d$		
MÁXIMO	0.01094	15.93	[cm ²]	$0.5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$		(NEC-15-HM, 2014)
COLOCADO	0.00386	6.79	[cm ²]	ARMADO DE VIGAS		
				# var	6	φ

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 41*Ejemplo separación de estribos en vigas*

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS VIGA E-1-5						
Distancia	2h	centro	2h	2h	centro	2h
d/4 o d/2	12.3	24.5	12.3	12.3	24.5	12.3
6·Ø long	7.2	-	7.2	7.2	-	7.2
15	15.0	-	15.0	15	-	15
S req [cm]	7	24	7	7	24	7
S col [cm]	10	20	10	10	20	10
Verificación	NO CUMPLE	OK	NO CUMPLE	NO CUMPLE	OK	NO CUMPLE

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 42*Ejemplo de comprobación de acero transversal en viga*

ACERO TRANSVERSAL VIGA E-1-5						
ACERO MÍNIMO [cm ²]	$0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_y}$	2h	0,21	$3.5 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y}$	2h	0,21
		centro	0,42		centro	0,42
Distancia	2h	centro	2h	2h	centro	2h
As req. [cm ²]	0,51	1,80	0,51	0,16	1,59	0,13
As colocado [cm ²]	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
Verificación	OK	NO CUMPLE	OK	OK	NO CUMPLE	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.8.2. Columnas

Para las columnas se utilizaron los criterios de aceptación de componentes verticales, como se muestra en la Tabla 4.36. Considerando los componentes de la ecuación 4.9 para columnas, y el término V_{CL} como la resistencia al cortante de la sección de columna calculada con la ecuación 4.12.

Para el cálculo del cortante en columnas V_{col} (ecuación 4.12), se utilizó las ecuaciones de resistencia a cortante del (ACI 318S-14, 2015) adecuadas para unidades en $[\text{kg}/\text{cm}^2]$ (Wang Lin, 2019).

$$V_{col} = k_{nl} * V_{col1}$$

$$V_{col} = k_{nl} * \left[\alpha_{col} * \left(\frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \right) + \lambda \left(\frac{1.6\sqrt{f'c}}{\frac{M_{ud}}{V_{ud}} * d} * \sqrt{1 + \frac{N_{ug}}{1.6A_g\sqrt{f'c}}} \right) * 0.8A_g \right] \quad (4.12)$$

Dónde,

k_{nl} “1.0 en regiones donde la demanda de ductilidad de desplazamiento es menor o igual a 2, $k_{nl}=0.7$ en regiones donde la demanda de ductilidad es mayor o igual a 6, y varía linealmente para demanda de ductilidad entre 2 y 6” (Wang Lin, 2019).

d Altura útil de la sección, se permite utilizar $d=0.8*h$, para un h que es la dimensión de la columna con dirección en la que actúa la fuerza cortante.

s Espaciamiento del refuerzo transversal (Tabla 3.4).

α_{col} “1.0 para $\frac{s}{d} \leq 0.75$; 0 para $\frac{s}{d} \geq 1.0$; y varía linealmente entre 0.75 y 1.0” (Wang Lin, 2019).

λ Factor para concreto de peso normal (1.0 Tabla 22.9.4.2, (ACI 318S-14, 2015))

$f'c$ Resistencia a la compresión del concreto (Tabla 3.23)

A_v Área del refuerzo transversal que resiste la acción de cortante.

A_g Área bruta de la sección transversal de la columna.

f_y Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal (Tabla 3.24)

$\frac{M_{ud}}{V_{ud}} * d$ “El mayor cociente entre el momento y el cortante multiplicado por la altura efectiva de la sección bajo cargas de diseño (gravitacionales y sísmicas) para la columna. No debe ser mayor que 4 ni menor que 2” (Wang Lin, 2019).

N_{ug} La fuerza axial de compresión en el componente (igual a cero cuando está en tracción).

En la Tabla 4.43 y 4.44 se muestran los resultados de las columnas que no cumplen con el criterio de aceptación.

Tabla 4. 43*Evaluación de cortante en columnas bloque 1*

Sección	Frame	Piso	V _{CL} [t]	V _U [t]	Criterio de aceptación
C30x30	C1	2	16.36	18.31	NO CUMPLE
C30x40	C16	2	20.71	25.34	NO CUMPLE
C30x40	C18	2	20.71	25.04	NO CUMPLE
C30x40	C43	2	20.71	24.43	NO CUMPLE
C30x40	C5	1	17.45	21.09	NO CUMPLE
C30x40	C7	1	18.20	23.81	NO CUMPLE
C30x40	C10	1	18.07	23.75	NO CUMPLE
C30x40	C12	1	18.00	23.49	NO CUMPLE
C30x40	C13	1	20.71	23.06	NO CUMPLE
C30x40	C15	1	18.13	22.82	NO CUMPLE
C30x40	C16	1	31.90	49.01	NO CUMPLE
C30x40	C17	1	31.90	51.86	NO CUMPLE
C30x40	C18	1	31.90	48.49	NO CUMPLE
C30x40	C43	1	31.90	47.37	NO CUMPLE
C30x40	C44	1	31.90	47.45	NO CUMPLE
C30x40	C45	1	31.90	47.94	NO CUMPLE
C30x40	C188	1	17.31	20.75	NO CUMPLE

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 44*Evaluación de cortante en columnas bloque 2*

Sección	Frame	Piso	V _{CL} [t]	V _U [t]	Criterio de aceptación
C30x40	C1	2	24.89	35.21	NO CUMPLE
C30x40	C2	2	24.89	35.22	NO CUMPLE
C30x40	C3	2	24.90	38.51	NO CUMPLE
C30x40	C43	2	24.89	36.97	NO CUMPLE
C30x30	C44	2	17.23	24.16	NO CUMPLE
C30x30	C45	2	17.23	23.58	NO CUMPLE
C30x40	C40	2	24.90	40.59	NO CUMPLE
C30x40	C41	2	24.90	25.64	NO CUMPLE
C30x40	C42	2	24.90	25.54	NO CUMPLE
C30x40	C46	2	24.90	38.53	NO CUMPLE
C30x40	C47	2	24.90	33.32	NO CUMPLE
C30x40	C48	2	24.90	38.64	NO CUMPLE
C30x40	C49	2	24.90	38.44	NO CUMPLE
C30x40	C50	2	24.90	35.25	NO CUMPLE
C30x40	C51	2	24.90	38.53	NO CUMPLE
C30x40	C52	2	24.90	34.70	NO CUMPLE
C30x40	C53	2	24.90	29.78	NO CUMPLE
C30x40	C54	2	24.90	34.87	NO CUMPLE
C30x40	C55	2	24.90	40.08	NO CUMPLE
C30x40	C56	2	24.90	43.14	NO CUMPLE
C30x40	C57	2	24.90	40.29	NO CUMPLE

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Para la comprobación flexo-compresión de las columnas, se realizó el chequeo incluida la ampliación de la edificación utilizando las combinaciones de rehabilitación según la sección 3.3.4, considerando lo mencionado anteriormente ($\phi=1$).

4.1.8.2.1. Comprobación de refuerzo longitudinal

Se presenta el ejemplo de cálculo para cada sección de columna de la estructura existente con la ampliación incluida.

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03 \quad (4.13)$$

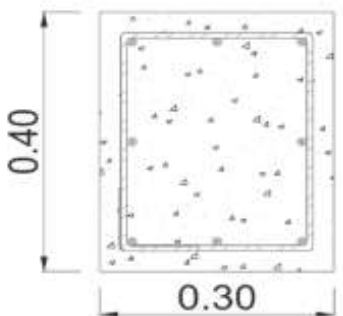
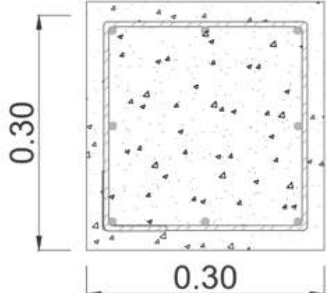
Dónde,

ρ_g Área de refuerzo longitudinal

A_g Área bruta de la sección

Tabla 4. 45

Comprobación de refuerzo longitudinal en columnas

COLUMNA D-3			COLUMNA A-2		
 <p>0.40 0.30 • 8Ø14 1EØ10@20</p>			 <p>0.30 0.30 • 8Ø12 1EØ10@20</p>		
# var	Ø	ρ_g [cm²]	# var	Ø	ρ_g [cm²]
8	1.4	12.315	8	1.2	9.048
b	h	A_g [cm²]	b	h	A_g [cm²]
30	40	1200	30	30	900
ρ_g/A_g	0.01	OK	ρ_g/A_g	0.01	OK

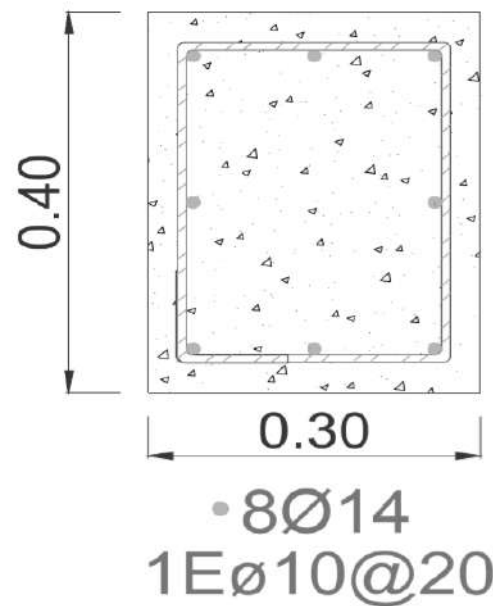
Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.8.2.2. Análisis de la capacidad de carga en columnas.

Tabla 4. 46

Análisis de la Capacidad de carga columna D-3

Análisis de la Capacidad de Carga columna D-3		
Parámetro	Valor	Unidad
Base (b)	30	[cm]
Altura(h)	40	[cm]
Ø	14	[mm]
Ø estribo	10	[mm]
f'c	212	[kg/cm ²]
fy	5250	[kg/cm ²]
r	3.5	[cm]
Peralte efectivo	36.5	[cm]
d'	5.2	[cm]
E acero	2.10E+06	[kg/cm ²]
As varilla	1.54	[cm ²]
# var	8	-
Ag	1200	[cm ²]
Po	280.89	[t]
To	64.65	[t]
Cb	19.91	[cm]
Pb	91.13	[t]
Mb	18.51	[t-m]
0.1·f'c·Ag	25.44	[t]
0.7·Pb	63.79	[t]
0.56·Pb	51.03	[t]



0.40

0.30

• 8Ø14
1EØ10@20

Elaborado por: Chávez, Gómez.

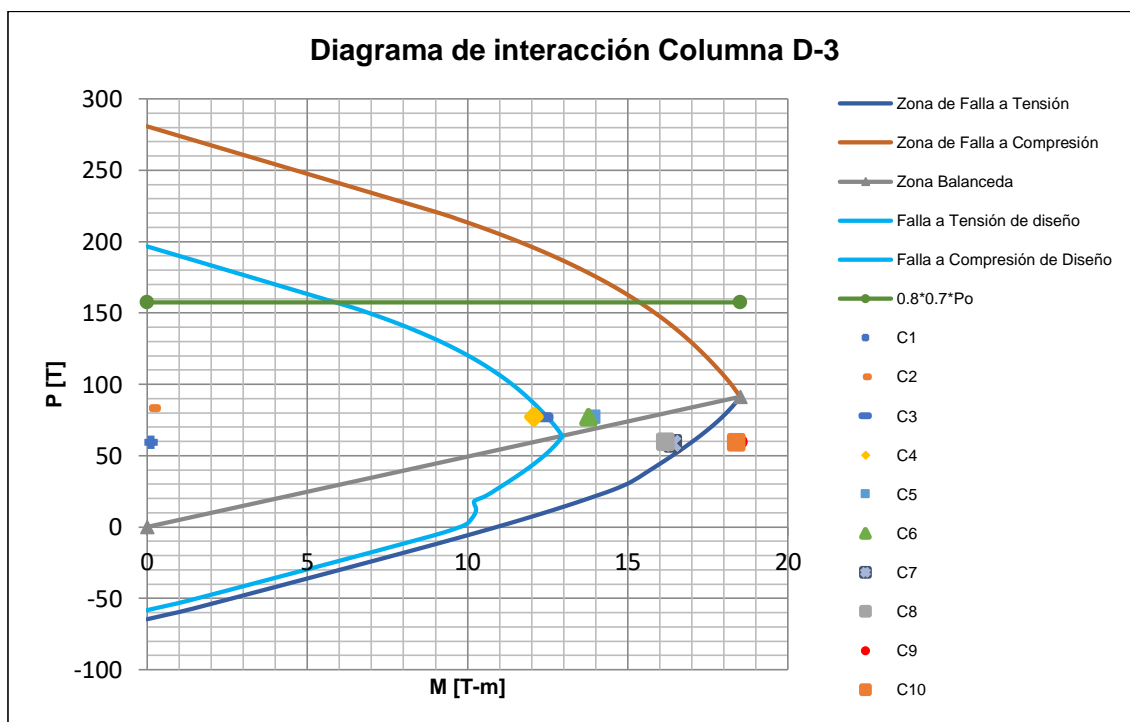


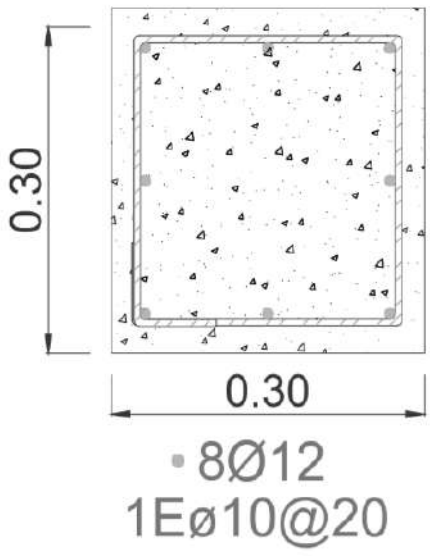
Figura 4. 17 Diagrama de interacción columna D-3

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 47

Análisis de la Capacidad de Carga columna A-2

Análisis de la Capacidad de Carga columna A-2		
Parámetro	Valor	Unidad
Base (b)	30	[cm]
Altura(h)	30	[cm]
Ø	12	[mm]
Øestribo	10	[mm]
f'c	212	[kg/cm ²]
fy	5250	[kg/cm ²]
r	3.5	[cm]
Peralte efec.	26.5	[cm]
d'	5.1	[cm]
E acero	2.10E+06	[kg/cm ²]
As varilla	1.13	[cm ²]
# var	8	-
Ag	900	[cm ²]
Po	209.68	[t]
To	47.50	[t]
Cb	14.45	[cm]
Pb	64.27	[t]
Mb	9.79	[t-m]
0.1·f'c·Ag	19.08	[t]
0.7·Pb	44.99	[t]
0.56·Pb	35.99	[t]



Elaborado por: Chávez, Gómez.

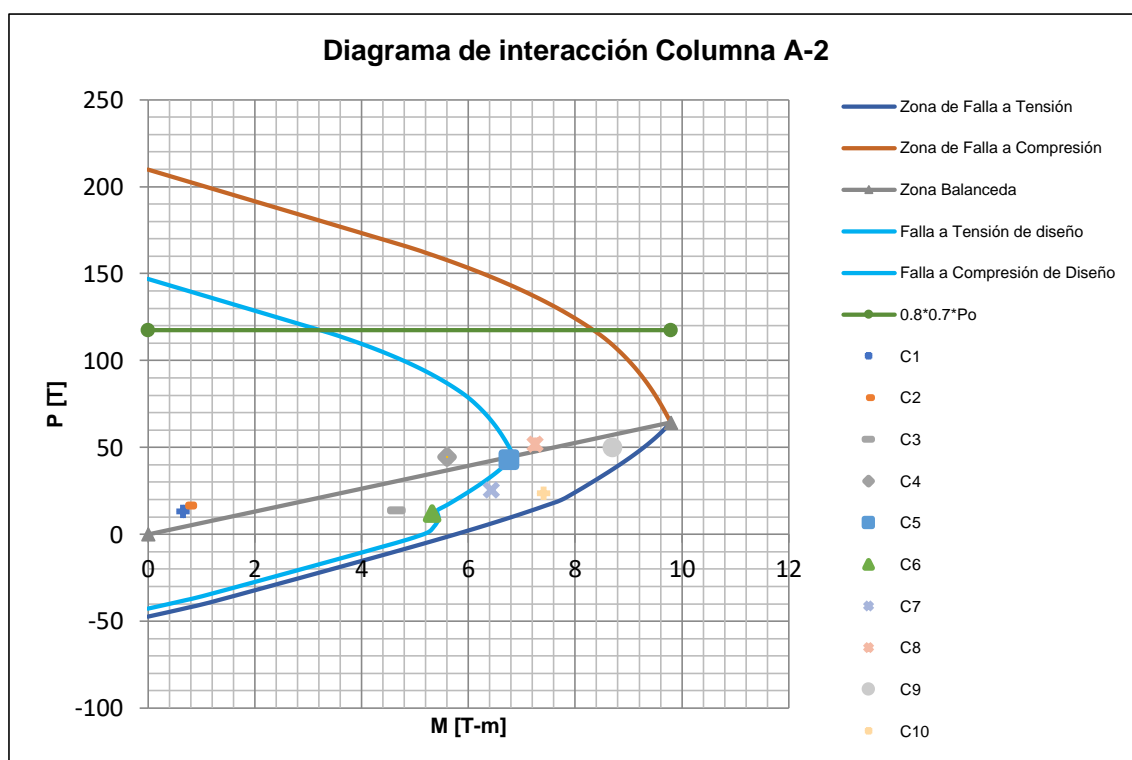


Figura 4. 18 Diagrama de interacción columna A-2

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.8.3. Losa

Se presenta un ejemplo de cálculo para verificación de losa de acuerdo con las especificaciones de (ACI 318S-14, 2015).

Tabla 4. 48

Datos para verificación de losa

MATERIAL		
f'c	212	[kg/cm ²]
fy	5250	[kg/cm ²]
DIMENSIONES		
Luz larga [m]	6	[m]
Luz corta [m]	3.6	[m]
β	1.67	-
VIGAS DE BORDE		
b	30	[cm]
h	55	[cm]

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 49

Verificación de nervios y loseta

NERVIOS				
Descripción	Mínimo	Máximo	Real	Verificación
Ancho [cm]	10	-	10	OK
Altura [cm]	-	35	20	OK
Espaciamiento [cm]	-	75	40	OK
			100	NO CUMPLE
LOSETA				
Espesor	Mínimo	Máximo	Real	Verificación
Eje x [cm]	8.3	-	5	NO CUMPLE
	5			
Eje y [cm]	3.3	-	5	OK
	5			

Fuente: (ACI 318S-14, 2015). Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 50

Verificación de espesor mínimo

VERIFICACIÓN DE ESPESOR MÍNIMO			
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Momento de inercia de las vigas de borde	I_b	415937.50	[cm ⁴]
Momento de inercia de la losa	I_s	202308.57	[cm ⁴]
Factor	α_{fm}	2.1	[-]
Espesor mínimo	h	14	[cm]
Verificación			
Inercia de losa maciza	22866.67	[cm ⁴]	OK
Inercia de losa alivianada	33718.10	[cm ⁴]	

Elaborado por: Chávez, Gómez

4.1.8.4. Cimentación

Se presenta un ejemplo de cálculo para verificación de los plintos de la cimentación.

Tabla 4. 51

Datos para verificación de cimentación

DATOS		
DIMENSIONES		
L	140	[cm]
B	140	[cm]
hplinto	49.55	[cm]
dx plinto	20.55	[cm]
dy plinto	23.55	[cm]
col_b	30	[cm]
col_h	40	[cm]
MATERIAL		
q_{admisible}	1.99	[kg/cm ²]
f'c	212	[kg/cm ²]
fy	5250	[kg/cm ²]

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 52

Datos obtenidos del modelo (Etabs)

DATOS DEL MODELO		
P_{CM}	57571.43	[kg]
P_{Cv}	27669.43	[kg]
Myy_{CM}	24923.73	[kg-cm]
Myy_{Cv}	8515.4	[kg-cm]
Mxx_{CM}	28289.55	[kg-cm]
Mxx_{Cv}	14349.65	[kg-cm]

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 53

Cálculos iniciales para verificación de cimentación

CÁLCULOS INICIALES			
A	19600		[cm ²]
P_u	127638.033		[kg]
M_{y_u}	49369.402		[kg-cm]
M_{x_u}	60013.795		[kg-cm]
Esfuerzo del plinto			
q_{su}	6.51		[kg/cm ²]
Excentricidad [cm]			
0,387	ey<L/6	23.33	OK
0,470	ex<B/6	23.33	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 54

Verificación de la cimentación a corte

VERIFICACIÓN A CORTE					
DIRECCIÓN X					
Esfuerzos			Distancias a esfuerzos		
q_{min}	6.38	[kg/cm ²]	x_{min}	0	[cm]
q_{max}	6.64	[kg/cm ²]	x_{max}	140	[cm]
q_{interp}	6.59	[kg/cm ²]	x_{interp}	111	[cm]
V_u	26861.72	[kg]	Comprobación		
v_u	10.98	[kg/cm ²]	v_c	NO CUMPLE	v_u
DIRECCIÓN Y					
Esfuerzos			Distancias a esfuerzos		
q_{min}	6.40	[kg/cm ²]	x_{min}	0	[cm]
q_{max}	6.62	[kg/cm ²]	x_{max}	140	[cm]
q_{interp}	6.58	[kg/cm ²]	x_{interp}	114	[cm]
V_u	24024.17	[kg]	Comprobación		
v_u	8.57	[kg/cm ²]	v_c	NO CUMPLE	v_u

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 55

Verificación de la cimentación por punzonamiento

VERIFICACIÓN A PUNZONAMIENTO		
Esfuerzo del hormigón		
V_c	15.43	[kg/cm ²]
Esfuerzo del plinto		
q_{su}	6.51	[kg/cm ²]
V_u	102279.74	[kg]
v_u	63.00	[kg/cm ²]
Comprobación		
v_c	NO CUMPLE	v_u

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 56

Verificación de la cimentación a flexión

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN					
DIRECCIÓN X					
Esfuerzos			Distancias a esfuerzos		
q_1	6.75	[kg/cm ²]	x_{min}	0	[cm]
q_2	6.49	[kg/cm ²]	x_{max}	140	[cm]
q_{interp}	6.65	[kg/cm ²]	x_{interp}	55	[cm]
M_u	1015939.00	[kg-cm]	Comprobación		OK
DIRECCIÓN Y					
Esfuerzos			Distancias a esfuerzos		
q_1	6.75	[kg/cm ²]	x_{min}	0	[cm]
q_2	6.54	[kg/cm ²]	x_{max}	140	[cm]
q_{interp}	6.67	[kg/cm ²]	x_{interp}	50	[cm]
M_u	840702.26	[kg-cm]	Comprobación		OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.1.9. RESUMEN DE EVALUACIÓN SÍSMICA

Una vez concluido el análisis de la estructura ampliada de acuerdo con la sección 1.4.5 de la normativa (ASCE 41-17, 2017) se presenta una tabla de resumen de la evaluación estructural (Tabla 4.57) y una comparación de los análisis (Tabla 4.58 y 4.59).

Tabla 4. 57

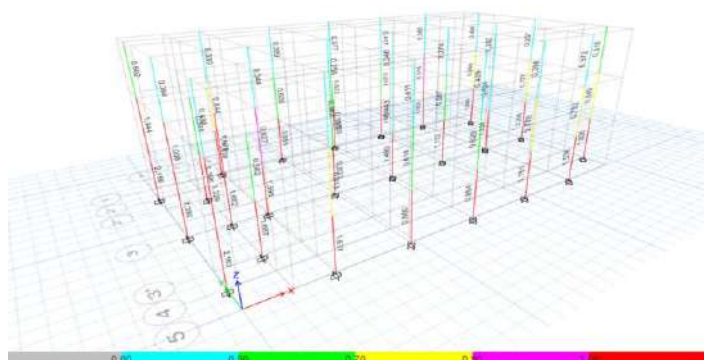
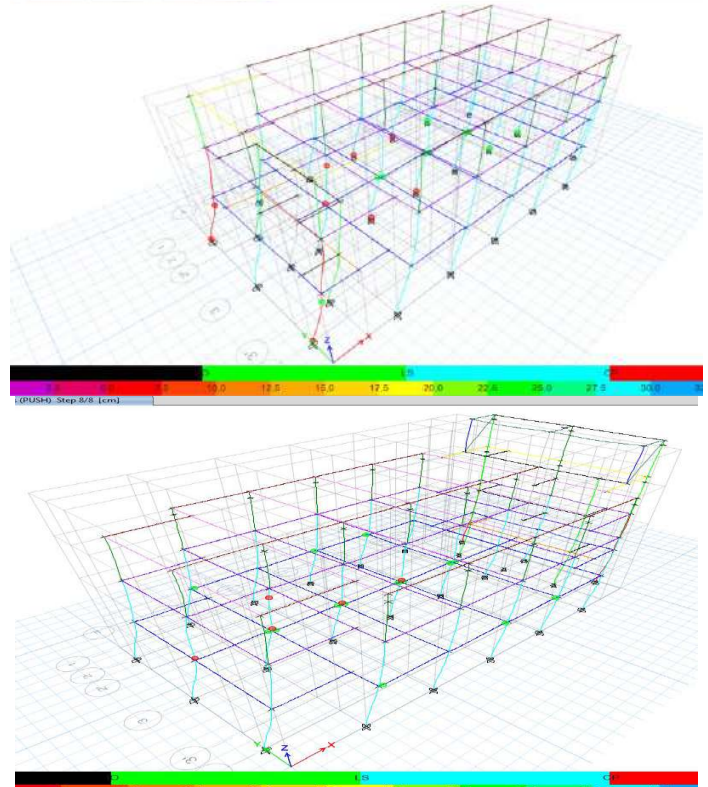
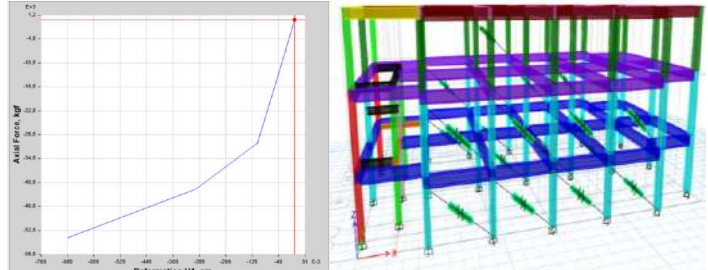
Resumen de evaluación estructural

Descripción	- La estructura ampliada consta de 3 pisos dividida en dos bloques
Descripción del sistema estructural y no estructural	- Pórticos de hormigón armado con vigas peraltadas. - Pórticos de hormigón con mampostería no reforzada.
Tipo de edificio	- Tipo C1 y C3(Sección 3.1.3), según la clasificación en la Tabla 3-1 del (ASCE 41-17, 2017).
El nivel de desempeño	- El nivel esperado es de "Seguridad de vida, LS"
Tipo de suelo	- Tipo C (Sección 3.3.2.1.1)
Ocupación y uso del edificio	- Ocupación especial. - Centro de cómputo y oficinas.
Nivel de sismicidad	- Alto (Sección 2.1.1.2)
Nivel de inspección y pruebas de laboratorio realizadas.	- Nivel de inspección in situ. - Pruebas destructivas (Sección 2.2.3) - Pruebas no destructivas (Sección 2.2.4)
Documento de construcción	- No disponen de documentos del diseño original y construcción
Hallazgos	- Existe irregularidad en planta por retroceso excesivo en las esquinas (Sección 3.4.3). - No cumple con el nivel de desempeño esperado (Sección 4.1.7.3). - Varias vigas y columnas (Sección 4.1.8.1 y 4.1.8.2) no cumplen con los criterios de aceptación bajo la acción de cortante, principalmente en el primer piso. - Varias columnas (Sección 4.1.8.2) no cumplen con los criterios de flexo compresión.
Conclusión de la evaluación estructural	- Debido a lo antes mencionado, es necesario realizar un reforzamiento estructural a través de estrategias de rehabilitación (Sección 2.3.3).

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4.58

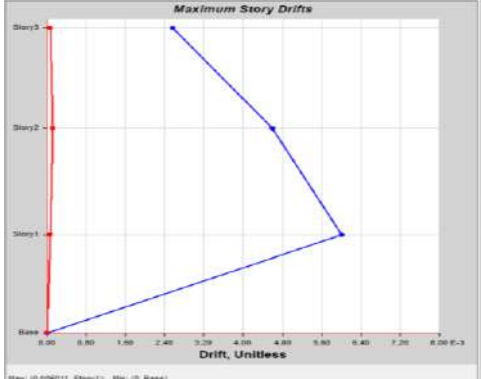
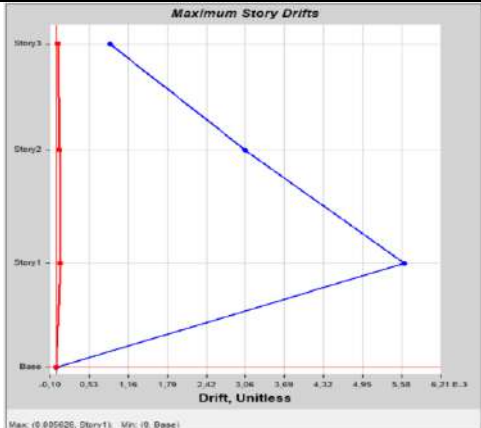
Comparación análisis lineal y no lineal

Análisis lineal	Observaciones
	<p>Varios elementos del primer piso están sobre-esforzados en la modelación ampliada.</p>
	<p>Al realizar el análisis no lineal con el método del pushover se produce:</p> <p>Formación de rótulas plásticas a nivel de seguridad de vida en los pórticos A, C, D, E, F para el bloque 1 y para los porticos I, J, K, L para el bloque 2.</p> <p>Formación de rotulas plásticas en el nivel el colapso en varias columnas de los pórticos A, B, C, D en el bloque 1 y los pórticos H, I, J, K en el bloque 2.</p>
	<p>Se muestra la deformación que se produce en los elementos tipo "link", cuando trabajan en el rango no lineal.</p>

*El análisis lineal muestra resultados de columnas y vigas sobreesforzadas, pero mediante la realización del análisis estático no lineal (Pushover) se pudo evidenciar el nivel y orden de plastificación de los elementos a través de las rótulas plásticas; dando como resultado que las estructuras presentan un nivel de desempeño de colapso (Tabla 4.31 y 4.32), ya que, se observan varios elementos estructurales dentro del rango de colapso (Figura 4.15 y 4.16).

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 59*Comparación de derivas análisis lineal y no lineal*

Análisis lineal	Observaciones
	<p>Se muestra las derivas máximas con la combinación más crítica de evaluación (Sección 3.3.4), que se obtuvieron en el modelo ampliado.</p>
Análisis no lineal	Observaciones
	<p>Se muestra las derivas en el punto de desempeño una vez realizado el análisis no lineal Pushover.</p>
<p>*Para este caso de estudio una vez realizado el análisis lineal, se obtuvo que, las estructuras del ITSPN cumplen con el criterio de derivas máximas permitidas por la normativa (NEC-15-DS, 2014), pero se puede evidenciar que al realizar el análisis no lineal en el punto de desempeño los valores de derivas máximas (sección 4.1.7.4) son menos conservadores debido a que considera el desplazamiento no lineal de los elementos.</p>	

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.2. REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

De acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis estructural de las edificaciones ampliadas, es necesario realizar un reforzamiento estructural para cumplir con los objetivos de rehabilitación establecidos en la (NEC-15-RE, 2014) y los requisitos de las normativas (ASCE 41-17, 2017) y (NEC-15-DS, 2014).

4.2.1. COMBINACIONES DE CARGA PARA REFORZAMIENTO

Las acciones gravitacionales y sísmicas utilizadas se combinan de manera distinta, debido a que el propósito del proyecto es realizar un reforzamiento estructural.

En ese sentido, en base a los criterios establecidos en las normas (ASCE 41-17, 2017) y (NEC-15-RE, 2014) las combinaciones de carga para el análisis lineal corresponden a la ecuación 4.14 y ecuación 4.15. Debiendo ser utilizada la ecuación que cause el efecto más desfavorable.

$$Q_{GE} = 1.1 \cdot (Q_D + 0.25Q_L + Q_S) + Q_E \quad (4.14)$$

$$Q_{GE} = 0.9 \cdot (Q_D + 0.25Q_L) + Q_E \quad (4.15)$$

Dónde,

Q_D Acción causada por la carga muerta.

Q_L Acción causada por la carga viva.

Q_S Acción causada por la carga de nieve o granizo.

Q_E Acción causada por la carga de sismo.

4.2.2. PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO

4.2.2.1. Reforzamiento mediante enchape de paredes

El enchape de paredes es un sistema de reforzamiento mediante el cual se busca que los elementos no estructurales (mampostería) funcionen como un muro de corte, proporcionando mayor rigidez y resistencia a la estructura, y aligerando los esfuerzos que soportan los elementos estructurales (vigas y columnas).

Criterios que se deben tomar en cuenta en el reforzamiento con enchapes (Fernandez & Paredes, 2010):

- Las paredes a ser enchapadas deben tener como marco un pórtico.

- Revisar la distribución de paredes, para verificar continuidad en altura.
- Verificar la simetría en planta para lograr una buena distribución de masas y evitar efectos de torsión.
- Para el diseño de enchapes se debe verificar la relación de aspecto de las paredes seleccionadas (Tabla 4.60), de acuerdo con la tabla (Borja & Torres, 2015).
- La capacidad a corte de la mampostería se verifica con la ecuación 4.16 a 4.18 (NEC-15-MP, 2014) y el (ACI 318S-14, 2015)
- Finalmente se debe realizar la verificación por flexocompresión con el factor D/C (demanda/capacidad), que debe ser menor a 1.

Tabla 4. 60*Relación de aspecto para muros*

CONDICIÓN	CLASIFICACIÓN
$\frac{hw}{lw} \leq 2$	Muros estructurales bajos .
$2 < \frac{hw}{lw} < 5$	Muros estructurales intermedios .
$\frac{hw}{lw} \geq 5$	Muros estructurales altos .
hw → Altura ^ lw → Longitud	

Fuente: (Borja & Torres, 2015). Elaborado por: Chávez, Gómez.

La verificación para el diseño a corte se determina de acuerdo a las ecuaciones 4.16 a 4.18.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (4.16)$$

$$\phi V_n = V_c + V_s \quad (4.17)$$

$$\phi V_n = A_{cv} \cdot (\alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_t \cdot f_y) \quad (4.18)$$

Dónde,

V_u Fuerza cortante mayorada.

V_n Fuerza cortante nominal.

ϕ Coeficiente de reducción de resistencia 0.6.

A_{cv} Área bruta de la sección transversal.

α_{cv} Coeficiente que muestra la contribución de resistencia del hormigón al muro.

0.8	$h_w/l_w \leq 1.5$
0.53	$h_w/l_w \geq 2$
Interpolar	$1.5 < h_w/l_w < 2$

- λ Coeficiente del hormigón igual a 1.
 ρ_t Cuantía de acero.

4.2.2.2. Reforzamiento mediante disipadores de energía BRB

Las barras de pandeo restringido BRB (Buckling Restrained Brace) son sistemas de control pasivo, disipadores de energía del tipo histeréticos que han surgido como una opción conveniente para el diseño y reforzamiento estructural, debido a que son una solución eficaz para disipar energía sísmica de estructuras existentes y controlar desplazamientos laterales. Son muy utilizados debido al bajo precio, fácil mantenimiento y sencillez en la colocación, ya que, son muy similares a las barras diagonales convencionales (González, 2011).

La composición de un BRB consiste en una envoltura exterior rellena con mortero, que contiene en su interior un núcleo de acero el cual funciona como fusible para el disipador como se muestra en la Figura 4.19. Además, con el propósito de evitar que se transmita carga axial desde el núcleo al mecanismo exterior (envoltura y mortero), se añade un material de transición (pintura asfáltica, láminas de vinil, caucho o silicón) (Shi & Mo, 2008).

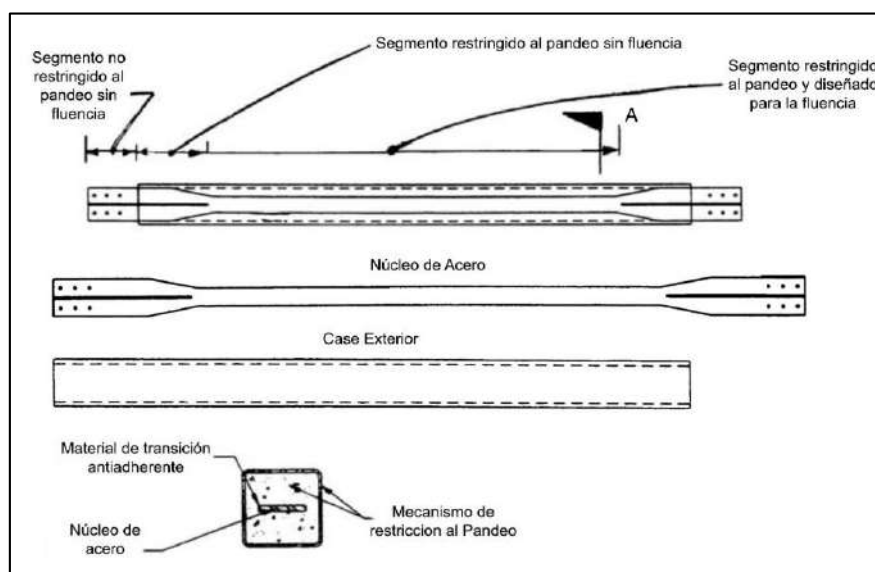


Figura 4. 19 Componentes de un disipador BRB

Fuente: Citado por (Mejia, 2018)

La finalidad de colocar barras de pandeo restringido BRB es disipar energía, controlar los desplazamientos laterales, ayudar a corregir los modos de vibración de la estructura, y reducir la vulnerabilidad de la estructura ante un evento sísmico. Se recomienda colocar por lo menos dos barras de pandeo restringido en cada dirección, la ubicación debe ser simétrica y lo más separadas posibles (González, 2011).

El reforzamiento estructural utilizando barras de pandeo restringido BRB, no es muy utilizado en el Ecuador, debido a que este tipo de disipadores se encuentran patentados y no existen muchos proveedores que faciliten el producto, además, las placas de conexión no son muy comercializadas a pesar de ser necesarias para su colocación. Pero en los últimos años, se han realizado varias investigaciones que buscan dar aporte a futuras aplicaciones de este sistema sismorresistente teniendo en cuenta la eficiencia energética que aporta como se realizó en (Mejia, 2018).

A diferencia de otros tipos de reforzamiento estructural, el diseño de barras de pandeo restringido BRB requiere criterios estructurales como la forma de determinar la rigidez o la restricción al pandeo, por lo tanto, se debe tomar en cuenta el principio de sismoresistencia que, para la aplicación de BRB como reforzamiento se requiere un pórtico flexible que tenga un desplazamiento limitado ante sismos de baja intensidad, para contribuir a la rigidez lateral de la estructura. Con respecto a los sismos de alta intensidad se requiere un pórtico que se mantenga totalmente elástico con el fin de concentrar los daños potenciales de la estructura, en los dispositivos BRB y proteger los elementos contiguos (Chan, Shen, Li, Chen, & Zhang, 2005).

4.2.2.2.1. Placas Gusset

Estas placas son utilizadas comúnmente en la conexión en disipadores BRB, entre los puntos de conexión (viga, columna y núcleo del disipador) considerando:

- Evitar una excesiva rigidez rotacional en el plano de conexión.
- Permanecer flexibles fuera del plano de conexión.
- Evitar el pandeo en las esquinas de los disipadores.

- Resistir fuerzas de tensión y compresión.
- La capacidad a compresión de la placa Gusset debe ser mayor a la capacidad a compresión de la diagonal para que esta sea válida (Aguiar, Castillo, Ávila, Coyago, & Cedeño, 2017).

Considerando que la conexión de elementos es de primordial importancia en las estructuras, la placa de Gusset debe ser diseñada adecuadamente. Por lo tanto, utilizando las dimensiones obtenidas en el programa RAM Connection se consideró los criterios establecidos por (Aguiar, Castillo, Ávila, Coyago, & Cedeño, 2017) para verificar las condiciones mencionadas anteriormente. Como se muestra en la Tabla 4.61.

Tabla 4. 61
Verificación de placa de Gusset

RESISTENCIA	FÓRMULA	DESCRIPCIÓN
Tensión	$\phi R_n = \phi F_y \cdot A_w$	Área de la sección placa de Gusset (A_w) Esfuerzo de fluencia del acero (F_y) Factor de diseño para LRFD (ϕ)
Cortante Vertical	$\phi R_n = 0.6 F_y \cdot A_{gv}$	Área bruta a cortante (A_{gv}) $\phi = 1$
Por Bloque de Cortante	$\phi R_n = \phi [0.6 F_y \cdot A_{gv} + F_u \cdot A_{nt}]$	Área neta a tensión (A_{nt}) Esfuerzo último del acero (F_u) Factor de minoración (ϕ)
	$\phi R_n = \phi [0.6 F_u \cdot A_{nv} + F_u \cdot A_{gt}]$	Área bruta a tensión (A_{gt}) Área neta a cortante (A_{nv})
Compresión	$\phi P_n = \phi F_{cr} \cdot A_g$	Esfuerzo a compresión (F_{cr}) Área de la sección transversal (A_g) $\phi = 0.9$
Soldadura	$\phi R_n = \phi L_h \cdot D \cdot F_{nw}$	Longitud de soldadura (L_h) Espesor efectivo de Soldadura (D) Resistencia Nominal de la soldadura (F_{nw}) $\phi = 0.75$

Fuente: (Aguiar, Castillo, Ávila, Coyago, & Cedeño, 2017). Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.2.3. REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCHAPE DE PAREDES

4.2.3.1. Configuración de enchape de paredes

Considerando varias configuraciones previas, el reforzamiento con enchapes que presentó mejor resultados corresponde a la configuración de

paredes mostrada en la Figura 4.20 y 4.21 para los bloques 1 y 2 respectivamente.

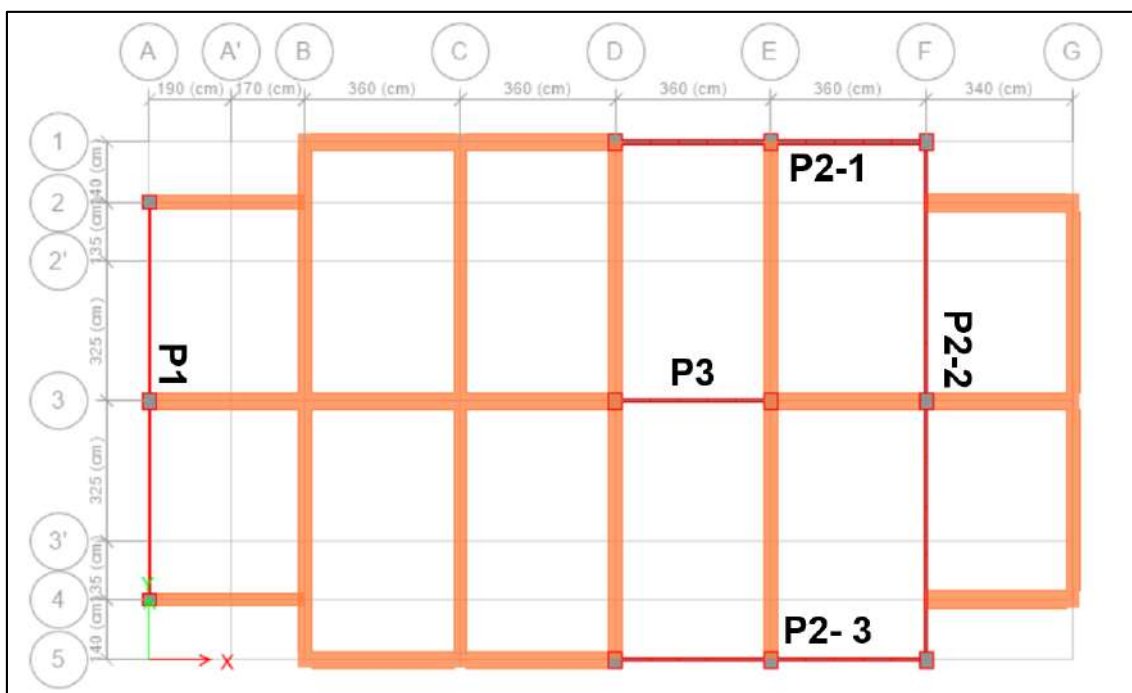


Figura 4. 20 Configuración de paredes enchapadas, B1

Elaborado por: Chávez, Gómez.

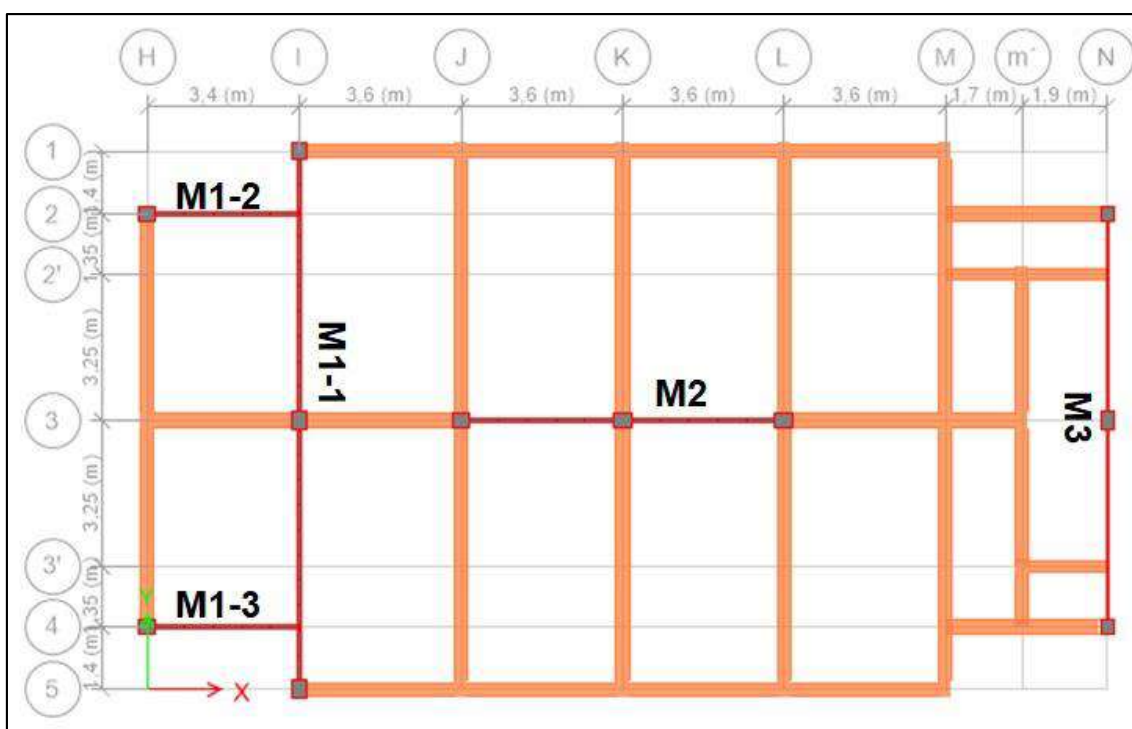


Figura 4. 21 Configuración de paredes enchapadas, B2

Elaborado por: Chávez, Gómez.

De acuerdo con la relación de aspecto especificada en la sección 4.2.2.1, la clasificación para muros de las paredes a enchapar se muestra en la Tabla 4.62 y 4.63, para los bloques 1 y 2 respectivamente.

Tabla 4. 62

Relación de aspecto para muros, bloque 1

MAMPOSTERÍA	hw	lw	hw/lw	TIPO
	[m]	[m]		
P2-1	9.73	7.2	1.35	BAJOS
P2-2	9.73	12	0.81	BAJOS
P2-3	9.73	7.2	1.35	BAJOS
P1	9.73	9.2	1.06	BAJOS
P3	9.73	3.6	2.70	INTERMEDIOS

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 63

Relación de aspecto para muros, bloque 2

MAMPOSTERÍA	hw	lw	hw/lw	TIPO
	[m]	[m]		
M3	12.53	9.2	1.36	BAJOS
M2	9.73	7.2	1.35	BAJOS
M1-1	9.73	12	0.81	BAJOS
M1-2	9.73	3.4	2.86	INTERMEDIOS
M1-3	9.73	3.4	2.86	INTERMEDIOS

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.2.3.2. Modelación de enchapes

El hormigón utilizado para el recubrimiento de la mampostería enchapada se consideró como $f'c = 180$ [kg/cm²] y el módulo de elasticidad $E_c = 167705,09$ [kg/cm²] (Borja & Torres, 2015).

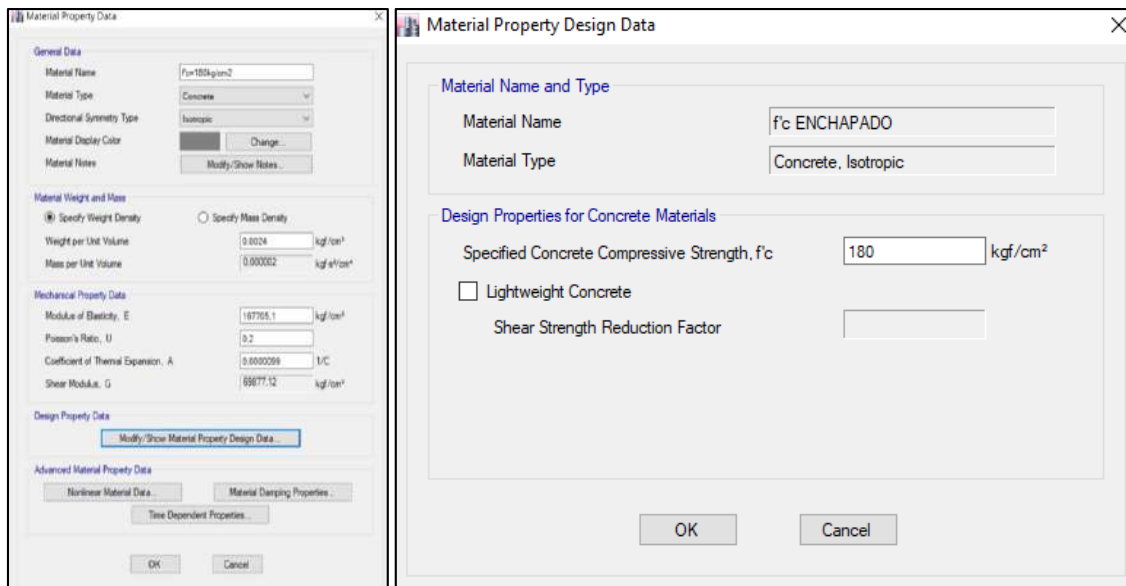


Figura 4. 22 Propiedades del hormigón para enchapes
Elaborado por: Chávez, Gómez.

Las propiedades de acero para el refuerzo y las mallas electrosoldadas, se obtuvieron de las mallas presentadas en (Ideal Alambrec Bekaert, 2018), con un $f_y=6000$ [kg/cm²].

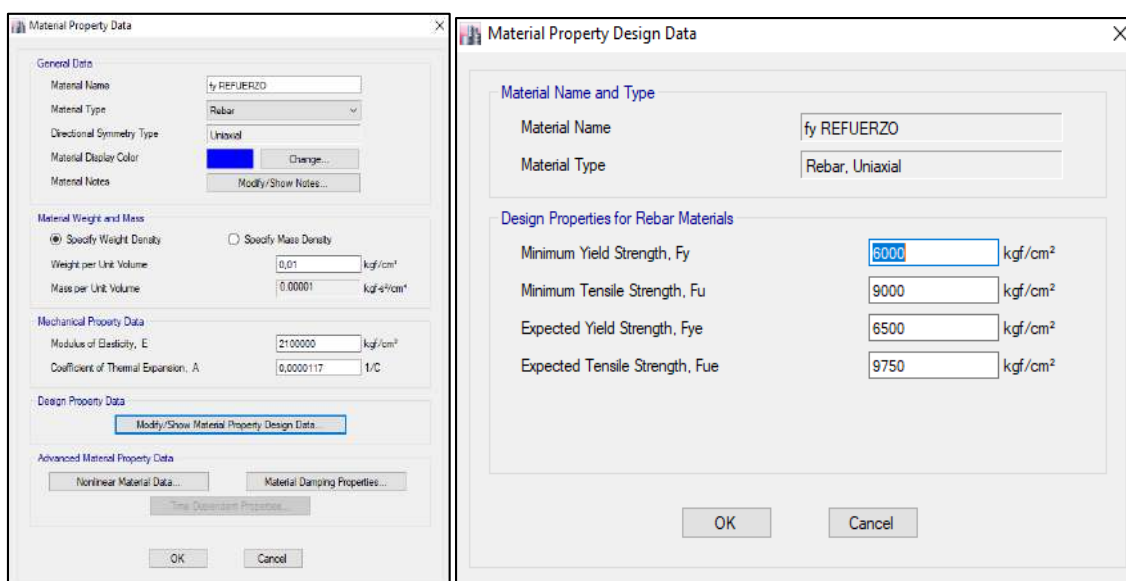


Figura 4. 23 Propiedades del acero para enchapes
Elaborado por: Chávez, Gómez.

Las propiedades de los conectores de columna y las grapas para unir la malla electrosoldada a la estructura se presentan en la Tabla 4.64 y 4.65 respectivamente.

Tabla 4. 64*Conectores para columna*

PROPIEDAD	VALOR	UNIDAD
Peso específico (γ_c)	7.8	[t/m ³]
Resistencia a la fluencia (F_{yc})	4200	[kg/cm ²]
Diámetro de varilla (\emptyset_c)	10	[mm]
Espaciamiento (S_c)	40	[cm]
Longitud (L_c)	35	[cm]

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 65*Propiedades de grapas para unir malla electrosoldada*

PROPIEDAD	VALOR	UNIDAD
Peso específico (γ_c)	7.8	[t/m ³]
Resistencia a la fluencia (F_{yc})	4200	[kg/cm ²]
Diámetro de varilla (\emptyset_c)	4	[mm]
Espaciamiento (S_c)	20-40	[cm]
Longitud (L_c)	35	[cm]

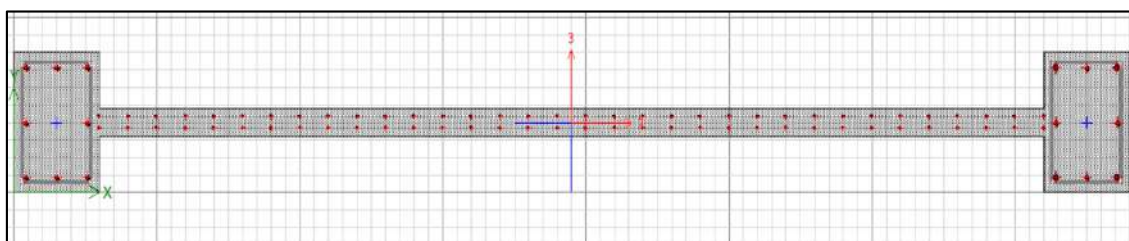
Elaborado por: Chávez, Gómez.

Para la modelación de los enchapes se realizaron las 4 alternativas mostradas en la Tabla 4.66. En las alternativas se asignó un “Pier” a cada muro, para poder realizar el respectivo armado como se muestra en el ejemplo de la Figura 4.24 y 4.25, para el muro P3 (Figura 4.20).

Tabla 4. 66*Alternativas de modelación de enchapes realizadas*

Alternativa 1	Modelación utilizando elementos Frames (para vigas y columnas) y Shell (muro) sin espacio de pared.
Alternativa 2	Modelación utilizando elementos Frames (para vigas y columnas) y Shell (muro) con espacio de pared.
Alternativa 3	Modelación utilizando elementos Shell (columnas y muros) sin espacio de pared.
Alternativa 4	Modelación utilizando elementos Shell (columnas y muros) con espacio de pared.

Elaborado por: Chávez, Gómez.

**Figura 4. 24** Ejemplo de armado de enchapes sin espacio de pared, muro P3

Elaborado por: Chávez, Gómez.

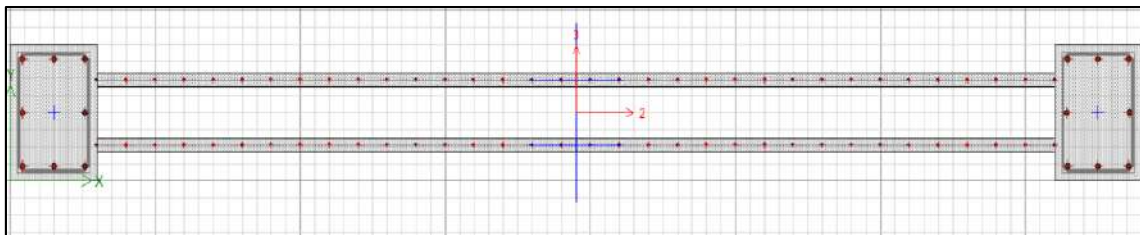


Figura 4. 25 Ejemplo de armado de enchapes con espacio de pared, muro P3
Elaborado por: Chávez, Gómez.

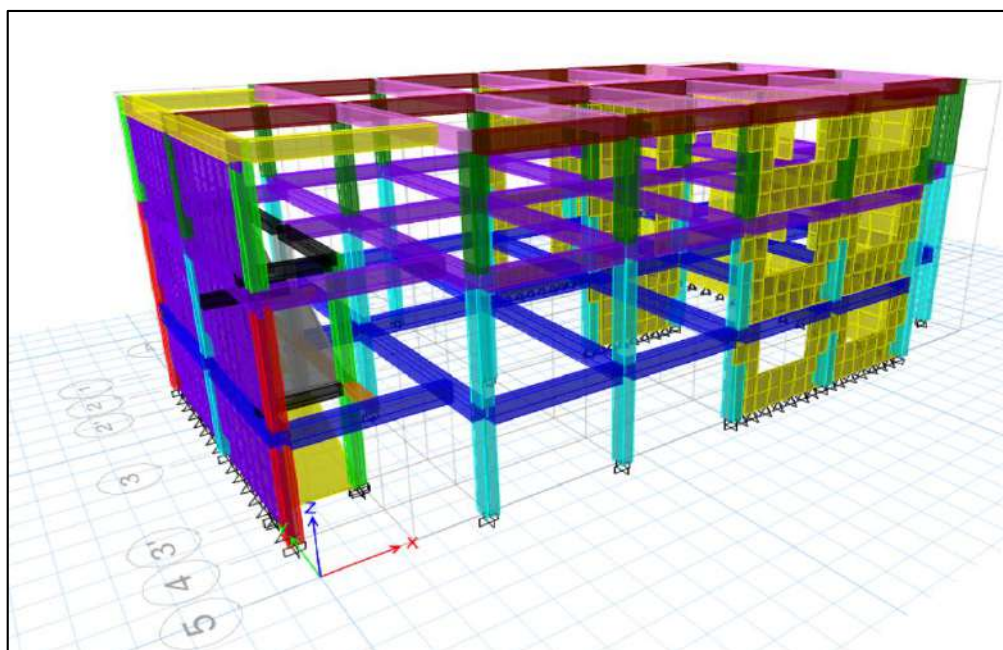


Figura 4. 26 Enchape utilizando elementos "Frame" y "Shell", bloque 1
Elaborado por: Chávez, Gómez.

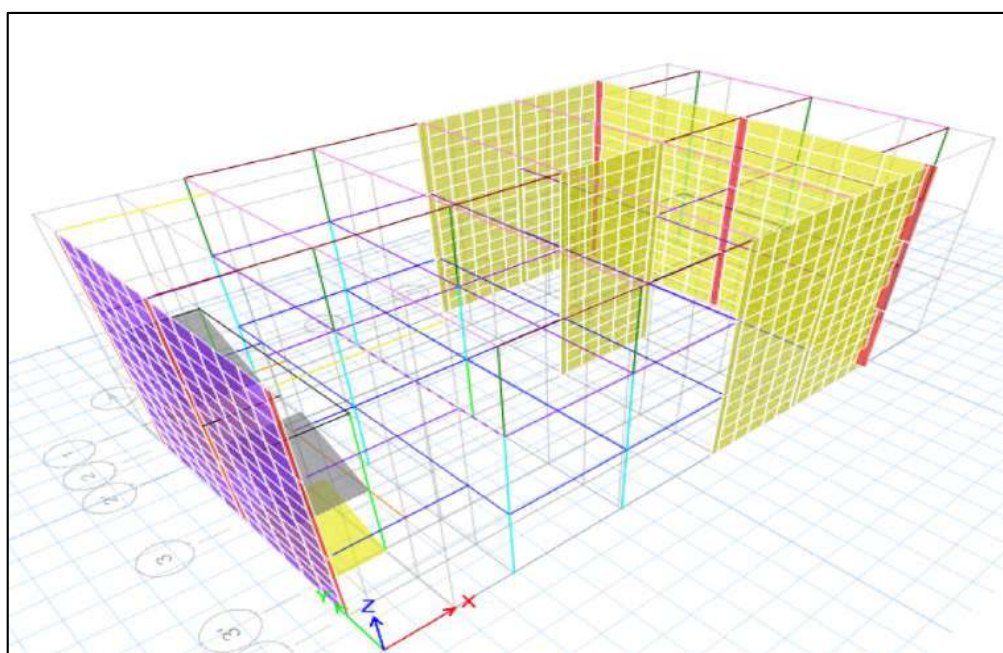


Figura 4. 27 Enchape utilizando elementos "Shell", bloque 1
Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.2.3.3. Análisis de cargas

El enchape de paredes genera un incremento de carga, debido a que se incluye un espesor (acero y mortero), por lo cual se debe calcular nuevamente la carga vertical, como se muestra en la Tabla 4.69.

Tabla 4. 67

Cálculo del peso del enchape para el bloque 1

ELEMENTO ESTRUCTURAL	ÁREA	VOLUMEN	PESO MORTERO	PESO MALLA [kg]	PESO [kg]
	[m ²]	[m ³]	[kg]		
P2-1	35.01	3737	8970.24	419.84	9390.08
P2-2	116.7	8696	20870.4	1043.70	21914.10
P2-3	35.01	3737	8970.24	419.84	9390.08
P1	89.47	3579	8589.12	601.02	9190.14
P3	70.02	2.481	5953.92	697.56	6651.48

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 68

Cálculo del peso del enchape para el bloque 2

ELEMENTO ESTRUCTURAL	ÁREA	VOLUMEN	PESO MORTERO	PESO MALLA [kg]	PESO [kg]
	[m ²]	[m ³]	[kg]		
M1-1	77.55	8808	21139.2	463.93	21603.13
M1-2	91.28	1.807	4335.36	1314.35125	5649.71
M1-3	94.72	1.892	4539.84	522.869547	5062.71
M2	60.59	4961	11907.84	498.411013	12406.25
M3	43.95	4609	11062.08	396.219227	11458.30

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 69

Comparación de resultados de cortante basal

CORTANTE BASAL	BLOQUE 1	BLOQUE 2
V _{ETABS_X} [t]	887.85	830.87
V _{ETABS_Y} [t]	887.85	830.87
V _{Calculado} [t]	912.43	851.65
ERROR [%]	2.69	2.44

Elaborado por: Chávez, Gómez.

La distribución de fuerzas sísmicas considerando la carga adicional por enchape de paredes se muestra en las Tablas 4.70 y 4.71 para el bloque 1 y 2 respectivamente.

Tabla 4. 70*Cálculo de la distribución basal bloque 1 reforzado*

PISO	PESO [kg]	H[m]	Wi*hi	Wi*hi ^k /ΣWi*hi ^k	Fx [kg]	Fx [kg]
1	276038.58	3.125	862620.57	0.19	0.19 V	176596.43
2	255437.58	6.525	1666730.23	0.37	0.37 V	341214.45
3	198211.26	9.725	1927604.53	0.43	0.43 V	394620.86
Σ	729687.43	Σ	4456955.33		Vb	912431.73
	729.69 [t]					912.43 [t]

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 71*Cálculo de la distribución basal bloque 2 reforzado*

PISO	PESO [kg]	H[m]	Wi*hi	Wi*hi ^k /ΣWi*hi ^k	Fx [kg]	Fx [kg]
1	276995.59	3.13	865611.23	0.34	0,33 V	290343.32
2	256467.03	6.53	1673447.38	0.66	0,67 V	561307.72
3	207294.46	9.73	2015938.60	0.79	0,74 V	676186.13
4	13276.74	12.53	166291.20	0.07	0,07 V	55777.40
Σ	754033.83	Σ	2539058.61		Vb	851651.04
	754.03 [t]					851.65 [t]

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Luego de aplicar el enchape de paredes en el modelo computacional, se verificó los modos de vibración en los 4 modelos, ya que, es recomendable tener los dos primeros modos de traslación y el tercero de rotación.

De acuerdo con la sección 7.3.2.1 de la normativa ASCE 41-17, se debe obtener una participación de masa del 90% utilizando los modos suficientes, para determinar si los modos superiores son significativos. Para las alternativas 1 y 2 (Tabla 4.66), se necesita menos modos para alcanzar el límite de masa modal efectiva, mientras que para las alternativas 1 y 3 (Tabla 4.66) se requieren más. En la Figura 4.28 y 4.29 se muestran como ejemplo los resultados de la alternativa 1 y 4 respectivamente.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,172	0,8441	4,76E-05	0,8441	4,76E-05
Modal	2	0,125	4,143E-05	0,7484	0,8441	0,7484
Modal	3	0,094	1,433E-05	0,0726	0,8441	0,821
Modal	4	0,067	7,508E-06	0,0001	0,8441	0,8211
Modal	5	0,061	0,1118	2,074E-05	0,9559	0,8211
Modal	6	0,053	0	0,005	0,9559	0,8261
Modal	7	0,053	0,0048	0,0002	0,9608	0,8263
Modal	8	0,05	3,514E-06	0,0013	0,9608	0,8276
Modal	9	0,048	3,043E-05	0,0165	0,9608	0,8441
Modal	10	0,044	7,734E-06	0,0175	0,9608	0,8616
Modal	11	0,043	0,0002	0,0002	0,961	0,8618
Modal	12	0,043	0	0,0815	0,961	0,9433

Figura 4. 28 Modos de vibración del bloque 1 enchapado, alternativa 1
Elaborado por: Chávez, Gómez.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,164	0,79	0,0001	0,79	0,0001
Modal	2	0,154	1,253E-05	0,7147	0,79	0,7148
Modal	3	0,145	0,008	0,0009	0,798	0,7157
Modal	4	0,144	0,0026	0,0023	0,8006	0,718
Modal	5	0,111	0,0006	0,0006	0,8013	0,7186
Modal	6	0,111	0	0,0002	0,8013	0,7188
Modal	7	0,098	3,524E-05	0,1058	0,8013	0,8246
Modal	8	0,071	1,305E-06	3,439E-05	0,8013	0,8247
Modal	9	0,069	8,806E-06	2,153E-05	0,8013	0,8247
Modal	10	0,067	2,619E-06	0,0001	0,8013	0,8247
Modal	11	0,065	2,525E-06	1,236E-06	0,8013	0,8247
Modal	12	0,054	0,0071	0,11	0,8084	0,9348
Modal	13	0,053	0,1412	0,0057	0,9496	0,9404

Figura 4. 29 Modos de vibración del bloque 1 enchapado, alternativa 4
Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.2.3.4. Diseño y verificación de acero

Para el diseño y verificación del acero de los muros enchapados se utilizaron las 4 alternativas (Tabla 4.64), con dos opciones de diseño que tiene el software Etabs, la primera utilizando "Simplified C & T Desing ETABS" y la segunda "Assign General Reinforcing Pier Sections (Reinforcement to be designed)", como se muestra el ejemplo con uno de los muros en la Tabla 4.72, para el bloque 1.

De acuerdo con los resultados mostrados en la Tabla 4.72, se obtiene valores de acero mayores, utilizando la opción de diseño "Simplified C & T

Desing ETABS". A pesar de tener valores similares entre los modelos realizados se pudo observar que, utilizando la alternativa 3 (Tabla 4.66), modelación Shell sin espacio de pared se necesita mayor cantidad de acero.

Tabla 4. 72

Cantidad de acero requerida en el muro P3, Bloque 1

Opción "Simplified C & T Desing ETABS"				
MURO P3 (EJE 3-D-E)	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 4
	Área [cm²]			
PISO 1	75.87	75.87	78.32	73.75
	75.19	75.19	79.06	78.23
	21.22	21.22	12.40	35.22
	14.79	14.79	13.72	36.62
PISO 2	17.60	17.60	22.58	23.39
	15.22	15.22	24.92	24.95
	14.63	14.63	10.20	9.79
	14.32	14.32	8.43	10.29
PISO 3	4.70	4.70	4.60	2.10
	3.45	3.45	5.37	1.74
	5.32	5.32	7.85	1.31
	6.45	6.45	6.33	0.91
Opción "Assign General Reinforcing Pier Sections (Reinforcement to be designed)"				
PISO 1	65.72	65.91	72.63	71.91
	23.90	12.60	12.60	12.60
PISO 2	11.06	13.06	12.60	12.60
	11.06	13.06	12.60	12.60
PISO 3	13.56	13.08	12.60	12.60
	16.03	16.25	12.60	12.60

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Considerando los resultados obtenidos de las 4 modelaciones y de acuerdo con lo especificado en el capítulo 18 del (ACI 318S-14, 2015), para muros especiales se requiere una cuantía mínima de 0.0025.

La Tabla 4.73 y 4.74 muestran el cumplimiento de este requisito para la alternativa 3 (Tabla 4.66) que requiere mayor cantidad de acero. La configuración de "Piers" del bloque 1 y 2 se muestran en la Figura 4.20 y 4.21 respectivamente.

Tabla 4. 73*Verificación de la cuantía mínima para enchape bloque 1*

Piso	Pier	Espesor	Acv	At	mall	Ø	@	Varillas	As	pt min	As min	As>As min
		[cm]	[cm ²]	[cm ²]	#	[mm]	[cm]	#	[cm ²]		[cm ² /m]	
1	P2-1	8	2880	7780	2	5.5	5	73.00	34.69	0.0025	7.20	OK
1	P2-2	8	9600	7780	2	5.5	5	241.00	114.5	0.0025	24.00	OK
1	P2-3	8	2880	7780	2	5.5	5	73.00	34.69	0.0025	7.20	OK
2	P2-1	8	2880	7780	2	5.5	5	73.00	34.69	0.0025	7.20	OK
2	P2-2	8	9600	7780	2	5	10	121.00	47.52	0.0025	24.00	OK
2	P2-3	8	2880	7780	2	5.5	5	73.00	34.69	0.0025	7.20	OK
3	P2-1	8	2880	7780	2	5	10	37.00	14.53	0.0025	7.20	OK
3	P2-2	8	9600	7780	2	5	10	121.00	47.52	0.0025	24.00	OK
3	P2-3	8	2880	7780	2	5	10	37.00	14.53	0.0025	7.20	OK
1	P1	4	3680	3890	1	8.5	10	93.00	52.77	0.0025	9.20	OK
2	P1	4	3680	3890	1	5.5	5	185.00	43.95	0.0025	9.20	OK
3	P1	4	3680	3890	1	5.5	10	93.00	22.10	0.0025	9.20	OK
1	P3	8	5760	7780	2	8.5	10	73.00	82.85	0.0025	14.40	OK
2	P3	8	5760	7780	2	5	10	73.00	28.67	0.0025	14.40	OK
3	P3	8	5760	7780	2	5	10	73.00	28.67	0.0025	14.40	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 74*Verificación de la cuantía mínima para enchape bloque 2*

Piso	Pier	Espesor	Acv	At	mall	Ø	@	Varillas	As	pt min	As min	As>As min
		[cm]	[cm ²]	[cm ²]	#	[mm]	[cm]	#	[cm ²]		[cm ² /m]	
1	M3	4	3680	5010	1	5.5	5	185.00	43.95	0.0025	9.20	OK
2	M3	4	3680	5010	1	5.5	5	185.00	43.95	0.0025	9.20	OK
3	M3	4	3680	5010	1	5	10	93.00	18.26	0.0025	9.20	OK
4	M3	4	3680	5010	1	5	10	93.00	18.26	0.0025	9.20	OK
1	M2	8	5760	7780	2	8.5	10	73.00	82.85	0.0025	14.40	OK
2	M2	8	5760	7780	2	5.5	10	73.00	34.69	0.0025	14.40	OK
3	M2	8	5760	7780	2	5.5	10	73.00	34.69	0.0025	14.40	OK
1	M1-1	8	9600	7780	2	8.5	10	121.00	137.32	0.0025	24.00	OK
2	M1-1	8	9600	7780	2	5	10	121.00	47.52	0.0025	24.00	OK
3	M1-1	8	9600	7780	2	5	10	121.00	47.52	0.0025	24.00	OK
1	M1-2	8	2720	7780	2	8.5	10	35.00	39.72	0.0025	6.80	OK
2	M1-2	8	2720	7780	2	5	10	35.00	13.74	0.0025	6.80	OK
3	M1-2	8	2720	7780	2	5	10	35.00	13.74	0.0025	6.80	OK
1	M1-3	8	2720	7780	2	8.5	10	35.00	39.72	0.0025	6.80	OK
2	M1-3	8	2720	7780	2	5	10	35.00	13.74	0.0025	6.80	OK
3	M1-3	8	2720	7780	2	5	10	35.00	13.74	0.0025	6.80	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Existe una reducción en la cuantía de las columnas en las estructuras, al ser aplicado el reforzamiento.

4.2.3.5. Diseño y verificación a corte

De acuerdo con lo mencionado en la sección 4.2.2.1, las paredes enchapadas cumplen la verificación por corte, como se muestra en la Tabla 4.75 y 4.76, para la alternativa 3 (Tabla 4.66).

Tabla 4. 75

Verificación de corte para enchape bloque 1

Piso	Pier	Pt	alfac	Vc	Vs	ϕVn	ϕVn	Vu	Vu $\leq\phi Vn$	Vu $\leq\phi Vn$
				[t]	[t]	[t]	[t]	[t]		%
1	P2-1	0.01204	0.53	20.48	208.12	228.60	137.16	117.52	OK	85.68
1	P2-2	0.01193	0.8	103.04	687.09	790.13	474.08	279.40	OK	58.93
1	P2-3	0.01204	0.53	20.48	208.12	228.60	137.16	117.52	OK	85.68
2	P2-1	0.01204	0.53	20.48	208.12	228.60	137.16	106.86	OK	77.90
2	P2-2	0.00495	0.8	103.04	285.10	388.14	232.88	179.61	OK	77.12
2	P2-3	0.01204	0.53	20.48	208.12	228.60	137.16	107.86	OK	78.64
3	P2-1	0.00505	0.53	20.48	87.18	107.66	64.59	51.57	OK	79.83
3	P2-2	0.00495	0.8	103.04	285.10	388.14	232.88	87.67	OK	37.64
3	P2-3	0.00505	0.53	20.48	87.18	107.66	64.59	51.31	OK	79.43
1	P1	0.01434	0.8	39.50	316.64	356.14	213.68	121.71	OK	56.96
2	P1	0.01194	0.8	39.50	263.72	303.21	181.93	112.06	OK	61.59
3	P1	0.00600	0.8	39.50	132.57	172.07	103.24	42.51	OK	41.18
1	P3	0.01438	0.8	61.82	497.09	558.91	335.35	169.82	OK	50.64
2	P3	0.00498	0.8	61.82	172.00	233.83	140.30	62.20	OK	44.34
3	P3	0.00498	0.8	61.82	172.00	233.83	140.30	18.21	OK	12.98

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 76

Verificación de corte para enchape bloque 2

Piso	Pier	Pt	alfac	Vc	Vs	ϕVn	ϕVn	Vu	Vu $\leq\phi Vn$	Vu $\leq\phi Vn$
				[t]	[t]	[t]	[t]	[t]		%
1	M3	0.01194	0.8	39.50	263.72	303.21	181.93	125.04	OK	68.73
2	M3	0.01194	0.8	39.50	263.72	303.21	181.93	89.22	OK	49.04
3	M3	0.00496	0.8	39.50	109.56	149.06	89.44	39.83	OK	44.54
4	M3	0.00496	0.8	39.50	109.56	149.06	89.44	13.08	OK	14.62
1	M2	0.01438	0.8	61.82	497.09	558.91	335.35	292.08	OK	87.10
2	M2	0.00602	0.8	61.82	208.12	269.95	164.67	147.89	OK	89.81
3	M2	0.00602	0.8	61.82	208.12	269.95	161.97	83.70	OK	51.68
1	M1-1	0.01430	0.8	103.04	823.94	926.98	556.19	260.77	OK	46.89
2	M1-1	0.00495	0.8	103.04	285.10	388.14	232.88	150.64	OK	64.69
3	M1-1	0.00495	0.8	103.04	285.10	388.14	232.88	86.90	OK	37.32
1	M1-2	0.01460	0.53	19.34	238.33	257.67	154.60	33.09	OK	21.40
2	M1-2	0.00505	0.53	19.34	82.47	101.81	61.08	30.44	OK	49.84
3	M1-2	0.00505	0.53	19.34	82.47	101.81	61.08	18.83	OK	30.82
1	M1-3	0.01460	0.53	19.34	238.33	257.67	154.60	64.28	OK	41.58
2	M1-3	0.00505	0.53	19.34	82.47	101.81	61.08	28.43	OK	46.54
3	M1-3	0.00505	0.53	19.34	82.47	101.81	61.08	17.58	OK	28.78

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.2.3.6. Verificación de flexocompresión

La verificación de flexocompresión se realizó utilizando un diagrama de iteración mediante la opción "Simplified C & T Desing ETABS", incluyendo las cargas de reforzamiento de la sección 4.2.1 y las consideraciones de la sección 4.2.2.1 para el factor demanda/ capacidad (D/C).

Los resultados obtenidos mediante la opción "Simplified C & T Desing ETABS", en el muro más crítico de la estructura para las combinaciones de reforzamiento, se observa en la Figura 4.30 y 4.31. Las solicitaciones se encuentran dentro de la curva de capacidad nominal.

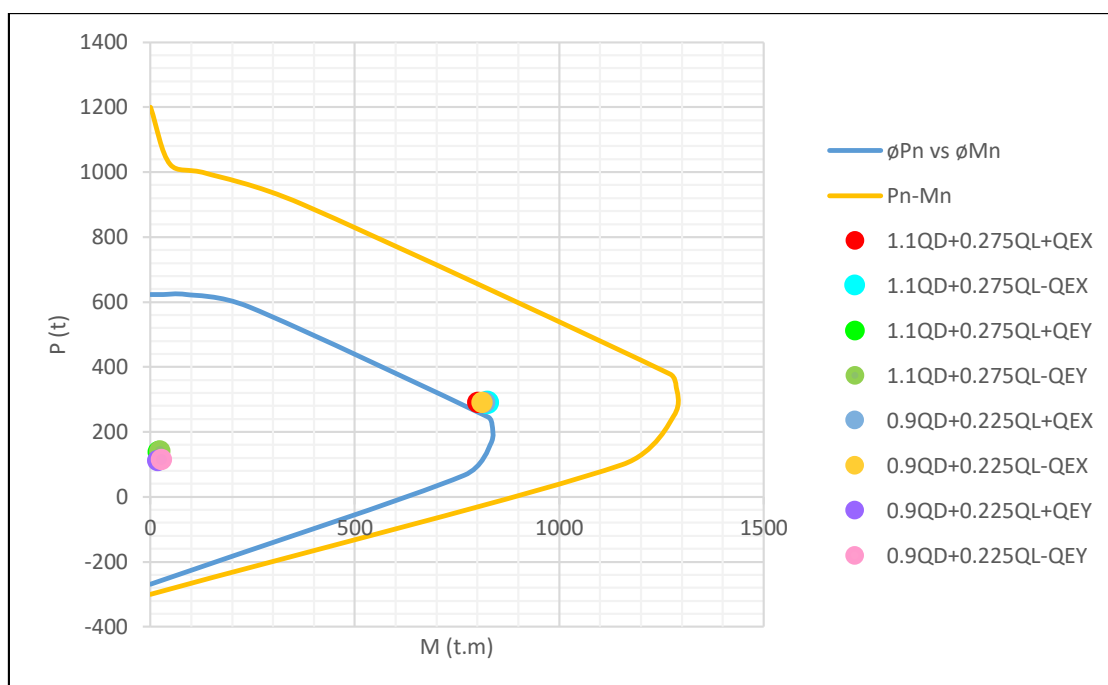


Figura 4. 30 Flexo-compresión enchape P3 (1) alternativa 2
Elaborado por: Chávez, Gómez.

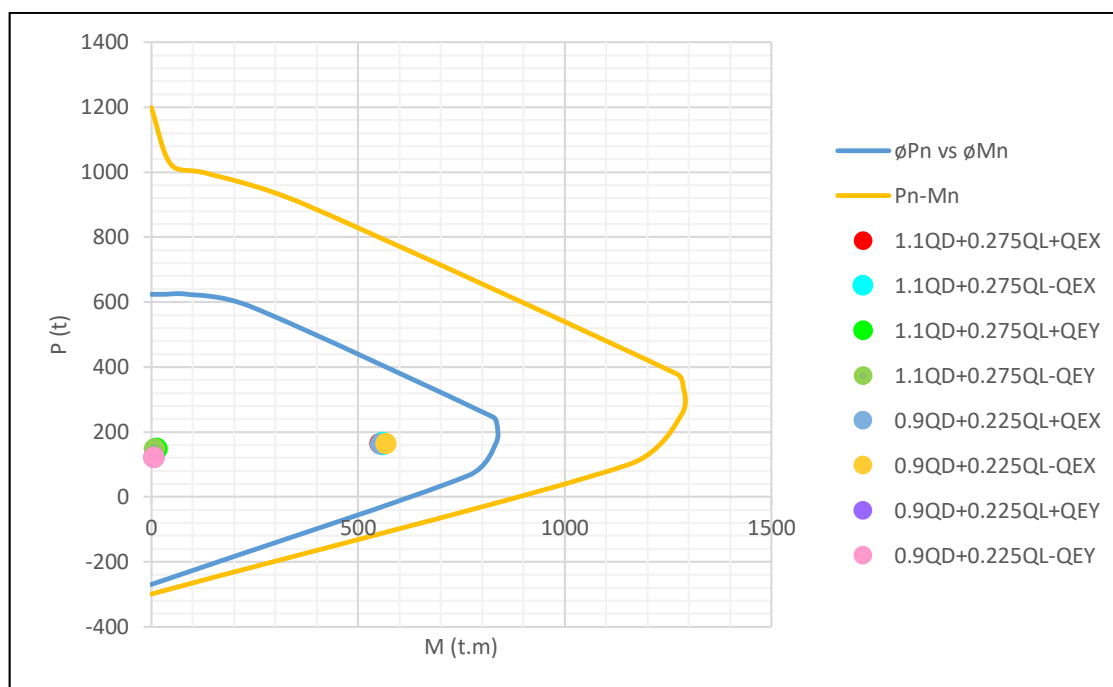


Figura 4. 31 Flexo-compresión enchape P3 (1) alternativa 4
Elaborado por: Chávez, Gómez.

Los resultados obtenidos para demanda/capacidad (D/C) mediante la opción "Assign General Reinforcing Pier Sections (Reinforcement to be designed)" se muestra en la Tabla 4.77, utilizando la alternativa 2 (Tabla 4.66).

Tabla 4. 77

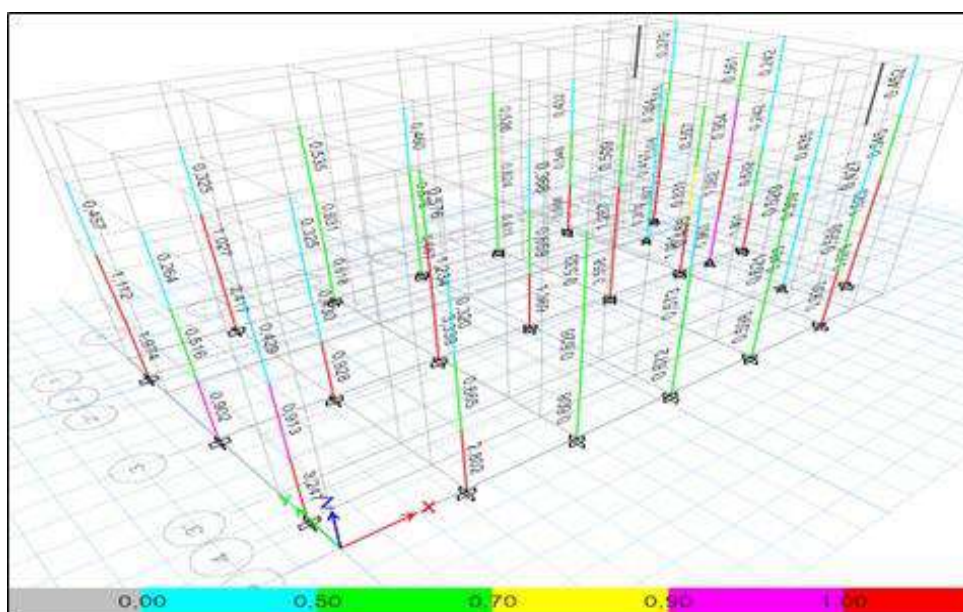
Verificación demanda/ capacidad para enchape bloque 1 y bloque 2

BLOQUE 1					BLOQUE 2				
Piso	Pier	D/C		D/C <1	Piso	Mamp.	D/C		D/C <1
1	P2-1	0.228	0.227	OK	1	M3	0.980	0.550	OK
1	P2-2	0.350	0.720	OK	2	M3	0.684	0.431	OK
1	P2-3	0.198	0.422	OK	3	M3	0.310	0.191	OK
2	P2-1	0.411	0.470	OK	4	M3	0.445	0.136	OK
2	P2-2	0.241	0.235	OK	1	M2	0.452	0.224	OK
2	P2-3	0.147	0.511	OK	2	M2	0.232	0.175	OK
3	P2-1	0.432	0.378	OK	3	M2	0.073	0.160	OK
3	P2-2	0.237	0.289	OK	1	M1-1	0.774	0.439	OK
3	P2-3	0.155	0.414	OK	2	M1-1	0.744	0.346	OK
1	P1	0.887	0.634	OK	3	M1-1	0.271	0.116	OK
2	P1	0.486	0.480	OK	1	M1-2	0.950	0.346	OK
3	P1	0.146	0.299	OK	2	M1-2	0.686	0.329	OK
1	P3	0.809	0.393	OK	3	M1-2	0.249	0.124	OK
2	P3	0.259	0.333	OK	1	M1-3	0.442	0.275	OK
3	P3	0.086	0.359	OK	2	M1-3	0.247	0.762	OK
					3	M1-3	0.095	0.067	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Se realizó una comparación de concentración de esfuerzos en las columnas con las alternativas 1 – 2 y 3 – 4 (Tabla 4.66). Dando como resultado que las alternativas 1 – 2 (Figura 4.32) que incluye la modelación de los muros enchapados con columnas, tiene una concentración excesiva de esfuerzos en los elementos “Frame”, mientras que las alternativas 3 – 4 (Figura 4.33) con muros enchapados modelados con elementos “Shell”, tiene una mejor distribución de esfuerzos.

a) Alternativa 1



b) Alternativa 2

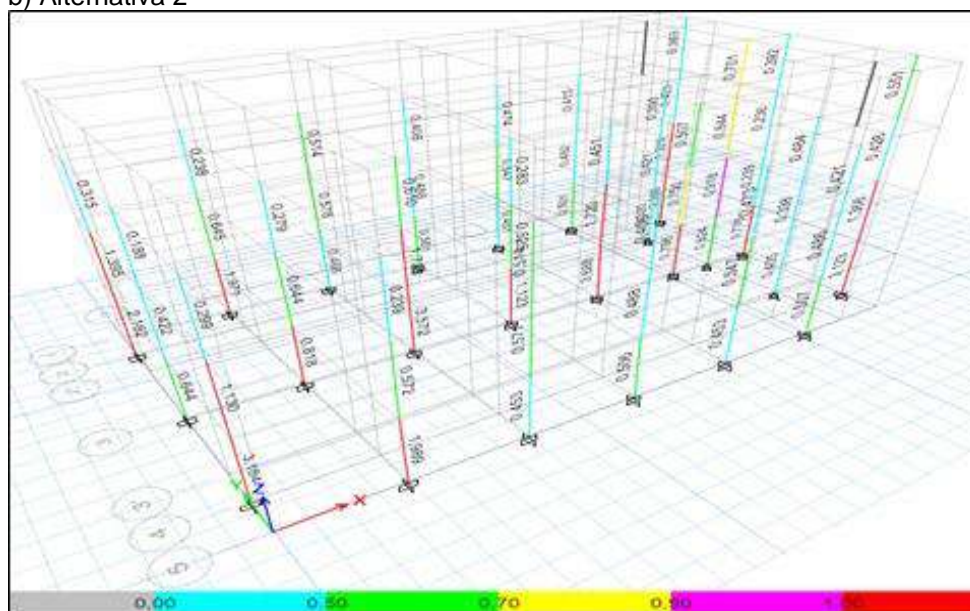
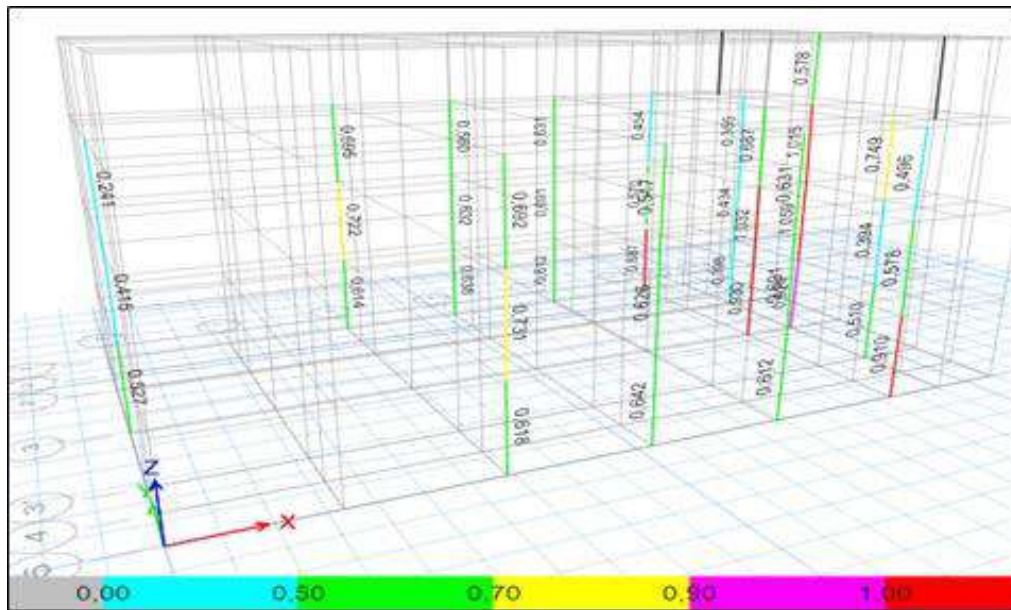


Figura 4. 32 Concentración de esfuerzos bloque 2 enchapado
Elaborado por: Chávez, Gómez.

c) Alternativa 3



d) Alternativa 4

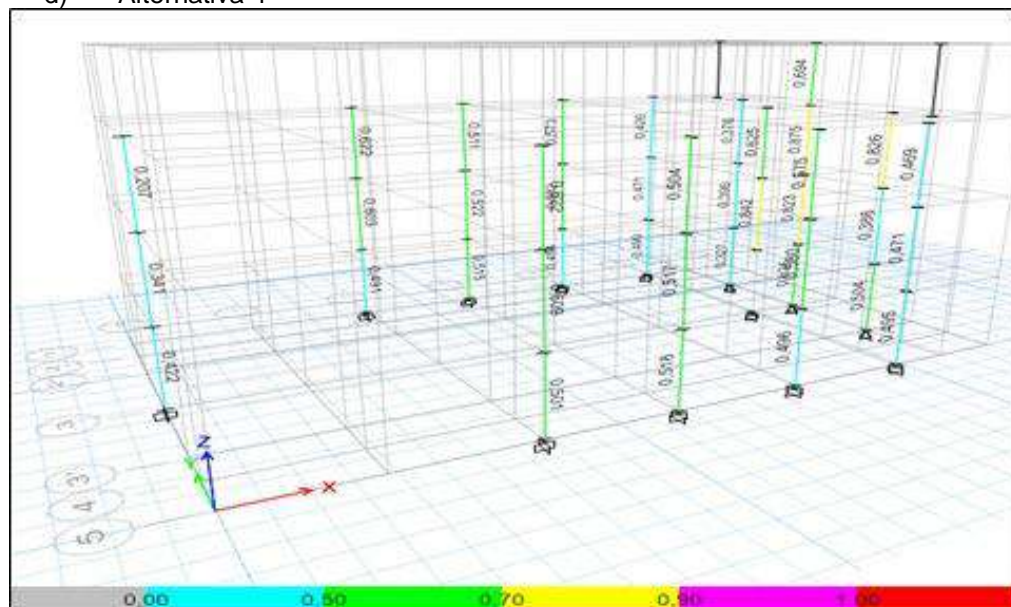
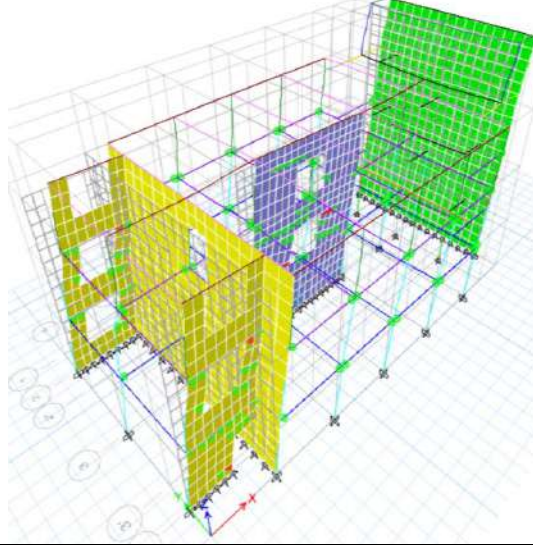
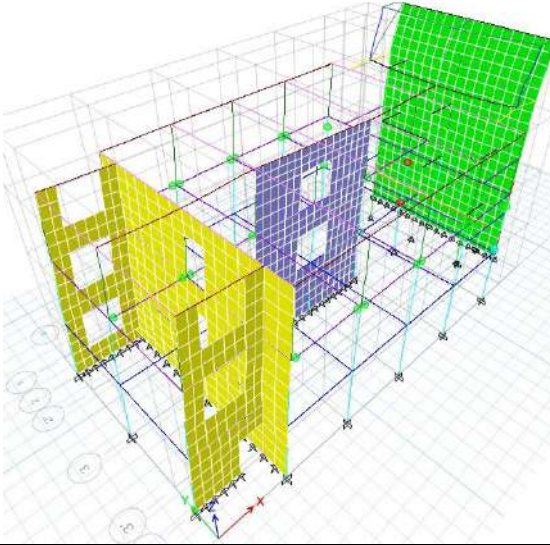
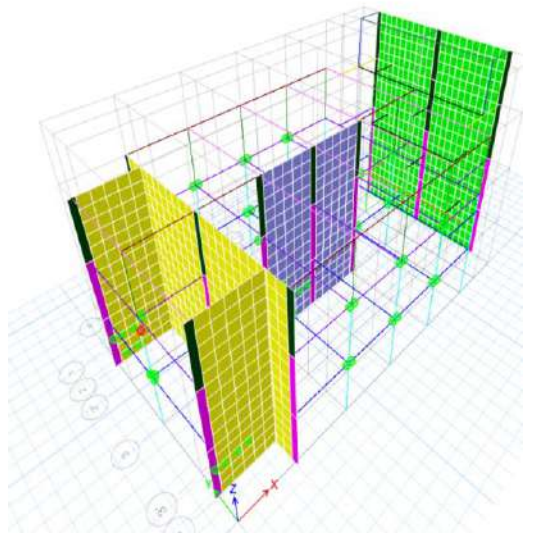
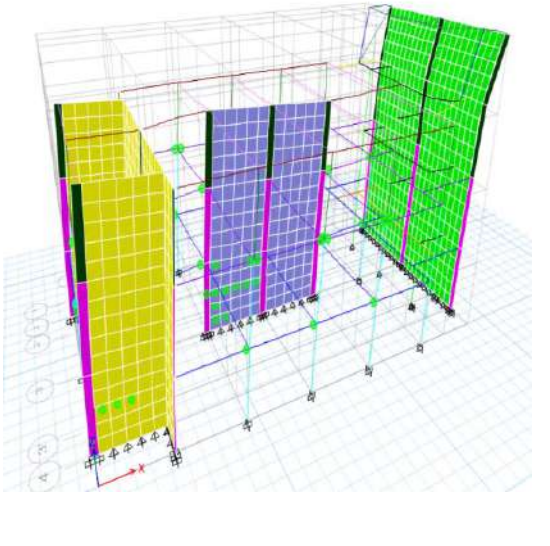


Figura 4. 33 Concentración de esfuerzos bloque 2 enchapado
Elaborado por: Chávez, Gómez.

La alternativa 4 (Tabla 4.66) a diferencia de las otras alternativas, muestra resultados más aproximados a los reales, ya que, al considerar el espaciamiento y no tener elementos “Frame” en el muro, el brazo de palanca que direcciona las fuerzas y momentos es menor. En la Figura 4.33 se puede evidenciar que no existe concentración de esfuerzos.

Tabla 4. 78*Formación de rótulas plásticas en elementos “Shell”*

Alternativa 1	Alternativa 2
	
Alternativa 3	Alternativa 4
	

Elaborado por: Chávez, Gómez.

En la Tabla 4.78 se puede observar en la modelación con la alternativa 1 y 4 (Tabla 4.66) se presentan rótulas plásticas en los elementos “Shell” que representan las paredes enchapas, mientras que con la alternativa 2 y 3 (Tabla 4.66) no se presentaron rótulas plásticas en los elementos “Shell”, pero si en los elementos “Frame”.

4.2.3.7. Derivas máximas inelásticas modelo ampliado y reforzado

Las derivas no deben exceder los límites establecidos en la (NEC-15-DS, 2014), para las direcciones principales X e Y. En las edificaciones reforzadas la deriva máxima permitida varía debido a la colocación de mampostería enchapada (Tabla 4.79). La comprobación de este criterio se la muestra en las Tabla 4.80 a 4.83.

Tabla 4. 79

Deriva máxima permitida

ESTRUCTURA	Δ_M [sin unidad]	REFERENCIA
Mampostería	0.01	Tabla 7, (NEC-15-DS, 2014)

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 80

Derivas Inelásticas en sentido X-X, bloque 1

PISO	DIRECCIÓN	DERIVA ELÁSTICA	FACTOR DE REDUCCIÓN	COEF	DERIVA INELÁSTICA	DERIVA LÍMITE	VERIFICACIÓN
PISO 3	X	0.001123	1.38	0.75	0.0012	0.01	OK
PISO 2	X	0.00192	1.38	0.75	0.0020	0.01	OK
PISO 1	X	0.002096	1.38	0.75	0.0022	0.01	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

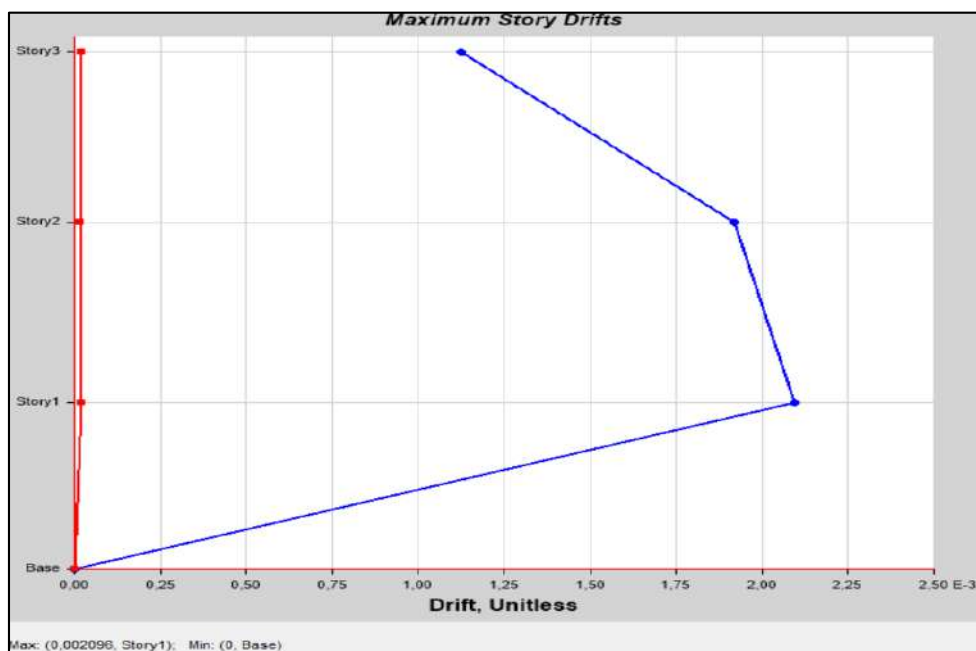


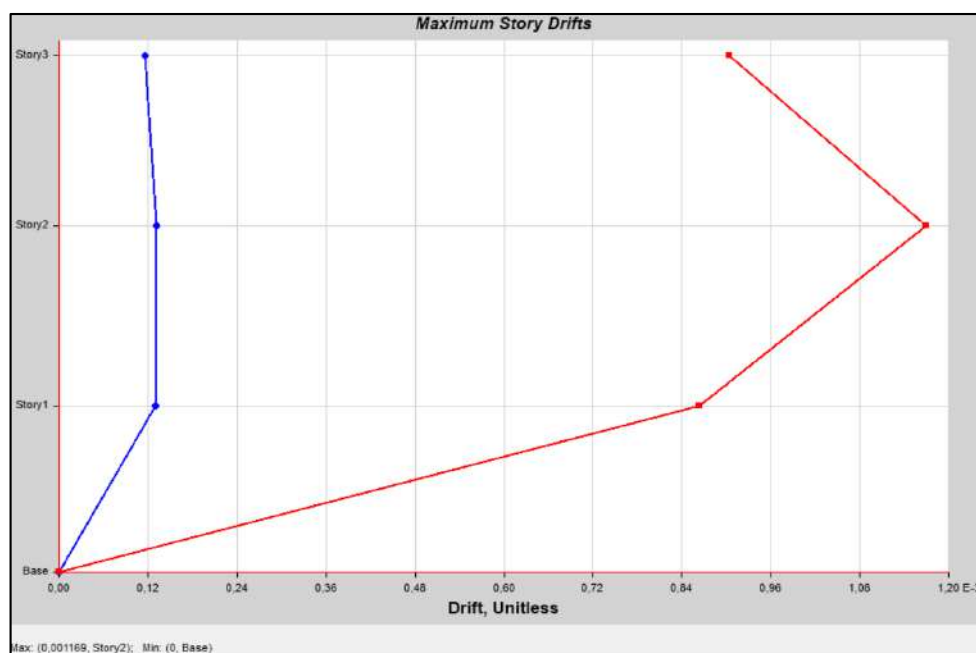
Figura 4. 34 Derivas, combinación $1.1Q_D+0.275Q_L-Q_{EX}$, bloque 1

Elaborado por: Chávez, Gómez

Tabla 4. 81*Derivas Inelásticas en sentido Y-Y, bloque 1*

PISO	DIRECCIÓN	DERIVA ELÁSTICA	FACTOR DE REDUCCIÓN	COEF	DERIVA INELÁSTICA	DERIVA LÍMITE	VERIFICACIÓN
PISO 3	Y	0.0008	1.38	0.75	0.0010	0.01	OK
PISO 2	Y	0.0012	1.38	0.75	0.0013	0.01	OK
PISO 1	Y	0.0009	1.38	0.75	0.0010	0.01	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

**Figura 4. 35** Derivas, combinación $1.1Q_D+0.275Q_L+Q_{EY}$ bloque 1

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 82*Derivas Inelásticas en sentido X-X, bloque 2*

PISO	DIRECCIÓN	DERIVA ELÁSTICA	FACTOR DE REDUCCIÓN	COEF	DERIVA INELÁSTICA	DERIVA LÍMITE	VERIFICACIÓN
PISO 4	X	0.0026	1.52	0.75	0.0030	0.01	OK
PISO 3	X	0.0012	1.52	0.75	0.0014	0.01	OK
PISO 2	X	0.0014	1.52	0.75	0.0016	0.01	OK
PISO 1	X	0.0015	1.52	0.75	0.0017	0.01	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

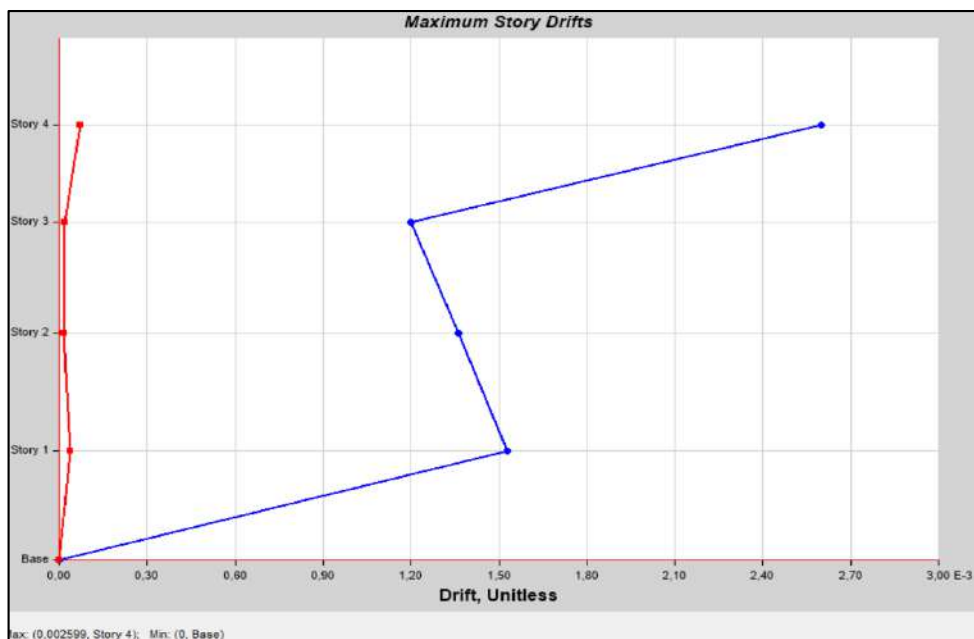


Figura 4. 36 Derivas, combinación $1.1Q_D+0.275Q_L-Q_{EX}$, bloque 2
Elaborado por: Chávez, Gómez

Tabla 4. 83

Derivas Inelásticas en sentido Y-Y, bloque 2

PISO	DIRECCIÓN	DERIVA ELÁSTICA	FACTOR DE REDUCCIÓN	COEF	DERIVA INELÁSTICA	DERIVA LÍMITE	VERIFICACIÓN
PISO 4	Y	0.0013	1.52	0.75	0.0015	0.01	OK
PISO 3	Y	0.0008	1.52	0.75	0.0009	0.01	OK
PISO 2	Y	0.0010	1.52	0.75	0.0012	0.01	OK
PISO 1	Y	0.0010	1.52	0.75	0.0012	0.01	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

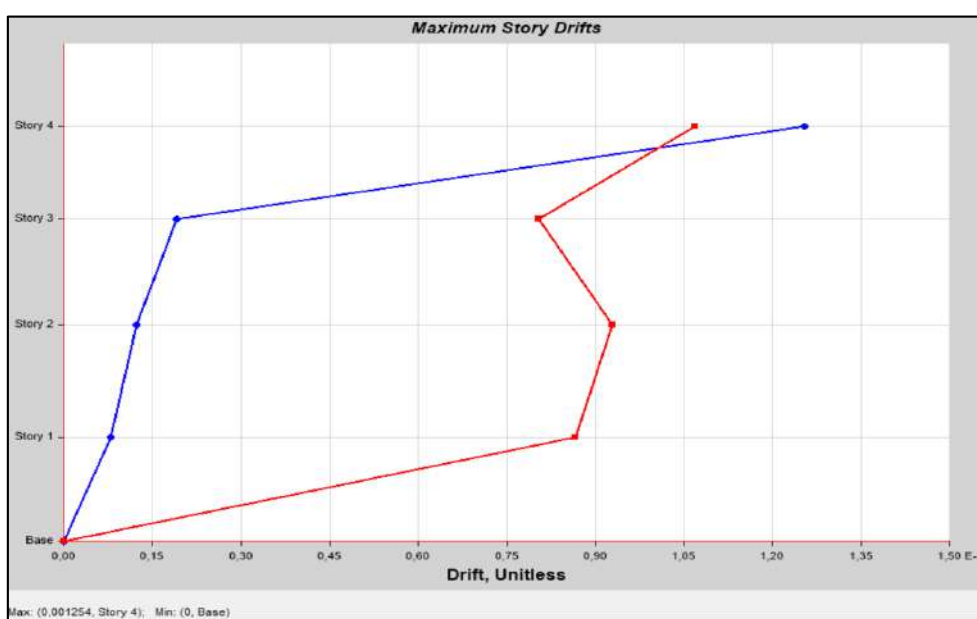


Figura 4. 37 Derivas, combinación $1.1Q_D+0.275Q_L+Q_{EY}$, bloque 2
Elaborado por: Chávez, Gómez

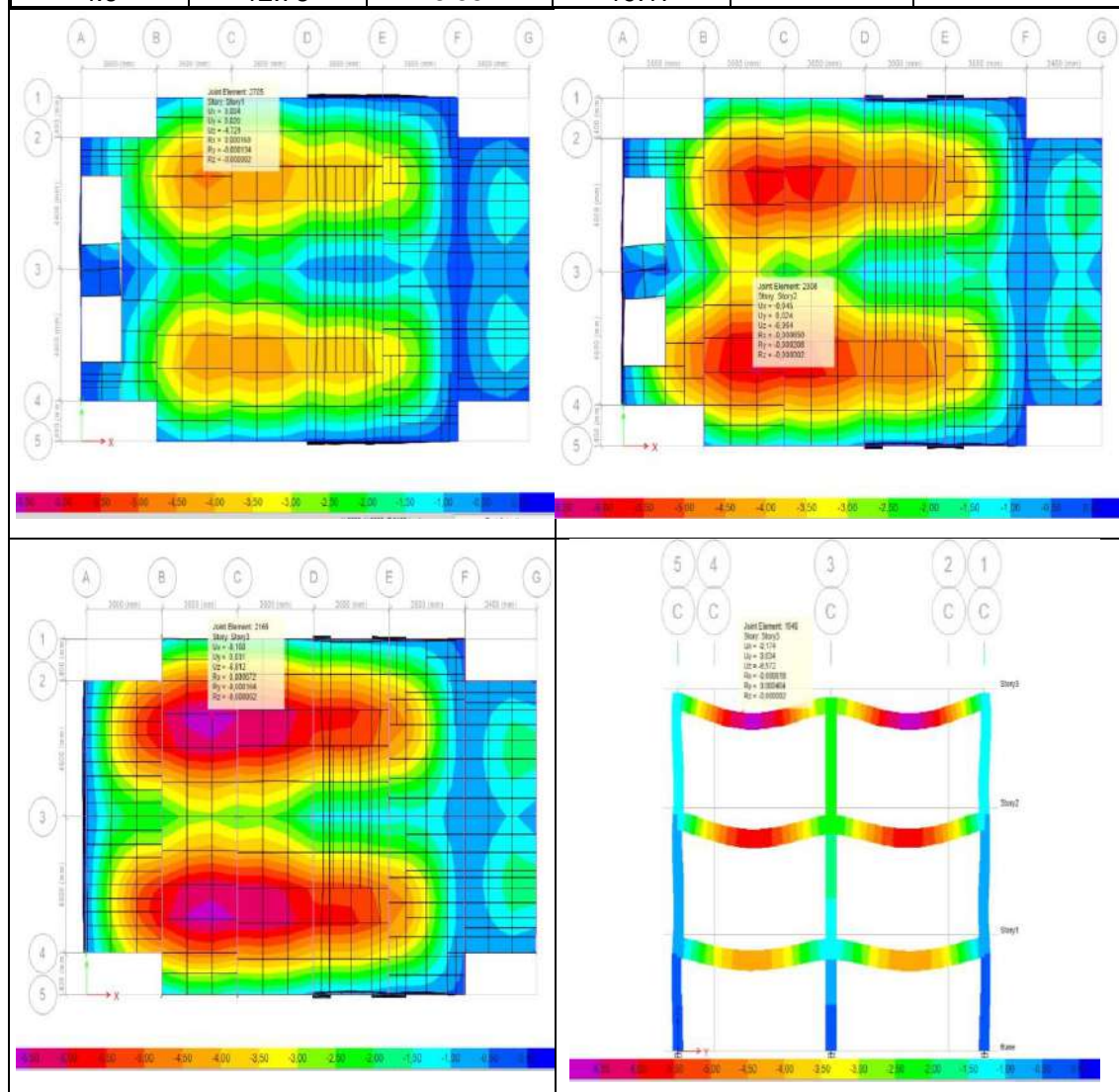
4.2.3.8. Deflexión máxima

De acuerdo a la Tabla 24.2.2 de la normativa (ACI 318S-14, 2015), se debe considerar un límite en la deflexión máxima. En ese sentido las Tablas 4.84 y 4.85 muestran el cumplimiento de este criterio para el bloque 1 y 2 respectivamente.

Tabla 4.84

Verificación de la deflexión máxima, bloque 1

LUZ [m]	L/360 [mm]	L/480 [mm]	L/240 [mm]	ETABS [mm]	VERIFICACIÓN
6	16.67	12.50	25.00	6.812	OK
3.6	10.00	7.50	15.00	6.064	OK
4.6	12.78	9.58	19.17	6.572	OK

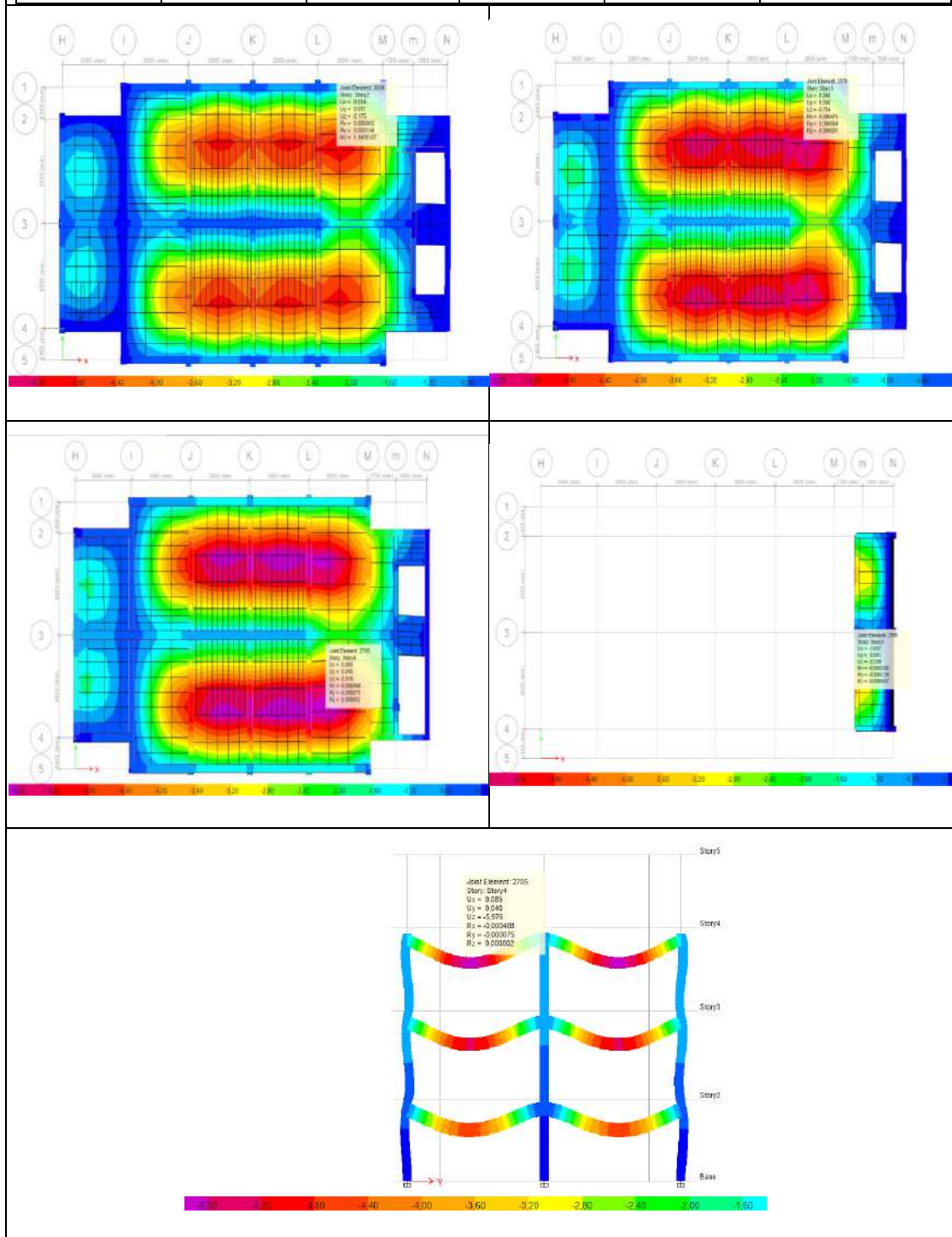


Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 85

Verificación de la deflexión máxima, bloque 2

LUZ [m]	L/360 [mm]	L/480 [mm]	L/240 [mm]	ETABS [mm]	VERIFICACIÓN
6	16.67	12.50	25.00	5.18	OK
3.6	10.00	7.50	15.00	5.70	OK
4.6	12.78	9.58	19.17	5.99	OK

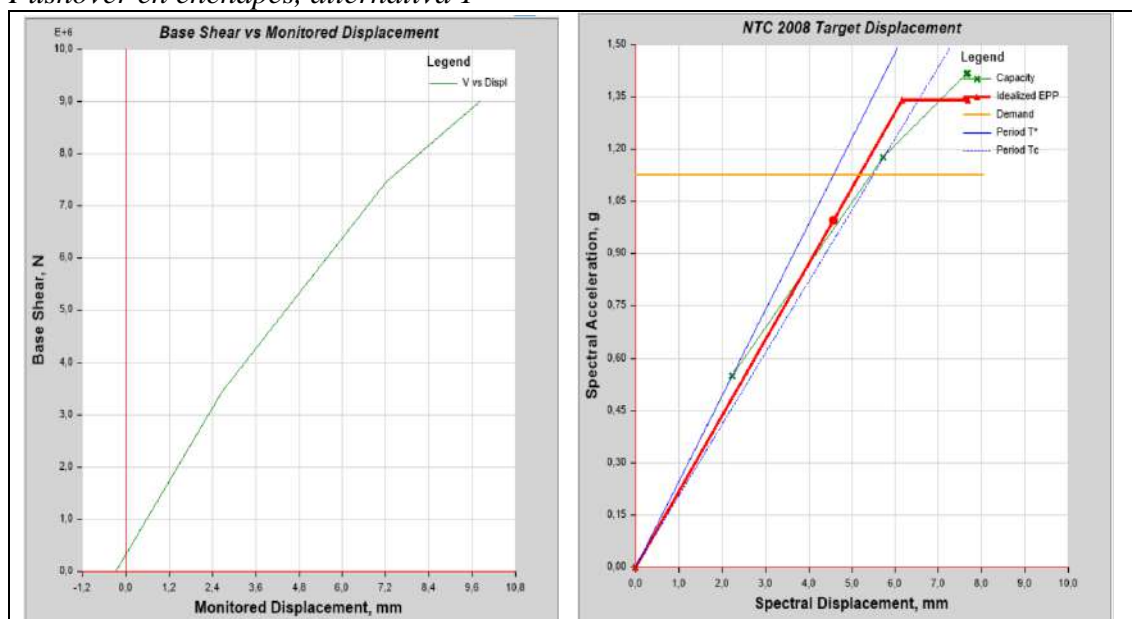


Elaborado por: Chávez, Gómez.

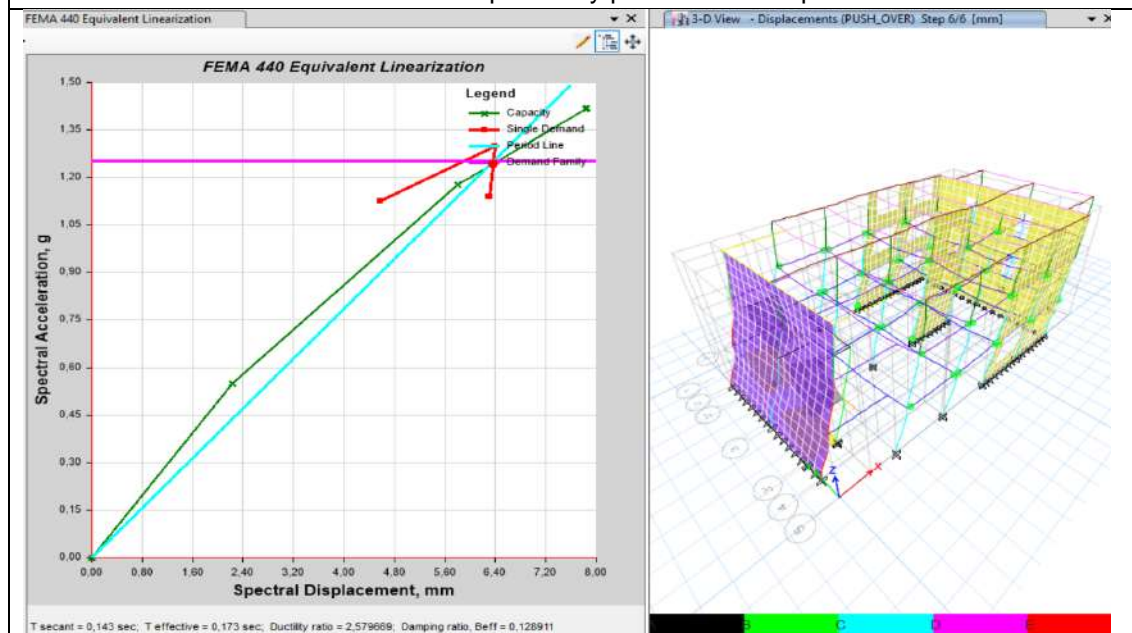
4.2.3.9. Evaluación de la curva de capacidad

Una vez realizado el análisis no lineal de acuerdo a lo descrito en la sección 4.1.7, se pudo identificar el comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales y la capacidad de deformación de las edificaciones. Se realizó el análisis no lineal utilizando las 4 alternativas de enchapes (Tabla 4.66), los resultados se muestran en la Tabla 4.86 a 4.89.

Tabla 4. 86
Pushover en enchapes, alternativa 1



Alternativa 1: Resultado de curva de capacidad y punto de desempeño

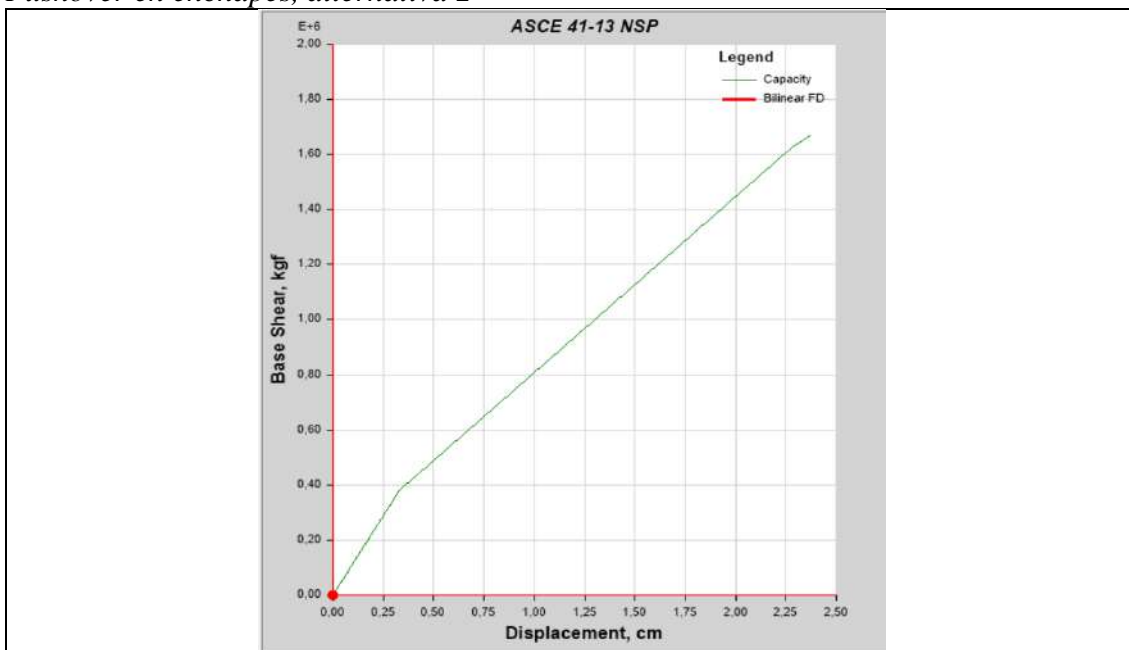


Alternativa 1: Parámetros intrínsecos de la estructura para el punto de desempeño

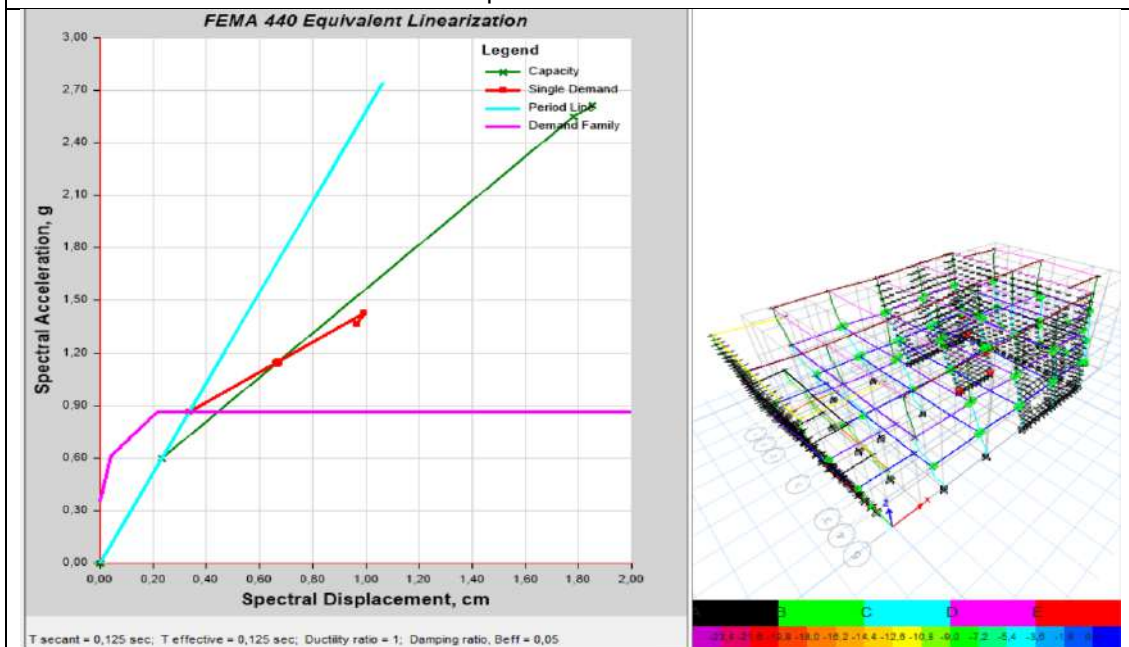
Elaborado por: Chávez, Gómez.

Para la alternativa 1 (Tabla 4.66) se tiene una ductilidad de 2.58 en el punto de desempeño (Trabaja casi solo en el rango lineal), y se incrementa el amortiguamiento, los “Frames” absorben la mayor cantidad de esfuerzo.

Tabla 4. 87
Pushover en enchapes, alternativa 2



Alternativa 2: Resultado de curva de capacidad



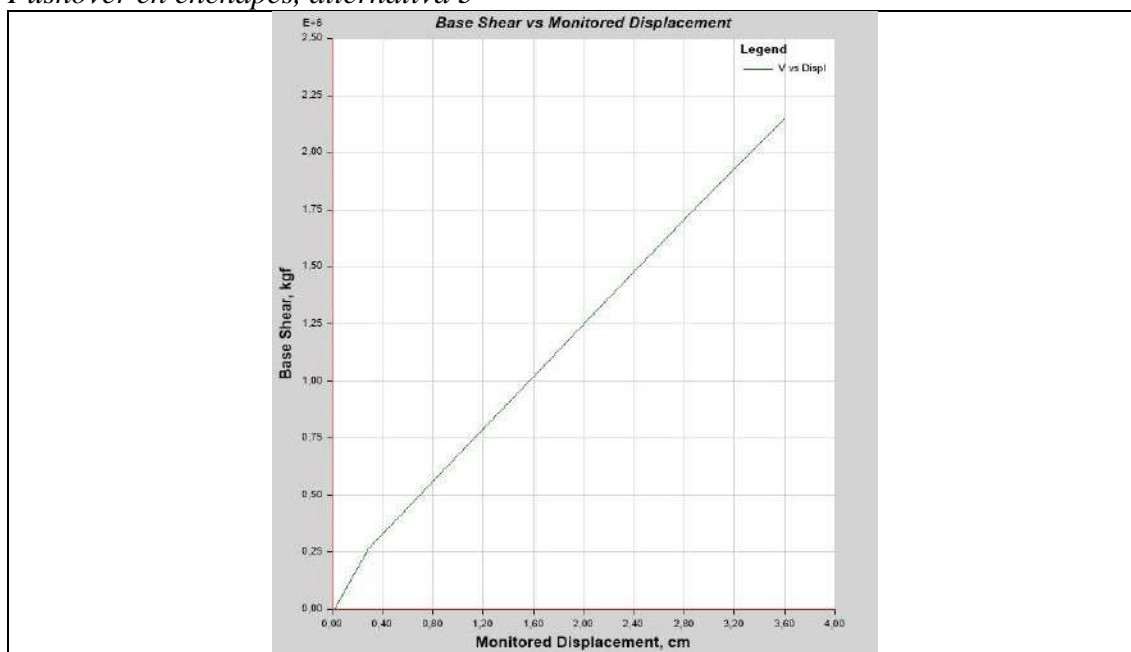
Alternativa 2: Parámetros intrínsecos de la estructura para el punto de desempeño

Elaborado por: Chávez, Gómez.

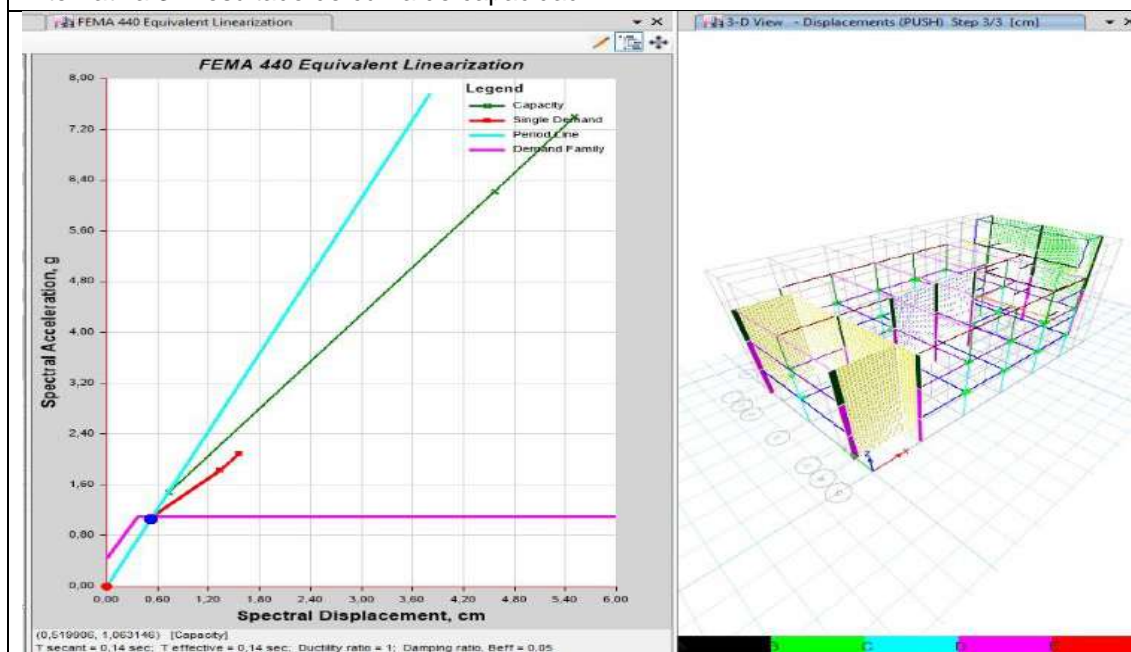
Para la alternativa 2 (Tabla 4.66), no se obtuvo un punto de desempeño ya que, la curva es elástica, la ductilidad es igual a 1 (solo trabaja rango lineal) y el amortiguamiento se mantuvo en 5% y colapsan elementos.

Tabla 4. 88

Pushover en enchapes, alternativa 3



Alternativa 3: Resultado de curva de capacidad

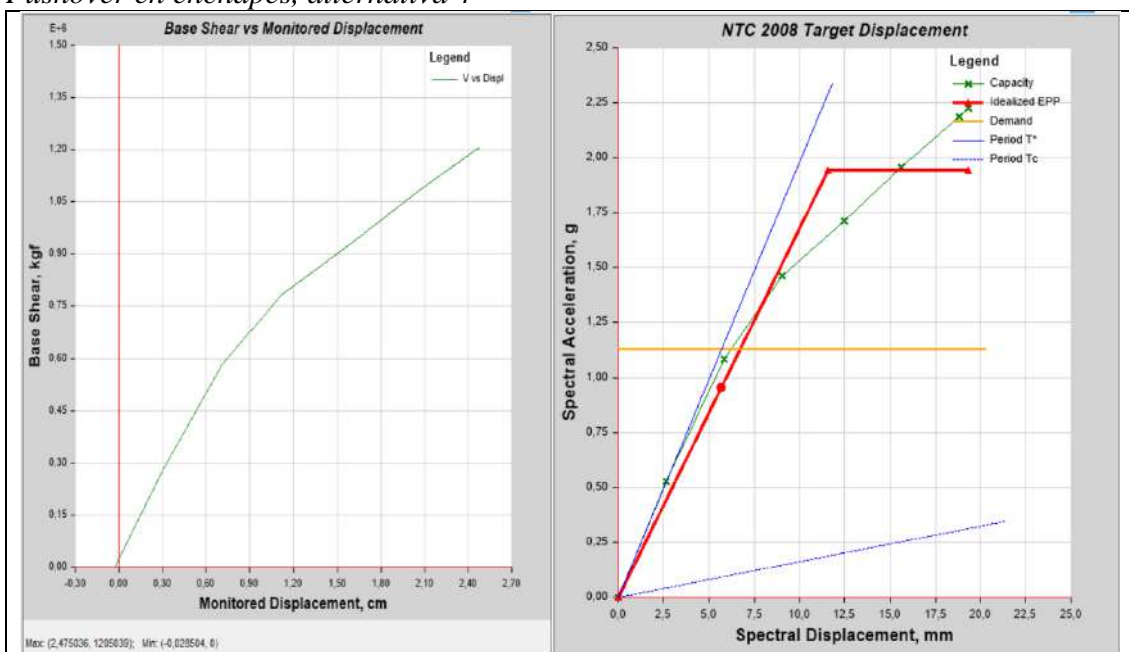


Alternativa 3: Parámetros intrínsecos de la estructura para el punto de desempeño

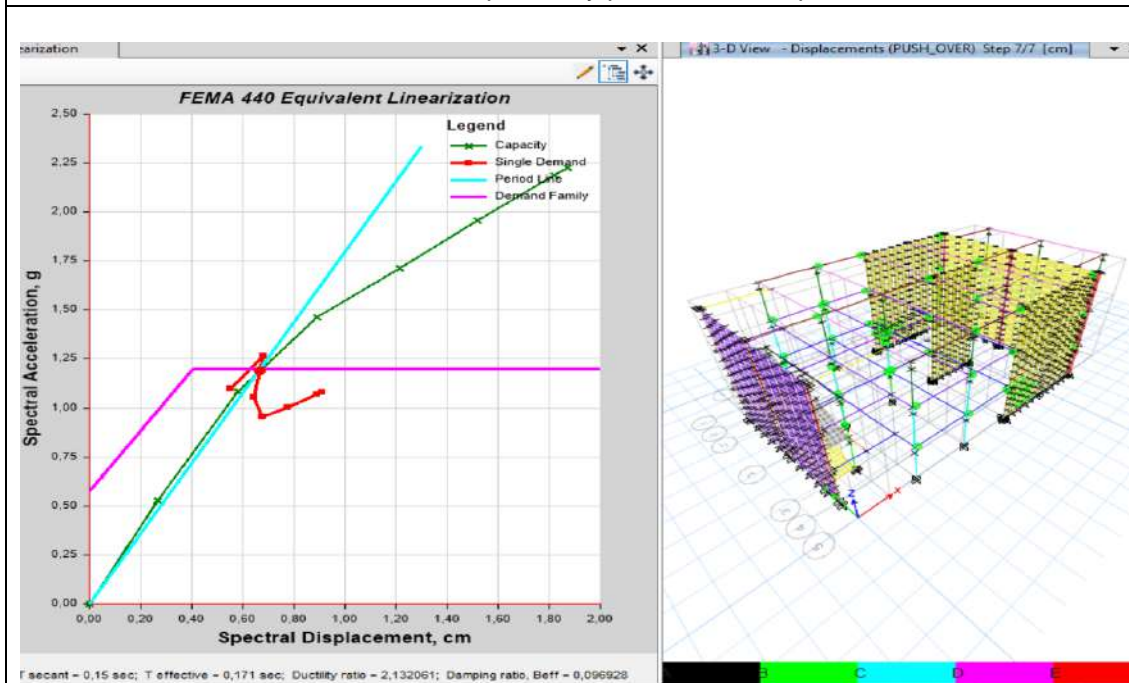
Elaborado por: Chávez, Gómez.

Para la alternativa 3 (Tabla 4.64), no se obtuvo un punto de desempeño ya que la curva es elástica, la ductilidad es igual a 1 (Solo trabaja rango lineal) y el amortiguamiento se mantuvo en 5%.

Tabla 4.89
Pushover en enchapes, alternativa 4



Alternativa 4: Resultado de curva de capacidad y punto de desempeño



Alternativa 4: Parámetros intrínsecos de la estructura para el punto de desempeño

Elaborado por: Chávez, Gómez.

La alternativa 4 (Tabla 4.66) muestra un incremento de la capacidad, una ductilidad en el punto de desempeño de 2.13, se producen articulaciones en los elementos “Shell”, se incrementa el amortiguamiento al 9.7% y las articulaciones se encuentran en el rango de seguridad de vida.

Los resultados obtenidos para este caso de estudio utilizando enchape de paredes son que, incrementa la capacidad de las estructuras (Tabla 4.86 a 4.89). El periodo de la estructura se ve influenciado por el espaciamiento de la pared siendo menor en las alternativas 2 - 4 y mayor en las alternativas 1 – 3 (sección 4.2.3.3). Entonces, el espaciamiento de la pared para los modelos influye en los resultados obtenidos.

Es necesario realizar más estudios comparativos del comportamiento no lineal de las estructuras, ya que, de acuerdo con las modelaciones realizadas la influencia de elementos tipo “Frame” y el no considerar el espaciamiento de paredes, da resultados incorrectos (alternativa 1,2 y 3). Por lo tanto, se consideró para este caso que la alternativa 4 (Tabla 4.66) da resultados más aproximados a los reales en el análisis de enchape de paredes.

4.2.4. REFORZAMIENTO MEDIANTE DISIPADORES BRB

4.2.4.1. Predimensionamiento del disipador

El ángulo de inclinación para la colocación de los disipadores depende de las dimensiones de los elementos contiguos del pórtico.

Se calculó el ángulo de inclinación considerando la nomenclatura de la Figura 4.38. Como se muestra en la Tabla 4.90.

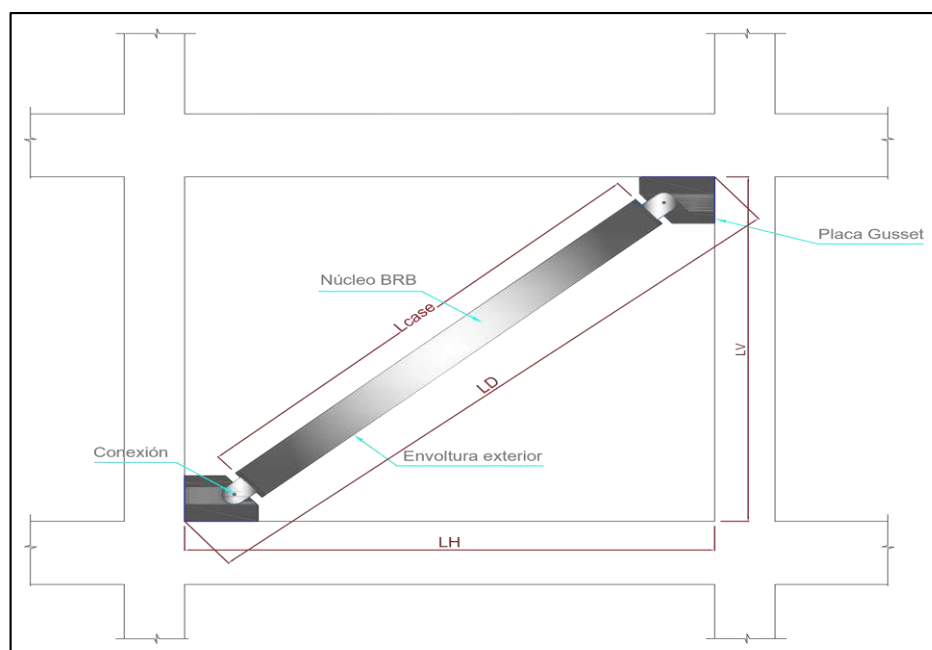


Figura 4. 38 Nomenclatura de disipador en disposición diagonal

Elaborado por: Chávez, Gómez

Tabla 4. 90

Ángulo de inclinación de los disipadores

NIVEL	DISIPADOR	BASE [m]	ALTURA [m]	ANGULO θ (Rad)
PISO 1	1	5.6	2.575	0.43
PISO 2	2	5.6	2.9	0.48
PISO 3	3	5.6	2.75	0.46
PISO 1	4	4.25	2.575	0.54
PISO 2	5	4.25	2.9	0.60
PISO 3	6	4.25	2.75	0.57
PISO 1	7	3.3	2.575	0.66
PISO 2	8	3.3	2.9	0.72
PISO 3	9	3.3	2.75	0.69

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Para estimar la rigidez de un BRB la ecuación de rigidez axial $\frac{EA}{L_D}$ considera el módulo de elasticidad del acero como (E), el área transversal (A), y la longitud de la diagonal (L_D) (Li & Li, 2007). Considerando un $E= 206293,7$ [MPa] (Mejía, 2018).

Tabla 4. 91*Resultados de rigidez de los disipadores, bloque 1 y 2*

Nv.	Disipador	Área trans. [cm ²]	Base [m]	Altura [m]	Diagonal [m]	Rigidez [kg/cm]
Piso 1	1	30	5.6	2.575	6.16	102387.805
Piso 2	2	24	5.6	2.9	6.31	80056.88
Piso 3	3	10	5.6	2.75	6.24	33718.24
Piso 1	4	30	4.25	2.575	4.97	126998.45
Piso 2	5	24	4.25	2.9	5.14	98124.84
Piso 3	6	10	4.25	2.75	5.06	41555.95
Piso 1	7	30	3.3	2.575	4.19	150768.86
Piso 2	8	24	3.3	2.9	4.39	114920.57
Piso 3	9	10	3.3	2.75	4.30	48970.84

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.2.4.2. Modelación de disipadores

Con el fin de llegar al resultado más óptimo, es conveniente realizar varias configuraciones o aplicar fórmulas y procedimientos definidos para la selección de la sección transversal de un disipador de energía, ya que, no existe una distribución fija preestablecida.

La normativa ecuatoriana de la construcción no posee un procedimiento para estructuras con amortiguamiento suplementario (debido a dispositivos adicionados a la estructura), pero se puede encontrar procedimientos y recomendaciones en bibliografía internacional.

La modelación de disipadores BRB en el software computacional ETABS, se puede realizar mediante el elemento Buckling Restrained Brace, considerando las propiedades del fabricante o realizar una configuración manual del mismo. Con el fin de usar diferentes áreas transversales de acuerdo a las necesidades de las edificaciones en estudio, se consideró los parámetros para la curva típica del disipador establecidos por (Mejia, 2018).

El software ETABS requiere parámetros como rigidez del segmento elástico, longitud elástica y de fluencia para la modelación de disipadores BRB, como se puede observar en la Figura 4.39.

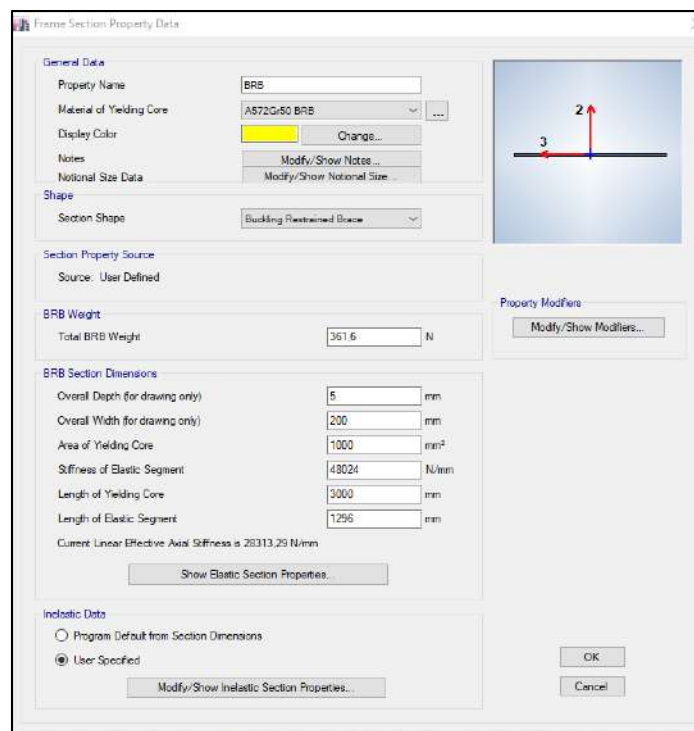


Figura 4. 39 Parámetros de disipador BRB
Fuente: ETABS

4.2.4.3. Configuración de disipadores BRB

Considerando varias configuraciones previas, el reforzamiento con disipadores que presentaron mejores resultados corresponde a la mostrada en la Figura 4.40 y 4.41 para los bloques 1 y 2 respectivamente.

Tabla 4. 92

Configuración de disipadores, bloque 1 y 2

NIVEL	DISIPADORES	PÓRTICO
PISO 1	1	B-1-3; M-1-3
PISO 2	2	B-1-3; M-1-3
PISO 3	3	B-1-3; M-1-3
PISO 1	4	G-1-3; H-2-3
PISO 2	5	G-1-3; H-2-3
PISO 3	6	G-1-3; H-2-3
PISO 1	7	5-C-D; 3-C-D; 1-J-K; 3-J-K; 5-J-K
PISO 2	8	5-C-D; 3-C-D; 1-J-K; 3-J-K; 5-J-K
PISO 3	9	5-C-D; 3-C-D; 1-J-K; 3-J-K; 5-J-K

Elaborado por: Chávez, Gómez.

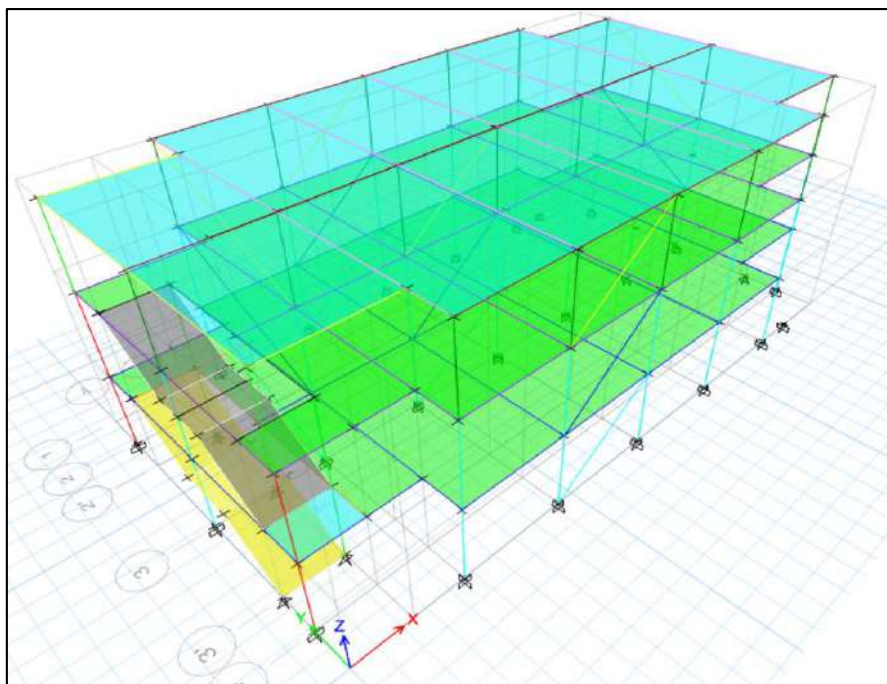


Figura 4. 40 Configuración de disipadores BRB, B1
Fuente: ETABS

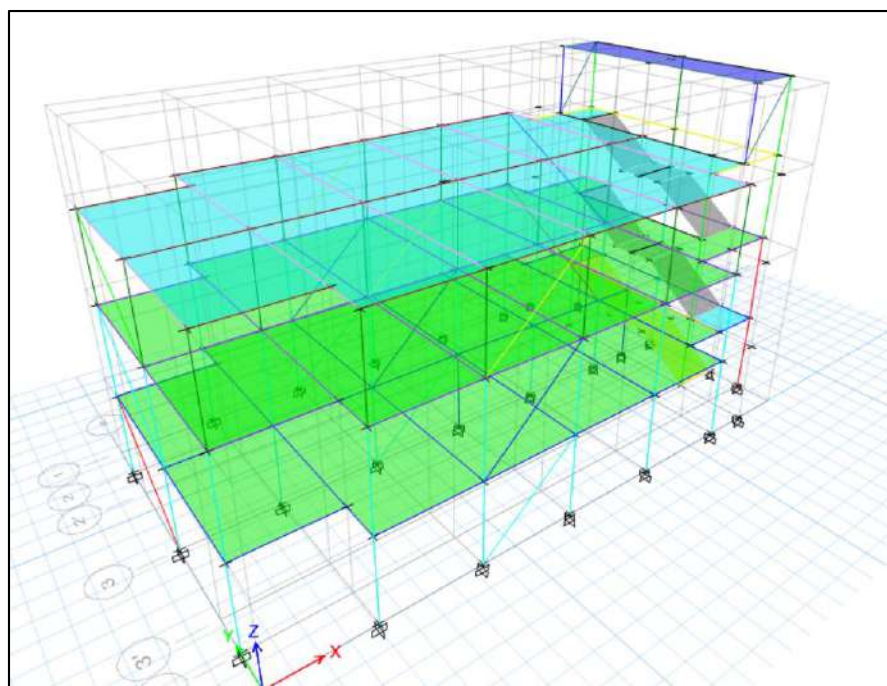


Figura 4. 41 Configuración de disipadores BRB, B2
Fuente: ETABS

4.2.4.4. Resumen de disipadores BRB

Finalmente, después de establecer la configuración más óptima para el presente estudio, la Tabla 4.93 muestra el área y la rigidez de los disipadores que serán empleados en cada uno de los bloques.

Tabla 4. 93

Resumen de disipadores

Nv.	Disipador	NÚCLEO			DISIPADORES		
		Ancho [cm]	Espesor [cm]	Área trans. [cm ²]	Diagonal [m]	Rigidez [kg/cm]	Rigidez efectiva [kg/cm]
Piso 1	1	25	1.2	30	6.16	102387.805	88134.21
Piso 2	2	20	1.2	24	6.31	80056.88	69129.76
Piso 3	3	20	0.5	10	6.24	33718.24	22792.83
Piso 1	4	25	1.2	30	4.97	126998.45	90635.53
Piso 2	5	20	1.2	24	5.14	98124.84	70721.56
Piso 3	6	20	0.5	10	5.06	41555.95	26123.41
Piso 1	7	25	1.2	30	4.19	150768.86	121769.85
Piso 2	8	20	1.2	24	4.39	114920.57	93667.23
Piso 3	9	20	0.5	10	4.30	48970.84	28871.51

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.2.4.5. Evaluación de la curva de capacidad y niveles de desempeño

En la sección 4.1.7 se realizó el análisis no lineal de las edificaciones ampliadas concluyendo que, podrían llegar a su estado límite ante un evento sísmico, ya que, varias columnas alcanzan el estado de prevención de colapso.

Una vez aplicados los disipadores BRB es necesario modificar la respuesta debido al amortiguamiento suplementario que proporcionan estos dispositivos a la estructura principal durante un movimiento sísmico, ya que, en su estado actual se considera solamente su amortiguamiento natural que depende del material, configuración estructural, periodos y modos de vibración, entre otros. Por lo tanto, el factor de reducción B es empleado para obtener aceleraciones espectrales para estructurar con un amortiguamiento distinto al convencional de 5% (Fuentes J. , 2019).

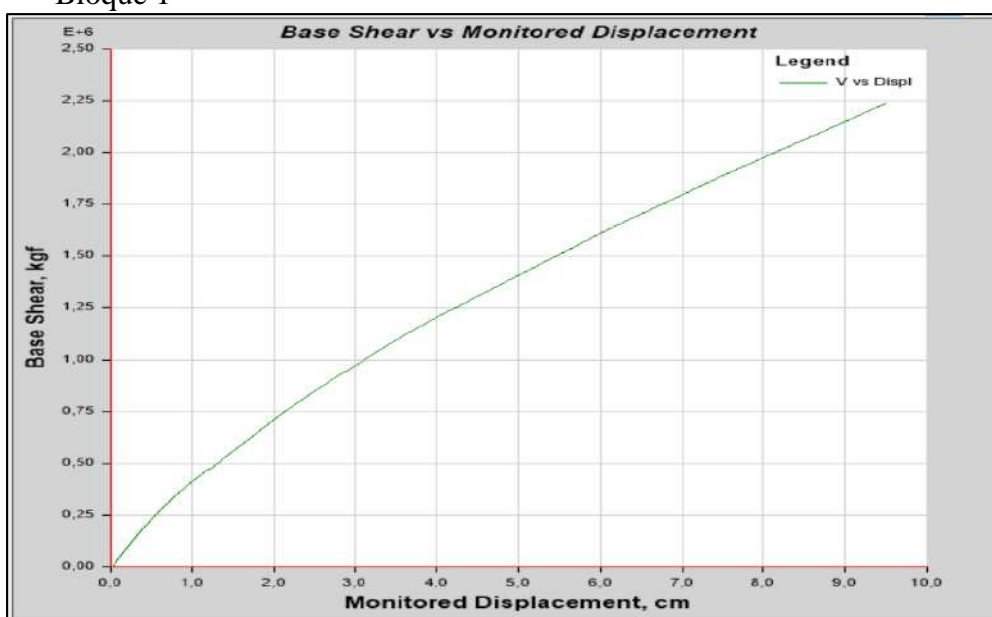
$$S_a(T, \beta\%) = \frac{S_a(T, 5\%)}{B} \quad (4. 19)$$

De acuerdo con el amortiguamiento efectivo de la estructura los valores para el factor B se toman de la Tabla 18.7-1 de la normativa (ASCE 7-16, 2016).

Una vez realizado el análisis no lineal con disipadores BRB se pudo identificar la influencia de los disipadores en el comportamiento estructural, ya que, cumple con los objetivos de rehabilitación mencionado en la sección 2.3.2.

La curva de capacidad fue analizada en el primer modal, dando como resultado las gráficas mostradas en la Figura 4.42.

Bloque 1



Bloque 2

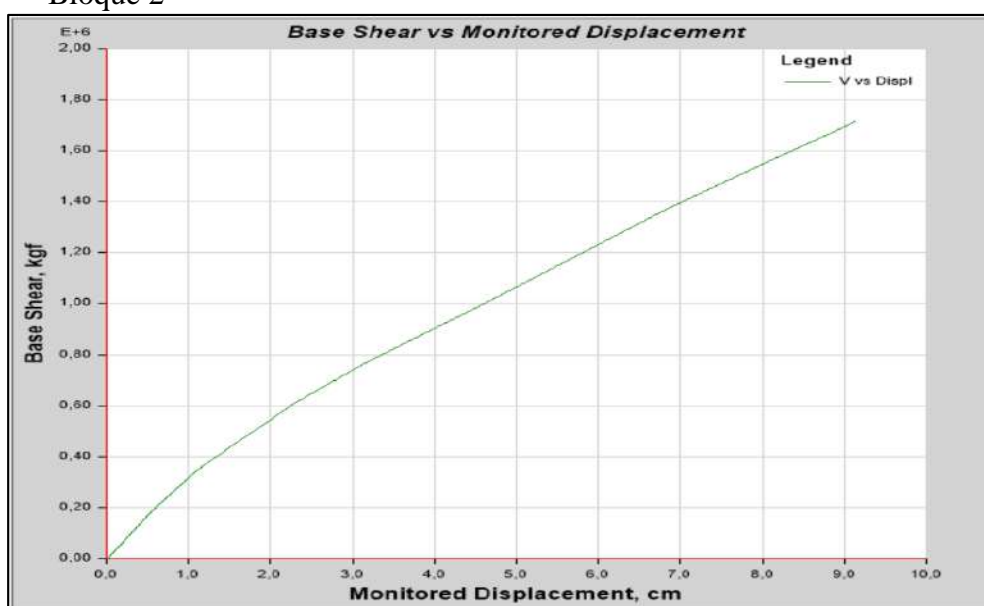


Figura 4. 42 Curvas de capacidad con disipadores BRB para las edificaciones
Elaborado por: Chávez, Gómez.

Para conseguir el punto de desempeño se transformó la curva Pushover, en aceleraciones espectrales vs deformaciones espectrales y se comparó con el espectro de respuesta $T_r=475$ años y $T_r=225$ años, como se muestra en las Figura 4.43 a 4.46.

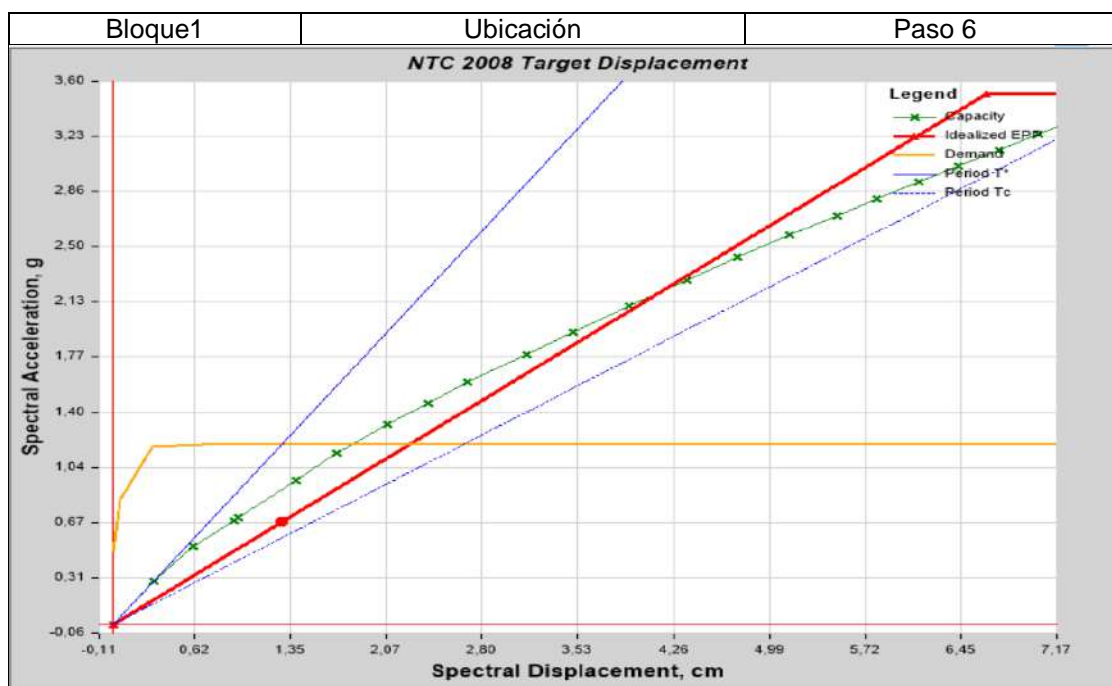


Figura 4. 43 Punto de desempeño para $T_r=475$ años, bloque 1
Elaborado por: Chávez, Gómez.

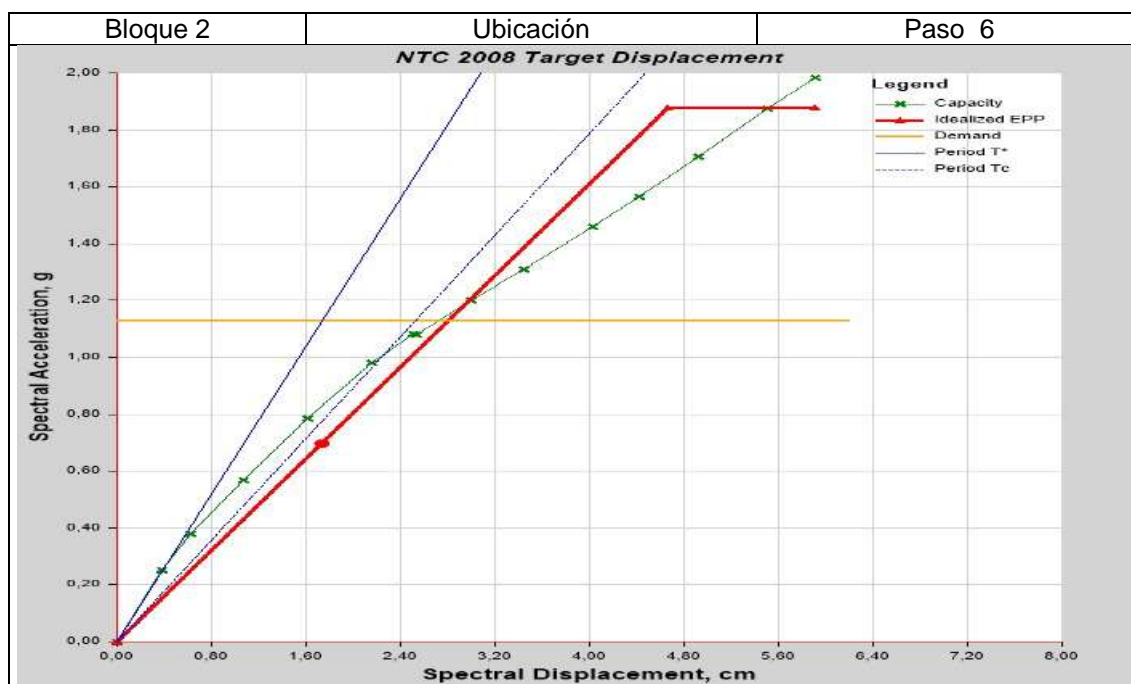


Figura 4. 44 Punto de desempeño $T_r=475$ años, bloque 2
Elaborado por: Chávez, Gómez.

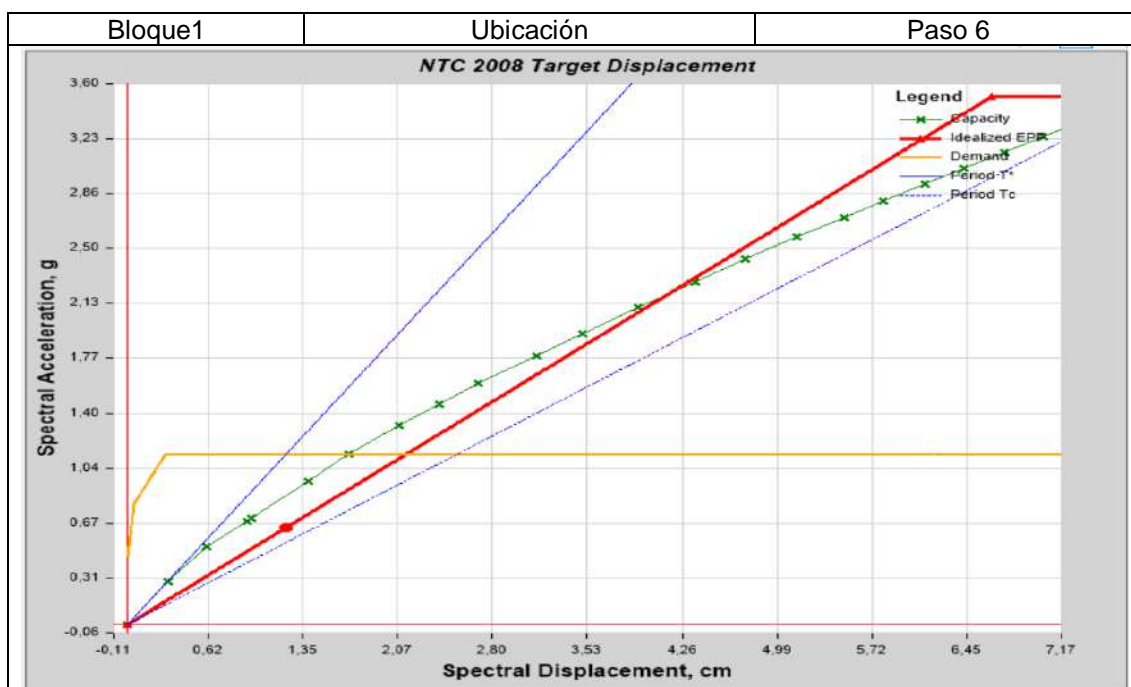


Figura 4. 45 Punto de desempeño para $T_r=225$ años, bloque 1
Elaborado por: Chávez, Gómez.

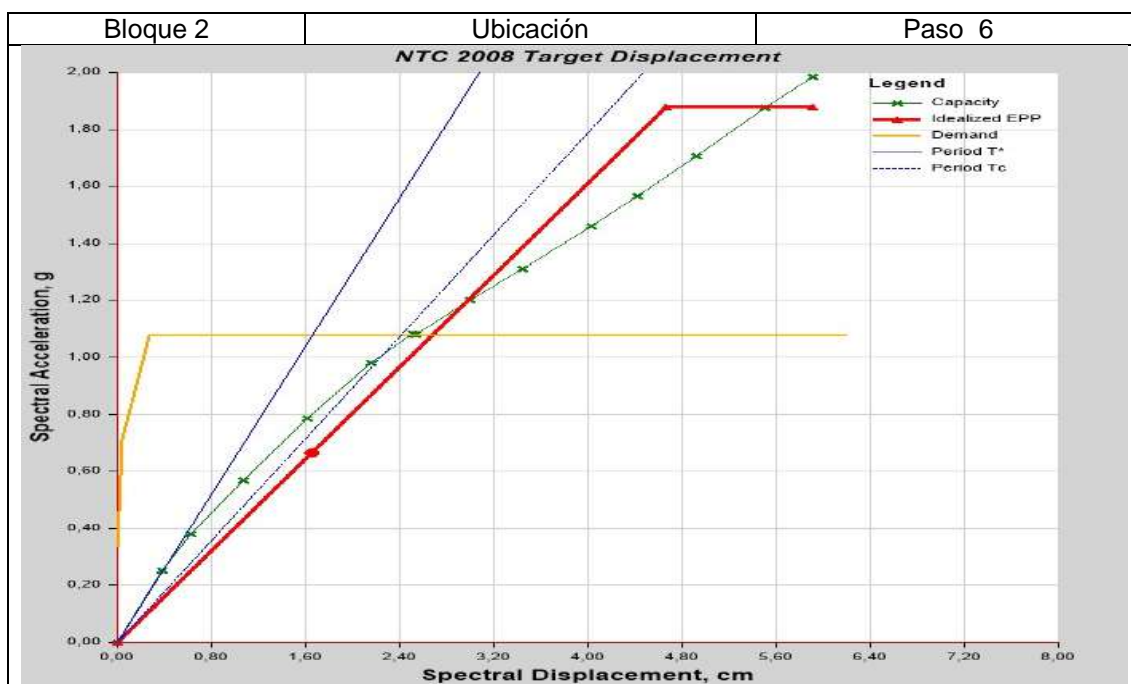


Figura 4. 46 Punto de desempeño $T_r=225$ años, bloque 2
Elaborado por: Chávez, Gómez.

Adicionalmente se obtuvo la ductilidad y amortiguamiento de cada bloque como se muestra en la Tabla 4.94.

Tabla 4. 94

Resultados de ductilidad y amortiguamiento bloque 1 y 2

T secant = 0,254 sec; T effective = 0,357 sec; Ductility ratio = 4,349029; Damping ratio, Beff = 0,200717
El bloque 1 presenta una ganancia de amortiguamiento con un valor de 20% y una ductilidad de 4.35.
T secant = 0,305 sec; T effective = 0,41 sec; Ductility ratio = 3,92615; Damping ratio, Beff = 0,196951
El bloque 2 presenta una ganancia de amortiguamiento con un valor de 19% y una ductilidad de 3.92.

Elaborado por: Chávez, Gómez.

De acuerdo con la formación de las rótulas plásticas, colocadas según la sección 4.1.7.2, se verificó que la estructura presenta un nivel de desempeño de seguridad de vida para los objetivos de rehabilitación “g y l” descritos en la sección 2.3.2.

Considerando que los elementos estructurales no presentan daño en su integridad estructural (Figura 4.47 y 4.48), se cumple con los criterios de la normativa (NEC-15-RE, 2014). La Tabla 4.95 y 4.96 presenta los resultados más desfavorables de los objetivos de rehabilitación “g y l”.

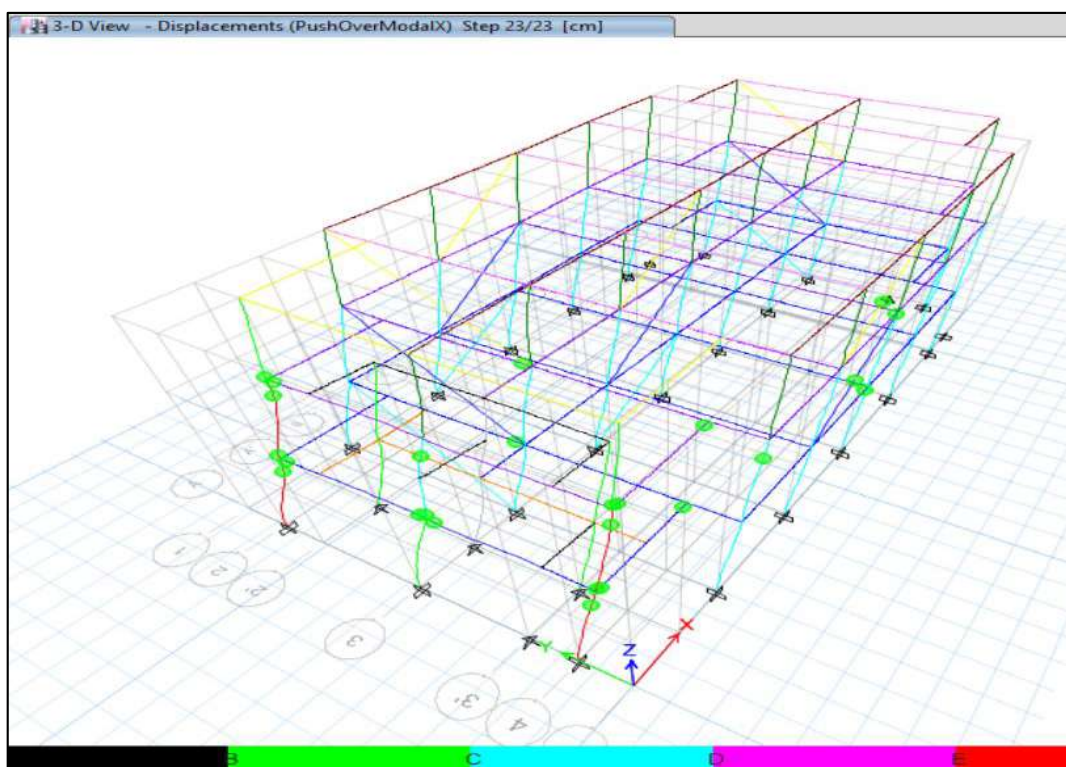


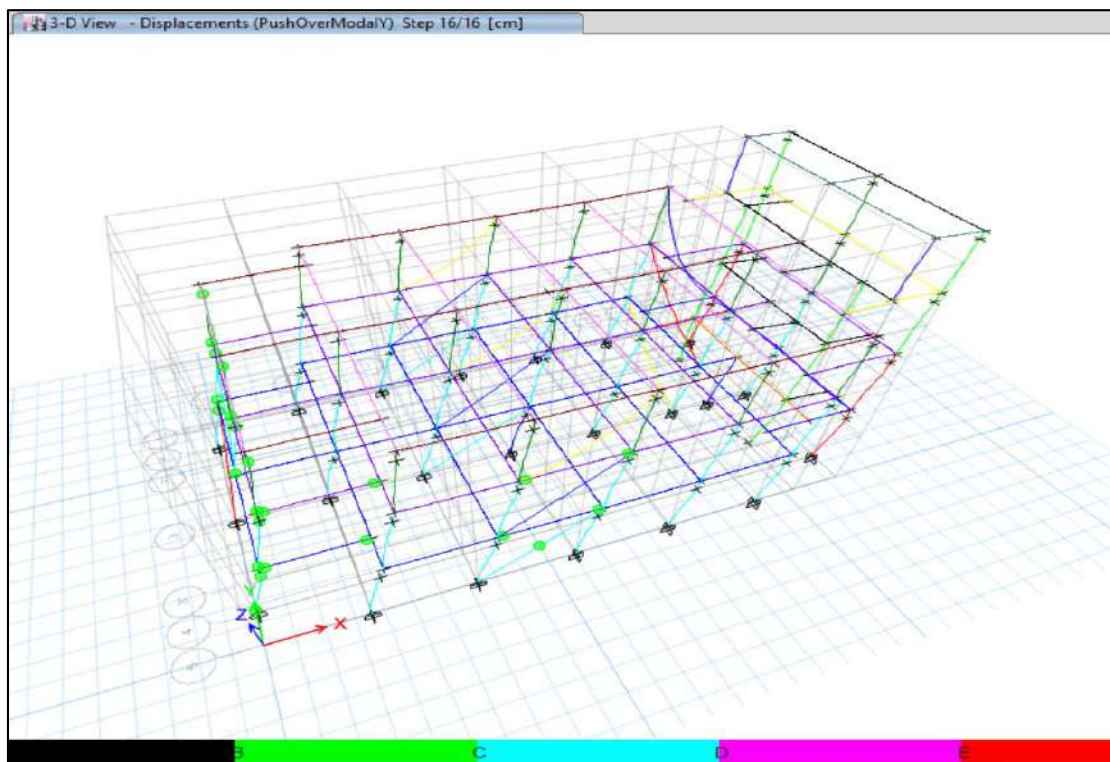
Figura 4. 47 Daños en el punto final de la curva de capacidad, B1

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 95*Formación de rótulas plásticas, bloque 1*

Paso	Desplazamiento [cm]	Fuerza base [kgf]	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0,0135	0	365	0	0	0	0
1	0,4025	189344,82	365	0	0	0	0
2	0,7915	346082,57	365	0	0	0	0
3	1,1805	465228,61	365	0	0	0	0
4	1,227	477153,05	365	0	0	0	0
5	1,7835	645285,46	365	0	0	0	0
6	2,1818	762955,74	365	0	0	0	0
7	2,6757	894123,73	365	0	0	0	0
8	3,0647	990702,83	365	0	0	0	0
9	3,4537	1084899,16	365	0	0	0	0
10	4,0203	1206885,67	365	0	0	0	0
11	4,4702	1301372,1	365	0	0	0	0
12	5,0291	1415635,18	364	1	0	0	1
13	5,5785	1526732,42	364	1	0	0	1
14	6,0747	1625646,42	364	1	0	0	1
15	6,5564	1714542,72	364	1	0	0	1
16	7,0412	1803290,82	364	1	0	0	1
17	7,4302	1875780,9	363	2	0	0	2
18	7,8325	1949808,01	362	3	0	0	3
19	8,2215	2016733,31	361	4	0	0	4
20	8,6105	2084057,95	361	4	0	0	4
21	8,9995	2151239,73	360	5	0	0	5
22	9,4359	2226476,58	360	5	0	0	5
23	9,4818	2234293,49	360	5	0	0	5

Elaborado por: Chávez, Gómez.

**Figura 4. 48** Daños en el punto final de la curva de capacidad, B2

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 96*Formación de rótulas plásticas, bloque 2*

Paso	Desplazamiento [cm]	Fuerza base [kgf]	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	4,3771	964597,81	395	0	0	0	0
1	4,967	1059969,83	395	0	0	0	0
2	5,6325	1169443,77	395	0	0	0	0
3	6,1575	1258152,76	395	0	0	0	0
4	6,8226	1369830,25	395	0	0	0	0
5	7,4577	1465545,44	395	0	0	0	0
6	8,2066	1578046,12	395	0	0	0	0
7	8,8328	1671435,2	395	0	0	0	0
8	9,1335	1716021,81	395	0	0	0	0
9	4,3771	964597,81	394	1	0	0	1
10	4,967	1059969,83	394	1	0	0	1
11	5,6325	1169443,77	394	1	0	0	1
12	6,1575	1258152,76	393	2	0	0	2
13	6,8226	1369830,25	392	3	0	0	3
14	7,4577	1465545,44	392	3	0	0	3
15	8,2066	1578046,12	390	5	0	0	5
16	8,8328	1671435,2	390	5	0	0	5

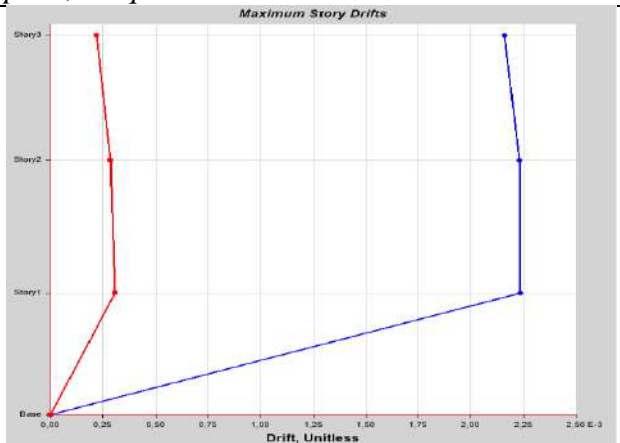
Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.2.4.6. Verificación de deriva máxima inelástica con BRB

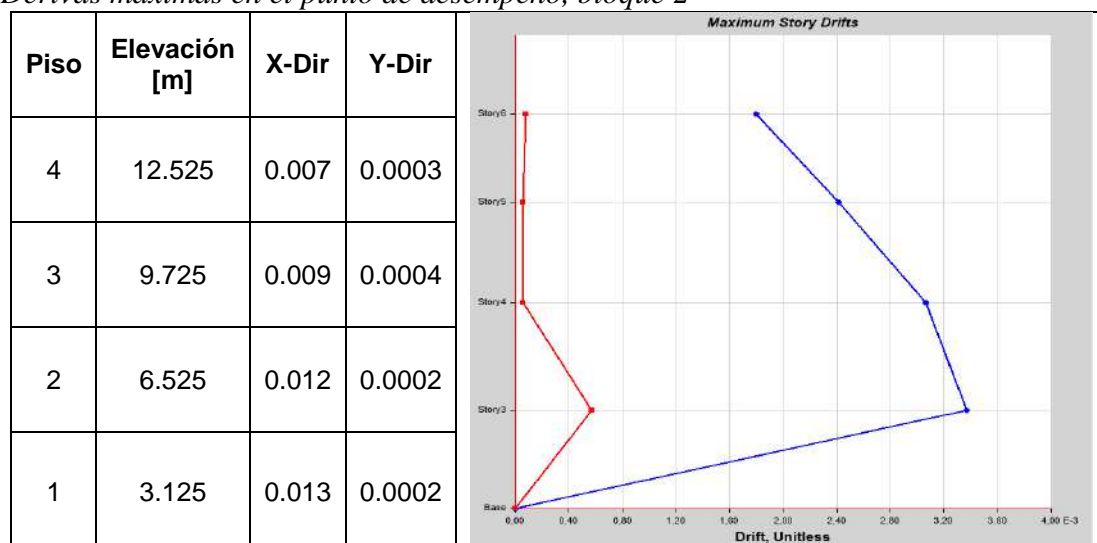
Las derivas obtenidas del análisis estático no lineal de las estructuras reforzadas con disipadores de energía BRB para el objetivo de rehabilitación más desfavorable cumplieron con los criterios establecidos en la normativa (NEC-15-DS, 2014), como se muestra en la Tabla 4.97 y 4.98.

Tabla 4. 97*Derivas máximas en el punto de desempeño, bloque 1*

Piso	Elevación [m]	X-Dir	Y-Dir
3	9.725	0.008	0.001
2	6.525	0.008	0.001
1	3.125	0.008	0.001



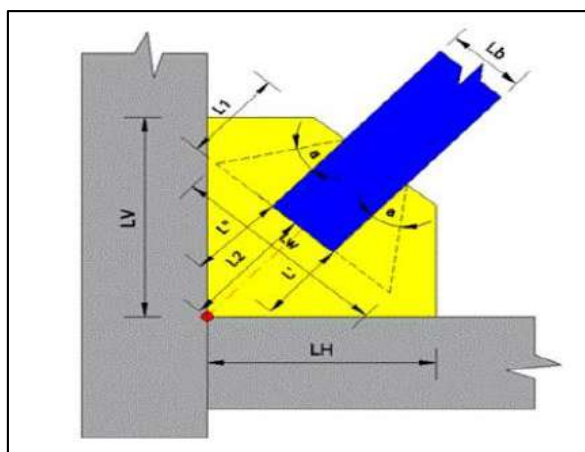
Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 98*Derivas máximas en el punto de desempeño, bloque 2*

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.2.4.7. Diseño de la placa de Gusset

En base a las fuerzas de tensión más significativas del modelo computacional, se realizó el diseño de la placa de Gusset según lo estipulado en la sección 4.2.2.2, considerando la nomenclatura establecida por (Aguiar, Castillo, Ávila, Coyago, & Cedeño, 2017), mostrada en la Figura 4.49.

**Figura 4. 49** Nomenclatura para placa Gusset

Fuente: (Aguiar, Castillo, Ávila, Coyago, & Cedeño, 2017)

Considerando que el software RAM Connection permite realizar solamente conexiones con perfiles de acero, se realizaron adecuaciones a la placa y a la conexión (Figura 4.51) para considerar las dimensiones que fueron

tomadas para la verificación de la Tabla 4.61. La Figura 4.50 muestra los datos ingresados en el software RAM Connection.

Property	Value
Structural Type	Frame
Joint	EBB
Description	
Is column end	Yes
Actual members	
Right beam	Yes
Left beam	No
Upper right brace	Yes
Upper left brace	No
Lower left brace	No
Lower right brace	No
Column	
Section	HSS_RECT 16X12X3_8
Material	A36
Orientation (?)	0
Right beam	
Section	W 12X53
Material	A36
sb: Setback to the support	0 mm
Upper right brace	
Section	TUBE250X150A
Material	A36
Slope angle	38.01
Rotation	0
sbB: Setback	0.5 mm

CONNECTION	JOINT	MEMBER									
		BEAM			COLUMN/SUPPORT				BRACE		
		V2	AXIAL	M33	V2	V3	AXIAL	M33	M22	AXIAL	
Clip Angle (DA)	BCF	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	BCW	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
	BG	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
Single Plate (SP)	BCF	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
	BCW	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
	BG	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
	BS	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
End Plate (EP)	BCF	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
	BCW	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
	BG	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
Stiffened Seated (SS)	BCF	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
	BCW	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
Unstiffened Seated (US)	BCF	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
	BCW	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
Standard Tee (ST)	BCF	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
	BCW	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
Through Plate (TP)	BCF	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
	BCW	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
Bent Plate (BP)	BCF	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
	BCW	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
	BG	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
Directly Welded (DW)	BCF	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	BCW	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
Moment End Plate (MEP)	BCF	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	BCW	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	BS	✓	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
Moment End Plate Knee (MEPKnee)	BCF	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✗	✗	
	BCW	✗	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✗	✗	
Flange Plate (FP)	BCF	✗	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✗	✗	
	BCW	✗	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✗	✗	
	BG	✗	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✗	✗	

Figura 4. 50 Datos ingresados para placa de Gusset Fuente: RAM Connection.

The screenshot displays the RAM Connection software interface. On the left, the 'General Information' panel is open, showing design criteria such as 'Design code: AISC 2016 LRFD', 'Dimensions calculation: Manual', and 'Moment provided by: Both'. Under 'Members', 'Actual members' are listed with checkboxes for 'Right beam', 'Upper right brace', etc. The main area shows a 3D model of a vertical column and a horizontal beam connected by a gusset plate. The gusset plate is highlighted in green, and the beam is in grey. The software interface includes a top toolbar with icons for Save, Print, Open, Results, Data, Solid, Lines, Transparent, and Help.

Figura 4. 51 Conexión de elementos Fuente: RAM Connection.

La Tabla 4.99 muestra las propiedades de la placa de Gusset y la Tabla 4.100, las dimensiones obtenidas del software RAM Connection.

Tabla 4. 99

Propiedades de la placa de Gusset

PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD
Fy	2530	[kg/cm ²]
Fu	4080	[kg/cm ²]
E	2000000	[kg/cm ²]

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 100

Dimensiones para placa de Gusset

PARAMETRO	VALOR [cm]	UNIDAD
a	38.01	[°]
L _H	67.41	[cm]
L _V	60.15	[cm]
L ₁	18	[cm]
L ₂	42	[cm]
L'	24	[cm]
L''	38	[cm]
L _w	53.13	[cm]
L _b	25	[cm]
t _p	1.95	[cm]

Elaborado por: Chávez, Gómez.

La Tabla 4.101 muestra la capacidad de la placa de Gusset en el pórtico 1-C-D, de acuerdo a las ecuaciones de la Tabla 4.61.

Tabla 4. 101

Capacidad de la placa de Gusset

RESISTENCIA	VALOR	UNIDAD
Tensión	235.91	[t]
Cortante Vertical	177.61	[t]
Por Bloque de Cortante	221.39	[t]
Compresión	135.79	[t]
Soldadura	105.84	[t]

Elaborado por: Chávez, Gómez.

El diseño de la placa de Gusset es válido, ya que, la capacidad a compresión de la placa es mayor a la capacidad a compresión de la diagonal del dissipador de 115.44 [t].

4.2.5. VERIFICACIÓN DE LA CIMENTACIÓN

De acuerdo con la normativa (ASCE 41-17, 2017) como se describe en la sección 2.2.2.4, las características y propiedades de la cimentación fueron establecidas en base a pruebas destructivas y no destructivas, descritas en capítulos anteriores.

4.2.5.1. Definición de sección

Para el análisis de la cimentación se modeló las zapatas aisladas como se mencionó en la sección 3.3.5.4, de acuerdo con las propiedades de las secciones 3.1.3.5 y 3.2.2; considerando la ampliación de la estructura.

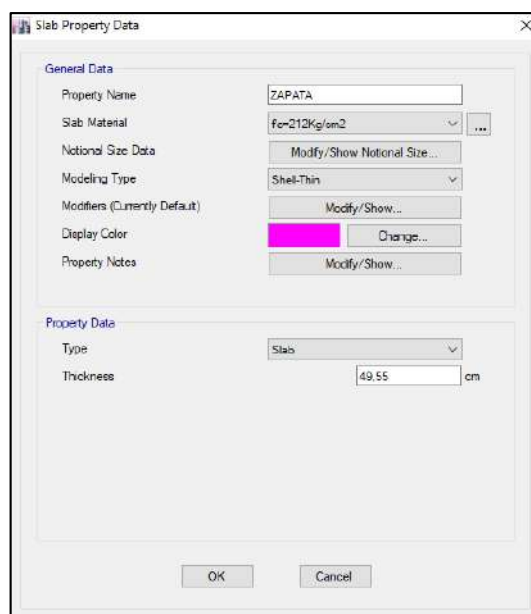
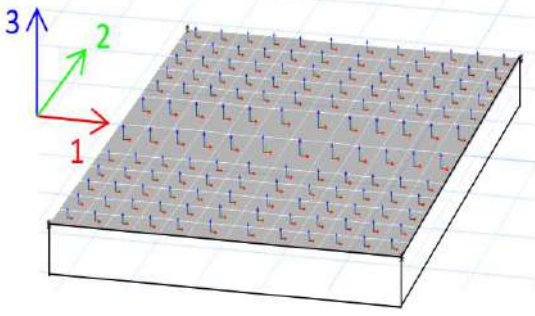
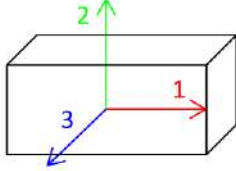
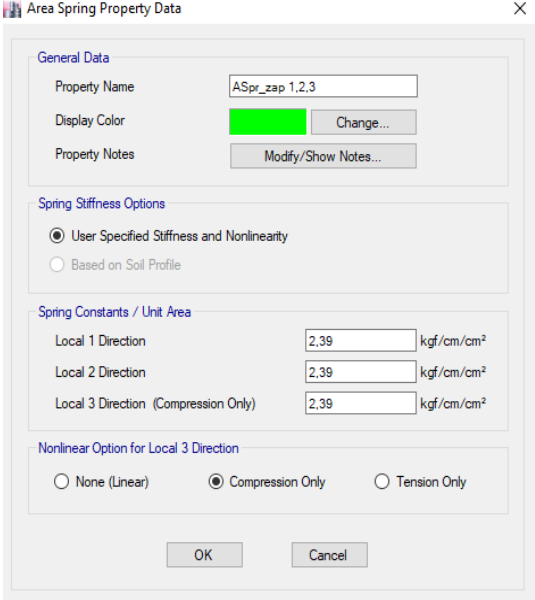
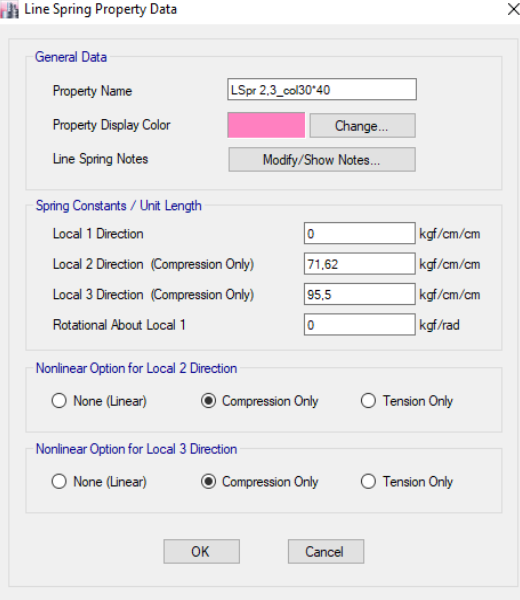


Figura 4. 52 Definición de sección zapata
Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.2.5.2. Resortes para la cimentación

Para determinar la interacción suelo estructura existente, se utilizó resortes “Spring” cuya constante por unidad de área o longitud está en función del coeficiente de balasto $k_s = 2387.404$ [t/m³] calculado en la sección 3.2.4.2. Considerando la necesidad de discretizar las áreas y secciones para realizar el análisis de la cimentación, se colocó los resortes de acuerdo a los “Local Axes” correspondientes.

Tabla 4. 102
Definición de resortes “ Spring”.

Spring en Shell	Spring en Frame
	
$ASpr=K_s$	$LSpr=K_s \cdot b_w$
	

Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.2.5.3. Verificación de esfuerzos en la cimentación

Considerando la combinación de carga D+L y 0.5 (D+L+E) descrita en la sección 2.6 de la normativa (NEC-15-CG, 2014), se realizó un análisis de esfuerzos para la cimentación, incluyendo la cimentación de las nuevas columnas para la ampliación.

Los resultados obtenidos se muestran en las Tablas 4.103 y 4.104. Los esfuerzos y la deflexión más desfavorables para cada combinación utilizada se muestran en la Tabla 4.105 y 4.106. La combinación más desfavorable para ambos bloques es con D+L.

Tabla 4. 103*Comprobación de esfuerzos máximos.*

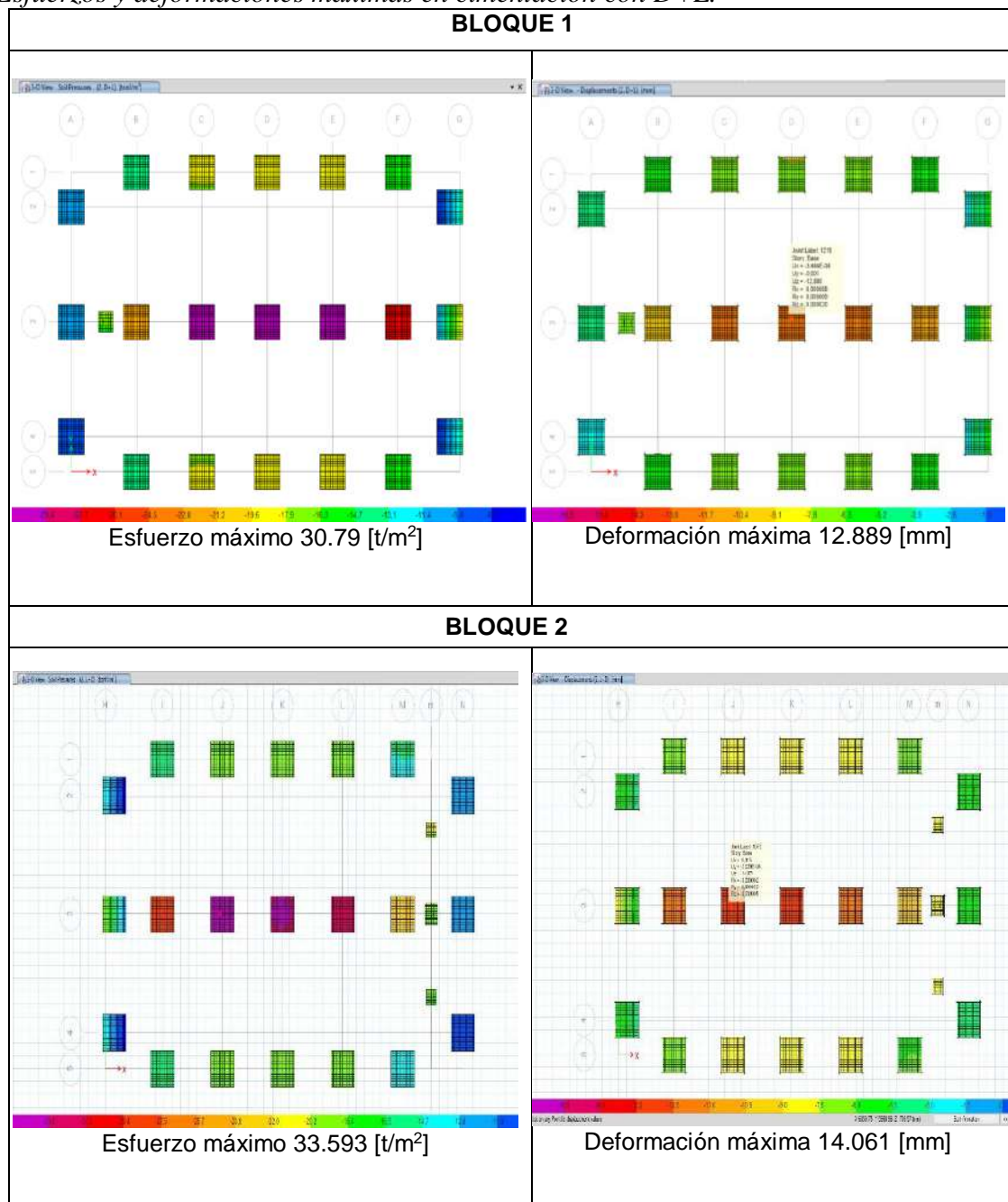
Bloque	Combinación	σ_{max} [t/m ²]	σ_u [t/m ²]	$\sigma_{max} < \sigma_u$
1	D+L	30.790	59.7	OK
	0.5(D+L+Ex)	17.460	59.7	OK
	0.5(D+L-Ex)	19.546	59.7	OK
	0.5(D+L+Ey)	15.880	59.7	OK
	0.5(D+L-Ey)	15.900	59.7	OK
2	D+L	33.593	59.7	OK
	0.5(D+L+Ex)	18.936	59.7	OK
	0.5(D+L-Ex)	25.760	59.7	OK
	0.5(D+L+Ey)	26.721	59.7	OK
	0.5(D+L-Ey)	25.331	59.7	OK

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 104*Comprobación deflexión máxima.*

$K_s = 2387.404$ [t/m ³] $\sigma = q_a \cdot F_s = 19.9 \cdot 3 = 59.7$ [t/m ²] $K_s = \frac{\sigma}{y_{max}}$ $y_{max} = \frac{\sigma}{K_s} = \frac{59.7}{2387.404} = 0.025$ [m] = 25 [mm]				
Bloque	Combinación	y [mm]	y _{max} [mm]	y < y _{max}
1	D+L	12.889	25	OK
	0.5(D+L+Ex)	7.448	25	OK
	0.5(D+L-Ex)	8.187	25	OK
	0.5(D+L+Ey)	6.785	25	OK
	0.5(D+L-Ey)	6.790	25	OK
2	D+L	14.061	25	OK
	0.5(D+L+Ex)	7.932	25	OK
	0.5(D+L-Ex)	10.790	25	OK
	0.5(D+L+Ey)	11.192	25	OK
	0.5(D+L-Ey)	10.610	25	OK

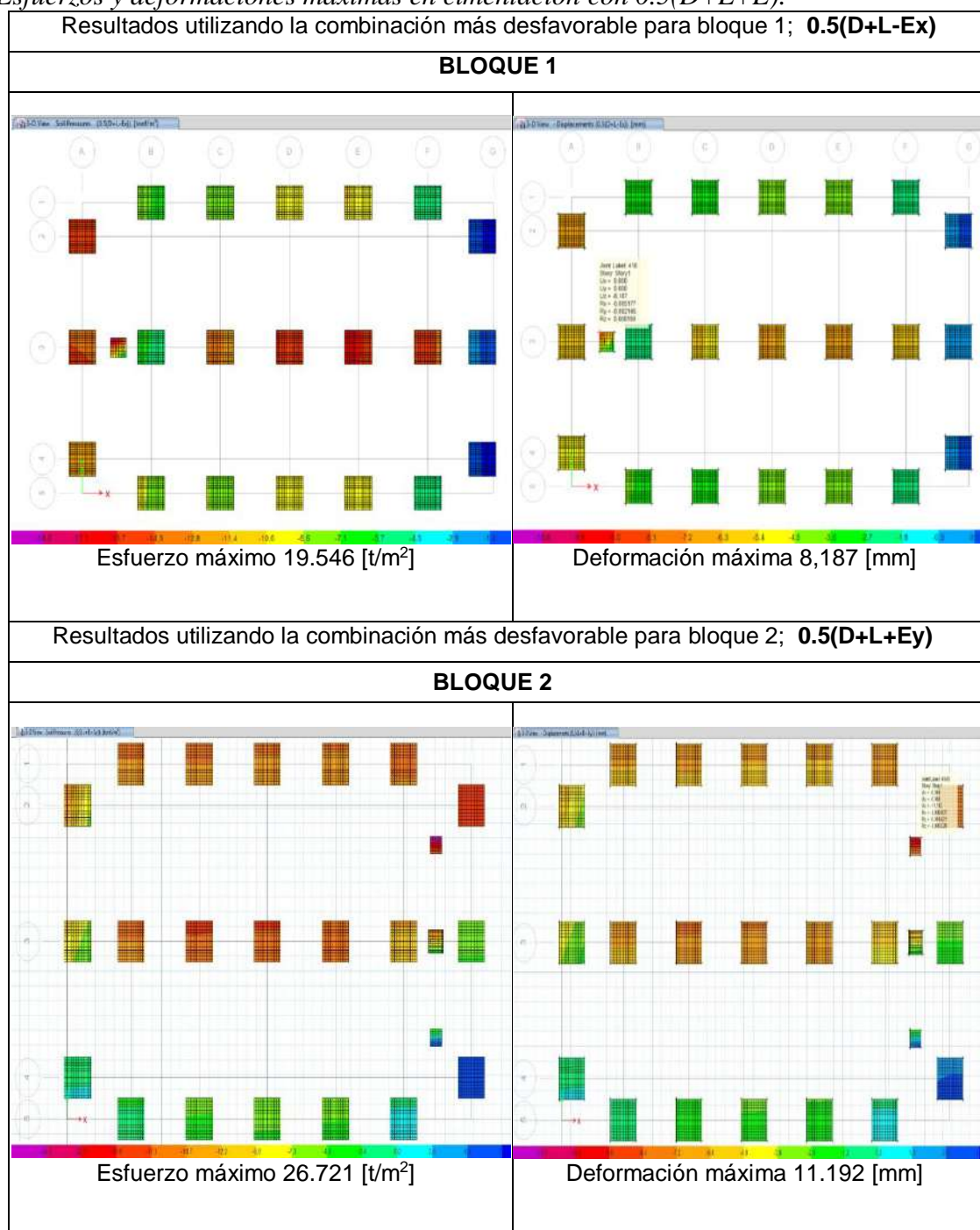
Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 105*Esfuerzos y deformaciones máximas en cimentación con D+L.*

Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 106

Esfuerzos y deformaciones máximas en cimentación con $0.5(D+L+E)$.



Elaborado por: Chávez, Gómez.

4.2.6. PRESUPUESTO REFERENCIAL DEL REFORZAMIENTO

El presupuesto referencial que se presenta en la Tabla 4.107 y 4.108, establece los valores correspondientes a cada una de las alternativas de reforzamiento propuestas en el presente proyecto.

Tabla 4. 107

Presupuesto referencial reforzamiento con disipadores BRB.

Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
Elaboración y colocación de disipadores del tipo BRB en estructuras de hormigón armado	u	27	\$ 2500	67500\$
VARIOS				
Limpieza final de obra	m ²	100.00	\$ 1.66	\$ 166.00
TOTAL				\$ 67666

Fuente: (Mora E. , 2020) Elaborado por: Chávez, Gómez.

Tabla 4. 108

Presupuesto referencial reforzamiento con enchape.

Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
ESTRUCTURA PRINCIPAL (ENCHAPE)				
Malla electrosoldada U 131/ 5.00 (6.25x2.40=15m ²)	m ²	48.00	\$ 64.51	\$ 3096.48
Malla electrosoldada U 158/ 5.50 (6.25x2.40=15m ²)	m ²	54.00	\$ 75.57	\$ 4080.78
Malla electrosoldada U 284/ 8.50 (6.25x2.40=15m ²)	m ²	40.00	\$ 142.69	\$ 5707.60
Varillas de reforzamiento Fy=4200 kg/cm ² (Ø14mm)	kg	542.03	\$ 1.70	\$ 921.45
Varillas para anclaje Fy=4200 kg/cm ² (Ø10mm)	kg	385.01	\$ 1.70	\$ 654.52
Varillas para conectores Fy=4200kg/cm ² (Ø10mm)	kg	1251.83	\$ 1.70	\$ 2128.11
Varillas para grapas Fy=4200 kg/cm ² (Ø4mm)	kg	107.58	\$ 1.13	\$ 121.57
Alambre Galvanizado #18	kg	18.00	\$ 2.15	\$ 38.70
Epóxido de alta resistencia hormigón fresco y endurecido	u	14.00	\$ 25.00	\$ 350.00
REVESTIMIENTO Y MAMPOSTERÍA				
Mampostería de bloque de carga e=15 cm	m ²	26.00	\$ 9.95	\$ 258.70
Enlucido vertical e= 4cm (mortero 1:6)	m ²	683.17	\$ 7.84	\$ 5356.05
ELEMENTOS DE ALUMINIO Y VIDRIO				
Ventanas de aluminio y vidrio 6mm, corredizas	m ²	44.20	\$ 64.24	\$ 2839.41
VARIOS				
Limpieza final de obra	m ²	100.00	\$ 1.66	\$ 166.00
TOTAL				\$ 25719.37

Fuente: (Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha, 2018) Elaborado por: Chávez, Gómez.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Las normas ACI318S-14 y ASCE 41-17 especifican criterios objetivos para diseñar, evaluar y rehabilitar edificios, que se aplican de una manera óptima en su país de origen, EE. UU, pero para ser aplicadas en Ecuador, es necesario considerar la normativa actual NEC-15, ya que, caracteriza la realidad sísmica y constructiva del país.

Las estructuras en su estado actual no podrían soportar la ampliación de un piso más debido a que no cumple con los criterios técnicos descritos en la normativa actual NEC-15. Por lo tanto, con el fin de salvaguardar vidas y mejorar el nivel de desempeño de las edificaciones es necesario realizar un reforzamiento estructural.

Para determinar el diámetro de acero longitudinal, aproximado, usado en vigas y columnas, que no fue posible establecer mediante el detector de acero (pachómetro), se realizó una comparación utilizando el código (CEC-77, 1977) que se usó en Ecuador para construcciones de la época.

Considerando la distribución en planta y el aumento de rigidez que genera la mampostería. Con el fin de obtener modelos computacionales con periodos similares a los del ensayo de vibraciones ambientales, se representó la mampostería por medio de puntales diagonales, evidenciando su influencia en el comportamiento estructural que tuvieron las edificaciones en cuanto a periodos, desplazamientos, derivas y modos de vibración.

La cimentación de las edificaciones puede soportar los esfuerzos incluyendo la estructura ampliada, por lo tanto, no es necesario un reforzamiento. Además, la

aplicación de las diferentes alternativas de reforzamiento estructural no genera cargas excesivas que puedan producir daños en la misma.

Después de realizar la ampliación y reforzamiento por las diferentes alternativas, se mantuvieron los dos primeros modos en traslación y el tercero en rotación; garantizando un comportamiento sismo resistente.

Las edificaciones reforzadas con 6 muros (paredes enchapadas) cumple con el chequeo a corte y el chequeo de derivas, no excediendo los límites establecidos en la Tabla 7 de la (NEC-15-DS, 2014) en las direcciones principales X e Y, que se reducen a 0.01 por el uso de un sistema de reforzamiento tipo enchapado (mampostería reforzada).

Se cumplió con los criterios establecidos en la sección 4.2.2.1 para los muros enchapados, indicando que los muros no están sobreesforzados.

Los resultados obtenidos para este caso de estudio utilizando enchape de paredes son que, incrementa la capacidad de las estructuras (Tabla 4.86 a 4.89). El periodo de la estructura se ve influenciado por el espaciamiento de la pared siendo menor en las alternativas 2 - 4 y mayor en las alternativas 1 – 3 (sección 4.2.3.3). Entonces, el espaciamiento de la pared para los modelos influye en los resultados obtenidos.

Se concluye que para el reforzamiento mediante enchapes la modelación con elementos tipo “Shell” y espaciamiento de paredes correspondiente a la alternativa 4 (Tabla 4.66), muestra resultados más aproximados a la realidad con un incremento de la capacidad, incremento en el amortiguamiento al 9.7% en el punto de desempeño y las articulaciones se encuentran en el rango de seguridad de vida.

El comportamiento no lineal (Pushover) de las estructuras enchapadas, considerando las alternativas de modelado propuestas en este estudio (sección 4.2.3.3) da como resultado valores erróneos para la alternativa 1, 2 y 3 (Tabla

4.66), que demuestran que la modelación utilizada para estas alternativas no es la correcta.

El análisis no lineal realizado en el estado ampliado y reforzado mediante disipadores BRB permitió predecir con mayor veracidad el comportamiento de las edificaciones ante carga lateral y observar la formación de rótulas plásticas en vigas, columnas y disipadores, en el caso de reforzamiento.

El uso de disipadores del tipo BRB permitió rehabilitar y mejorar la respuesta estructural de las edificaciones en estudio, debido a la protección hacia los demás elementos ante un evento sísmico, reduciendo un posible daño, principalmente en vigas y columnas.

El nivel de desempeño para la estructura ampliada se ubica en colapso, pero mediante el reforzamiento con disipadores BRB se alcanzaron los niveles de desempeño de seguridad de vida, suficientes para cumplir con lo que estipula la normativa (NEC-15-RE, 2014) en la sección 4.5.3 (Tabla 3).

La ductilidad y el amortiguamiento se ven influenciados de acuerdo con el tipo de reforzamiento usado, para el presente caso de estudio se obtuvo valores mayores mediante el uso de disipadores BRB (sección 4.2.4.5) en comparación con el enchape de paredes (sección 4.2.3.9).

El comportamiento de la mampostería modelada utilizando el método de Pivot determinó que los elementos Multilinear Plastic Link llegan al rango no lineal absorbiendo la fuerza axial demostrando una disminución de esfuerzos para los elementos estructurales cercanos como se muestra en la sección 4.1.8.4.

Los disipadores de energía BRB mejoraron el comportamiento estructural, por lo tanto, se garantiza la protección del resto de componentes de las edificaciones; ya que, se pudo observar en su proceso de plastificación que, en el punto de desempeño los disipadores fueron los que presentaron deterioro estructural.

Se concluyó que, en caso de no ser posible realizar ensayos destructivos en la mampostería, se puede utilizar curvas de fragilidad de estudios anteriores conociendo el tipo de mampuesto y así obtener una aproximación al comportamiento real de la estructura. Para este caso se utilizó las obtenidas por (Grijalva & Narvaez, 2018) tomando un 90% de confiabilidad debido a la importancia de las edificaciones tanto para la curva de fragilidad en función de la deriva, como para la fuerza.

5.2. RECOMENDACIONES

Se debe considerar el porcentaje de confiabilidad de las curvas de fragilidad al momento de usarlas, ya que, en los resultados de (Grijalva & Narvaez, 2018) se estipula un nivel de confianza del 72%. Y de ser necesario un aumento se debe analizar un mayor número de muestras.

Se recomienda realizar los ensayos estipulados en la normativa (ASCE 41-17, 2017) para la mampostería, en caso de futuros estudios, con el fin de garantizar la fiabilidad del uso de las curvas de fragilidad utilizadas en el presente proyecto.

La ubicación al aplicar el reforzamiento estructural debe garantizar que los pórticos seleccionados absorban las fuerzas sísmicas significativamente, caso contrario pueden causar inestabilidad en la estructura como torsión en planta.

Para el caso de ampliación de edificaciones es recomendable mantener la ruta de carga en las vigas y columnas con el fin de evitar discontinuidad de elementos que pueden causar desplazamientos excesivos.

Se recomienda realizar más estudios comparativos del comportamiento no lineal de las estructuras enchapadas, utilizando el método Pushover u otro método de análisis no lineal.

Se sugiere realizar la intervención constructiva tanto para la ampliación como para el reforzamiento de la estructura por sectores, con el fin de no interrumpir

las actividades en los dos bloques. Bajo la supervisión de personal técnico capacitado.

Se recomienda disminuir el ventanal en paredes con abertura (utilizando mampuestos), de modo que se evite la formación de columna corta, ya que, esta patología presenta un riesgo latente para los ocupantes.

Se recomienda considerar que el factor D/C , obtenido de los modelos computacionales para muros enchapados, sea menor a 0.9 en lugar de 1, siendo más conservadores en la flexocompresión de muros y evitando sobreesfuerzos.

Se recomienda modelar los muros contiguos por partes, ya que, es necesario conocer el acero en cada dirección y al realizar un modelo conjunto se obtendrá un valor de acero global.

En edificaciones informales donde no sea posible determinar el diámetro de acero longitudinal, aproximado, usado en vigas y columnas debido a la capacidad del detector de acero (pachómetro), se recomienda recrear el armado en un modelo computacional con las consideraciones de la época aproximada de la edificación, realizando una comparación utilizando códigos antiguos, para este estudio se utilizó el código (CEC-77, 1977).

BIBLIOGRAFÍA

- Abdelkareem, K., Sayed, F., Ahmed, M., & AL-Mekhlafty, N. (2014). Equivalent Strut Width For Modeling. *Journal of Engineering Sciences, Assiut University, Vol. 41, No. 3*, 851-866.
- ACI 318S-14. (2015). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Michigan, USA: American Concrete Institute.
- ACI 562M-13. (2016). *Code Requirements for Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Concrete Buildings*. Unites States: American Concrete Institute.
- Aguiar, R. (2017). *Microzonificación Sísmica de Quito* (Segunda ed.). (D. d. Construcción, Ed.) Quito: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Aguiar, R., Castillo, F., Ávila, V., Coyago, H., & Cedeño, A. (2017). Diseño de contraviento y placa Gusset de conexión para soportar disipadores de energía. *Revista internacional de ingeniería de estructuras, XXII*, 227-249.
- Aguilar, I., & Lumbi, E. (2014). *Diagnostico y propuesta de reforzamiento estructurales de una edificacion representativa en el barrio Atucucho, de Quito*. Quito: Escuela Politecnica Nacional.
- Albuja, D., & Pantoja, J. (2017). *Estudio del reforzamiento de la mamposteria de bloque de hormigon armado con malla electrosoldada mediante ensayos destructivos*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Al-Chaar, G. (2002). Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures. No. *ERDC/CERL-TR-02-1, Engineer Research and Development Center, Construction Engineering Research Lab, Champaign, IL, USA*.
- Amaguaña, D., & Yumbay, E. (2016). *Análisis de la Influencia del Número de Modos de Vibración en la Respuesta Total de Estructuras de Hormigón Armado*. Quito: Universidad Central del Ecuador.

- Angel, G. V. (2018). *Encamisado en Concreto Armado para el Refuerzo de Vigas y Columnas de una Edificación*. Quito: Universidad Distrital Francisco José de Caldas.
- ASCE 41-17. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. United States: American Society of Civil Engineers.
- ASCE 7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. United States: American Society of Civil Engineers.
- ASTM C39. (2018). *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. United States: ASTM International .
- ASTM C42. (2018). *Test Method of Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete*. United States: ASTM International .
- ASTM C-805. (2018). *Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete*. United States: ASTM international .
- ASTM D 2845-08. (2017). *Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock*. United States: ASTM International.
- ASTM D2850-15. (2015). *Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*. United States: ASTM International .
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California: Applied Technology Council.
- Barreras, F. E. (2002). *Determinación de características dinámicas de estructuras*. Catalunya: Universidad Politècnica de Catalunya.
- Belizario, C. (2017). *Reforzamiento estructural de una edificación de concreto armado de dos pisos con fines de ampliación*. Huancayo: Universidad Nacional del Centro de Perú.

- Benítez Herreros, J. A. (2011). *Estudio de la Evolución de la velocidad de Ultrasonidos en Probetas de Hormigón con Distintos Grados de Humedad*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica.
- Borja, L., & Torres, M. (2015). *Diseño del reforzamiento estructural de un edificio de departamentos de 4 plantas ubicado en el sector Quitumbe, ciudad de Quito, provincia de Pichincha*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Bowles, J. (1996). *Foundation Analysis and Design*. New York: McGraw-Hill.
- Cabrera, H. (2014). *Módulo de Elasticidad de Hormigones de Peso Normal Empleados en el Ecuador $f'c$: 21, 24, 28 y 35 MPa*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Carrillo, J., & Gonzalez, G. (2007). Influencia de la mampostería no reforzada en el comportamiento inelástico de pórticos de concreto. *Dyna, Colombia*, 217-227.
- Cavaleri, L., & Di Trapani, F. (2014). Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling. *Solid Dynamics and Earthquake Engineering. Elsevier*, 224-242.
- CEC-77. (1977). *Código Ecuatoriano de la Construcción*. Quito: Instituto Ecuatoriano de Normalización.
- Chan, S., Shen, Z. Y., Li, G., Chen, Y., & Zhang, Q. (2005). *Fourth International Conference on Advances in Steel Structures* (Vol. 1). Shanghai, China: Elsevier.
- Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha. (2018). Listado de Rubros en la Construcción. *SIGMA*, 40-58.
- Correa, M. B. (2012). *Análisis comparativo económico-estructural entre sistemas constructivos tradicionales y un sistema constructivo alternativo liviano*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

- Di Trapani, F. (2014). *Masonry infilled RC frames: Experimental results and development of predictive techniques for the assessment of seismic response*. Palermo: Università degli Studi di Palermo.
- Esquivel Salas, L. C., & Schmidt Díaz, V. (2016). Mediciones de vibraciones ambientales en tres edificios de concreto reforzado de 28, 11 y 6 pisos. *SciELO, Revista de Ingeniería Sísmica No. 95*, 81-103.
- FEM 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington, D.C., United States: Department of Homeland Security.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C., United States: Department of Homeland Security.
- FEMA 547. (2006). *Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. United States: GSA.
- Fernandez, L., & Paredes, P. (Noviembre de 2010). *Investigación Teórica Experimental de un Sistema Estructural Alternativo*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Fuentes, J. (2019). *Procedimientos para el análisis y diseño de estructuras con sistemas de disipación de energía en el Perú*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Fuentes, N. (2018). *Desempeño Sísmico de un Edificio de Cinco Niveles de Concreto Armado Mediante El Análisis Estático No Lineal "PUSHOVER"*. Huaraz: Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo.
- González, C. (2011). *Reacondicionamiento sísmico de estructuras porticadas de hormigón armado con disipadores de energía de tipo histerético*. Granada: Universidad de Granada.
- González, M., & Mases, M. (2003). RIESGO SÍSMICO. *Enseñanza de las Ciencias de la Tierra*, 44-53.

- Grijalva, L., & Narvaez, H. (2018). *Elaboración de curvas de fragilidad para ensayos experimentales realizados sobre mampostería de bloques de concreto y ladrillo en Quito*. Quito: Escuela Politécnica Nacional .
- Guerra, M., & Chacón, D. (2010). Manual para el diseño sísmoresistente de edificios utilizando el programa ETABS. Quito, Ecuador.
- Holmes, M. (1961). Steel Frames With Brickwork and Concrete Infilling. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, vol. 19, 473-478.
- Ideal Alambrec Bekaert. (2018). *Productos Ideal Alambrec Armex*. Obtenido de Catalogo de productos Armex: https://idealalambrec.bekaert.com/-/media/Brands2017/Idealalambrec/Catalogos/CATALOGOPRODUCTOS-FERRETERO_compressed.pdf.
- Jiménez, L. (2017). *Análisis Sísmico y Propuesta de Reforzamiento Mediante El Código ASCE 41 Aplicado al Edificio Santacruz*. Sangolquí: Universidad de las Fuerzas Armadas.
- Li, G., & Li, J. (2007). *Advanced Analysis and Design of Steel Frames*. Chichester: John Wiley & Sons.
- Maldonado, D., & Durán, J. (2013). *Metodología para evaluación y reforzamiento estructural de edificios de hormigón armado mediante muros de corte y fibras de carbono*. Obtenido de <http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/6069/T-PUCE-6315.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Mejía, S. (2018). *Modelación de disipadores sísmicos de pandeo restringido (BRB) mediante Ansys y estudio experimental de su desempeño en un portico metálico como técnica de control de respuesta sísmica*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Mora, E. (2020). *Diseño y Construcción de Edificios y Obras Civiles – Desarrollo tecnológico*. Obtenido de Disipadores de energía: <http://diseniosm.com/a-homepage-section/>

- Mora, M., Villalba, J., & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Ingenierías Universidad de Medellín*, 61-62.
- Moreno, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Naranjo, M., & Peñaherrera, A. (Marzo de 2018). *Diseño Del Reforzamiento Estructural Sismo Resistente con Enchapado de Mampostería de una Vivienda con Asentamientos Diferenciales*. Quito: Escuela Politécnica Nacional. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19227>
- Nayra, A. (Junio de 2017). *Reforzamiento estructural de edificaciones familiares para el uso de entidades financieras – caso Caja Arequipa - Puno*. Puno: Universidad Nacional del Altiplano. Obtenido de <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/5597>
- NEC GUIA 5 . (2016). *Guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- NEC-15-CG. (2014). *Cargas (No sísmicas)*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción.
- NEC-15-DS. (2014). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente, NEC_SE_DS*. Quito, Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción.
- NEC-15-HM. (2014). *Estructuras de Hormigón Armado*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción.
- NEC-15-MP. (2014). *Mampostería Estructural*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción.
- NEC-15-RE. (2014). *Riesgo Sísmico, NEC-SE-RE*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción.

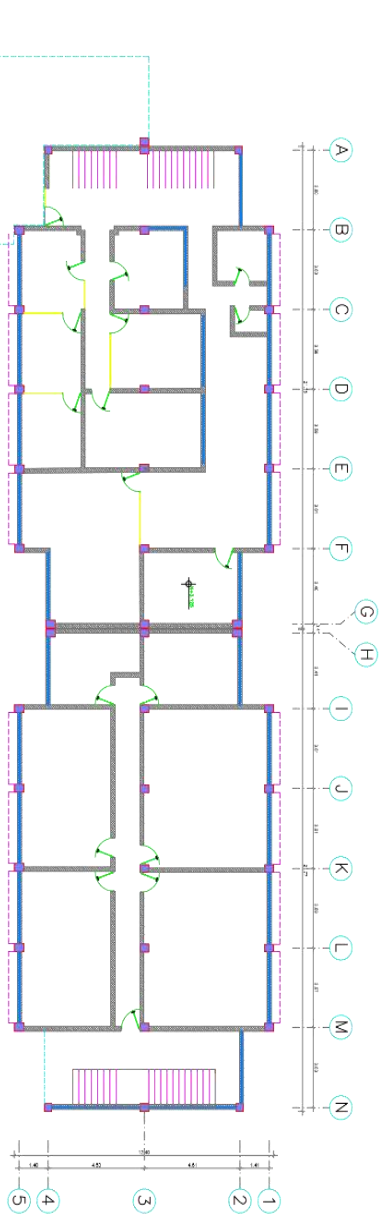
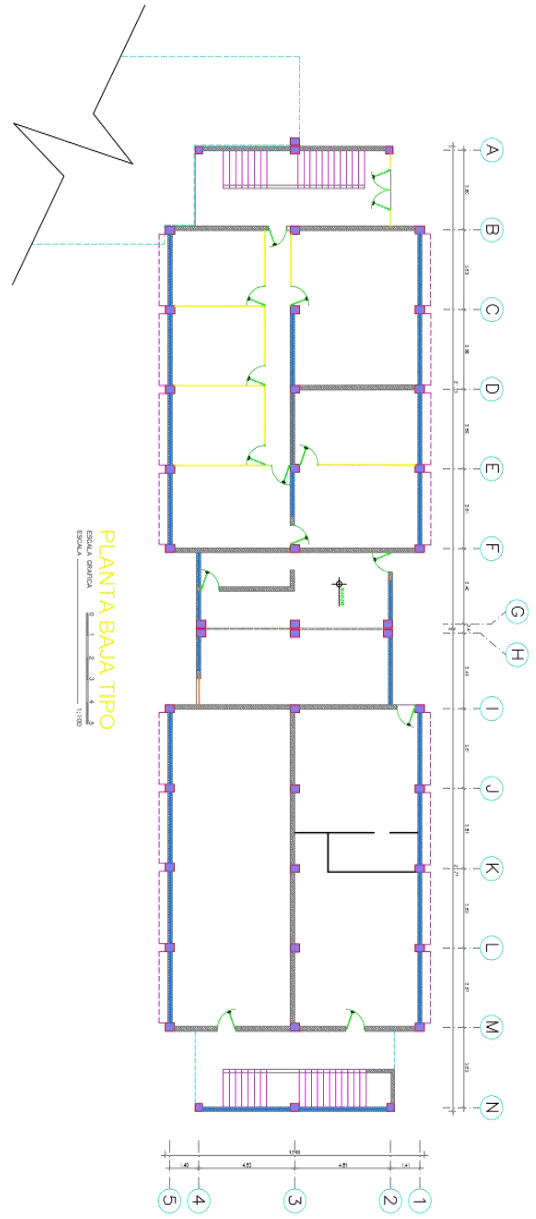
- Paredes, R. (2015). *Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación teórica-experimental*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York, Unites States: Jhon Wiley & Sons.
- Polyakov, S. (1956). On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall. *Translations in Earthquake Engineering*, 36-42.
- Proceq SA. (2020). *Proceq*. Obtenido de Medidor de cobertura de hormigón y localizadores de barras Profometer® y Profoscope: <https://www.proceq.com/es/compania/proceq/>
- Quizhpilema, A. E. (2017). *Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica del Edificio de aulas de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central del Ecuador, Utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, 2015)*. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- Rivadeneira, F., Yepes, H., & otros. (Noviembre de 2007). *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador*. Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/publicaciones-para-la-comunidad/comunidad-espanol/35-breves-fundamentos-sobre-los-terremotos-en-el-ecuador/file>
- Rochel, R. (1993). Influencia de los Muros de Mampostería en el Comportamiento de las Estructuras Aperticadas. *Revista Universidad EAFIT*, 71-79.
- Ruiz, J. E. (2017). *Desempeño Sísmico de Tres Geometrías en Edificios de Cinco Niveles por el Método no Lineal en el Perú en el año 2017*. Peru: Universidad César Vallejo.
- Santamaria, D. (2017). *Análisis y Diseño Sismoresistente del Reforzamiento Estructural para El Edificio Silva Núñez Según La Norma Ecuatoriana De La Construcción NEC-15*. Sangolquí: Escuela Politécnica del Ejército.

- Shi, C., & Mo, Y. (2008). *High Performance Construction Materials* (1a ed. Buffalo, ed.). NY, U.S.A: World Scietific Publishing Co. Pte. Ltd.
- Tarque, N., Candido, L., Camata, G., & Spacone, E. (2015). Masonry infilled frame structures: State-of-the-art review of numerical. *Earthquakes and Structures, Vol. 8, No. 1*, 1-28.
- Wang Lin, W. J. (2019). *Evaluación y adecuación sísmica del edificio Lauraneo Echandi CCSS*. Ciudad Universitaria Rodrigo Facio: Universidad de Costa Rica sistema de estudios de posgrado.
- Yekrangnia, M. (2018). *Advanced Design Examples of Seismic Retrofit of Structures*. Oxford y Cambridge: Butterworth Heinemann.

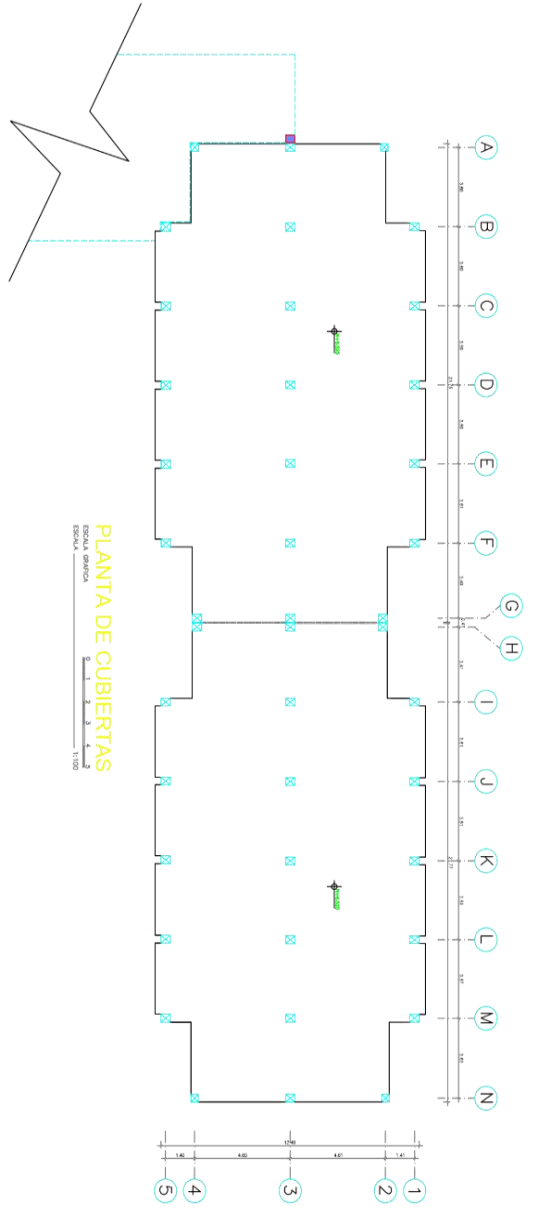
ANEXOS

ANEXO 1

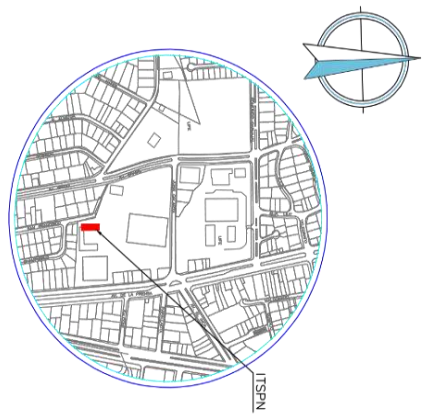
1.1. PLANOS ARQUITECTÓNICOS



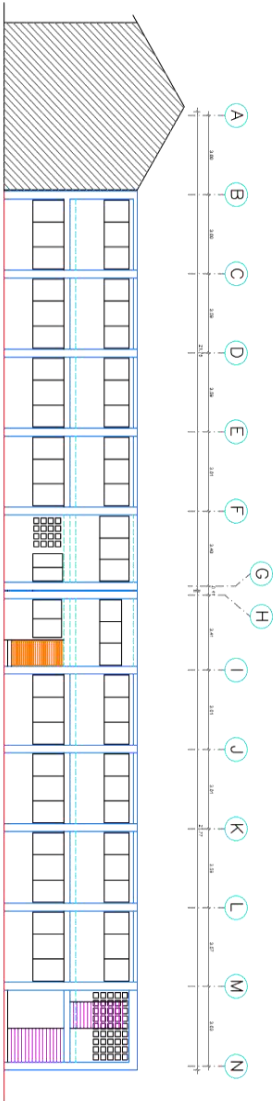
ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL			
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL			
DISEÑO: CAROL OLAVEZ JOSE GOMEZ		PROPIETARIO: ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL	
ESCALAS: 1:100	FECHA: JULIO 2020	LÁMINA: 1 DE 4	
CONTENIDO: ARQUITECTÓNICO PLANTAS N+0.00 Y N+3.125			



PLANTA DE CUBIERTAS
 ESCALA GRÁFICA: 1:100
 ESCALA NUMÉRICA: 1:100

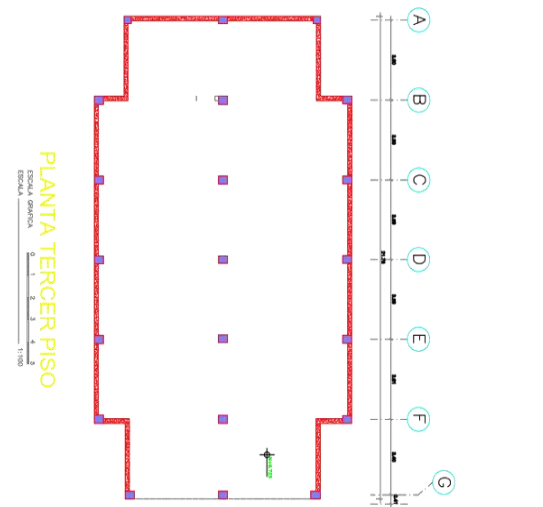
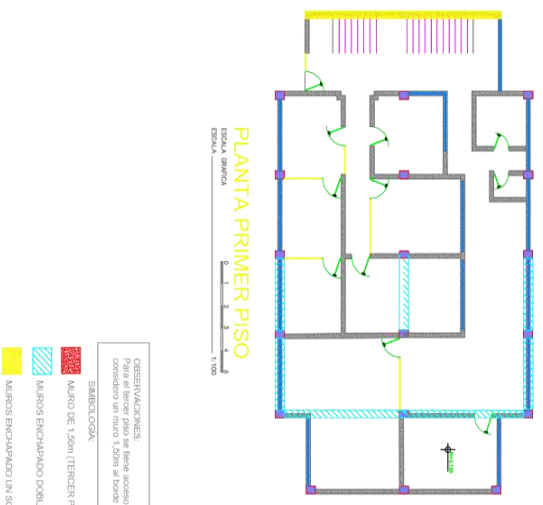
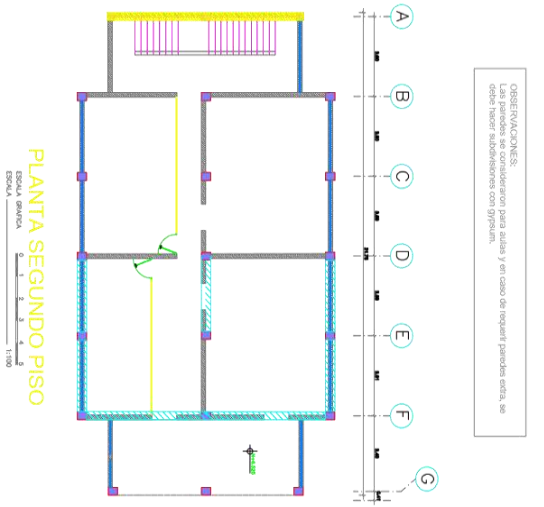
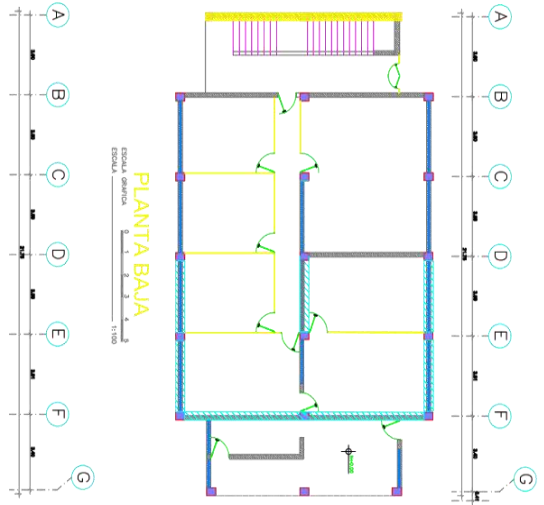


UBICACION TERRENO
 ESCALA: 1:100



FACHADA FRONTAL
 ESCALA GRÁFICA: 1:100
 ESCALA NUMÉRICA: 1:100

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL			
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL			
DISEÑO:		PROPIETARIO:	
CAROL CHAVEZ		ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL	
JOSE GOMEZ			
ESCALAS:	FECHA:	LÁMINA:	
1:100	JULIO 2020	2 DE 4	
CONTENIDO:			
ARQUITECTÓNICO PLANTA			
Nº+0.020 y FACHADA FRONTAL			

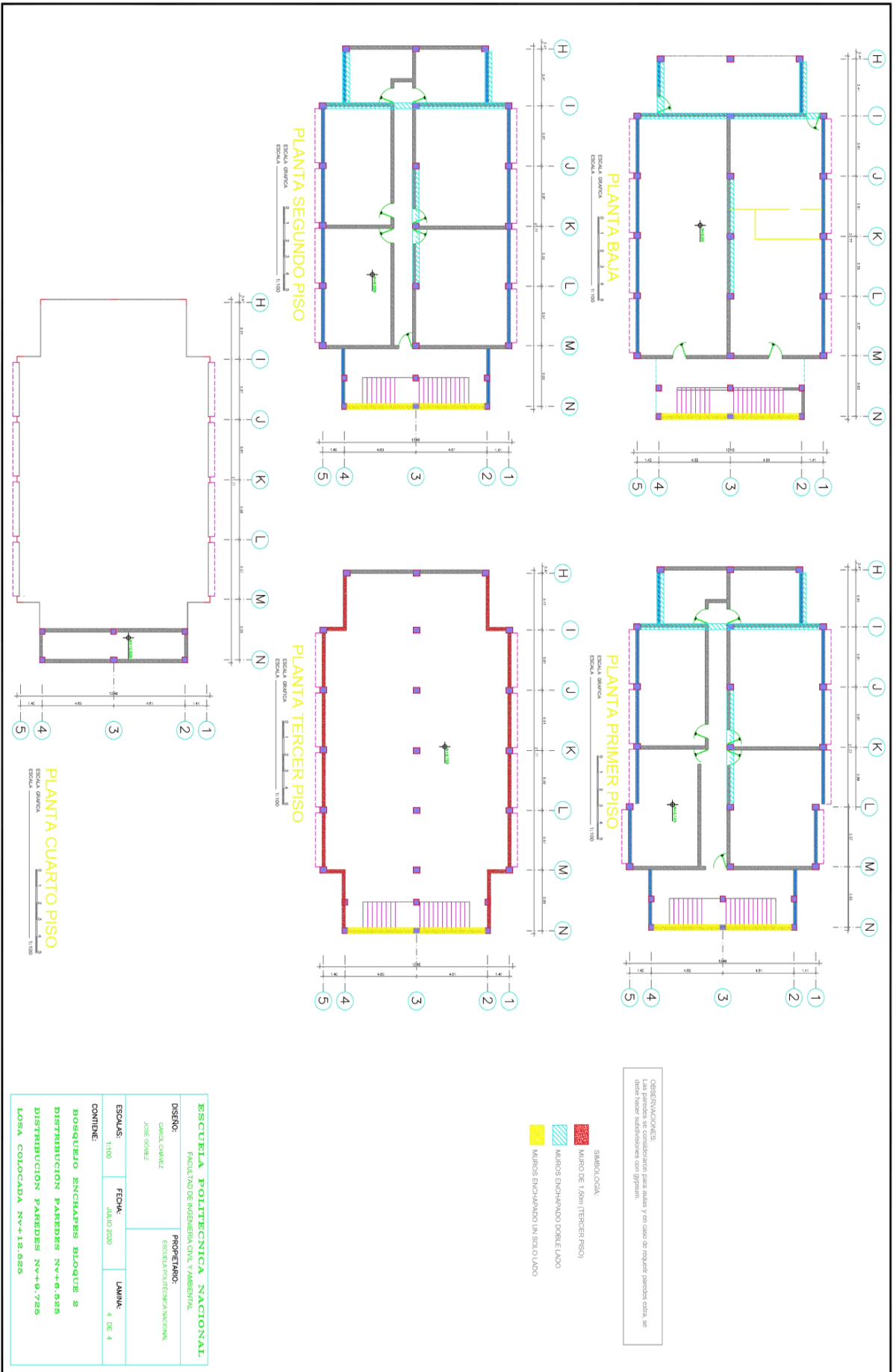


ESPECIFICACIONES:
Para el tercer piso se tiene acceso solo por el bloque 2 y en el estado de la obra se
considera un muro 1.50m al borde para que sea accesible.

- MURRO DE 1.50M (TERCER PISO)
- MURROS ENCHAPADO DOBLE LADO
- MURROS ENCHAPADO UN SOLO LADO

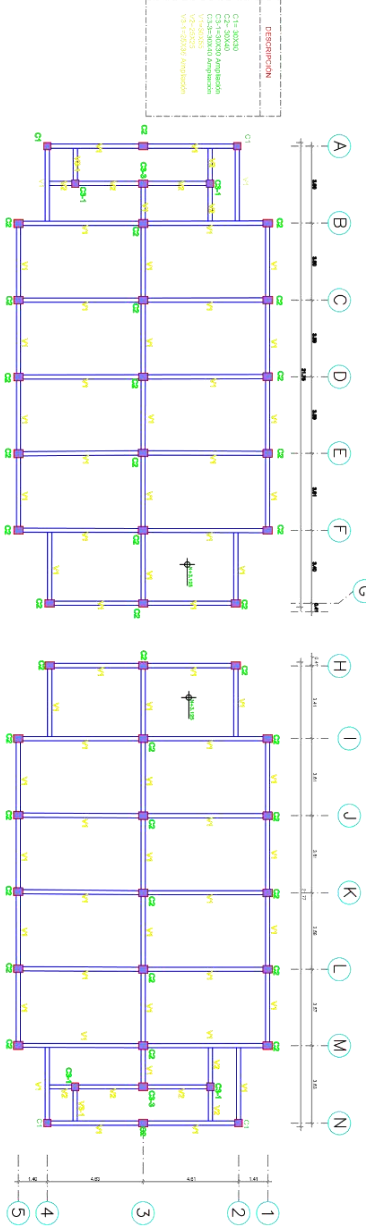
ESPECIFICACIONES:
En caso de requerir paredes extra, se
deben tener autorizaciones con municipal.

ESCUELA POLITECNICA NACIONAL			
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL			
PROYECTO:		ESCUELA POLITECNICA NACIONAL	
DISEÑO:	OSCAR CALVIZ		
	JOSÉ CORDERO		
ESCALAS:	FECHA:	LAMINA:	
1:100	JULIO 2020	3 DE 4	
CONTIENE:			
BOSQUEJO ENCHAPADO BLOQUE 1			
DISTRIBUCION PAREDES N°+0.000			
MURO COLOCADO EN N°+0.725			

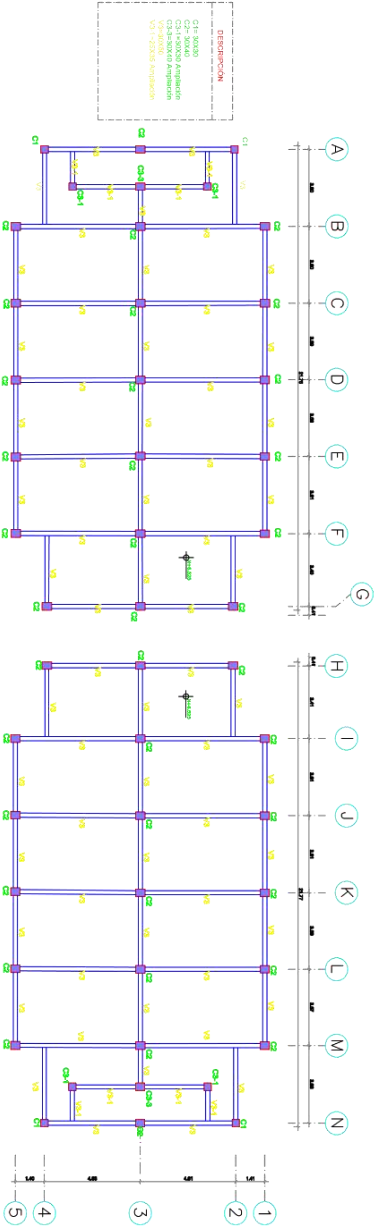


1.2. SECCIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS

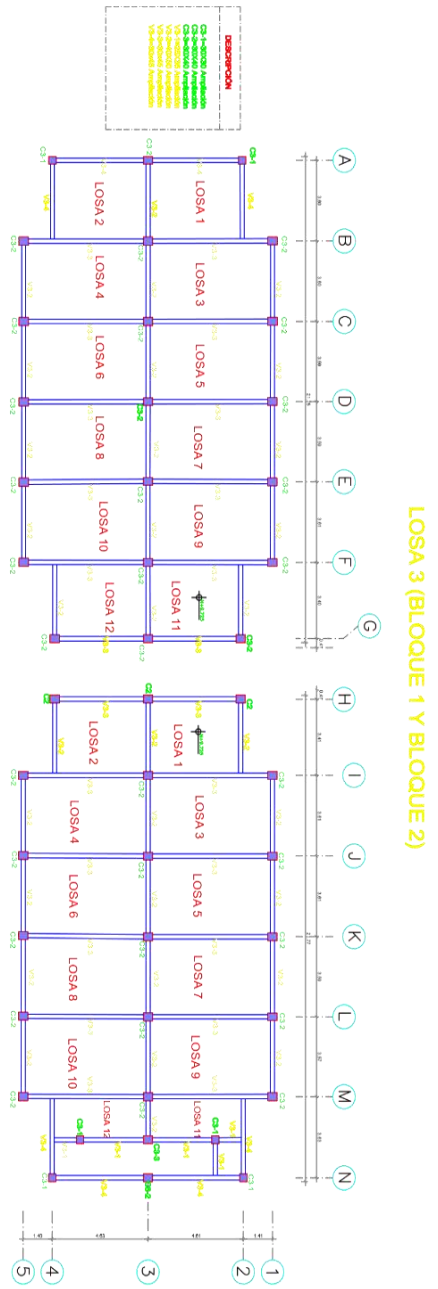
LOSA 1 (BLOQUE 1 Y BLOQUE 2)



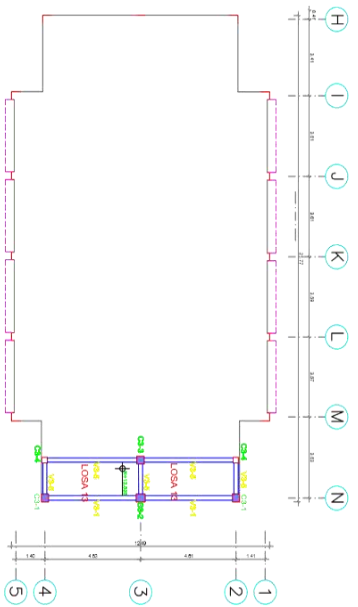
LOSA 2 (BLOQUE 1 Y BLOQUE 2)



ESCUELA POLITECNICA NACIONAL		
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL		
PROPIETARIO:	ESCUELA POLITECNICA NACIONAL	
DISENIO:	OSVALD GARCIA	
JOSE GOMEZ		
ESCALA:	FECHA:	LAMINA:
1:100	JULIO 2020	1 DE 2
CONTIENE:		
SECCIONES DE VIGAS Y COLUMNAS		
BLOQUE 1 Y BLOQUE 2		
Nº+3.126 Y Nº+6.026		



LOSA 4 (BLOQUE 2)



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL			
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL			
DISEÑO:	CAROL GARCÍA		PROFESOR:
	JOSE GÓMEZ		ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
ESCALAS:	FECHA:	LÁMINA:	
1:100	JULIO 2000	4 DE 4	
CONTIENE:			
SECCIONES DE VIGAS Y COLUMNAS			
BLOQUE 1 Y BLOQUE 2			
Nº+9.725 Y Nº+12.525			

ANEXO 2

2.1. COMPROBACIÓN DE VARILLAS DE ACERO

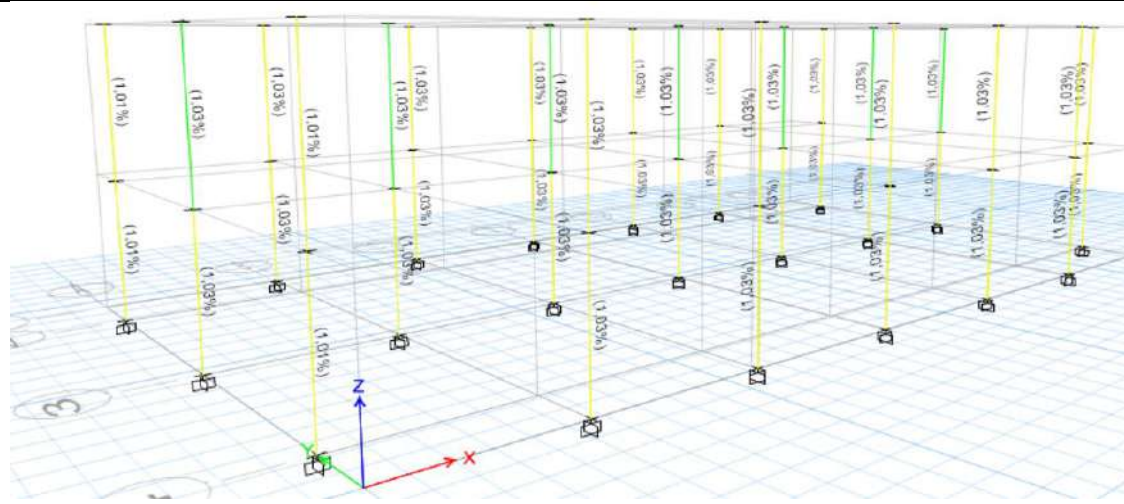
Comparación del cortante basal de las edificaciones ITSPN entre la norma (CEC-77, 1977) y el calculado en la sección 3.3.2 que utiliza el (ASCE 41-17, 2017) y el (NEC-15-DS, 2014), asumiendo que la modelación se realizó sin paredes y gradas en conjunto, ya que, no era muy común en esa época incluir estos elementos.

PARÁMETROS	SÍMBOLO	VALORES
Factor de importancia de 1-1.5 Considerando que la estructura es orientada a la educación (Instituto) con más de 300 personas y tiene varias aulas el valor tomado es de 1.25 (Quizhpilema, 2017)	I	1.25
Coefficiente que depende del tipo de estructura. Valor asignado a la estructura para que tenga un comportamiento dúctil.	K	1.25
Condiciones del suelo ≤ 0.14. El tipo de suelo que se considero es C y el número de pisos de la estructura.	CS	0.14
Coefficiente de Cortante Basal. $V = I \cdot K \cdot CS \cdot W$ $C_v = I \cdot K \cdot CS$	C_v	0.1173
Carga Reactiva [kg]	W	348279.54
Cortante Basal CEC-77	V	40835.78
Cortante Basal ETABS	V	39741.43
ERROR %	-	2.68

El código CEC-77 utilizaba aproximadamente el 10 % del cortante actual para cargas horizontales. Además, no consideraba un factor de zona sísmica o irregularidades en las edificaciones (Quizhpilema, 2017).

Mediante el ensayo de detector de acero (pachómetro) y una idealización de la forma que se diseñaron las edificaciones con el código (CEC-77, 1977), usando el software ETABS, se consideró el armado para las secciones de vigas y columnas descritas en la sección 3.1.3.

Acero para columnas



C30x30

C30x40

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type
 P-M2-M3 Design (Column)
 M3 Design Only (Beam)

Rebar Material
 Longitudinal Bars: fy=4200 kg/cm²
 Confinement Bars (Ties): fy=4200 kg/cm²

Reinforcement Configuration
 Rectangular
 Circular

Confinement Bars
 Ties
 Spirals

Check/Design
 Reinforcement to be Checked
 Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars
 Clear Cover for Confinement Bars: 5 cm
 Number of Longitudinal Bars Along 3-dr Face: 3
 Number of Longitudinal Bars Along 2-dr Face: 3
 Longitudinal Bar Size and Area: 12, 1.13 cm²
 Corner Bar Size and Area: 12, 1.13 cm²

Confinement Bars
 Confinement Bar Size and Area: 10, 0.79 cm²
 Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 15 cm
 Number of Confinement Bars in 3-dr: 2
 Number of Confinement Bars in 2-dr: 2

OK Cancel

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type
 P-M2-M3 Design (Column)
 M3 Design Only (Beam)

Rebar Material
 Longitudinal Bars: fy=4200 kg/cm²
 Confinement Bars (Ties): fy=4200 kg/cm²

Reinforcement Configuration
 Rectangular
 Circular

Confinement Bars
 Ties
 Spirals

Check/Design
 Reinforcement to be Checked
 Reinforcement to be Designed

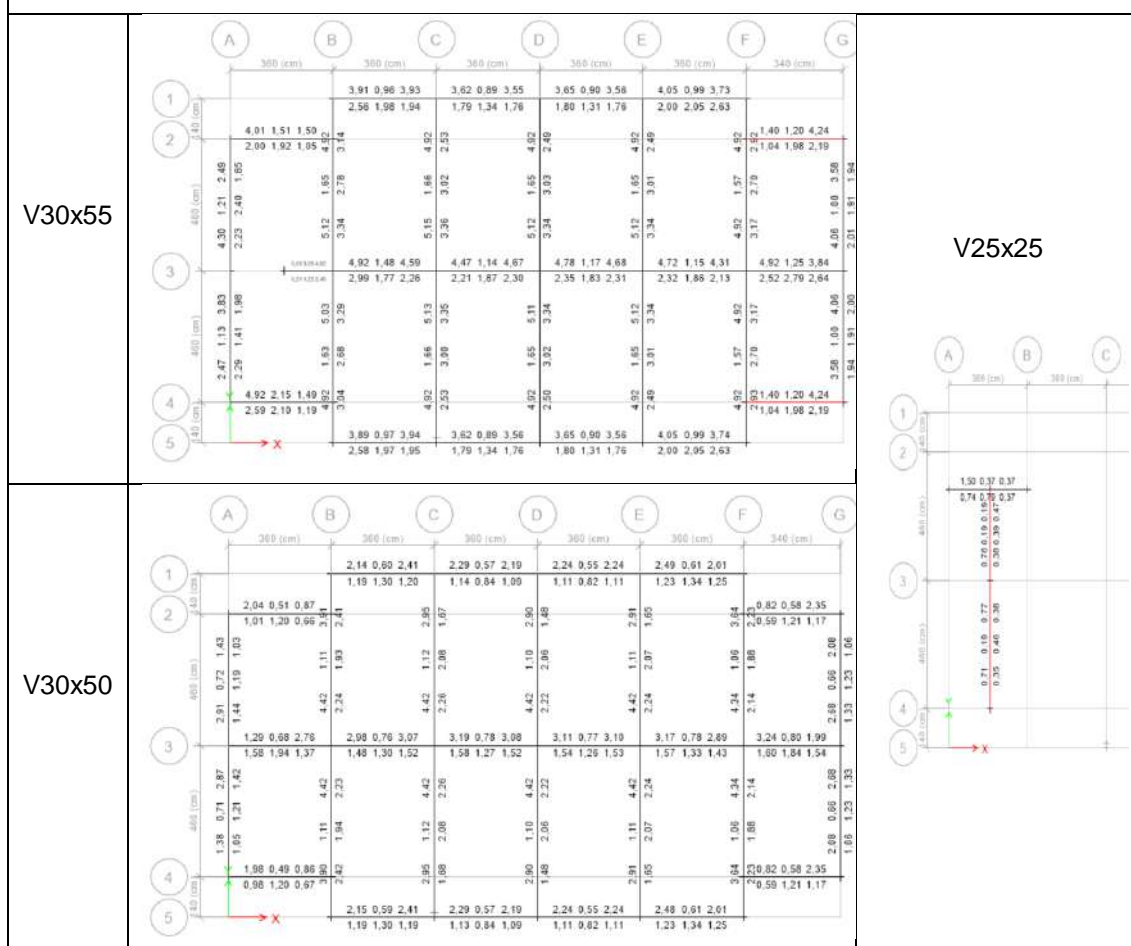
Longitudinal Bars
 Clear Cover for Confinement Bars: 5 cm
 Number of Longitudinal Bars Along 3-dr Face: 3
 Number of Longitudinal Bars Along 2-dr Face: 3
 Longitudinal Bar Size and Area: 14, 1.54 cm²
 Corner Bar Size and Area: 14, 1.54 cm²

Confinement Bars
 Confinement Bar Size and Area: 10, 0.79 cm²
 Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 15 cm
 Number of Confinement Bars in 3-dr: 3
 Number of Confinement Bars in 2-dr: 3

OK Cancel

Acero para vigas					
Parámetro	Símbolo	V30x50	V30x55	V25x25	Unidad
Esfuerzo de compresión del concreto	f'c	212	212	212	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	fy	4200	4200	4200	kg/cm ²
Cuantía mínima	pmin	0.003	0.003	0.003	-
Base	b	30	30	25	cm
Peralte	d	44	49	19	cm
Acero mínimo	As min	4.4	4.9	1.58	cm ²
Cuantía balanceada	pb	0.0219	0.0219	0.0219	-
Cuantía máxima	pmax	0.0109	0.0109	0.0109	-
Acero máximo	As max	14.4	16.1	5.2	cm ²
Acero colocado	Acero col.	6.785	6.785	4.52	cm ²

Acero para vigas



ANEXO 3

3.1. ENSAYO DE VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



ENSAYO DE REBOTE - IMPACTO
ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN ENDURECIDO

INF. No. 18-0242-1
Hoja 01 de 03

Quito, 31 de julio de 2018

SOLICITA: CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
Atención: CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía (EPN)
PROYECTO: PROYECTO DE VINCULACIÓN: REALIZACIÓN DE UN ESTUDIO DE SUELOS Y DE LAS ESTRUCTURAS DEL CENTRO DE EDUCACIÓN SUPERIOR, PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE CONSTRUIR UN PISO ADICIONAL EN LA TERRAZA DEL EDIFICIO DEL ITSPN
CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
ELEMENTO: INICIGADOS
NORMA: ASTM C-805

TIPO DE MARTILLO: Concrete Test Hammer
CALIBRACIÓN: 2-mar-16

Marca / Tipo / Serie
KAMEKURA / R-7500 / 17051

RESUMEN DE RESULTADOS

No.	IDENTIF.	DESCRIPCIÓN	FECHA ENSAYO	Nº REBOTES	DIRECCIÓN IMPACTO (°)	REBOTE PROMEDIO	RESISTENCIA CILINDRICA (Kg/cm ²)	DISPERSIÓN DE VALORES (Kg/cm ²)
1	PLINTO ESQUINA	EJE M-5	25-jul-18	20	-45	35	292	60,47
2	PLINTO CENTRO	EJE D-5	25-jul-18	20	-45	37	316	61,70

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15. Email: lemsur@epn.edu.ec



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

INF. No. 18-0243-1
Hoja 01 de 03

Quito, 31 de julio de 2018

SOLICITA: CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA
Atención: CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA
Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía (EPN)
PROYECTO: PROYECTO DE VINCULACIÓN: REALIZACIÓN DE UN ESTUDIO DE SUELOS Y DE LAS ESTRUCTURAS DEL CENTRO DE EDUCACIÓN SUPERIOR, PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE CONSTRUIR UN PISO ADICIONAL EN LA TERRAZA DEL EDIFICIO DEL ITSPN
CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
NORMA: ***
FECHA DEL REGISTRO: 25/7/2018
ELEMENTO: CIMENTACIÓN

DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN	DIMENSIONES	OBSERVACIONES
Plinto Esquina	EJE M-5	Plinto escamoteado tipo trapezoidal. Profundidad 0,85 m. Base superior 0,72 x 0,72 m. Base inferior 1,40 x 1,40 m. Columna cuadrada de 0,35 x 0,35 m.	Figuras 1-4
Plinto Centro	EJE D-5	Plinto escamoteado tipo trapezoidal. Profundidad 0,85 m. Base superior 0,72 x 0,72 m. Base inferior 1,40 x 1,40 m. Columna cuadrada de 0,35 x 0,35 m.	Figuras 5-8

NOTA

- No fue posible descubrir más que una cara de los elementos debido a la ubicación de los mismos.

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15. Email: lemsur@epn.edu.ec



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS

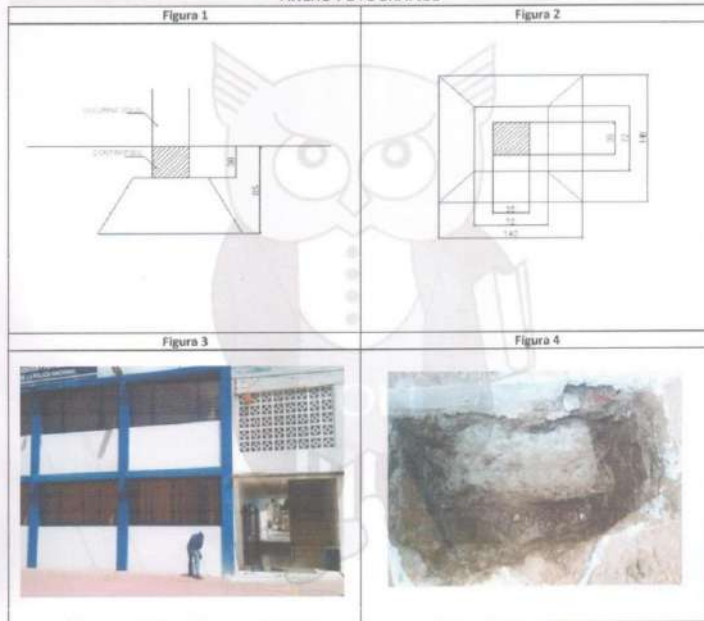


VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

INF. No. 18- 0243 -1
Hoja 02 de 03

Quito, 31 de julio de 2018

ANEXO FOTOGRÁFICO



ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



Telf.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 Email: lemsur@epn.edu.ec



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS

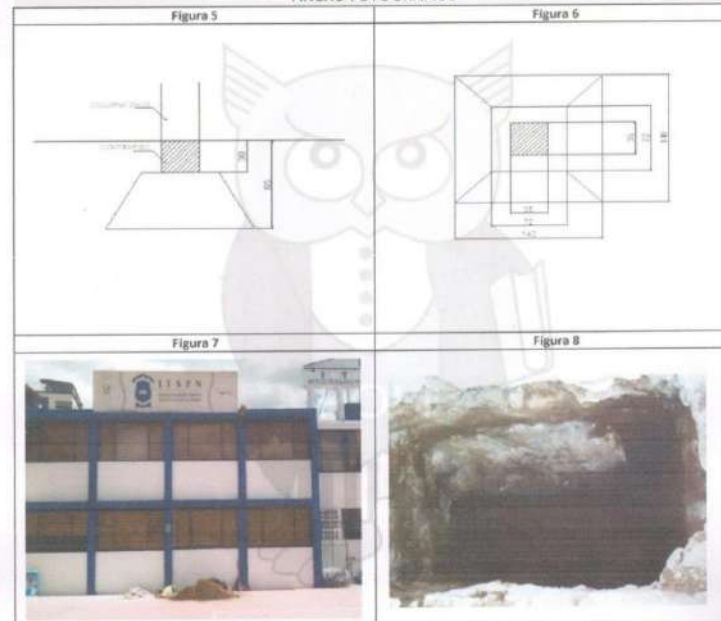


VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

INF. No. 18- 0243 -1
Hoja 03 de 03

Quito, 31 de julio de 2018

ANEXO FOTOGRÁFICO



ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



Telf.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 Email: lemsur@epn.edu.ec

3.2. ENSAYO DE COMPRESIÓN EN NÚCLEOS DE HORMIGÓN



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN EN NÚCLEOS DE HORMIGÓN

INF. No. 18- 0283 -I
Hoja 18 de 18

Quito, 20 de noviembre de 2018

SOLICITA: INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL

Atención: Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional/ Marcelo López Amores

Dirección: Club De Oficiales De La Policía Nacional, Av. La Prensa N42-233 Y Juan Galarza

CONTRATISTA: ***

PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL, NORTE

FISCALIZADOR: **

NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573

FECHA ENSAYO: 6-nov-18

VELOCIDAD DE ENSAYO: 0,25 +/- 0,05 Mpa/s

ELEMENTO: VIGA

TEMPERATURA AMBIENTE: 17 °C

NÚMERO	18	
DESCRIPCIÓN	LM5	
UBICACIÓN	PLANTA ALTA, EJES L5 - M5	
DEFECTOS		
FECHA DE FUNDICIÓN	***	
FECHA DE EXTRACCIÓN	31/10/2018	
FECHA DE ENSAYO	12/11/2018	
EDAD (días)	>28 días	
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO	DESCONOCIDO	
DIÁMETRO (mm)	43,8	
ÁREA TRANSVERSAL (mm ²)	1507	
LONGITUD INICIAL (mm)	90	
LONGITUD CON CAPPING (mm)	95	
RELACIÓN L/D	2,05	
FACTOR DE CORRECCIÓN	1,00	
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PARALELO	
METAL EMBEBIDO	NO	
CARGA MÁXIMA CORREGIDA	41,6 kN	4,24 t
TIPO DE FALLA	TIPO 2	
PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	2260	
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	27,6 MPa	281 kg/cm ²
OBSERVACIONES: Gran parte del nucleo es roca		



ANTES DEL ENSAYO



DESPUÉS DEL ENSAYO



ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



Telf.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN EN PRUEBAS DE HORMIGÓN

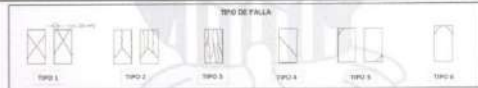
INF. No. 18- 0283 -I
Hoja 12 de 18

Quito, 20 de noviembre de 2018

SOLICITA: INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL
Atención: Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional/Marcelo López Amores
Dirección: Club De Oficiales De La Policía Nacional, Av. La Prensa N42-233 Y Juan Galarza
CONTRATISTA: ***
PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL, NORTE
FISCALIZADOR: **

NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573
FECHA ENSAYO: 6-nov-18 **VELOCIDAD DE ENSAYO:** 0.25 +/- 0.05 Mpa/s
ELEMENTO: COLUMNA **TEMPERATURA AMBIENTE:** 17 °C

NUMERO	12
DESCRIPCIÓN	PB-B1
UBICACIÓN	PLANTA BAJA, EJES B - 1
DEFECTOS	***
FECHA DE FUNDICIÓN	***
FECHA DE EXTRACCIÓN	31/10/2018
FECHA DE ENSAYO	12/11/2018
EDAD (días)	>28 días
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO	DESCONOCIDO
DIÁMETRO (mm)	43,2
ÁREA TRANSVERSAL (mm ²)	1468
LONGITUD INICIAL (mm)	90
LONGITUD CON CAPPING (mm)	95
RELACIÓN L/D	2,08
FACTOR DE CORRECCIÓN	1,00
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PERPENDICULAR
METAL EMBEBIDO	NO
CARGA MÁXIMA CORREGIDA	36,4 kN 3,71 t
TIPO DE FALLA	TIPO 2
PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	2280
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	24,8 MPa 253 kg/cm ²
OBSERVACIONES:	



ANTES DEL ENSAYO



DESPUÉS DEL ENSAYO



[Signature]
ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO

Tel.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN EN PRUEBAS DE HORMIGÓN

INF. No. 18- 0283 -I
Hoja 03 de 18

Quito, 20 de noviembre de 2018

SOLICITA: INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL
Atención: Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional/Marcelo López Amores
Dirección: Club De Oficiales De La Policía Nacional, Av. La Prensa N42-233 Y Juan Galarza
CONTRATISTA: ***
PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL, NORTE
FISCALIZADOR: **

NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573
FECHA ENSAYO: 6-nov-18 **VELOCIDAD DE ENSAYO:** 0.25 +/- 0.05 Mpa/s
ELEMENTO: COLUMNA **TEMPERATURA AMBIENTE:** 17 °C

NUMERO	3
DESCRIPCIÓN	C4
UBICACIÓN	PLANTA BAJA, EJES I - 1
DEFECTOS	NINGUNO
FECHA DE FUNDICIÓN	***
FECHA DE EXTRACCIÓN	31/10/2018
FECHA DE ENSAYO	12/11/2018
EDAD (días)	>28 días
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO	DESCONOCIDO
DIÁMETRO (mm)	43,6
ÁREA TRANSVERSAL (mm ²)	1493
LONGITUD INICIAL (mm)	90
LONGITUD CON CAPPING (mm)	95
RELACIÓN L/D	2,06
FACTOR DE CORRECCIÓN	1,00
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PARALELO
METAL EMBEBIDO	NO
CARGA MÁXIMA CORREGIDA	42,1 kN 4,30 t
TIPO DE FALLA	TIPO 2
PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	2240
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	28,2 MPa 288 kg/cm ²
OBSERVACIONES:	***



ANTES DEL ENSAYO



DESPUÉS DEL ENSAYO



[Signature]
ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO

Tel.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN EN TUBOS DE HORMIGÓN

INF. No. 18- 0283 -I
Hoja 04 de 18

Quito, 20 de noviembre de 2018

SOLICITA: INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL
Atención: Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional/Marcelo López Amores
Dirección: Club De Oficiales De La Policía Nacional, Av. La Prensa N42-233 Y Juan Galarza
CONTRATISTA: ***
PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL, NORTE
FISCALIZADOR: **
NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573
FECHA ENSAYO: 6-nov-18 VELOCIDAD DE ENSAYO: 0.25 +/- 0.05 Mpa/s
ELEMENTO: COLUMNA TEMPERATURA AMBIENTE: 17 °C

NUMERO	4
DESCRIPCIÓN	C5
UBICACIÓN	PLANTA BAJA, EJES M - 1
DEFECTOS	NINGUNO
FECHA DE FUNDICIÓN	31/10/2018
FECHA DE EXTRACCIÓN	12/11/2018
FECHA DE ENSAYO	12/11/2018
EDAD (días)	>28 días
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO	DESCONOCIDO
DIÁMETRO (mm)	43.0
ÁREA TRANSVERSAL (mm ²)	1452
LONGITUD INICIAL (mm)	90
LONGITUD CON CAPPING (mm)	100
RELACION L/D	2.09
FACTOR DE CORRECCIÓN	1.00
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PARALELO
METAL EMBEBIDO	NO
CARGA MÁXIMA CORREGIDA	27.4 kN 2.751
TIPO DE FALLA	TIPO 2
PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	2240
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	18,8 MPa 192 kg/cm ²
OBSERVACIONES:	***



[Signature]
ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO

Tel.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN EN TUBOS DE HORMIGÓN

INF. No. 18- 0283 -I
Hoja 17 de 18

Quito, 20 de noviembre de 2018

SOLICITA: INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL
Atención: Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional/Marcelo López Amores
Dirección: Club De Oficiales De La Policía Nacional, Av. La Prensa N42-233 Y Juan Galarza
CONTRATISTA: ***
PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL, NORTE
FISCALIZADOR: **
NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573
FECHA ENSAYO: 6-nov-18 VELOCIDAD DE ENSAYO: 0.25 +/- 0.05 Mpa/s
ELEMENTO: COLUMNA TEMPERATURA AMBIENTE: 17 °C

NUMERO	17
DESCRIPCIÓN	C12
UBICACIÓN	PLANTA ALTA, EJES H - 2
DEFECTOS	***
FECHA DE FUNDICIÓN	31/10/2018
FECHA DE EXTRACCIÓN	12/11/2018
FECHA DE ENSAYO	12/11/2018
EDAD (días)	>28 días
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO	DESCONOCIDO
DIÁMETRO (mm)	43.6
ÁREA TRANSVERSAL (mm ²)	1507
LONGITUD INICIAL (mm)	90
LONGITUD CON CAPPING (mm)	95
RELACION L/D	2.05
FACTOR DE CORRECCIÓN	1.00
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PARALELO
METAL EMBEBIDO	NO
CARGA MÁXIMA CORREGIDA	26,8 kN 2.731
TIPO DE FALLA	TIPO 2
PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	2260
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	17,8 MPa 181 kg/cm ²
OBSERVACIONES:	Gran parte del núcleo es roca



[Signature]
ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO

Tel.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN EN COLUMNAS DE HORMIGÓN

INF. No. 18- 0283 -I
Hoja 13 de 18

Quito, 20 de noviembre de 2018

SOLICITA: INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL
Atención: Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional/Marcelo López Amores
Dirección: Club De Oficiales De La Policía Nacional, Av. La Prensa N42-233 Y Juan Galarza
CONTRATISTA: ***
PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL, NORTE
FISCALIZADOR: **
NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573
FECHA ENSAYO: 6-nov-18 VELOCIDAD DE ENSAYO: 0,25 +/- 0,05 Mpa/s
ELEMENTO: COLUMNA TEMPERATURA AMBIENTE: 17 °C

NUMERO	13
DESCRIPCIÓN	H4-1P
UBICACIÓN	PLANTA BAJA, EJES H - 4
DEFECTOS	***
FECHA DE FUNDICIÓN	***
FECHA DE EXTRACCIÓN	31/10/2018
FECHA DE ENSAYO	12/11/2018
EDAD (días)	>28 días
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO	DESCONOCIDO
DIÁMETRO (mm)	43,6
ÁREA TRANSVERSAL (mm ²)	1493
LONGITUD INICIAL (mm)	80
LONGITUD CON CAPPING (mm)	95
RELACIÓN L/D	2,06
FACTOR DE CORRECCIÓN	1,00
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PERPENDICULAR
METAL EMBEBIDO	NO
CARGA MÁXIMA CORREGIDA	29,0 kN 2,85 t
TIPO DE FALLA	TIPO 2
PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	2260
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	18,8 MPa 191 kg/cm ²
OBSERVACIONES:	



ANTES DEL ENSAYO



DESPUÉS DEL ENSAYO



[Signature]
ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO

Tel.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN EN COLUMNAS DE HORMIGÓN

INF. No. 18- 0283 -I
Hoja 07 de 18

Quito, 20 de noviembre de 2018

SOLICITA: INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL
Atención: Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional/Marcelo López Amores
Dirección: Club De Oficiales De La Policía Nacional, Av. La Prensa N42-233 Y Juan Galarza
CONTRATISTA: ***
PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL, NORTE
FISCALIZADOR: **
NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573
FECHA ENSAYO: 6-nov-18 VELOCIDAD DE ENSAYO: 0,25 +/- 0,05 Mpa/s
ELEMENTO: COLUMNA TEMPERATURA AMBIENTE: 17 °C

NUMERO	7
DESCRIPCIÓN	PB-03
UBICACIÓN	PLANTA BAJA, EJES D - 3
DEFECTOS	NINGUNO
FECHA DE FUNDICIÓN	***
FECHA DE EXTRACCIÓN	31/10/2018
FECHA DE ENSAYO	12/11/2018
EDAD (días)	>28 días
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO	DESCONOCIDO
DIÁMETRO (mm)	43,6
ÁREA TRANSVERSAL (mm ²)	1493
LONGITUD INICIAL (mm)	80
LONGITUD CON CAPPING (mm)	95
RELACIÓN L/D	2,06
FACTOR DE CORRECCIÓN	1,00
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PERPENDICULAR
METAL EMBEBIDO	NO
CARGA MÁXIMA CORREGIDA	32,1 kN 3,27 t
TIPO DE FALLA	TIPO 3
PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	2190
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	21,6 MPa 219 kg/cm ²
OBSERVACIONES:	***



ANTES DEL ENSAYO



DESPUÉS DEL ENSAYO



[Signature]
ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO

Tel.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN EN BLOQUES DE HORMIGÓN

INF. No. 18-0263-I
Hoja 05 de 18

Quito, 20 de noviembre de 2018

SOLICITA: INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL
Atención: Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional/Marcelo López Amores
Dirección: Club De Oficiales De La Policía Nacional, Av. La Prensa N42-233 Y Juan Galarza
CONTRATISTA: ***
PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL, NORTE
FISCALIZADOR: **
NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573
FECHA ENSAYO: 6-nov-18 **VELOCIDAD DE ENSAYO:** 0,25 +/- 0,05 Mpa/s
ELEMENTO: COLUMNA **TEMPERATURA AMBIENTE:** 17 °C

NUMERO	5	
DESCRIPCIÓN	D3	
UBICACIÓN	PLANTA ALTA, EJES D - 3	
DEFECTOS	NINGUNO	
FECHA DE FUNDICIÓN	***	
FECHA DE EXTRACCIÓN	31/10/2018	
FECHA DE ENSAYO	12/11/2018	
EDAD (días)	>28 días	
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO	DESCONOCIDO	
DIÁMETRO (mm)	43,6	
ÁREA TRANSVERSAL (mm ²)	1493	
LONGITUD INICIAL (mm)	90	
LONGITUD CON CAPPING (mm)	95	
RELACIÓN L/D	2,06	
FACTOR DE CORRECCIÓN	1,00	
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PARALELO	
METAL EMBEBIDO	NO	
CARGA MÁXIMA CORREGIDA	39,7 kN	4,05 t
TIPO DE FALLA	TIPO 2	
PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	2220	
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	26,6 MPa	271 kg/cm ²
OBSERVACIONES:	***	



ANTES DEL ENSAYO

DESPUÉS DEL ENSAYO



[Signature]
ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO

Tel.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 Email: lemsur@epn.edu.ec



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN EN BLOQUES DE HORMIGÓN

INF. No. 18-0263-I
Hoja 11 de 18

Quito, 20 de noviembre de 2018

SOLICITA: INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL
Atención: Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional/Marcelo López Amores
Dirección: Club De Oficiales De La Policía Nacional, Av. La Prensa N42-233 Y Juan Galarza
CONTRATISTA: ***
PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL, NORTE
FISCALIZADOR: **
NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573
FECHA ENSAYO: 6-nov-18 **VELOCIDAD DE ENSAYO:** 0,25 +/- 0,05 Mpa/s
ELEMENTO: COLUMNA **TEMPERATURA AMBIENTE:** 17 °C

NUMERO	11	
DESCRIPCIÓN	PA-LS	
UBICACIÓN	PLANTA ALTA, EJES J - 5	
DEFECTOS	***	
FECHA DE FUNDICIÓN	***	
FECHA DE EXTRACCIÓN	31/10/2018	
FECHA DE ENSAYO	12/11/2018	
EDAD (días)	>28 días	
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO	DESCONOCIDO	
DIÁMETRO (mm)	43,4	
ÁREA TRANSVERSAL (mm ²)	1479	
LONGITUD INICIAL (mm)	90	
LONGITUD CON CAPPING (mm)	95	
RELACIÓN L/D	2,07	
FACTOR DE CORRECCIÓN	1,00	
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PARALELO	
METAL EMBEBIDO	NO	
CARGA MÁXIMA CORREGIDA	31,0 kN	3,16 t
TIPO DE FALLA	TIPO 2	
PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	2260	
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	21,0 MPa	219 kg/cm ²
OBSERVACIONES:	***	



ANTES DEL ENSAYO

DESPUÉS DEL ENSAYO



[Signature]
ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO

Tel.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 Email: lemsur@epn.edu.ec



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



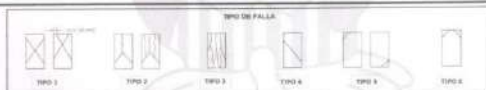
COMPRESIÓN EN NÚCLEOS DE HORMIGÓN

INF. No. 18-0283-I
Hoja 06 de 18

Quito, 20 de noviembre de 2018

SOLICITA: INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL
Atención: Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional/Marcelo López Amores
Dirección: Club De Oficiales De La Policía Nacional, Av. La Prensa N42-233 Y Juan Galarrza
CONTRATISTA: ***
PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL, NORTE
FISCALIZADOR: **
NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573
FECHA ENSAYO: 6-nov-18 **VELOCIDAD DE ENSAYO:** 0,25 +/- 0,05 Mpa/s
ELEMENTO: COLUMNA **TEMPERATURA AMBIENTE:** 17 °C

NUMERO	#	
DESCRIPCIÓN	PA-L3	
UBICACIÓN	PLANTA ALTA, EJES L - 3	
DEFECTOS	NINGUNO	
FECHA DE FUNDICIÓN	***	
FECHA DE EXTRACCIÓN	31/10/2018	
FECHA DE ENSAYO	12/11/2018	
EDAD (días)	>28 días	
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO	DESCONOCIDO	
DIÁMETRO (mm)	42,6	
ÁREA TRANSVERSAL (mm ²)	1425	
LONGITUD INICIAL (mm)	90	
LONGITUD CON CAPPING (mm)	95	
RELACIÓN L/D	2,11	
FACTOR DE CORRECCIÓN	1,00	
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PERPENDICULAR	
METAL EMBEBIDO	NO	
CARGA MÁXIMA CORREGIDA	23,0 kN	2,36 t
TIPO DE FALLA	TIPO 2	
PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	2300	
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	16,2 MPa	166 kg/cm ²
OBSERVACIONES:	***	



ANTES DEL ENSAYO

DESPUÉS DEL ENSAYO



[Signature]
ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO

Tel.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN EN NÚCLEOS DE HORMIGÓN

INF. No. 18-0283-I
Hoja 02 de 18

Quito, 20 de noviembre de 2018

SOLICITA: INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL
Atención: Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional/Marcelo López Amores
Dirección: Club De Oficiales De La Policía Nacional, Av. La Prensa N42-233 Y Juan Galarrza
CONTRATISTA: ***
PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL, NORTE
FISCALIZADOR: **
NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573
FECHA ENSAYO: 6-nov-18 **VELOCIDAD DE ENSAYO:** 0,25 +/- 0,05 Mpa/s
ELEMENTO: VIGA **TEMPERATURA AMBIENTE:** 17 °C

NUMERO	#	
DESCRIPCIÓN	PB-13-F	
UBICACIÓN	PLANTA BAJA, EJES 11 - 13	
DEFECTOS	NINGUNO	
FECHA DE FUNDICIÓN	***	
FECHA DE EXTRACCIÓN	31/10/2018	
FECHA DE ENSAYO	12/11/2018	
EDAD (días)	>28 días	
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO	DESCONOCIDO	
DIÁMETRO (mm)	44,0	
ÁREA TRANSVERSAL (mm ²)	1521	
LONGITUD INICIAL (mm)	90	
LONGITUD CON CAPPING (mm)	95	
RELACIÓN L/D	2,05	
FACTOR DE CORRECCIÓN	1,00	
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PERPENDICULAR	
METAL EMBEBIDO	NO	
CARGA MÁXIMA CORREGIDA	44,2 kN	4,51 t
TIPO DE FALLA	TIPO 2	
PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	2400	
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	29,0 MPa	296 kg/cm ²
OBSERVACIONES:	***	



ANTES DEL ENSAYO

DESPUÉS DEL ENSAYO



[Signature]
ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO

Tel.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN EN NÚCLEOS DE HORMIGÓN

INF. No. 18- 0283 -I
Hoja 15 de 18
Quito, 20 de noviembre de 2018

SOLICITA: INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL
Atención: Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional/Marcelo López Amores
Dirección: Club De Oficiales De La Policía Nacional, Av. La Prensa N42-233 Y Juan Galarza
CONTRATISTA: ***
PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL NORTE
FISCALIZADOR: **

NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573
FECHA ENSAYO: 6-nov-18
ELEMENTO: COLUMNA V16.5
VELOCIDAD DE ENSAYO: 0.25 +/- 0.05 Mpa/s
TEMPERATURA AMBIENTE: 17 °C

NUMERO	16
DESCRIPCIÓN	A 3
UBICACIÓN	PLANTA BAJA, EJES A - 3
DEFECTOS	***
FECHA DE FUNDICIÓN	***
FECHA DE EXTRACCIÓN	31/10/2018
FECHA DE ENSAYO	12/11/2018
EDAD (días)	>28 días
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO	DESCONOCIDO
DIÁMETRO (mm)	44.0
ÁREA TRANSVERSAL (mm ²)	1521
LONGITUD INICIAL (mm)	75
LONGITUD CON CAPPING (mm)	80
RELACIÓN L/D	1.70
FACTOR DE CORRECCIÓN	0.98
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PERPENDICULAR
METAL EMBEBIDO	NO
CARGA MÁXIMA CORREGIDA	41.9 kN 4.27 t
TIPO DE FALLA	TIPO 2
PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	2000
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	27.0 MPa 276 kg/cm ²
OBSERVACIONES: Gran parte del núcleo es roca	



[Signature]
ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO

Tel.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN EN NÚCLEOS DE HORMIGÓN

INF. No. 18- 0283 -I
Hoja 15 de 18
Quito, 20 de noviembre de 2018

SOLICITA: INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL
Atención: Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional/Marcelo López Amores
Dirección: Club De Oficiales De La Policía Nacional, Av. La Prensa N42-233 Y Juan Galarza
CONTRATISTA: ***
PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL NORTE
FISCALIZADOR: **

NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573
FECHA ENSAYO: 8-nov-18
ELEMENTO: VIGA
VELOCIDAD DE ENSAYO: 0.25 +/- 0.05 Mpa/s
TEMPERATURA AMBIENTE: 17 °C

NUMERO	15
DESCRIPCIÓN	PA D-3-5-1
UBICACIÓN	PLANTA ALTA, EJES D3 - D6
DEFECTOS	***
FECHA DE FUNDICIÓN	***
FECHA DE EXTRACCIÓN	31/10/2018
FECHA DE ENSAYO	12/11/2018
EDAD (días)	>28 días
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO	DESCONOCIDO
DIÁMETRO (mm)	43.0
ÁREA TRANSVERSAL (mm ²)	1452
LONGITUD INICIAL (mm)	85
LONGITUD CON CAPPING (mm)	90
RELACIÓN L/D	1.98
FACTOR DE CORRECCIÓN	1.00
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PERPENDICULAR
METAL EMBEBIDO	NO
CARGA MÁXIMA CORREGIDA	28.8 kN 2.94 t
TIPO DE FALLA	TIPO 2
PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	2340
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	19.8 MPa 202 kg/cm ²
OBSERVACIONES: Gran parte del núcleo es roca	



[Signature]
ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO

Tel.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN EN BLOQUES DE HORMIGÓN

INF. No. 18- 0283 -I
Hoja 01 de 18

Quito, 20 de noviembre de 2018

SOLICITA: INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL
Atención: Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional/Marcelo López Amores
Dirección: Club De Oficiales De La Policía Nacional, Av. La Prensa N42-233 Y Juan Galarza

CONTRATISTA: ***

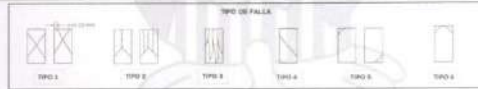
PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL, NORTE

FISCALIZADOR: **

NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573

FECHA ENSAYO: 6-nov-18 **VELOCIDAD DE ENSAYO:** 0,25 +/- 0,05 Mpa/s
ELEMENTO: VIGA **TEMPERATURA AMBIENTE:** 17 °C

NÚMERO	1
DESCRIPCIÓN	JK-1
UBICACIÓN	EJES K1 - K3
DEFECTOS	NINGUNO
FECHA DE FUNDICIÓN	***
FECHA DE EXTRACCIÓN	31/10/2018
FECHA DE ENSAYO	12/11/2018
EDAD (días)	>28 días
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO	DESCONOCIDO
DIÁMETRO (mm)	43,8
ÁREA TRANSVERSAL (mm ²)	1507
LONGITUD INICIAL (mm)	90
LONGITUD CON CAPPING (mm)	85
RELACION L/D	2,05
FACTOR DE CORRECCIÓN	1,00
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PERPENDICULAR
METAL EMBERIDO	NO
CARGA MÁXIMA CORREGIDA	37,6 kN 3,84 t
TIPO DE FALLA	TIPO 2
PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	2240
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	25,0 MPa 255 kg/cm ²
OBSERVACIONES:	***



ANTES DEL ENSAYO



DESPUÉS DEL ENSAYO



(Signature)
ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofc. M15 **Email:** lemsur@epn.edu.ec



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN EN BLOQUES DE HORMIGÓN

INF. No. 18- 0283 -I
Hoja 14 de 18

Quito, 20 de noviembre de 2018

SOLICITA: INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL
Atención: Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional/Marcelo López Amores
Dirección: Club De Oficiales De La Policía Nacional, Av. La Prensa N42-233 Y Juan Galarza

CONTRATISTA: ***

PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL, NORTE

FISCALIZADOR: ***

NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573

FECHA ENSAYO: 6-nov-18 **VELOCIDAD DE ENSAYO:** 0,25 +/- 0,05 Mpa/s
ELEMENTO: VIGA **TEMPERATURA AMBIENTE:** 17 °C

NÚMERO	14
DESCRIPCIÓN	L13
UBICACIÓN	PLANTA ALTA: EJES L1 - L3
DEFECTOS	***
FECHA DE FUNDICIÓN	***
FECHA DE EXTRACCIÓN	31/10/2018
FECHA DE ENSAYO	12/11/2018
EDAD (días)	>28 días
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO	DESCONOCIDO
DIÁMETRO (mm)	43,4
ÁREA TRANSVERSAL (mm ²)	1479
LONGITUD INICIAL (mm)	90
LONGITUD CON CAPPING (mm)	85
RELACION L/D	2,07
FACTOR DE CORRECCIÓN	1,00
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PERPENDICULAR
METAL EMBERIDO	NO
CARGA MÁXIMA CORREGIDA	40,6 kN 4,14 t
TIPO DE FALLA	TIPO 3
PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	2240
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	27,4 MPa 280 kg/cm ²
OBSERVACIONES:	***



ANTES DEL ENSAYO



DESPUÉS DEL ENSAYO



(Signature)
ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofc. M15 **Email:** lemsur@epn.edu.ec

3.3. ENSAYO DE VELOCIDAD ULTRASÓNICA



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



VELOCIDAD SÓNICA EN HORMIGÓN IN SITU

INF.No. 19-191-I
Hoja 01 de 01

Quito, 20 de agosto de 2019

SOLICITA: CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
Atención: CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
Dirección: Ladrón de Guevara E-11 253 y Andalucía (EPN)
PROYECTO: PROYECTO DE VINCULACIÓN: REALIZACIÓN DE UN ESTUDIO DE SUELOS Y DE LAS ESTRUCTURAS DEL CENTRO DE EDUCACIÓN SUPERIOR, PARA DETERMINAR LA FACILIDAD DE CONSTRUIR UN PISO ADICIONAL EN LA TERRAZA DEL EDIFICIO DEL ITSPN
CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
SITIO DE ENSAYO: EDIFICIO ITSPN - QUITO
NORMA: ASTM D 2845 -08

TIPO DE EQUIPO: ULTRASONIC WAVE NON-DESTRUCTIVE
CONCRETE TESTER **Marca / Tipo / Serie**
FRECUENCIA NOMINAL: 28kHz TOYOKO ELMES CO.LTD/ ESUP-10 / SE2689

ELEMENTO	UBICACIÓN	TIPO DE ENSAYO	TIEMPO (µs)	SEPARACION DE SENSORES (cm)	DISTANCIA RECORRIDA (cm)	VELOCIDAD (m/seg)	OBSERVACIONES
COLUMNA	PLANTA BAJA, EJES D-3	DIRECTO	166,00	43,00	43,00	2567,53	***
VIGA	PLANTA BAJA EJES E3-E4	PARALELO	106,00	20,00	28,28	2688,33	***
VIGA	PLANTA ALTA, EJES J1-K1	PARALELO	112,93	20,00	28,28	2564,42	***
VIGA	PLANTA BAJA, EJES F1-F3	PARALELO	168,00	20,00	28,28	1693,73	***
VIGA	PLANTA ALTA, EJES D3-D5	PARALELO	103,33	20,00	28,28	2737,24	***
COLUMNA	PLANTA ALTA, EJES L-3	DIRECTO	120,53	35,00	35,00	2905,95	***
COLUMNA	PLANTA ALTA, EJES F-5	DIRECTO	127,67	38,00	38,00	2820,00	***

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DE LABORATORIO



Telf.: 2976300
Ext.: 1600

3.4. ENSAYO DE COMPRESIÓN EN NÚCLEOS DE HORMIGÓN DE CIMENTACIÓN



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN EN MUEBLOS DE HORMIGÓN

INF. No. 18- 0283 -I
Hoja 08 de 18

Quito, 20 de noviembre de 2018

SOLICITA: INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL

Atención: Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional/Marcelo López Amores

Dirección: Club De Oficiales De La Policía Nacional, Av. La Prensa N42-233 Y Juan Galarza

CONTRATISTA: ***

PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO INSTITUTO TECNOLÓGICO SUPERIOR POLICÍA NACIONAL, NORTE

FISCALIZADOR: **

NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573

FECHA ENSAYO: 6-nov-18

ELEMENTO: PLINTO

VELOCIDAD DE ENSAYO: 0,25 +/- 0,05 Mpa/s

TEMPERATURA AMBIENTE: 17 °C

NUMERO	8	
DESCRIPCIÓN	Pi-1	
UBICACIÓN	EJES D - 5	
DEFECTOS	NINGUNO	
FECHA DE FUNDICIÓN	***	
FECHA DE EXTRACCIÓN	31/10/2018	
FECHA DE ENSAYO	12/11/2018	
EDAD (días)	>28 días	
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO	DESCONOCIDO	
DIÁMETRO (mm)	43,8	
ÁREA TRANSVERSAL (mm ²)	1507	
LONGITUD INICIAL (mm)	90	
LONGITUD CON CAPPING (mm)	95	
RELACIÓN L/D	2,05	
FACTOR DE CORRECCIÓN	1,00	
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PERPENDICULAR	
METAL EMBEBIDO	NO	
CARGA MÁXIMA CORREGIDA	25,7 kN	2,62 t
TIPO DE FALLA	TIPO 2	
PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	2340	
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	17,0 MPa	174 kg/cm ²
OBSERVACIONES: ***		



ANTES DEL ENSAYO



DESPUÉS DEL ENSAYO



ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO

Telf.: 2976300
Ext.: 1609

3.5. ENSAYO TRIAXIAL



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



ENSAYO TRIAXIAL UU S/SAT

INF.No. 18 - 0365-I
HOJA 01 DE 06

Quito, 07 de diciembre de 2018

SOLICITA: CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

Atención: CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía - EPN

PROYECTO: PROYECTO DE VINCULACIÓN: REALIZACIÓN DE UN ESTUDIO DE SUELOS Y DE LAS ESTRUCTURAS DEL CENTRO DE EDUCACIÓN SUPERIOR, PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE CONSTRUIR UN PISO ADICIONAL EN LA TERRAZA DEL EDIFICIO DEL ITSPN

CONTRATISTA: ***

FISCALIZADOR: ***

NORMA: ASTM D2850-15

CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA					
Ds (cm) :	3.55	Wo (gr) :	131.60	Vo (cm ³) :	76.19
Dm (cm) :	3.56	Hm (cm) :	7.64	W % :	16.25
Di (cm) :	3.59	Ao (cm ²) :	9.97	γ (gr/cm ³) :	1.727
UBICACIÓN :	ZAPATA ESQUINERA	SONDEO:	****	σI (kg/cm ²) :	0.50
PROFUNDIDAD :	-0.85 m	ENSAYO #:	UU-1 (s/sat)		
LECT.DIAL (KN)	CARGA (kg)	DEFORMAC. (mmx10-2)	DEF. UNITARIA (%)	AREA.CORR. (cm ²)	ESFUERZO (kg/cm ²)
0.000	0.00	0	0.00	9.97	0.00
0.017	1.73	10	0.13	9.99	0.17
0.033	3.37	20	0.26	10.00	0.34
0.041	4.18	30	0.39	10.01	0.42
0.049	5.00	40	0.52	10.03	0.50
0.058	5.92	50	0.65	10.04	0.59
0.077	7.85	75	0.98	10.07	0.78
0.096	9.79	100	1.31	10.10	0.97
0.111	11.32	125	1.64	10.14	1.12
0.124	12.65	150	1.96	10.17	1.24
0.136	13.87	175	2.29	10.21	1.36
0.145	14.79	200	2.62	10.24	1.44
0.159	16.22	250	3.27	10.31	1.57
0.170	17.34	300	3.93	10.38	1.67
0.180	18.36	350	4.58	10.45	1.76
0.189	19.25	400	5.24	10.52	1.83
0.194	19.79	450	5.89	10.60	1.87
0.200	20.40	500	6.54	10.67	1.91
0.212	21.62	600	7.85	10.82	2.00
0.223	22.75	700	9.16	10.98	2.07
0.227	23.15	800	10.47	11.14	2.08
0.229	23.36	900	11.78	11.30	2.07
0.228	23.26	1000	13.09	11.47	2.03
σ desv. Max. =					2.08

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



Telf.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



ENSAYO TRIAXIAL UU/SISAT

INF.No. 18 - 0365-I
HOJA 2 DE 6

Quito, 07 de diciembre de 2018

SOLICITA : CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
Atención : CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
Dirección : Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía - EPM
PROYECTO : PROYECTO DE VINCULACIÓN: REALIZACIÓN DE UN ESTUDIO DE SUELOS Y DE LAS ESTRUCTURAS DEL CENTRO DE EDUCACIÓN SUPERIOR, PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE CONSTRUIR UN PISO ADICIONAL EN LA TERRAZA DEL EDIFICIO DEL ITSPN
CONTRATISTA : ***
FISCALIZADOR : ***
NORMA : ASTM D2850-15

CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA					
De (cm) :	3.60	Wo (gr) :	133.94	Vo (cm ³) :	78.59
Dm (cm) :	3.62	Hm (cm) :	7.65	W % :	15.43
Di (cm) :	3.62	Ao (cm ²) :	10.27	γ (gr/cm ³) :	1.704
UBICACIÓN :	ZAPATA ESQUINERA		SONDEO :	****	
PROFUNDIDAD :	-0.85 m		ENSAYO # :	UU-2 (c/est)	
LECT.DIAL	CARGA	DEFORMAC.	DEF. UNITARIA	AREA.CORR.	ESFUERZO
(KN)	(kg)	(mmx10-2)	(%)	(cm ²)	(kg/cm ²)
0.000	0.00	0.00	0.00	10.27	0.00
0.031	3.16	10	0.13	10.29	0.31
0.057	5.81	20	0.26	10.30	0.56
0.086	8.77	30	0.39	10.31	0.85
0.098	10.00	40	0.52	10.33	0.97
0.109	11.12	50	0.65	10.34	1.08
0.127	12.55	75	0.80	10.37	1.25
0.147	14.59	100	1.31	10.41	1.44
0.165	16.83	125	1.63	10.44	1.61
0.179	18.26	150	1.96	10.48	1.74
0.193	19.69	175	2.29	10.51	1.87
0.209	21.32	200	2.61	10.55	2.02
0.227	23.15	250	3.27	10.62	2.18
0.245	24.99	300	3.92	10.69	2.34
0.258	26.32	350	4.58	10.77	2.44
0.269	27.44	400	5.23	10.84	2.53
0.282	28.76	450	5.88	10.82	2.64
0.294	29.99	500	6.54	10.99	2.73
0.313	31.93	600	7.84	11.15	2.96
0.327	33.35	700	9.15	11.31	2.95
0.236	34.27	800	10.46	11.47	3.00
0.242	34.88	900	11.76	11.64	3.00
0.347	35.39	1000	13.07	11.82	2.99
σ desv. Max. =					3.00

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 Email: lemsur@epn.edu.ec



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



ENSAYO TRIAXIAL UU/SISAT

INF.No. 18 - 0365-I
HOJA 3 DE 6

Quito, 07 de diciembre de 2018

SOLICITA : CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
Atención : CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
Dirección : Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía - EPM
PROYECTO : PROYECTO DE VINCULACIÓN: REALIZACIÓN DE UN ESTUDIO DE SUELOS Y DE LAS ESTRUCTURAS DEL CENTRO DE EDUCACIÓN SUPERIOR, PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE CONSTRUIR UN PISO ADICIONAL EN LA TERRAZA DEL EDIFICIO DEL ITSPN
CONTRATISTA : ***
FISCALIZADOR : ***
NORMA : ASTM D2850-15

CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA					
De (cm) :	3.58	Wo (gr) :	134.79	Vo (cm ³) :	77.38
Dm (cm) :	3.60	Hm (cm) :	7.63	W % :	15.21
Di (cm) :	3.58	Ao (cm ²) :	10.14	γ (gr/cm ³) :	1.742
UBICACIÓN :	ZAPATA ESQUINERA		SONDEO :	****	
PROFUNDIDAD :	-0.85 m		ENSAYO # :	UU-3 (c/est)	
LECT.DIAL	CARGA	DEFORMAC.	DEF. UNITARIA	AREA.CORR.	ESFUERZO
(KN)	(kg)	(mmx10-2)	(%)	(cm ²)	(kg/cm ²)
0.000	0	0	0.00	10.14	0.00
0.054	5.51	10	0.13	10.15	0.54
0.073	7.45	20	0.26	10.17	0.73
0.091	9.28	30	0.39	10.18	0.91
0.104	10.61	40	0.52	10.19	1.04
0.120	12.24	50	0.66	10.21	1.20
0.150	15.30	75	0.98	10.24	1.49
0.175	17.85	100	1.31	10.28	1.74
0.200	20.40	125	1.64	10.31	1.98
0.222	22.64	150	1.97	10.34	2.19
0.243	24.79	175	2.29	10.38	2.39
0.261	26.62	200	2.62	10.41	2.56
0.300	30.60	250	3.28	10.48	2.92
0.325	33.15	300	3.93	10.56	3.14
0.354	36.11	350	4.59	10.63	3.40
0.383	39.07	400	5.24	10.70	3.65
0.406	41.41	450	5.90	10.78	3.94
0.427	43.35	500	6.55	10.85	4.01
0.445	47.43	600	7.86	11.01	4.81
0.499	50.29	700	9.17	11.17	4.50
0.516	52.63	800	10.48	11.33	4.65
0.534	54.47	900	11.80	11.50	4.74
0.553	56.41	1000	13.11	11.67	4.93
σ desv. Max. =					4.83

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 Email: lemsur@epn.edu.ec



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



ENSAYO TRIAXIAL UU/S/SAT

INF.No. 18 - 0365-I
HOJA 4 DE 6

Quito, 07 de diciembre de 2018

PROYECTO :	RESUMEN DE RESULTADOS
PROYECTO DE VINCULACIÓN REALIZACIÓN DE UN CONCURSO DE PLAZAS Y DE LOS ESTUDIOS PRELIMINARES DEL CENTRO DE EDUCACIÓN SUPERIOR PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE CONSTRUIR UN PISO ADICIONAL EN LA TERRAZA DEL EDIFICIO DEL ITPSN	
CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA SOLICITA : VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL	HUMEDAD : 15.53 (%)
CONTRATISTA : ***	DENSIDAD : 1.72 (g/cm ³)
PROFUNDIDAD : -0.95 m	COHESIÓN : 0.38 (kg/cm ²)
UBICACIÓN : ZAPATA ESQUINERA	ÁNGULO DE FRICCIÓN : 28.56 (°)

ING. MERCEDES VILLALOBOS
JEFE DEL LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS

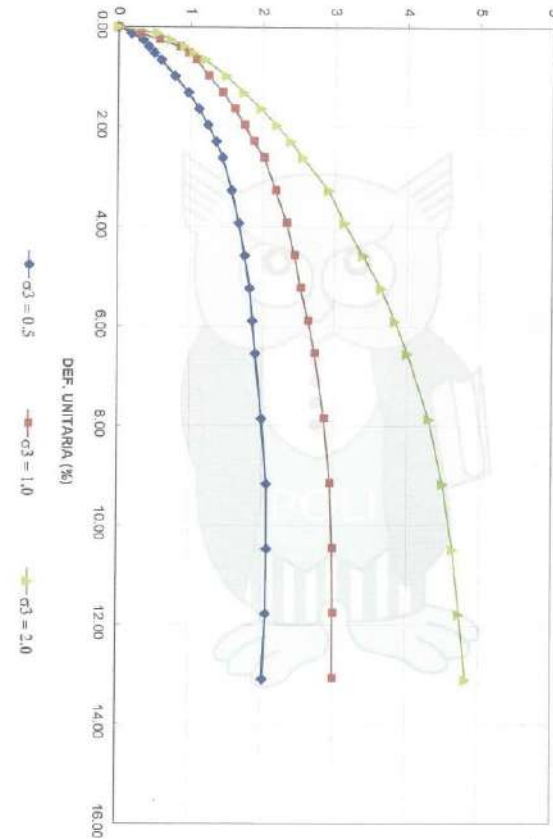


ESF. DESVIADOR (kg/cm²)

INF. 18 - 0365-I
06 DE 06

PROYECTO DE VINCULACIÓN - REALIZACIÓN DE UN ESTUDIO DE SUELOS Y DE LAS ESTRUCTURAS DEL CENTRO DE EDUCACIÓN SUPERIOR, PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE CONSTRUIR UN PISO ADICIONAL EN LA TERRAZA DEL EDIFICIO DEL ITPSN

ESF. DESVIADOR - DEF. UNITARIA



UU-S-S-18-005-I



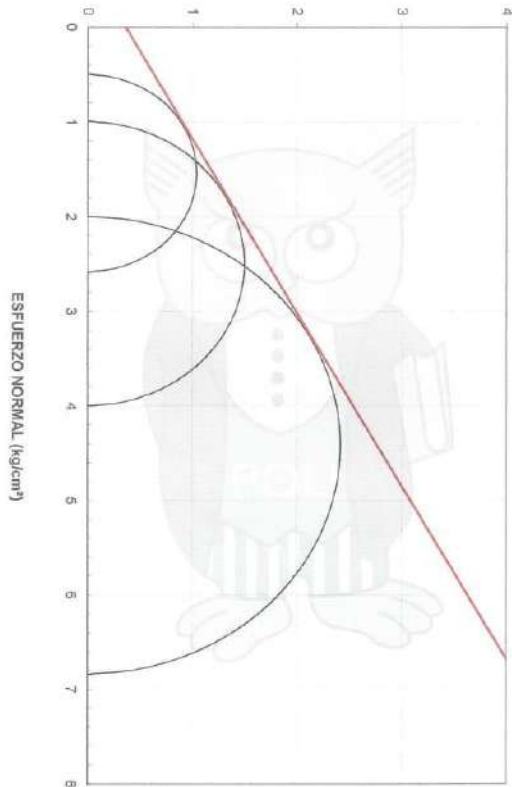
Tel.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



ESFUERZO CORTANTE (kg/cm²)



— c = 0.36 kg/cm² φ = 28.50°

Archivo: UU-S-S-18-005-1.xls

INF. 18 - 0364-I
06 DE 06

PROYECTO DE VINCULACIÓN: REALIZACIÓN DE UN ESTUDIO DE SUELOS Y DE LAS ESTRUCTURAS DEL CENTRO DE EDUCACIÓN SUPERIOR PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE CONSTRUIR UN PISO ADICIONAL EN LA TERRAZA DEL EDIFICIO DEL ITSPN

CIRCULOS DE MOHR



Tel.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 Email: lemsura@epn.edu.ec



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



ENSAYO TRIAXIAL UU/S/SAT

INF. No. 18 - 0364-I
HOJA 01 DE 06

Quito, 07 de diciembre de 2018

SOLICITA: CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
Atención: CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA
Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía - EPN
PROYECTO: PROYECTO DE VINCULACIÓN: REALIZACIÓN DE UN ESTUDIO DE SUELOS Y DE LAS ESTRUCTURAS DEL CENTRO DE EDUCACIÓN SUPERIOR, PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE CONSTRUIR UN PISO ADICIONAL EN LA TERRAZA DEL EDIFICIO DEL ITSPN
CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
NORMA: ASTM D2850-15

CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA					
De (cm) :	3.59	Wo (gr) :	135.18	Yo (cm ³) :	77.20
Dm (cm) :	3.59	Hra (cm) :	7.62	W% :	10.49
Di (cm) :	3.60	Ae (cm ²) :	10.13	γ (gr/cm ³) :	1.751
UBICACIÓN :	ZAPATA INTERMEDIA	SONDEO :	****	σ1 (kg/cm ²) :	0.50
PROFUNDIDAD :	-0.90 m	ENSAYO # :	UU-1 (v/sat)		
LECT. DIAL	CARGA (kg)	DEFORMAC. (mmx10-2)	DEF. UNITARIA (%)	AREA CORR. (cm ²)	ESFUERZO (kg/cm ²)
0.000	0.00	0	0.00	10.13	0.00
0.035	3.57	10	0.13	10.15	0.35
0.048	4.90	20	0.26	10.16	0.48
0.061	6.22	30	0.39	10.17	0.61
0.069	7.04	40	0.52	10.19	0.69
0.076	7.75	50	0.56	10.20	0.76
0.086	8.77	75	0.98	10.23	0.86
0.096	9.79	100	1.31	10.27	0.95
0.105	10.71	125	1.66	10.30	1.04
0.111	11.32	150	1.97	10.34	1.10
0.117	11.93	175	2.30	10.37	1.15
0.122	12.44	200	2.62	10.40	1.20
0.130	13.26	250	3.28	10.48	1.27
0.138	14.08	300	3.94	10.55	1.33
0.143	14.59	350	4.59	10.62	1.37
0.149	15.10	400	5.25	10.69	1.41
0.153	15.61	450	5.91	10.77	1.45
0.155	15.81	500	6.56	10.84	1.46
0.165	16.83	600	7.87	11.00	1.53
0.171	17.44	700	9.19	11.16	1.56
0.174	17.75	800	10.50	11.32	1.57
0.178	18.16	900	11.81	11.49	1.58
0.180	18.36	1000	13.12	11.66	1.57
σ shear Max =					1.58

[Signature]
ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 Email: lemsura@epn.edu.ec



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



ENSAYO TRIAXIAL UU S/SAT

INF.No. 18 - 0364-I
HOJA 2 DE 6

Quito, 07 de diciembre de 2018

SOLICITA : CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
Atención : CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
Dirección : Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía - EPN

PROYECTO : PROYECTO DE VINCULACIÓN: REALIZACIÓN DE UN ESTUDIO DE SUELOS Y DE LAS ESTRUCTURAS DEL CENTRO DE EDUCACIÓN SUPERIOR, PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE CONSTRUIR UN PISO ADICIONAL EN LA TERRAZA DEL EDIFICIO DEL IESPN

CONTRATISTA : ***
FISCALIZADOR : ***
NORMA : ASTM D2850-15

CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA					
De (cm) :	3.59	Wo (gr) :	135.99	Vo (cm ³) :	77.03
Dm (cm) :	3.59	Hm (cm) :	7.61	W % :	19.79
Di (cm) :	3.60	Ao (cm ²) :	10.12	γ (gr/cm ³) :	1.745
UBICACIÓN : ZAPATA INTERMEDIA		SONDEO : ****		σ2 (kg/cm ²) : 1.00	
PROFUNDIDAD :	-0.80 m	ENSAYO # :	UU-2 (s/sat)		
LECT.DIAL	CARGA	DEFORMAC.	DEF. UNITARIA	AREA.CORR.	ESFUERZO
(KN)	(kg)	(mmx10-2)	(%)	(cm ²)	(kg/cm ²)
0.000	0.00	0	0.00	10.12	0.00
0.036	3.67	10	0.13	10.14	0.36
0.058	5.92	20	0.26	10.15	0.58
0.071	7.24	30	0.39	10.16	0.71
0.079	8.06	40	0.53	10.18	0.79
0.085	8.67	50	0.66	10.19	0.85
0.099	10.10	75	0.99	10.22	0.99
0.110	11.22	100	1.31	10.26	1.09
0.119	12.14	125	1.64	10.29	1.19
0.130	13.26	150	1.97	10.33	1.28
0.138	14.08	175	2.30	10.36	1.36
0.144	14.69	200	2.63	10.40	1.44
0.156	15.91	250	3.29	10.47	1.52
0.166	16.93	300	3.94	10.54	1.61
0.177	18.05	350	4.60	10.61	1.70
0.185	18.87	400	5.26	10.68	1.77
0.192	19.58	450	5.91	10.76	1.82
0.197	20.09	500	6.57	10.83	1.85
0.208	21.22	600	7.88	10.99	1.93
0.216	22.03	700	9.20	11.15	1.98
0.224	22.85	800	10.51	11.31	2.02
0.231	23.56	900	11.83	11.48	2.05
0.235	23.97	1000	13.14	11.65	2.06
σ dev. Max =					2.06

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



ENSAYO TRIAXIAL UU S/SAT

INF.No. 18 - 0364-I
HOJA 3 DE 6

Quito, 07 de diciembre de 2018

SOLICITA : CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
Atención : CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
Dirección : Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía - EPN

PROYECTO : PROYECTO DE VINCULACIÓN: REALIZACIÓN DE UN ESTUDIO DE SUELOS Y DE LAS ESTRUCTURAS DEL CENTRO DE EDUCACIÓN SUPERIOR, PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE CONSTRUIR UN PISO ADICIONAL EN LA TERRAZA DEL EDIFICIO DEL IESPN

CONTRATISTA : ***
FISCALIZADOR : ***
NORMA : ASTM D2850-15

CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA					
De (cm) :	3.50	Wo (gr) :	135.31	Vo (cm ³) :	77.72
Dm (cm) :	3.61	Hm (cm) :	7.60	W % :	19.80
Di (cm) :	3.61	Ao (cm ²) :	10.23	γ (gr/cm ³) :	1.741
UBICACIÓN : ZAPATA INTERMEDIA		SONDEO : ****		σ3 (kg/cm ²) : 2.00	
PROFUNDIDAD :	-0.80 m	ENSAYO # :	UU-3 (s/sat)		
LECT.DIAL	CARGA	DEFORMAC.	DEF. UNITARIA	AREA.CORR.	ESFUERZO
(KN)	(kg)	(mmx10-2)	(%)	(cm ²)	(kg/cm ²)
0.000	0	0	0.00	10.23	0.00
0.045	4.59	10	0.13	10.24	0.45
0.063	6.43	20	0.26	10.25	0.63
0.075	7.65	30	0.39	10.27	0.75
0.084	8.57	40	0.53	10.28	0.83
0.090	9.18	50	0.66	10.29	0.89
0.106	10.61	75	0.99	10.33	1.05
0.121	12.24	100	1.32	10.36	1.19
0.132	13.46	125	1.64	10.40	1.29
0.145	14.79	150	1.97	10.43	1.42
0.158	16.12	175	2.30	10.47	1.54
0.170	17.34	200	2.63	10.50	1.65
0.192	19.58	250	3.29	10.57	1.85
0.212	21.62	300	3.95	10.65	2.03
0.231	23.56	350	4.61	10.72	2.20
0.248	25.30	400	5.26	10.79	2.34
0.262	26.72	450	5.92	10.87	2.46
0.277	28.25	500	6.58	10.95	2.58
0.299	30.50	600	7.89	11.10	2.75
0.319	32.54	700	9.21	11.26	2.99
0.336	34.27	800	10.53	11.43	3.00
0.349	35.60	900	11.84	11.60	3.07
0.359	36.62	1000	13.16	11.78	3.11
σ dev. Mo. =					3.11

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



ENSAYO TRIAXIAL UU/S/SAT

INF.No. 18 - 0364-I
HOJA 4 DE 6

Quito, 07 de diciembre de 2018

<p>PROYECTO : PROYECTO DE VINCULACIÓN: REALIZACIÓN DE UN EDIFICIO DE SUELOS Y DE LAS ESTRUCTURAS DEL CENTRO DE EDUCACIÓN SUPERIOR, PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE CONSTRUIR UN PISO ADICIONAL EN LA TERRAZA DEL EDIFICIO DEL ITSPN</p>	<p>RESUMEN DE RESULTADOS</p>
<p>SOLICITA : CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL</p> <p>CONTRATISTA : ***</p> <p>PROFUNDIDAD : -0.80 m</p> <p>UBICACIÓN : ZAPATA INTERMEDIA</p>	<p>HUMEDAD : 18.89 (%)</p> <p>DENSIDAD : 1.75 (g/cm³)</p> <p>COHESIÓN : 0.40 (kg/cm²)</p> <p>ÁNGULO DE FRICCIÓN : 19.54 (°)</p>

[Firma]
ING. MERCEDES VILLACÉS
JEFE DEL LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609



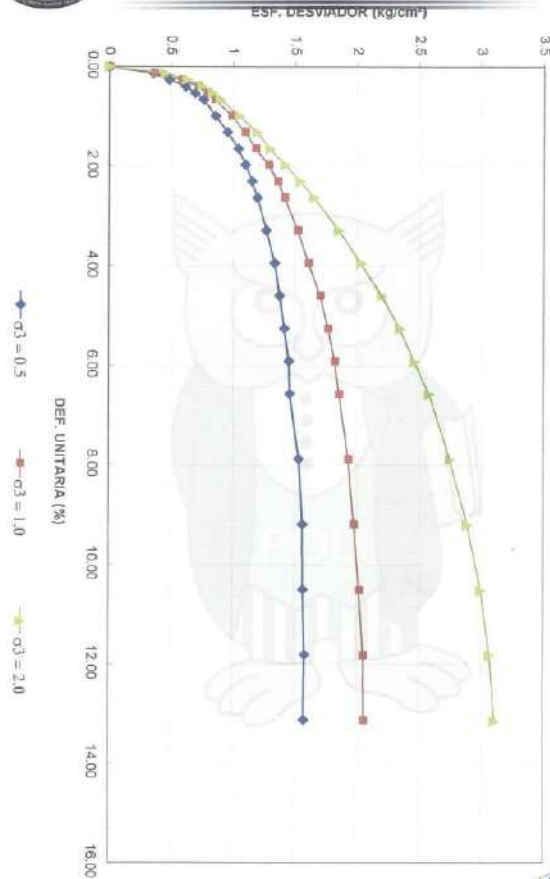
ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



INF. 18 - 0364-I
05 DE 06

PROYECTO DE VINCULACIÓN: REALIZACIÓN DE UN ESTUDIO DE SUELOS Y DE LAS ESTRUCTURAS DEL CENTRO DE EDUCACIÓN SUPERIOR, PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE CONSTRUIR UN PISO ADICIONAL EN LA TERRAZA DEL EDIFICIO DEL ITSPN

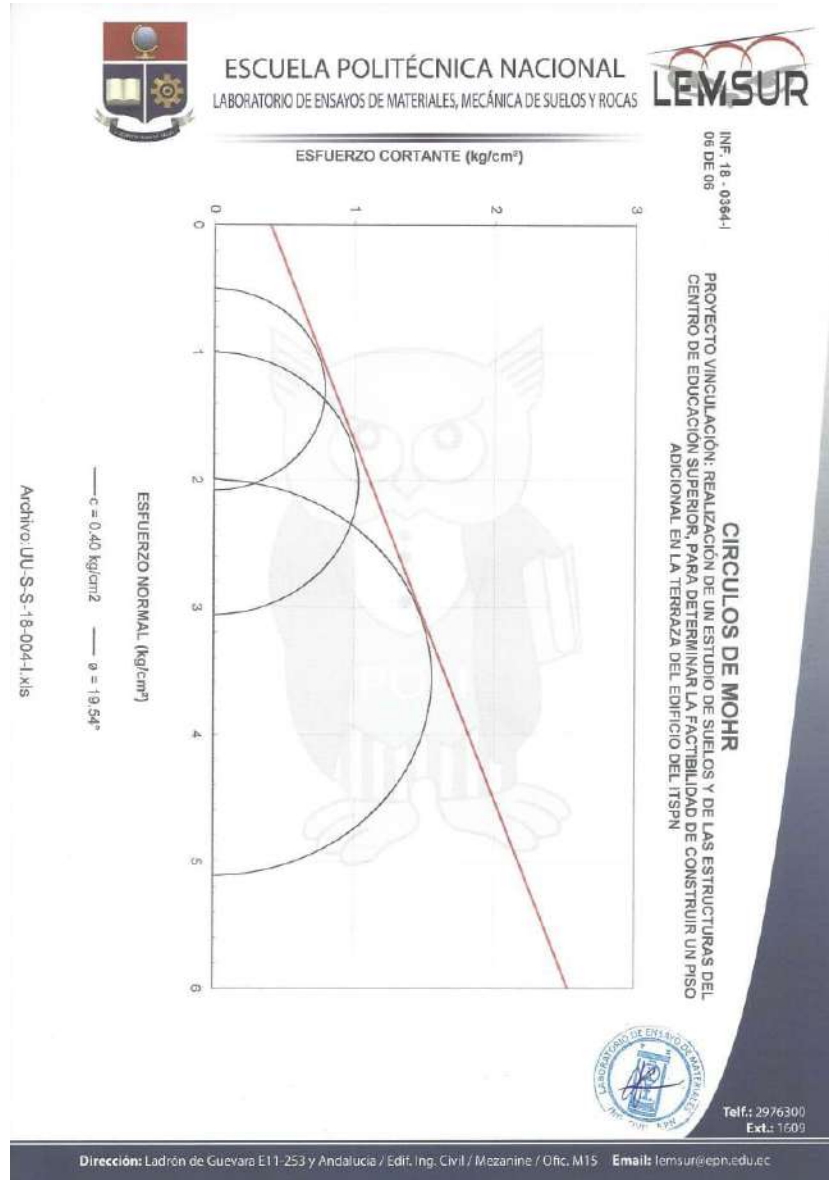
ESF. DESVIADOR - DEF. UNITARIA



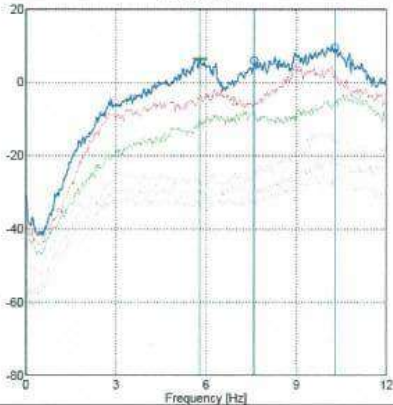
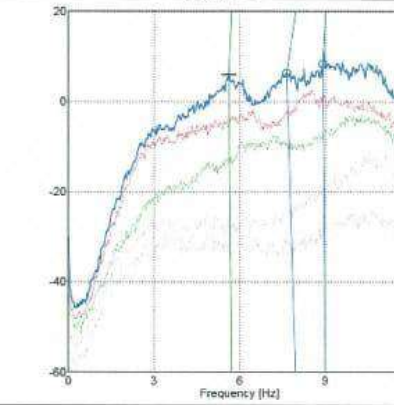
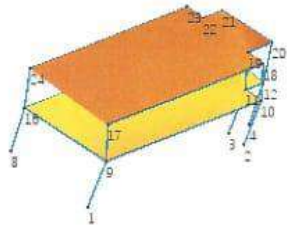
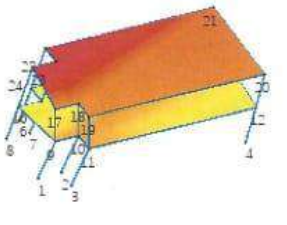
UU-S-S-18-004-I

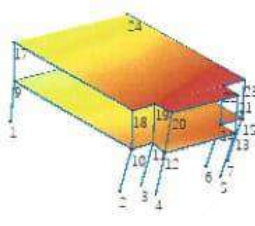
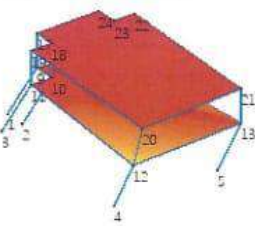
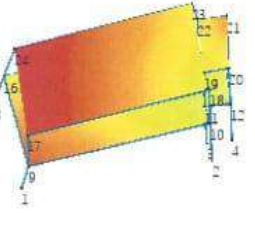
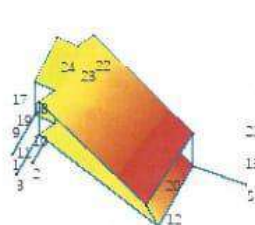




Tel.: 2976300
Ext.: 1609



3.6. ENSAYO DE VIBRACIONES AMBIENTALES

Reporte de Periodos de Vibración	
Solicitante	Srta. Carol Chávez Sr. José Gómez
Estructura	Escuela Superior de Policía (Quito)
Motivo	Proyecto de titulación. Ingeniería Civil
Fecha de ensayos	05 de septiembre de 2018
Fecha del reporte	25 de enero de 2019
Equipo utilizado	4 sensores Reftek 160
Técnica de identificación	Frequency Domain Decomposition (FDD)
Resultados	
Valores singulares de las matrices de densidad espectral	
Bloque 1	Bloque 2
	
Formas modales	
Bloque 1	Bloque 2
	
$T_0=0.18$ s	$T_0=0.17$ s
Bloque 1	Bloque 2

	
<p>$T_1=0.12$ s</p> <p>Bloque 1</p>	<p>$T_1=0.13$ s</p> <p>Bloque 2</p>
	
<p>$T_2=0.11$ s</p>	<p>$T_2=0.09$ s</p>
<p>Observaciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - La estructura cuenta con una junta que la divide en 2 bloques simétricos. Los ensayos realizados muestran que cada bloque funciona de manera independiente, por lo cual se presentan resultados para cada bloque. - Es posible identificar 3 modos de vibración del edificio. El primer modo (F_0) corresponde a una traslación en el sentido largo, seguido por una traslación en la dirección perpendicular y finalmente un modo de torsión. - Los periodos de vibración identificados son similares en los dos bloques debido a su simetría. 	
 <p>Instituto Geofísico ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL QUITO - ECUADOR</p>	<p>Preparado por:</p>  <p>Ing. Juan Carlos Singaicho Armas. M.Sc. Profesor Agregado a Tiempo Completo Departamento de Geofísica</p>

ANEXO 4

4.1. CÁLCULO DE PESO ESTRUCTURAL Y NO ESTRUCTURAL 2 PISOS

PESO ESTRUCTURAL

BLOQUE 1									
ítem	Elemento Estructural	Tipo	Cantidad	Largo (L)	Ancho (a)	Altura (h)	Volumen	Peso esp.	Peso
			[#]	[m]	[m]	[m]	[m3]	[kg/m3]	[kg]
1	Columna	C30x30	2	0.30	0.30	3.13	0.56	2400	1350.00
2	Columna	C30x30	2	0.30	0.30	3.40	0.61	2400	1468.80
3	Columna	C30x40	19	0.40	0.30	3.13	7.13	2400	17100.00
4	Columna	C30x40	19	0.40	0.30	3.40	7.75	2400	18604.80
5	Viga	V50x30	15	3.60	0.30	0.50	8.10	2400	19440.00
6	Viga	V50x30	10	6.00	0.30	0.50	9.00	2400	21600.00
7	Viga	V50x30	3	3.40	0.30	0.50	1.53	2400	3672.00
8	Viga	V50x30	4	4.60	0.30	0.50	2.76	2400	6624.00
9	Viga	V55x30	14	3.60	0.30	0.55	8.32	2400	19958.40
10	Viga	V55x30	10	6.00	0.30	0.55	9.90	2400	23760.00
11	Viga	V55x30	2	4.60	0.30	0.55	1.52	2400	3643.20
12	Viga	V55x30	3	3.40	0.30	0.55	1.68	2400	4039.20
13	Viga	V55x30	1	1.70	0.30	0.55	0.28	2400	673.20
14	Viga	V55x30	2	4.60	0.30	0.55	1.52	2400	3643.20
15	Viga	V25x25	1	3.25	0.25	0.25	0.20	2400	487.50
16	Viga	V25x25	1	4.60	0.25	0.25	0.29	2400	690.00
17	Viga	V25x25	1	3.60	0.25	0.25	0.23	2400	540.00
18	Losa								115288.96
19	Gradas								3432.61
PESO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES TOTAL [kg]									266015.88

BLOQUE 2									
ítem	Elemento Estructural	Tipo	Cantidad	Largo (L)	Ancho (a)	Altura (h)	Volumen	Peso esp.	Peso
			[#]	[m]	[m]	[m]	[m3]	[kg/m ³]	[kg]
1	Columna	C30x30	2	0.30	0.30	3.13	0.56	2400	1350.00
2	Columna	C30x30	2	0.30	0.30	3.40	0.61	2400	1468.80
3	Columna	C30x40	19	0.40	0.30	3.13	7.13	2400	17100.00
4	Columna	C30x40	19	0.40	0.30	3.40	7.75	2400	18604.80
5	Viga	V50x30	15	3.60	0.30	0.50	8.10	2400	19440.00
6	Viga	V50x30	10	6.00	0.30	0.50	9.00	2400	21600.00
7	Viga	V50x30	3	3.40	0.30	0.50	1.53	2400	3672.00
8	Viga	V50x30	4	4.60	0.30	0.50	2.76	2400	6624.00
9	Viga	V55x30	14	3.60	0.30	0.55	8.32	2400	19958.40
10	Viga	V55x30	10	6.00	0.30	0.55	9.90	2400	23760.00
11	Viga	V55x30	2	4.60	0.30	0.55	1.52	2400	3643.20
12	Viga	V55x30	3	3.40	0.30	0.55	1.68	2400	4039.20
13	Viga	V55x30	1	1.70	0.30	0.55	0.28	2400	673.20
14	Viga	V55x30	2	4.60	0.30	0.55	1.52	2400	3643.20
15	Viga	V25x25	1	3.25	0.25	0.25	0.20	2400	487.50
16	Viga	V25x25	1	4.60	0.25	0.25	0.29	2400	690.00
17	Viga	V25x25	1	3.60	0.25	0.25	0.23	2400	540.00
18	Losa								115288.96
19	Gradas								3432.61
PESO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES TOTAL [kg]									266015.88

PESO NO ESTRUCTURAL

Cálculo del peso de la mampostería por bloque.

BLOQUE 1									
DATOS		PAREDES	DATOS VENTANAS			DATOS PUERTAS			TOTAL
Piso	Nivel	Peso	Área	Densidad	Peso	Área	Densidad	Peso	Peso
(#)	[m]	[kg]	[m ²]	[kg/m ²]	[kg]	[m ²]	[kg/m ²]	[kg]	[kg]
LOSA 1	3.13	73547.60	77.22	20	1544.4	18.0	15	270	75362.00
LOSA 2	6.53	-	-	-	-	-	-	-	-

BLOQUE 2									
DATOS		PAREDES	DATOS VENTANAS			DATOS PUERTAS			TOTAL
Piso	Nivel	Peso	Área	Densidad	Peso	Área	Densidad	Peso	Peso
(#)	[m]	[kg]	[m ²]	[kg/m ²]	[kg]	[m ²]	[kg/m ²]	[kg]	[kg]
LOSA 1	3.13	73219.37	71.28	20	1425.6	12.0	15	180	74824.97
LOSA 2	6.53	-	-	-	-	-	-	-	-

Cálculo de sobrecarga muerta (carga muerta adicional) por bloque.

BLOQUE 1																
DATOS		AREA	MAMPOSTERIA		BLOQUE LOSA	CERAMICA DE PISO	MASILLADO DE LOSA			ENLUCIDO DE LOSA			EXTRAS			TOTAL
Piso	Nivel	[m ²]	Peso	Peso/m2	Peso/m2	Densidad	Espesor	Densidad	Peso/m2	Espesor	Densidad	Peso/m2	Espesor	Densidad	Peso/m2	Peso
(#)	[m]		[kg]	[kg/m ²]	[kg/m ²]	[kg/m ²]	[m]	[kg/m ³]	[kg/m ²]	[m]	[kg/m ³]	[kg/m ²]	[m]	[kg/m ³]	[kg/m ²]	[kg/m ²]
LOSA 1	3.13	222.29	75362.0	339.03	109.09	20	0.015	2100	31.50	0.01	2100	21.00	0.015	2100	31.50	552.12
LOSA 2	6.53	237.20	-	-	109.09	-	0.015	2100	31.50	0.01	2100	21.00	-	-	-	161.59
BLOQUE 2																
DATOS		AREA	MAMPOSTERIA		BLOQUE LOSA	CERAMICA DE PISO	MASILLADO DE LOSA			ENLUCIDO DE LOSA			EXTRAS			TOTAL
Piso	Nivel	[m ²]	Peso	Peso/m2	Peso/m2	Densidad	Espesor	Densidad	Peso/m2	Espesor	Densidad	Peso/m2	Espesor	Densidad	Peso/m2	Peso
(#)	[m]		[kg]	[kg/m ²]	[kg/m ²]	[kg/m ²]	[m]	[kg/m ³]	[kg/m ²]	[m]	[kg/m ³]	[kg/m ²]	[m]	[kg/m ³]	[kg/m ²]	[kg/m ²]
LOSA 1	3.13	222.29	74824.5	336.62	109.09	20	0.015	2100	31.50	0.01	2100	21.00	0.015	2100	31.50	549.71
LOSA 2	6.53	237.20	-	-	109.09	-	0.015	2100	31.50	0.01	2100	21.00	-	-	-	161.59

4.2. CÁLCULO DE PESO ESTRUCTURAL Y NO ESTRUCTURAL 3 PISOS

PESO ESTRUCTURAL

BLOQUE 1									
Ítem	Elemento Estructural	Tipo	Cantidad	Largo (L)	Ancho (a)	Altura (h)	Volumen	Peso esp.	Peso
			[#]	[m]	[m]	[m]	[m³]	[kg/m³]	[kg]
1	Columna	C30x30	2	0.30	0.30	3.13	0.56	2400	1350.00
2	Columna	C30x30	2	0.30	0.30	3.40	0.61	2400	1468.80
3	Columna	C-3-1	2	0.30	0.30	3.13	0.56	2400	1350.00
4	Columna	C-3-1	2	0.30	0.30	3.40	0.61	2400	1468.80
5	Columna	C-3-1	2	0.30	0.30	3.20	0.58	2400	1382.40
6	Columna	C30x40	19	0.40	0.30	3.13	7.13	2400	17100.00
7	Columna	C30x40	19	0.40	0.30	3.40	7.75	2400	18604.80
8	Columna	C-3-2	19	0.40	0.30	3.20	7.30	2400	17510.40
9	Columna	C-3-3	1	0.40	0.30	3.13	0.38	2400	900.00
10	Columna	C-3-3	1	0.40	0.30	3.40	0.41	2400	979.20
11	Viga	V50x30	14	3.60	0.30	0.50	7.56	2400	18144.00
12	Viga	V50x30	10	6.00	0.30	0.50	9.00	2400	21600.00
13	Viga	V50x30	3	3.40	0.30	0.50	1.53	2400	3672.00
14	Viga	V50x30	1	1.70	0.30	0.50	0.26	2400	612.00
15	Viga	V50x30	4	4.60	0.30	0.50	2.76	2400	6624.00
16	Viga	V-3-2	13	3.60	0.40	0.50	9.36	2400	22464.00
17	Viga	V-3-2	3	3.40	0.40	0.50	2.04	2400	4896.00
18	Viga	V3-3	10	6.00	0.30	0.45	8.10	2400	19440.00
19	Viga	V3-3	2	4.60	0.30	0.45	1.24	2400	2980.80
20	Viga	V-3-4	2	3.60	0.30	0.30	0.65	2400	1555.20
21	Viga	V-3-4	2	4.60	0.30	0.30	0.83	2400	1987.20
22	Viga	V55x30	14	3.60	0.30	0.55	8.32	2400	19958.40
23	Viga	V55x30	10	6.00	0.30	0.55	9.90	2400	23760.00
24	Viga	V55x30	2	4.60	0.30	0.55	1.52	2400	3643.20
25	Viga	V55x30	3	3.40	0.30	0.55	1.68	2400	4039.20
26	Viga	V55x30	1	1.70	0.30	0.55	0.28	2400	673.20
27	Viga	V55x30	2	4.60	0.30	0.55	1.52	2400	3643.20
28	Viga	V25x25	1	3.25	0.25	0.25	0.20	2400	487.50
29	Viga	V25x25	1	3.60	0.25	0.25	0.23	2400	540.00
30	Viga	V25x25	1	4.60	0.25	0.25	0.29	2400	690.00
31	Viga	V-3-1	4	1.90	0.35	0.25	0.67	2400	1596.00
32	Viga	V-3-1	2	3.25	0.35	0.25	0.57	2400	1365.00
33	Losa					PISO 1			56416.91
34	Losa					PISO 2			56416.91
35	Losa					PISO 3			59205.12
36	Gradas					PISO 1			3432.61
37	Gradas					PISO 2			3466.13
PESO DE ELEMENTOS TOTAL [kg]									395036.518

BLOQUE 2									
It	Elemento Estructural	Tipo	Cantidad	Largo (L)	Ancho (a)	Altura (h)	Volumen	Peso esp.	Peso
			[#]	[m]	[m]	[m]	[m ³]	[kg/m ³]	[kg]
1	Columna	C30x30	2	0.30	0.30	3.13	0.56	2400	1350.00
2	Columna	C30x30	2	0.30	0.30	3.40	0.61	2400	1468.80
3	Columna	C-3-1	2	0.30	0.30	3.13	0.56	2400	1350.00
4	Columna	C-3-1	2	0.30	0.30	3.40	0.61	2400	1468.80
5	Columna	C-3-1	4	0.30	0.30	3.20	1.15	2400	2764.80
6	Columna	C-3-1	2	0.30	0.30	2.80	0.50	2400	1209.60
7	Columna	C30x40	19	0.40	0.30	3.13	7.13	2400	17100.00
8	Columna	C30x40	19	0.40	0.30	3.40	7.75	2400	18604.80
9	Columna	C-3-3	1	0.40	0.30	3.13	0.38	2400	900.00
10	Columna	C-3-3	1	0.40	0.30	3.40	0.41	2400	979.20
11	Columna	C-3-3	1	0.40	0.30	3.20	0.38	2400	921.60
12	Columna	C-3-3	1	0.40	0.30	2.80	0.34	2400	806.40
13	Columna	C-3-2	19	0.40	0.30	3.20	7.30	2400	17510.40
14	Columna	C-3-2	1	0.40	0.30	2.80	0.34	2400	806.40
15	Columna	Acero	2	0.15	0.10	2.80	0.006	7850	43.26
16	Columna	Acero	2	0.15	0.10	2.80	0.078	2400	188.38
17	Rigidizador	Acero	2	0.10	0.10	3.38	0.005	7850	41.65
18	Viga	Acero	3	1.90	0.10	0.10	0.004	7850	35.08
19	Viga	Acero	2	4.60	0.10	0.10	0.007	7850	56.62
20	Viga	V30x50	14	3.30	0.30	0.50	6.93	2400	16632.00
21	Viga	V30x50	1	1.55	0.30	0.50	0.23	2400	558.00
22	Viga	V30x50	10	5.60	0.30	0.50	8.40	2400	20160.00
23	Viga	V30x50	3	3.25	0.30	0.50	1.46	2400	3510.00
24	Viga	V30x50	4	4.20	0.30	0.50	2.52	2400	6048.00
25	Viga	V30x55	14	3.30	0.30	0.55	7.62	2400	18295.20
26	Viga	V30x55	10	5.60	0.30	0.55	9.24	2400	22176.00
27	Viga	V30x55	4	4.20	0.30	0.55	2.77	2400	6652.80
29	Viga	V30x55	3	3.25	0.30	0.55	1.61	2400	3861.00
30	Viga	V30x55	1	1.55	0.30	0.55	0.26	2400	613.80
31	Viga	V25x25	1	3.10	0.25	0.25	0.19	2400	465.00
32	Viga	V25x25	1	4.20	0.25	0.25	0.26	2400	630.00
33	Viga	V25x25	1	3.30	0.25	0.25	0.21	2400	495.00
34	Viga	V30x45 A	2	3.40	0.30	0.45	0.92	2400	2203.20
35	Viga	V30x45 A	2	4.25	0.30	0.45	1.15	2400	2754.00
36	Viga	V30x45 A	2	4.20	0.30	0.45	1.13	2400	2721.60
37	Viga	V30x45 A	10	5.60	0.30	0.45	7.56	2400	18144.00
38	Viga	V40x50 A	12	3.30	0.40	0.50	7.92	2400	19008.00
39	Viga	V40x50 A	3	3.15	0.40	0.50	1.89	2400	4536.00
40	Viga	V40x50 A	1	1.40	0.40	0.50	0.28	2400	672.00
41	Viga	V25x35 A	2	4.40	0.25	0.35	0.77	2400	1848
42	Viga	V25x35 A	4	3.05	0.25	0.35	1.07	2400	2562
43	Viga	V25x35 A	6	1.75	0.25	0.35	0.92	2400	2205
44	Viga	V25x35 A	2	1.2	0.25	0.35	0.21	2400	504
45	Losa								171252.79
46	Gradas								10312.46
PESO DE ELEMENTOS TOTAL [kg]									406425.64

PESO NO ESTRUCTURAL

Cálculo del peso de la mampostería por bloque.

BLOQUE 1									
DATOS		PAREDES	DATOS VENTANAS			DATOS PUERTAS			TOTAL
Piso	Nivel	Peso	Área	Densidad	Peso	Área	Densidad	Peso	Peso
(#)	[m]	[kg]	[m ²]	[kg/m ²]	[kg]	[m ²]	[kg/m ²]	[kg]	[kg]
LOSA 1	3.13	70743.09	77.22	20	1544.4	12	15	180	72467.49
LOSA 2	6.53	54594.28	71.28	20	1425.6	12	15	180	56199.88
LOSA 3	9.73	16317.14	13.34	20	266.8	2	15	30	16613.94

BLOQUE 2									
DATOS		PAREDES	DATOS VENTANAS			DATOS PUERTAS			TOTAL
Piso	Nivel	Peso	Área	Densidad	Peso	Área	Densidad	Peso	Peso
(#)	[m]	[kg]	[m ²]	[kg/m ²]	[kg]	[m ²]	[kg/m ²]	[kg]	[kg]
LOSA 1	3.13	73219.37	71.28	20	1425.6	12	15	180	74824.97
LOSA 2	6.53	54594.28	71.28	20	1425.6	12	15	180	56199.88
LOSA 3	9.73	23486.58	13.34	20	266.8	2	15	30	23783.38
LOSA 4	12.53	-	-	-	-	-	-	-	-

Cálculo de la sobrecarga muerta (carga muerta adicional) por bloque.

BLOQUE 1																
DATOS		AREA	MAMPOSTERIA		BLOQUES LOSA	CERAMICA DE PISO	MASILLADO DE LOSA			ENLUCIDO DE LOSA			EXTRAS			TOTAL
Piso	Nivel	[m ²]	Peso	Peso/m2	Peso/m2	Densidad	Espesor	Densidad	Peso/m2	Espesor	Densidad	Peso/m2	Espesor	Densidad	Peso/m2	Peso
(#)	[m]	[m ²]	[kg]	[kg/m ²]	[kg/m ²]	[kg/m ²]	[m]	[kg/m ³]	[kg/m ²]	[m]	[kg/m ³]	[kg/m ²]	[m]	[kg/m ³]	[kg/m ²]	[kg/m ²]
LOSA 1	3.13	224.85	72467.49	322.29	109.09	20	0.015	2100	31.50	0.01	2100	21.00	0.015	2100	31.50	535.38
LOSA 2	6.53	224.85	56199.88	249.94	109.09	20	0.015	2100	31.50	0.01	2100	21.00	0.015	2100	31.50	463.03
LOSA 3	9.73	237.20	16613.94	70.04	96.00	0	0.015	2100	31.50	0.01	2100	21.00	0	2100	0.00	218.54

BLOQUE 2																
DATOS		AREA	MAMPOSTERIA		BLOQUES LOSA	CERAMICA DE PISO	MASILLADO DE LOSA			ENLUCIDO DE LOSA			EXTRAS			TOTAL
Piso	Nivel	[m ²]	Peso	Peso/m2	Peso/m2	Densidad	Espesor	Densidad	Peso/m2	Espesor	Densidad	Peso/m2	Espesor	Densidad	Peso/m2	Peso
(#)	[m]	[m ²]	[kg]	[kg/m ²]	[kg/m ²]	[kg/m ²]	[m]	[kg/m ³]	[kg/m ²]	[m]	[kg/m ³]	[kg/m ²]	[m]	[kg/m ³]	[kg/m ²]	[kg/m ²]
LOSA 1	3.13	224.85	74824.97	332.78	109.09	20	0.015	2100	31.50	0.01	2100	21.00	0.015	2100	31.50	545.87
LOSA 2	6.53	224.85	56199.88	249.94	109.09	20	0.015	2100	31.50	0.01	2100	21.00	0.015	2100	31.50	463.03
LOSA 3	9.73	222.29	23783.38	106.99	96.00	0	0.015	2100	31.50	0.01	2100	21.00	0	2100	0.00	255.49
LOSA 4	12.53	17.48	-	-	120.00	-	0.01	2100	21.00	0.01	2100	21.00	-	-	-	162.00

4.3. CÁLCULO DE PESO ESTRUCTURAL Y NO ESTRUCTURAL CON ENCHAPE

BLOQUE 1					
PISO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	ÁREA	VOLUMEN	PESO MORTERO	PESO MALLA
		[m²]	[m³]	[kg]	[kg]
1	P2 (1) (PARTE 1)	11.25	1184.00	2841.60	167.19
1	P2 (1) (PARTE 2)	37.50	3000.00	7200.00	557.30
1	P2 (1) (PARTE 3)	11.25	1184.00	2841.60	167.19
2	P2 (2) (PARTE 1)	12.24	1318.00	3164.16	181.90
2	P2 (2) (PARTE 2)	40.80	2944.00	7065.60	250.57
2	P2 (2) (PARTE 3)	12.24	1318.00	3164.16	181.90
3	P2 (3) (PARTE 1)	11.52	1235.00	2964.48	70.75
3	P2 (3) (PARTE 2)	38.40	2752.00	6604.80	235.83
3	P2 (3) (PARTE 3)	11.52	1235.00	2964.48	70.75
1	P1 (1)	28.75	1150.00	2760.00	259.21
2	P1 (2)	31.28	1251.00	3002.88	232.43
3	P1 (3)	29.44	1178.00	2826.24	109.38
1	P3 (1)	22.50	0.90	2160.00	405.72
2	P3 (2)	23.04	0.82	1966.08	141.50
3	P3 (3)	24.48	0.76	1827.84	150.34

BLOQUE 1			
Nivel	Peso estructural	Peso no estructural	Peso total
[m]	[t]	[t]	[t]
3.13	152.39	123.64	276.03
6.53	149.62	105.81	255.43
9.73	146.37	51.84	198.21
TOTAL	448.39	281.3	729.69

BLOQUE 2					
PISO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	ÁREA	VOLUMEN	PESO MORTERO	PESO MALLA
		[m²]	[m³]	[kg]	[kg]
1	M1_1 (PARTE 1)	28.75	2856.00	6854.40	213.63
1	M1_1 (PARTE 2)	31.28	0.57	1374.72	232.43
1	M1_1 (PARTE 3)	29.44	0.66	1579.20	90.40
2	M1_2 (PARTE 1)	25.76	3072.00	7372.80	79.10
2	M1_2 (PARTE 2)	22.50	0.64	1528.32	405.72
2	M1_2 (PARTE 3)	24.48	0.64	1528.32	181.90
3	M1_3 (PARTE 1)	23.04	2880.00	6912.00	171.20
3	M1_3 (PARTE 2)	37.50	0.60	1432.32	676.20
3	M1_3 (PARTE 3)	40.80	0.60	1432.32	250.57
1	M2_1	38.40	1800.00	4320.00	235.83
2	M2_2	10.63	1638.00	3932.16	191.59
3	M2_3	11.56	1523.00	3655.68	70.99
1	M3_1	10.88	1150.00	2760.00	66.82
2	M3_2	10.63	1251.00	3002.88	191.59
3	M3_3	11.56	1178.00	2826.24	70.99
4	M3_4	10.88	1030.00	2472.96	66.82

BLOQUE 2			
Nivel	Peso estructural	Peso no estructural	Peso total
[m]	[t]	[t]	[t]
3.13	150.99	126.00	260.01
6.53	149.06	107.41	239.10
9.73	148.91	58.38	191.04
12.53	10.44	2.83	10.80
TOTAL	459.41	294.62	754.03

ANEXO 5

5.1. DISEÑO DE VIGAS

La altura mínima fue calculada según lo establecido en la Tabla 9.3.1.1 de la norma (ACI 318S-14, 2015).

ALTURA MÍNIMA		
Longitud de viga	6	[m]
Condición	$\frac{l}{18.5}$	-
h	0.32	[m]

Requerimiento para elementos a flexión establecido en la sección 4.2.1 de la (NEC-15-HM, 2014)

Comprobación luz libre	
$l \geq 4 \cdot d$	OK

El ancho mínimo fue calculado según lo establecido en la sección 4.2.1 de la (NEC-15-HM, 2014)

ANCHO MINIMO			
Condición 1	0.3h	10	[cm]
Condición 2	25	25	[cm]
b		25	[cm]

Distancia entre apoyos laterales según lo establecido en la sección 4.2.3 de la (NEC-15-HM, 2014).

Distancia entre apoyos	
$l \leq 50 \cdot b$	OK

Sección final de viga.

Dimensiones		
b	30	[cm]
h	45	[cm]

Se estableció las propiedades de los materiales.

MATERIAL			
HORMIGÓN			
Resistencia a compresión	f'c	210	[kg/cm ²]
Módulo de elasticidad	Ec	181142.21	[kg/cm ²]
Peso específico	Yc	2400	[kg/m ³]
ACERO			
Resistencia a la fluencia	fy	4200	[kg/cm ²]
Módulo de elasticidad	Es	2100000	[kg/cm ²]
Peso específico	Ys	7850	[kg/m ³]

Se realizó el diseño a flexión según lo establecido en (NEC-15-CG, 2014), (NEC-15-HM, 2014) y (ACI 318S-14, 2015).

- Considerando los requisitos de capacidad momento especificadas en la sección 4.2.6 de la (NEC-15-HM, 2014), se obtuvo:

MOMENTOS [t-m]				
MU	1.760	4.255	4.237	2,578
MD	0.626	2.109	2.100	1,250
ML	0.626	1.078	1.073	0,639
MSx	0.202	0.157	0.147	0,239
MSy	0.382	0.283	0.201	0,440
	1.064		1.059	
50%MU	1.064	2.128	2.118	1,289
MU	1.912		1.941	
MD	0.938		0.952	
ML	0.492		0.499	
MSx	0.004		0.034	
MSy	0.013		0.034	

- Se tomó las combinaciones de carga especificadas en la Tabla 5.3.1 del (ACI 318S-14, 2015) y la sección 3.4 de (NEC-15-CG, 2014).

COMBINACIONES						
1.4D	0.877	1.313	2.952	2.940	1.333	1.750
1.2D+1.6L	1.754	1.912	4.255	4.237	1.941	2.522
1.2D+L	1.378	1.617	3.608	3.593	1.642	2.139
1.2D+L+Ex	1.580	1.621	3.766	3.740	1.676	2.377
1.2D+L+Ey	1.760	1.630	3.892	3.794	1.676	2.578
0.9D	0.564	0.844	1.898	1.890	0.857	1.125
0.9D+Ex	0.766	0.848	2.055	2.037	0.891	1.363
0.9D+Ey	0.945	0.857	2.181	2.091	0.891	1.564

- Se trabajó con las especificaciones de la sección 4.2 de (NEC-15-HM, 2014).

ACERO LONGITUDINAL						
As min₁. [cm²]	5.07	3.90	5.07	5.07	3.90	5.07
	3.90	5.07	3.90	3.90	5.07	3.90
As min₂. [cm²]	1.31	1.01	1.31	1.31	1.01	1.31
	1.01	1.31	1.01	1.01	1.31	1.01
As max. [cm²]	12.68	12.68	12.68	12.68	12.68	12.68
	12.68	12.68	12.68	12.68	12.68	12.68
As cal. [cm²]	1.21	0.73	2.98	2.96	0.72	1.78
	0.73	1.31	1.46	1.46	1.33	0.88
As req. [cm²]	5.07	3.90	5.07	5.07	3.90	5.07
	3.90	5.07	3.90	3.90	5.07	3.90
As colocado [cm²]	5.34	5.34	5.34	5.34	5.34	5.34
	4.62	5.75	4.62	4.62	5.75	4.62
Comprobación	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Se realizó el diseño a corte según lo establecido en (NEC-15-CG, 2014), (NEC-15-HM, 2014) y (ACI 318S-14, 2015).

CORTANTE [kg]						
Distancia	0	2h	L	0	2h	L
VD	1.608	1.787	1.892	1.889	1.784	1.630
VL	0.768	0.908	0.908	0.905	0.779	0.779
VU	2.376	2.271	2.800	2.794	2.689	2.410

- El cálculo por capacidad se realizó de considerando la sección 5.1 de (NEC-15-HM, 2014) y la sección 9.6 y 18.6 del (ACI 318S-14, 2015).

CÁLCULO POR CAPACIDAD						
Distancia	0	2h	L	0	2h	L
Mp(-)	21.855	21.855	21.855	21.855	21.855	21.855
Mp(+)	20.710	22.487	20.710	20.710	22.487	20.710
Vsismo	7.467	7.779	7.467	7.467	7.779	7.467
Vv	2.376	2.695	2.800	3.547	2.837	3.019
Vu	10.165	10.832	10.646	11.492	10.985	10.897
Vc	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vs	13.553	14.443	14.195	15.323	14.646	14.529
Vs<4Vc	OK	OK	OK	OK	OK	OK

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS				
Distancia	2h	centro	2h	centro
d/2 & d/4	10	20	10	20
8*ϕlong	10	-	10	-
24*ϕest	24	-	24	-
15	15	-	15	-
S req [cm]	10	20	10	20
S col [cm]	10	15	10	15
Comprobación	OK	OK	OK	OK

ACERO TRANSVERSAL				
Distancia	2h	centro	2h	centro
As min₁. [cm²]	0.21	0.31	0.21	0.31
As min₂. [cm²]	0.25	0.38	0.25	0.38
As req. [cm²]	0.83	1.32	0.94	1.34
As colocado [cm²]	0.79	0.79	0.79	0.79
Ramales	2	2	2	2
Comprobación	OK	OK	OK	OK

5.2. DISEÑO DE LOSAS

Se determinó si es una losa de 1 o 2 direcciones según lo establecido en la sección 8.10.2.3 del (ACI 318S-14, 2015).

TODA LA PLANTA				
Luz larga [m]	21.4	Relación l_1/l_c	1.78	Losa en 2 direcciones
Luz corta [m]	12			
PARA EL PANEL MÁS CARGADO				
Luz larga [m]	6	Relación l_1/l_c	1.67	Losa en 2 direcciones
Luz corta [m]	3.6			

Se determinó el espesor mínimo de la losa en dos direcciones de acuerdo con la Tabla 8.3.1.2 y la sección 8.10.2.7 del (ACI 318S-14, 2015).

ESPESOR MÍNIMO		
VIGAS DE BORDE		
b_1	30	[cm]
h_1	45	[cm]
b_2	40	[cm]
h_2	50	[cm]
lb_1	227812.5	[cm ⁴]
lb_2	416666.7	[cm ⁴]
PARÁMETROS		
l_n	600	[cm]
f_y	4200	[kg/cm ²]
β	1.67	-
I_s	152500	[cm ⁴]
α_{fm}	2.1	Viga APERALTADA
h_{min}	13	[cm]
h_l	15	[cm]
b_l	100	[cm]

Se verificó las condiciones para nervios y loseta establecidos en la sección 8.8 del (ACI 318S-14, 2015).

CONDICIONES				
NERVIOS				
Descripción	Mínimo	Máximo	Real	Comprobación
Ancho [cm]	10	-	10	OK
Altura [cm]	-	35	15	OK
Espaciamiento [cm]	-	75	40	OK
			40	OK
LOSETA				
Espesor	Mínimo	Máximo	Real	Comprobación
Eje x [cm]	3.3	-	5	OK
	5			
Eje y [cm]	3.3	-	5	OK
	5			

Se calculó la inercia equivalente aplicando el Teorema de Steiner.

REVISIÓN DE INERCIA EQUIVALENTE			
bf	50	[cm]	
bw	10	[cm]	
h	20	[cm]	
hf	5	[cm]	
ls	40	[cm]	
I. aliviada	>	I. maciza	Comprobación
25416.67	>	18308.33	OK

Se estableció las propiedades de los materiales.

MATERIAL			
HORMIGÓN			
Resistencia a compresión	f'c	210	[kg/cm ²]
Módulo de elasticidad	Ec	181142.21	[kg/cm ²]
Peso específico	γc	2400	[kg/m ³]
ACERO			
Resistencia a la fluencia	fy	4200	[kg/cm ²]
Módulo de elasticidad	Es	2100000	[kg/cm ²]
Peso específico	γs	7850	[kg/m ³]

Se diseñó el acero de refuerzo a flexión considerando las especificaciones de la sección 8 del (ACI 318S-14, 2015).

MOMENTOS [t-m]			
	LOSA 5		LOSA 7
M (-)	1.35	1.35	1.35
M (+)	0.90	0.90	0.90
Mu/n [Tm/m]	0.67	0.67	0.67
	0.45	0.45	0.45
ACERO DE REFUERZO			
As calculado/n [cm²]	1.22	1.22	1.22
As min [cm²]	0.79	0.79	0.79
As max [cm²]	2.67	2.67	2.67
As req/n [cm²]	0.53	0.53	0.53
As req/n [cm²]	4.00	4.00	4.00
As req/n [cm²]	2.67	2.67	2.67
As temperatura [cm²]	20.00	20.00	20.00
As temperatura [cm²]	2.67	2.67	2.67
As temperatura [cm²]	0.79	0.79	0.79
As temperatura [cm²]	1.44	1.44	1.44
As temperatura [cm²]	1.44	1.44	1.44
As colocado/n [cm²]	1.13	1.13	1.13
As colocado/n [cm²]	1.13	1.13	1.13
As colocado/n [cm²]	2.01	2.01	2.01
Comprobación	OK	OK	OK
	OK	OK	OK

Se realizó la revisión a corte considerando las especificaciones de la sección 8 del (ACI 318S-14, 2015).

CORTANTE		
	LOSA 5	LOSA 7
V [t]	3.12	3.12
Vu [kg]	3120.00	3120.00
ϕVc [t]	9216.52	9216.52
$Vu < \phi Vc$	OK	OK

5.3. DISEÑO DE COLUMNAS

Se estableció las propiedades de los materiales a usar, considerando los valores de carga muerta especificados en la (NEC-15-CG, 2014).

MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Peso específico H.A.	γ_c	2.4	[t/m ³]
Peso específico H.A. de baja resistencia	γ_{cbr}	2.1	[t/m ³]
Espesor enlucido	e_e	1	[cm]
Espesor masillado	e_m	1.5	[cm]
Piso (BALDOSA)	$W_{baldosa}$	20	[kg/m ²]
Peso aproximado de cada bloque	W_{bloque}	10	[kg]

Se calculó la carga muerta para las columnas considerando:

- El peso propio de la losa

LOSA		
DESCRIPCIÓN	PESO/m ²	UNIDAD
Capa de compresión	0.120	[t/m ²]
Nervios	0.130	[t/m ²]
Enlucido	0.021	[t/m ²]
Masillado	0.032	[t/m ²]
Piso (baldosa)	0.020	[t/m ²]
Bloques	0.096	[t/m ²]
PESO PROPIO TOTAL	0.418	[t/m²]

- El peso de la mampostería

MAMPOSTERÍA			
DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Altura de mampostería	h_{mamp1}	2.65	[m]
Peso de unidad de análisis	w_{ua}	0.24	[t/m ²]
Área de losa	A_{losa}	222.29	[m ²]
Longitud lineal mampostería completa	$L_{L.ma.c.}$	13.00	[m]
PESO DE MAMPOSTERÍA COMPLETA	$w_{ma.c.}$	0.04	[t/m²]
Altura de mampostería	h_{mamp2}	1.20	[m ²]
Longitud lineal mampostería con media	$L_{L.m.m.}$	54.20	[m]
PESO DE MAMPOSTERÍA MEDIA	$w_{ma.m.}$	0.07	[t/m²]
PESO DE MAMPOSTERÍA TOTAL	$w_{mamp.}$	0.11	[t/m²]

CARGA MUERTA	
VALOR	UNIDAD
0.51	[t/m ²]

Se estableció la carga viva en base a la Tabla 9 de la norma (NEC-15-CG, 2014).

CARGA VIVA	
0.3	[t/m ²]

Se calculó el área cooperante para la columna de análisis, que para este ejemplo se consideró K3.

EJE K		
COLUMNA	ÁREA COOPERANTE [m ²]	L. LINEAL DE VIGA [m]
K1	10.80	6.60
K3	21.60	9.60
K5	10.80	6.60

Se asumió las secciones para el cálculo de la sección.

DATO	VALOR	UNIDAD
Base	30	[cm]
Altura	40	[cm]
W _{COL}	0.288	[t/m]

Se estableció las propiedades de los materiales requeridos para el análisis de capacidad y cálculo de acero transversal.

HORMIGÓN			
Resistencia a compresión	f _c	210	[kg/cm ²]
Módulo de elasticidad	E _c	181142.21	[kg/cm ²]
ACERO			
Resistencia a la fluencia	f _y	4200	[kg/cm ²]
Módulo de elasticidad	E _s	2100000	[kg/cm ²]
Peso específico	Y _s	7850	[kg/m ³]

Se calculó la capacidad de la columna con su armado correspondiente.

CARACTERÍSTICA	VALOR	UNIDAD
Recubrimiento	3	[cm]
Cantidad de acero requerido	12	[cm ²]
Diámetro de varilla [cm]	1.6	[cm]
Número de varillas	10	u
Varillas exteriores	6	u
Varillas intermedias	4	u
Cantidad de acero colocado [cm ²]	20.1	[cm ²]
Espaciamiento altura columna h	9.33	[cm]
Espaciamiento base columna b	9.00	[cm]
Po	298.65	[t]
To	84.45	[t]
Pbx	104.89	[t]
Mbx	17.83	[t-m]
Pby	99.75	[t]
Mby	12.63	[t-m]

Diagrama de interacción en la dirección X

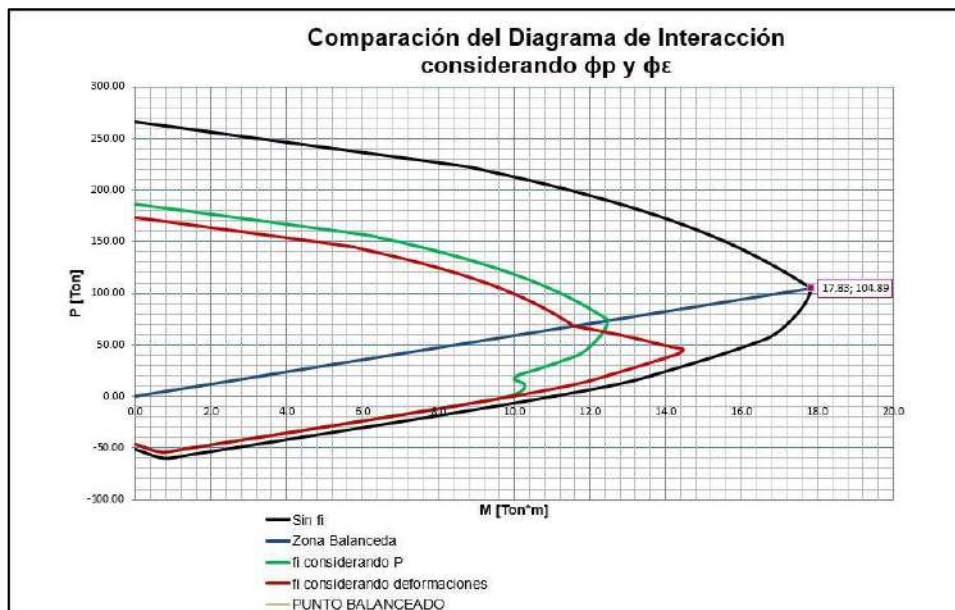
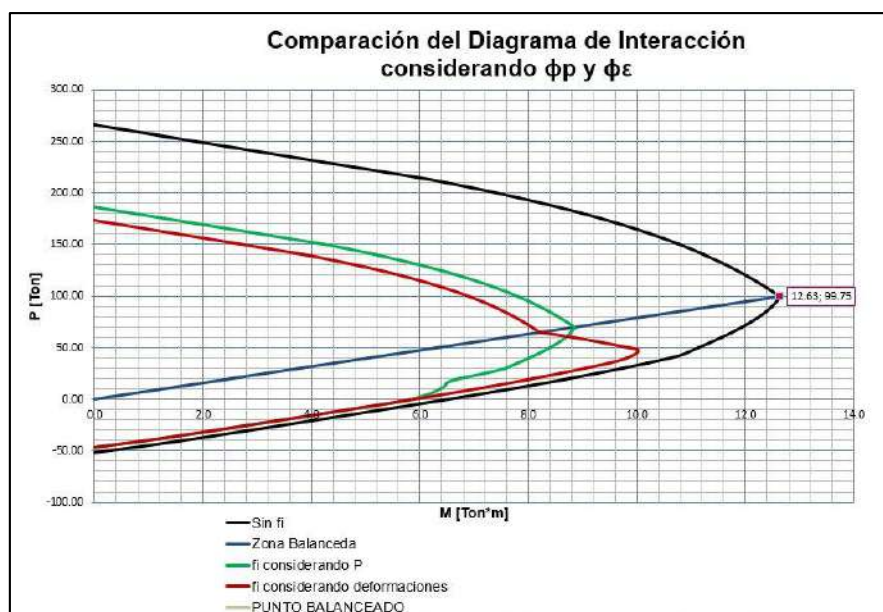


Diagrama de interacción en la dirección Y.



Se calculó el acero transversal de acuerdo con lo establecido en (ACI 318S-14, 2015)

DATOS		
bw	30	[cm]
hw	40	[cm]
r	3	[cm]
dbw	27	[cm]
dhw	37	[cm]
H	3.2	[m]
N° varillas	8	u
As long.	20.11	[cm ²]
Mbx	17.83	[t-m]
Mby	12.63	[t-m]

ESPACIAMIENTO				
$s = \min\left(\frac{bw}{4}, \frac{hw}{4}, 6\phi, 10\right)$	bw/4	hw/4	6φ	10
	7.5	10	9.6	10
s	7.5		[cm]	
DISTANCIA EFECTIVA	RAMAS CORTAS		RAMAS LARGAS	
h''	37	[cm]	27	[cm]
ACERO DE CONFINAMIENTO				
$Ash_1 = \frac{0.3 * s * h'' * f'c}{fy} * \left(\frac{Ag}{Ac} - 1\right)$	0.84	[cm ²]	0.61	[cm ²]
$Ash_2 = \frac{0.09 * s * h'' * f'c}{fy}$	1.25	[cm ²]	0.91	[cm ²]
Ash_{max}	1.25	[cm ²]	0.91	[cm ²]
ACERO DE CORTE				
$Vu = \frac{2 * Mb}{Hc}$	9.36	[t]	13.21	[t]
$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$	8.29	[t]	8.53	[t]
$Vs = \frac{Vu - 0.75 * Vc}{0.75}$	4.18	[t]	9.09	[t]
Comprobación	$Vs < 4 * Vc$	33.18	OK	34.10 OK
$Av = \frac{Vs * s}{fy * d}$	0.28	[cm ²]	0.44	[cm ²]

RESUMEN		
Ash	1φ10 [mm] @ 7.5 [cm]	2 Ramales
Av	1φ10 [mm] @ 10 [cm]	2 Ramales

Se calculó la longitud L_0 para la columna.

LONGITUD L_0				
$s = \max\left(b, h, \frac{Hc}{6}, 45\right)$	b	h	Hc/6	45
	30	40	46	45
s	50		[cm]	

5.4. DISEÑO DE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA

Se establece las propiedades de los materiales previas.

MATERIAL			
HORMIGÓN			
Resistencia a compresión	f_c	210	[kg/cm ²]
ACERO			
Resistencia a la fluencia	f_y	4200	[kg/cm ²]

Se establecieron los datos necesarios para los elementos que actúan en el nudo.

DATOS DE COLUMNA			
COLUMNA	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Base	b_c	30	[cm]
Altura	h_c	40	[cm]
Dimensión entre estribos	b''	25	[cm]
Dimensión entre estribos	h''	35	[cm]
Diámetro de acero longitudinal	ϕ	16	[mm]
N° de varillas	#	10	[-]
Altura	H_c	3.2	[m]

DATOS DE VIGAS							
X	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	Y	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Base	b_c	40	[cm]	Base	b_c	30	[cm]
Altura	h_c	50	[cm]	Altura	h_c	45	[cm]
Diámetro de acero superior	ϕ	14	[mm]	Diámetro de acero superior	ϕ	14	[mm]
N° de varillas	#	4	[-]	N° de varillas	#	2	[-]
Diámetro de acero inferior	ϕ	14	[mm]	Diámetro de acero inferior	ϕ	14	[mm]
N° de varillas	#	4	[-]	N° de varillas	#	3	[-]
Recubrimiento	r	5	[cm]	Recubrimiento	r	5	[cm]

La fuerza cortante en el nudo generada por el refuerzo de flexión se calculó de acuerdo a lo estipulado en la norma (ACI 318S-14, 2015).

- De acuerdo al tipo de nudo

Tipo de nudo		
γ	5.3	Nudo interno
γ	4	Nudo externo
γ	3	Nudo esquinero

- Ancho efectivo del nudo en base a 18.8.4.3 del (ACI 318S-14, 2015).

Ancho efectivo	EJE X	EJE Y
b_v+h_j	80	60
b_v+2x	40	30
B_j [cm]	40	30

- Resistencia la cortante de acuerdo con 18.8. del (ACI 318S-14, 2015).

PARAMETRO	EJE X	EJE Y
As superior	8.42	5.34
As inferior	6.16	4.62
M superior [t m]	20.47	11.59
M inferior [t m]	15.31	10.13
T1 [t]	49.28	31.26
T2 [t]	36.04	27.03
Vcol [t]	11.18	6.79
Vj [t]	74.13	51.50
ϕV_n [t]	78.34	78.34
$\phi V_n > V_j$	OK	OK
$b_v \geq 0.75 b_c$	OK	OK

El confinamiento en los nudos fue calculado de acuerdo con lo establecido en la sección 15.4 del (ACI 318S-14, 2015).

Área de columna		
Ag	1200	[cm ²]
Ac	875	[cm ²]
Espaciamiento		
S [cm]	bc/4	10
	hc/4	7.5
	6* ϕ columna	9.6
	15	15
	hv/2	22.5
S [cm]		7.5
Acero [cm ²]	EJE X	EJE Y
Ash ₁	1,04	1,46
Ash ₂	0,84	1,18
Ash _{max}	1,04	1,46
Ash colocado	1,57	[cm ²]
Verificación	EJE X	EJE Y
	OK	OK

Ramales	ϕ [mm]	@
2	10	7.5 [cm]

La adherencia del nudo cumple con lo estipulado en la sección 18.8.2 del (ACI 318S-14, 2015).

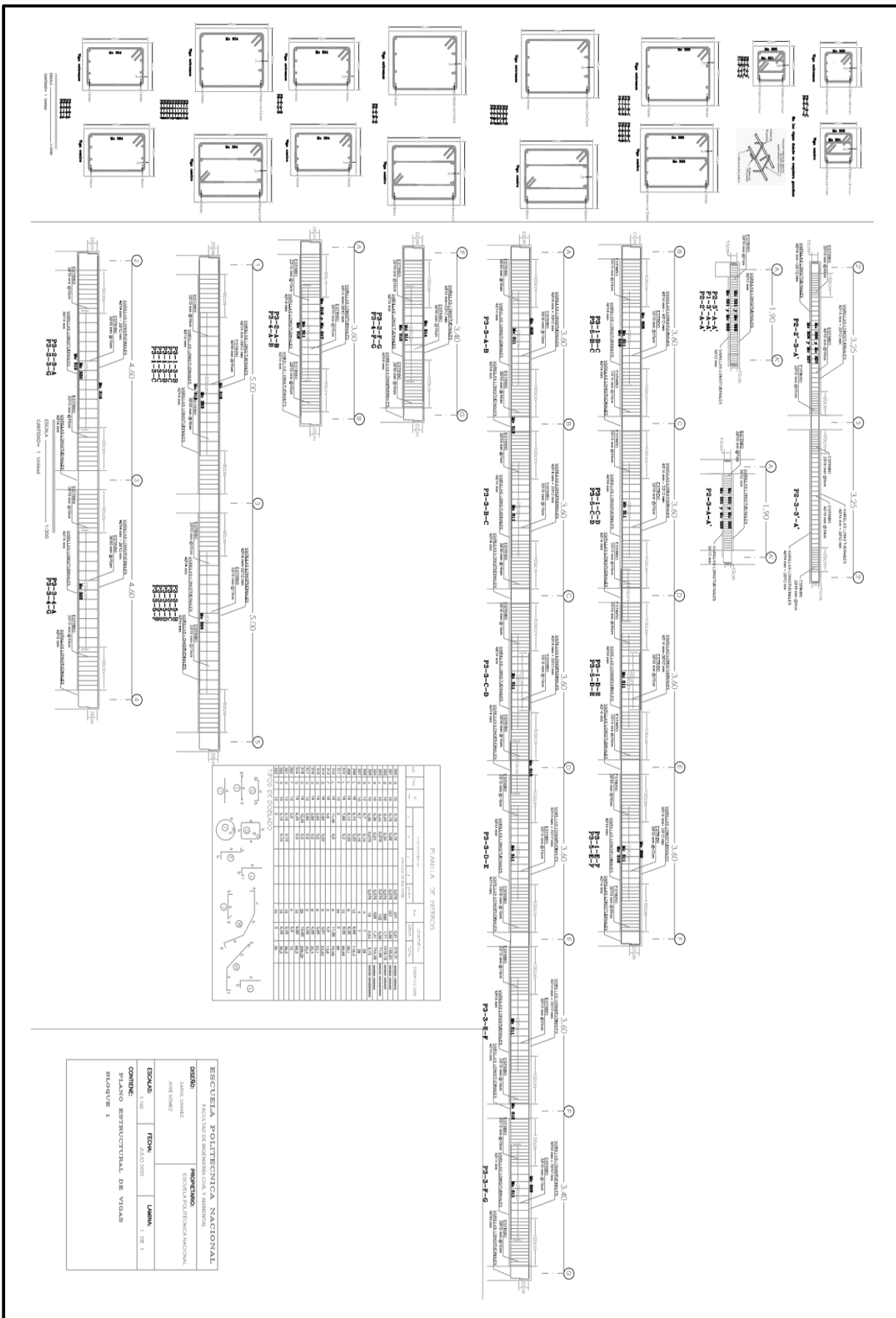
PARAMETRO	EJE X	EJE Y
$bc \geq 20 \phi v$	OK	OK
$hv \geq 20 \phi c$	OK	OK

Se calculó la resistencia a flexión del nudo.

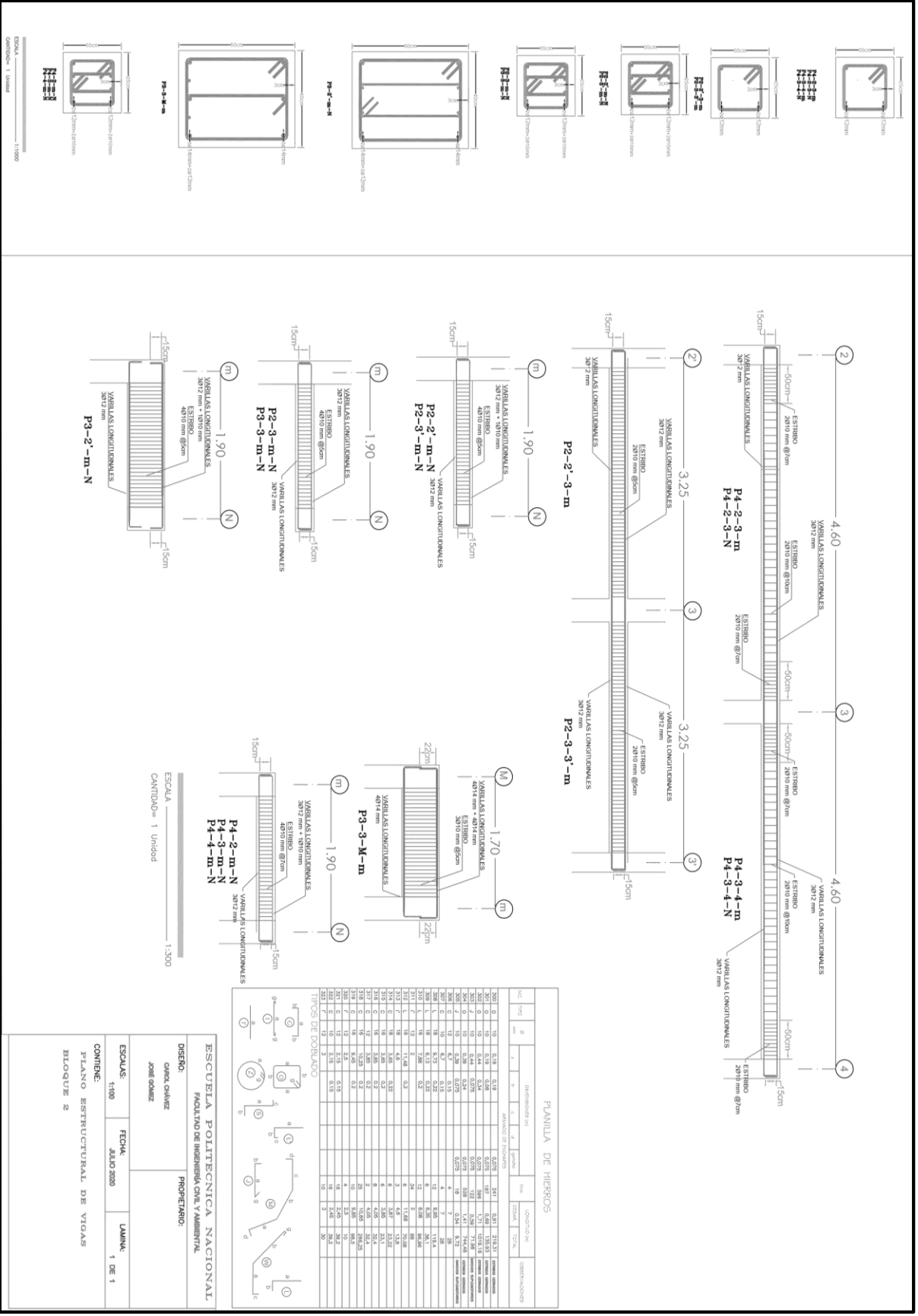
PARAMETRO	EJE X	EJE Y
As superior	8,42	10,34
As inferior	6,16	4,62
Mnv ₁	15,04	15,61
Mnv ₂	11,17	7,41
$\sum Mnv$	26,21	23,02
Mo	15,83	15,83
Mnc	31,67	31,67
$\sum Mnc \geq 1.2 \sum Mnv$	OK	OK

ANEXO 6

6.1. VIGAS Y COLUMNAS DE AMPLIACIÓN



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
PROYECTO: ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
 DISEÑO: CAYEN SALAZAR
 ASESOR: ROBERTO GÓMEZ
FECHA: MARZO 2020
LUGAR: QUITO - ECUADOR
COMBATE: PLANO ESTRUCTURAL DE VIGAS
HOJAS: 1 DE 1
INDICADOR 1



PLANILLA DE HIERROS

Nº	TIPO	Q	LONGITUDINAL	ESTRIBOS	OTROS	REINFORZOS
2001	0	10	0.18	0.19	0.029	0.40
2002	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2003	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2004	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2005	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2006	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2007	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2008	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2009	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2010	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2011	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2012	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2013	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2014	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2015	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2016	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2017	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2018	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2019	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40
2020	0	10	0.18	0.18	0.029	0.40



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

DISEÑO: CAROL CHAVEZ
JOSE GARCIA

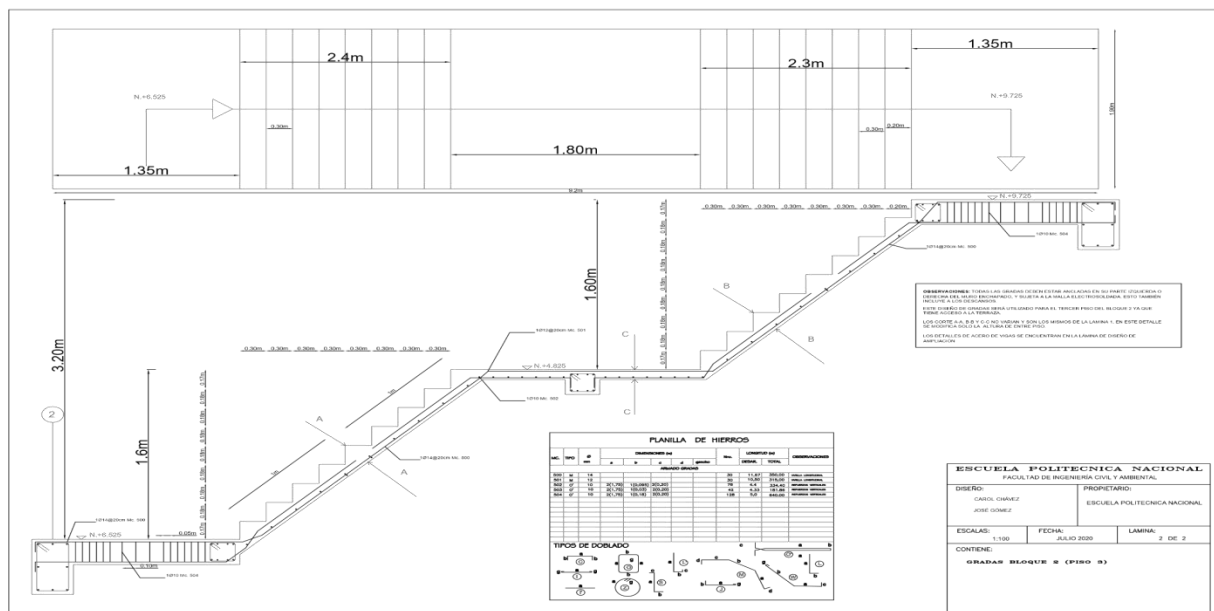
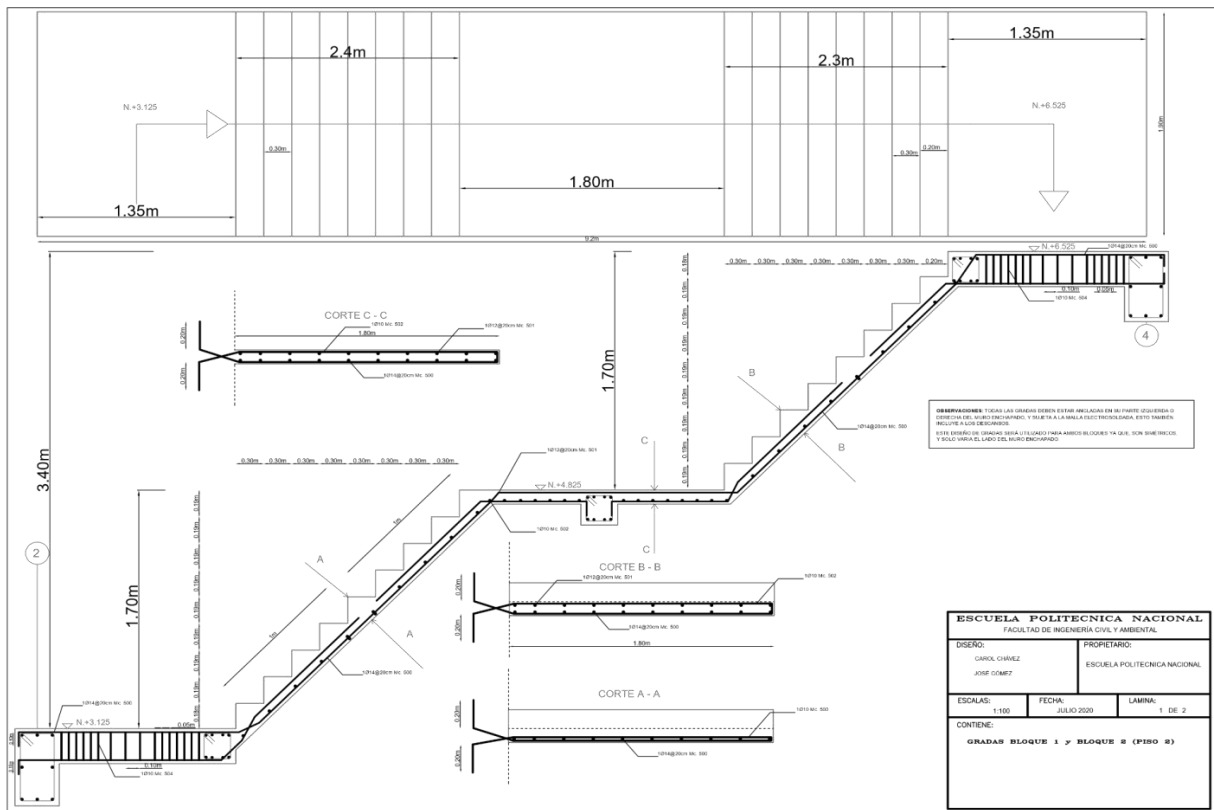
PROYECTO:

ESCALAS: 1:100 **FECHA:** JULIO 2020 **LÁMINA:** 1 DE 1

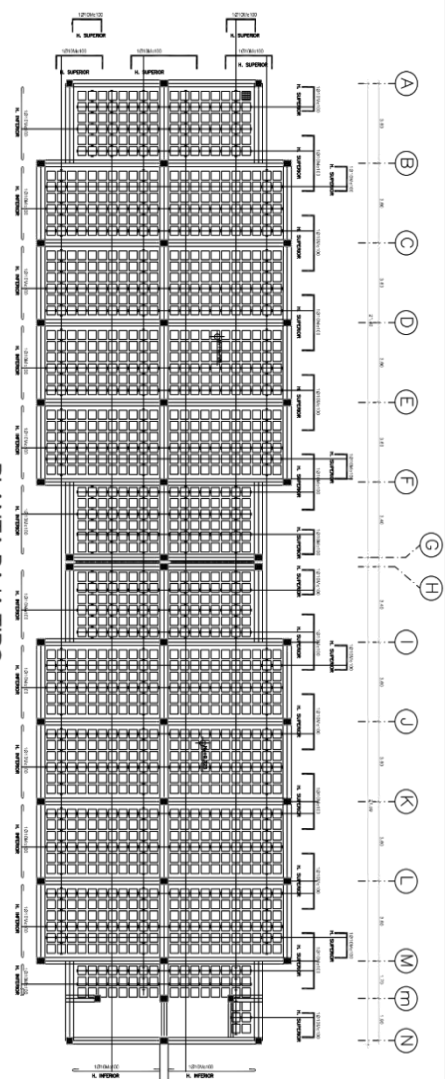
CONTIENE:
 PLANO ESTRUCTURAL DE VIGAS

BLOQUE 2

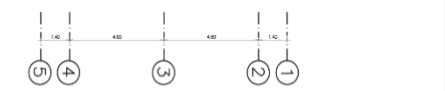
6.2. GRADAS BLOQUE 1 Y 2 AMPLIACIÓN



6.3. ENCHAPE BLOQUE 1 Y 2 (LOSA AMPLIACIÓN)



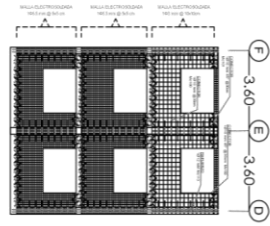
PLANTA BAJA TIPO
ESCALA: 1/100



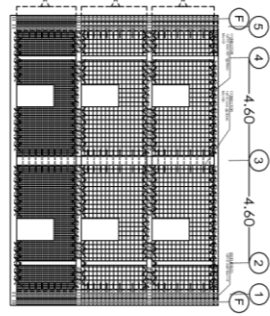
UBICACION TERRENO
Escala: 1/100



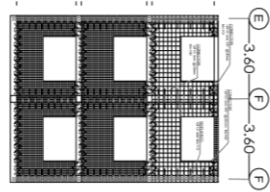
ESCUELA POLITECNICA NACIONAL			
DISEÑO: CAROL GOMEZ		PROYECTO: ESCUELA POLITECNICA NACIONAL	
DISEÑO: CAROL GOMEZ		PROYECTO: ESCUELA POLITECNICA NACIONAL	
ESCALAS: 1:100	FECHA: JULIO 2020	LAMINA: 1 DE 2	
CONTIENE: ENCHAPE PARTE 1 BLOQUE 1			
ARMADO LOSA DE AMPLIACION N°+9.725			



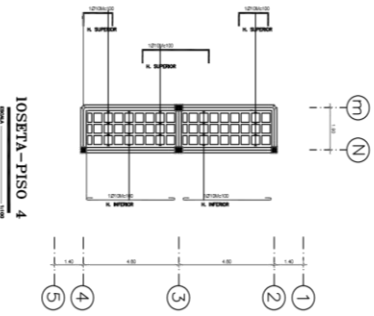
PARTE 1-externo
 P2 (3)
 P2 (2)
 P2 (1)
 ESCALA: 1/1000



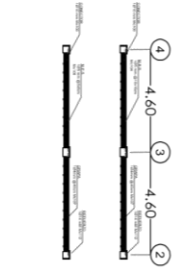
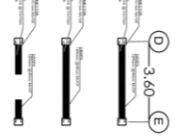
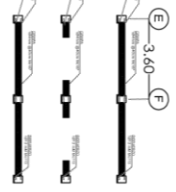
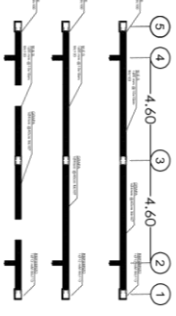
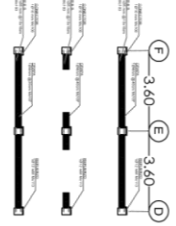
PARTE 2-externo
 P2 (3)
 P2 (2)
 P2 (1)
 ESCALA: 1/1000



PARTE 3-externo
 P2 (3)
 P2 (2)
 P2 (1)
 ESCALA: 1/1000



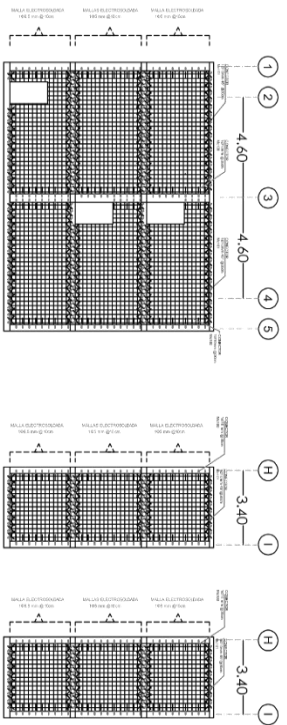
LOSETA-PISO 4
 P2 (3)
 P2 (2)
 P2 (1)
 ESCALA: 1/1000



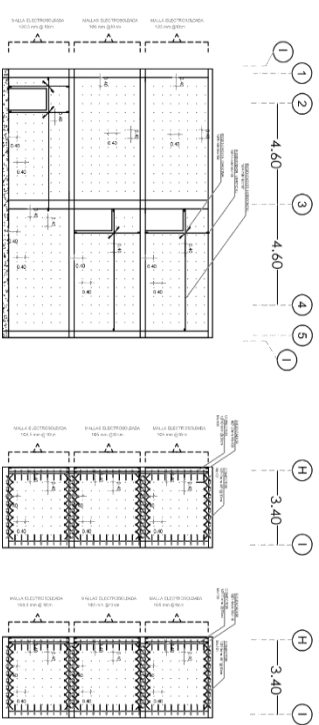
FAMILIA DE HIERROS									
NO.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL	COMENTARIOS			
1	ARMADO DE BLOQUE	m ²	100	1.200	120.000				
2	ARMADO DE LOSA	m ²	50	1.500	75.000				
3	ARMADO DE PISO	m ²	20	1.800	36.000				
4	ARMADO DE MUR	m ²	10	1.000	10.000				
5	ARMADO DE CIMENTACIÓN	m ³	5	2.000	10.000				
6	ARMADO DE PASADIZO	m ²	10	1.200	12.000				
7	ARMADO DE BARRIO	m ²	10	1.500	15.000				
8	ARMADO DE PASADIZO	m ²	10	1.200	12.000				
9	ARMADO DE PASADIZO	m ²	10	1.200	12.000				
10	ARMADO DE PASADIZO	m ²	10	1.200	12.000				
11	ARMADO DE PASADIZO	m ²	10	1.200	12.000				
12	ARMADO DE PASADIZO	m ²	10	1.200	12.000				
13	ARMADO DE PASADIZO	m ²	10	1.200	12.000				
14	ARMADO DE PASADIZO	m ²	10	1.200	12.000				
15	ARMADO DE PASADIZO	m ²	10	1.200	12.000				
16	ARMADO DE PASADIZO	m ²	10	1.200	12.000				
17	ARMADO DE PASADIZO	m ²	10	1.200	12.000				
18	ARMADO DE PASADIZO	m ²	10	1.200	12.000				
19	ARMADO DE PASADIZO	m ²	10	1.200	12.000				
20	ARMADO DE PASADIZO	m ²	10	1.200	12.000				

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL		PROYECTO:	
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL		ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL	
DISEÑO:	CAROL CHAVEZ	PROPIETARIO:	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
	JOSÉ BOLAÑOS		
ESCALAS:	1:100	FECHA:	JULIO 2020
		LÁMINA:	2 DE 2
CONTIENE:			
ENCHAPE PARTE 2 (FINAL) BLOQUE 1			
ARMADO LOSA DE AMPLIACION			
N°+1E.050			

VISTA INTERIOR
MALLAS Y CONECTORES



VISTA INTERIOR Y EXTERIOR
PERFORACIONES

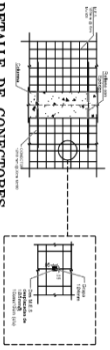


3P M1
2P M1
1P M1
PARTE 1

3P M1
2P M1
1P M1
PARTE 2

3P M1
2P M1
1P M1
PARTE 3

DETALLE DE CONECTORES
DE COLUMNA EN ENCHAPE



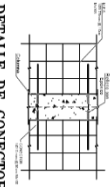
DETALLE GRAPAS DE
ENCHAPADOS DOS CARAS
Part 1 1P M1
Part 2 1P M1
Part 3 1P M1

DETALLE DE CONECTORES
DE COLUMNA EN ENCHAPE

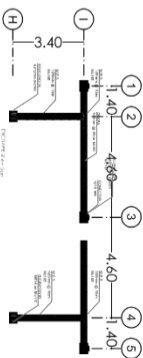


DETALLE GRAPAS DE
ENCHAPADOS DOS CARAS
Part 1 2P M1
Part 2 2P M1
Part 3 2P M1

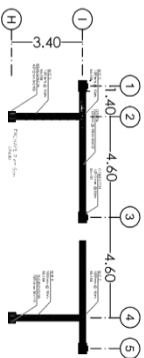
DETALLE DE CONECTORES
DE COLUMNA EN ENCHAPE



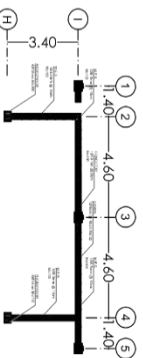
DETALLE GRAPAS DE
ENCHAPADOS DOS CARAS
Part 1 3P M1
Part 2 3P M1
Part 3 3P M1



CORTE I-I / 3P M1



CORTE I-I / 2P M1



CORTE I-I / 1P M1

PLANTILLA DE HIERROS

NO.	DESCRIPCION	UNID.	CANTIDAD	TOTAL
101	1.00	1.00	1.00	1.00
102	2.00	2.00	2.00	2.00
103	3.00	3.00	3.00	3.00
104	4.00	4.00	4.00	4.00
105	5.00	5.00	5.00	5.00
106	6.00	6.00	6.00	6.00
107	7.00	7.00	7.00	7.00
108	8.00	8.00	8.00	8.00
109	9.00	9.00	9.00	9.00
110	10.00	10.00	10.00	10.00
111	11.00	11.00	11.00	11.00
112	12.00	12.00	12.00	12.00
113	13.00	13.00	13.00	13.00
114	14.00	14.00	14.00	14.00
115	15.00	15.00	15.00	15.00
116	16.00	16.00	16.00	16.00
117	17.00	17.00	17.00	17.00
118	18.00	18.00	18.00	18.00
119	19.00	19.00	19.00	19.00
120	20.00	20.00	20.00	20.00

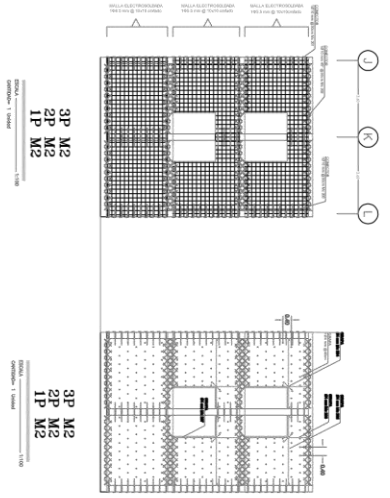
TIPOS DE DOBLADO

ESCUELA POLITECNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL

PROPIETARIO: ESCUELA POLITECNICA NACIONAL
DISEÑO: CAROL CHAVEZ
DISEÑADOR: JOSE DOMINEZ

FECHA: JULIO 2020
ESCALA: 1:100
LAMINA: 1 DE 1

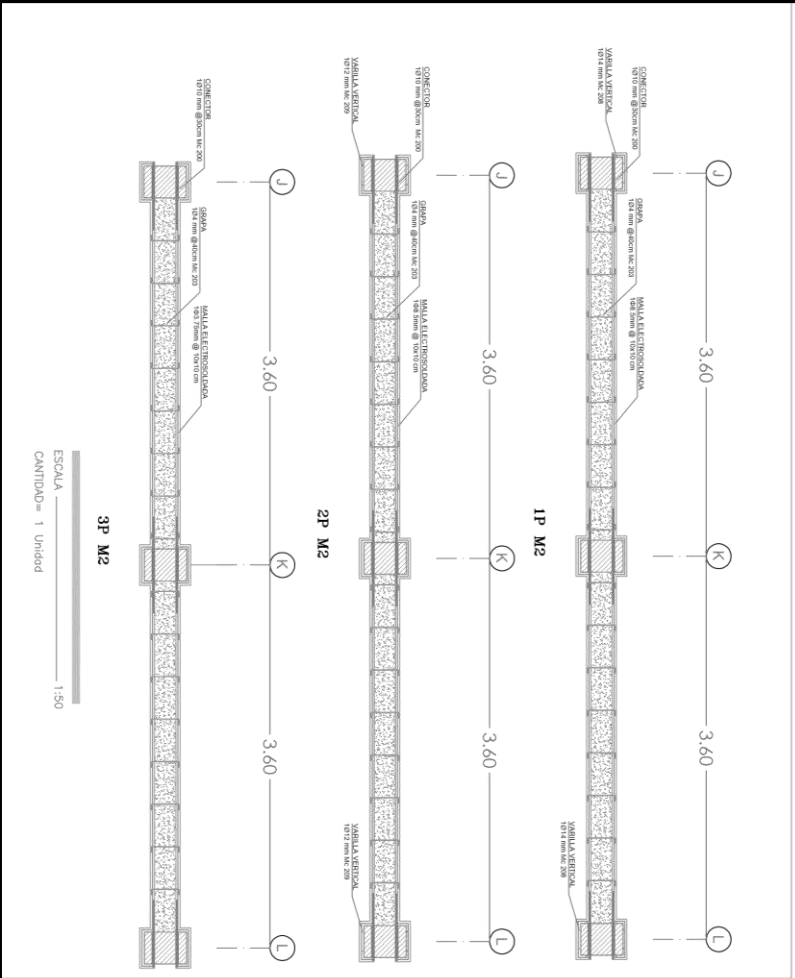
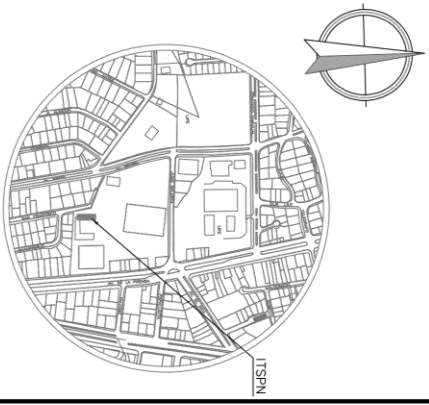
CONTIENE:
ENCHAPE PARTE 1 BLOQUE 2
DETALLE DE CONECTORES Y GRAPAS
ENCHAPE M1



PLANCHA DE HIERROS

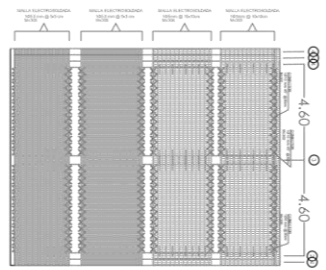
NO.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COMENTARIOS
1	VARILLA HORIZONTAL 10mm	kg	1000	
2	VARILLA HORIZONTAL 12mm	kg	1200	
3	VARILLA HORIZONTAL 14mm	kg	1400	
4	VARILLA HORIZONTAL 16mm	kg	1600	
5	VARILLA HORIZONTAL 18mm	kg	1800	
6	VARILLA HORIZONTAL 20mm	kg	2000	
7	VARILLA VERTICAL 10mm	kg	1000	
8	VARILLA VERTICAL 12mm	kg	1200	
9	VARILLA VERTICAL 14mm	kg	1400	
10	VARILLA VERTICAL 16mm	kg	1600	
11	VARILLA VERTICAL 18mm	kg	1800	
12	VARILLA VERTICAL 20mm	kg	2000	

TIPOS DE DOPAJEO

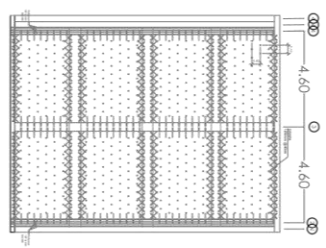


ESCALA = 1/50
CANTIDAD = 1 Unidad

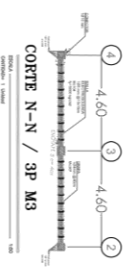
ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL	
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL	
DISEÑO: CAROL GUAJÁN JOSÉ GÓMEZ	PROPIETARIO:
ESCALAS: 1:100	FECHA: JULIO 2020
CONTIENE: ENCHAPE PARTE 2 BLOQUE 2 ENCHAPE M2	LÁMINA: 1 DE 1



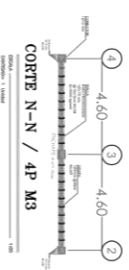
4P M3
3P M3
2P M3
1P M3



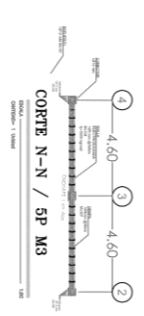
4P M3
3P M3
2P M3
1P M3



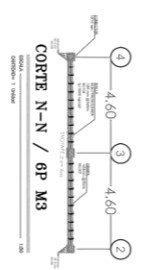
CORTE N-N / 3P M3



CORTE N-N / 4P M3



CORTE N-N / 5P M3



CORTE N-N / 6P M3

PLANILLA DE HIERROS									
NO.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL	COMENTARIOS	FECHA	ELABORADO POR	REVISADO POR
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL			
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL			
DISEÑO:	CAROL GARCÍA	PROYECTO:	CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO ACADÉMICO
	JOSÉ GÓMEZ		
ESCALAS:	1:100	FECHA:	JULIO 2020
		LÁMINA:	1 DE 1
CONTENIDO:			
ENCHAPÉ PARETE 3 BLOQUE 2			
ENCHAPÉ M3 COMPLETO			