



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL
INFORME FINAL DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL

MODALIDAD: PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

TEMA:
EVALUACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO PARA OCUPACIÓN
INMEDIATA EN EL EDIFICIO DE RECTORADO ULEAM MEDIANTE
ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL.

ELABORADO POR:
ZAMBRANO CEDEÑO EDGAR ROGELIO

TUTOR (A):
Ing. Dolly Delgado, PhD.

MANTA – MANABÍ – ECUADOR

Agosto 2026

	NOMBRE DEL DOCUMENTO: CERTIFICADO DE TUTOR(A).	CÓDIGO: PAT-04-F-004
	PROCEDIMIENTO: TITULACIÓN DE ESTUDIANTES DE GRADO BAJO LA UNIDAD DE INTEGRACIÓN CURRICULAR	REVISIÓN: 1
		Página 1 de 1

CERTIFICACIÓN

Como tutor académico de la carrera de Ingeniería civil en la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí, certifico lo siguiente:

He supervisado y orientado la elaboración del trabajo de titulación, completando un total de 384 horas, bajo la modalidad de **Proyecto de Investigación**. El tema del proyecto se titula "**EVALUACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO PARA OCUPACIÓN INMEDIATA EN EL EDIFICIO DE RECTORADO ULEAM MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEAL**". Este proyecto ha sido desarrollado conforme a los lineamientos internos de la mencionada modalidad, y ha cumplido con los requisitos establecidos por el Reglamento de Régimen Académico. Por lo tanto, **certifico** que el proyecto mencionado posee los méritos académicos, científicos y formales necesarios para ser evaluado por el tribunal de titulación designado por la autoridad competente.

La autoría del tema desarrollado corresponde a Edgar Rogelio Zambrano Cedeno, estudiantes de la carrera de Ingeniería civil, período académico 2026 (1), quien se encuentra apta para la sustentación de su trabajo de titulación.

Certifico lo anterior para los fines pertinentes, a menos que la ley disponga lo contrario.

Manta, 24 de julio 2026.

Lo certifico,



Ing. Dolly Delgado Toala. PhD.

C.C. 130519033-0

Tutora

DECLARACIÓN DE AUTORIA

Yo, Edgar Rogelio Zambrano Cedeño con cedula de identidad C.I. 131391260-0, estudiante de la carrera de ingeniería civil en la Universidad Laica "Eloy Alfaro de Manabí" doy constancia de ser el autor del presente trabajo de titulación bajo la modalidad proyecto de investigación con el tema: **"EVALUACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO PARA OCUPACIÓN INMEDIATA EN EL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA ULEAM MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEAL"**, el cual fue dirigido por la tutora, Ing. Dolly Delgado, PhD.

Quiero resaltar la originalidad de este trabajo, que se fundamenta en la contribución de varios autores que enriquecieron la investigación, así como en la recopilación de datos e información provenientes de fuentes bibliográficas, visitas de campo, entre otros recursos.

En la ciudad de Manta, a los veinticuatro días del mes de julio de dos mil veinte y seis.



Edgar Rogelio Zambrano Cedeño

C.C. 1313912600

Autor

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL EXAMINADOR

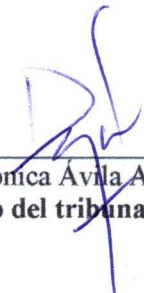
UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA

En calidad de tribunales de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura de la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí, certifico: Haber revisado el trabajo de titulación, bajo la modalidad de Proyecto de Investigación, cuyo tema es "EVALUACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO PARA OCUPACIÓN INMEDIATA EN EL EDIFICIO DE RECTORADO ULEAM MEDIANTE ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL." internos de la modalidad en mención y en apego al cumplimiento de los requisitos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico, por tal motivo APRUEBO, que el mencionado proyecto reúne los méritos académicos, científicos y formales, suficientes para proceder a la defensa correspondiente.

Certifico lo anterior para los fines pertinentes, a salvo disposición de Ley en contrario. En la ciudad de Manta, a los 24 días del mes de agosto de dos mil veinte y seis.



Ing. Julio Darío Páez Cornejo
Miembro del tribunal



Dra. Verónica Ávila Ayón
Miembro del tribunal

DEDICATORIA

La siguiente tesis está dedicada a mis padres y hermanos, por ser el pilar fundamental que ha sostenido este sueño con su apoyo, sacrificio y cariño incondicional, no me queda más que agradecerles por todo lo que han hecho por mí.

A mi pareja, quien siempre estuvo ahí acompañándome y brindándome apoyo incluso en las madrugadas más pesadas.

A mis amigos, tanto los que están cerca como aquellos que me han animado a la distancia, por su constante aliento, por todas sus ocurrencias y por hacer el camino más llevadero.

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi más sentido agradecimiento a todas las personas que han estado ahí desde el primer día, y las que se fueron sumando en el camino, de una u otra forma, fueron importantes para haber podido alcanzar este logro.

Primero quiero agradecer desde lo más profundo de mi corazón a mis padres, quienes a pesar de todas las adversidades que la vida nos ha puesto enfrente, siempre han buscado la manera de salir adelante, avanzar y no estancarse, para de esta forma darnos una buena vida a mis hermanos y a mi persona, siendo también un excelente ejemplo de la clase de persona que debemos buscar ser en esta vida.

A mi hermano, quien siempre me acompañó a la distancia y me apoyo cuando más lo necesité de forma incondicional, quiero expresarle mi más sentida gratitud.

También quiero agradecer desde el fondo de mi corazón a Heily Macías, mi pareja, quien siempre estuvo ahí, en las buenas y en las malas, en las noches en vela y todo ese apoyo y amor incondicional que siempre me brindaste.

Mi más profundo agradecimiento al Sr. Jorge Macías y la Sra. Araceli Mendoza, quienes por su generosidad y respaldo incondicionales se convirtieron en personajes paternalistas durante este proceso de titulación. Agradezco por la hospitalidad, la cual fue de mucha ayuda para poder terminar la tesis en el tiempo estipulado.

A mis amistades que, a lo largo de toda la carrera, me han apoyado y creído en mí incluso cuando yo no lo hacía y solo quería tirar la toalla, que sepan que su compañía y cariño se sentía incluso a la distancia. Y todas aquellas personas que a lo largo de la carrera me brindaron una calurosa amistad e hicieron que todo este camino sea una experiencia que me quedará para toda la vida, que sepan que estoy eternamente agradecido.

Por último, pero no menos importante, a mi tutora, quien me guió con mucha paciencia a lo largo de todo este proceso, y a todos esos profesores que, sin ser yo necesariamente su tesista, me ayudaron bastante cuando más lo necesite, que sepan que estoy muy agradecido y contento por haber contado con tal calidad de profesionales a cargo de nuestra educación y guía en estos y otros proyectos.

RESUMEN

La presente investigación evaluó el comportamiento sísmico del edificio de Rectorado de la ULEAM, rehabilitado mediante disipadores TADAS, encamisados de acero A36, muros de corte y polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP), considerando el cambio de uso de parqueadero a oficinas y centro deportivo. Mediante un análisis dinámico no lineal tipo Time-History en ETABS, empleando registros del terremoto de Pedernales de 2016, se estudió la respuesta global e inelástica de la estructura. Los resultados mostraron que los dispositivos TADAS disiparon aproximadamente el 30 % de la energía de entrada, mientras que las derivas máximas alcanzaron 1,24 % en la dirección X y 0,60 % en la dirección Y, valores inferiores al límite global de deriva del 2 %. La respuesta inelástica se concentró principalmente en las vigas, mientras que las columnas conservaron un comportamiento predominantemente elástico o de fluencia limitada, evidenciando una jerarquía resistente favorable de columna fuerte–viga débil. Sin embargo, el análisis de rótulas plásticas identificó demandas superiores al nivel de Ocupación Inmediata en determinadas vigas, incluyendo estados IO–LS, LS–CP y >CP; por ello, bajo los criterios adoptados en esta investigación, no se verifica de manera integral el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, aunque se evidencia un comportamiento global controlado y una adecuada protección de los elementos verticales.

Palabras clave: Análisis dinámico no lineal, desempeño estructural, disipadores TADAS, fibra de carbono CFRP, Ocupación Inmediata, ETABS.

ABSTRACT

This research evaluated the seismic behavior of the ULEAM Rectorate building, which was retrofitted with TADAS energy dissipators, A36 steel jacketing, shear walls, and carbon fiber-reinforced polymers (CFRP), considering its conversion from a parking facility to administrative offices and a sports center. A nonlinear dynamic time-history analysis was conducted in ETABS using records from the 2016 Pedernales earthquake to assess the global and inelastic response of the structure. The results showed that the TADAS devices dissipated approximately 30% of the input seismic energy, while the maximum story drifts reached 1.24% in the X direction and 0.60% in the Y direction, both below the 2% global drift limit considered for structural stability. The inelastic response was concentrated mainly in the beams, while the columns maintained predominantly elastic or limited yielding behavior, indicating a favorable strong-column weak-beam hierarchy. However, the plastic hinge analysis identified demands exceeding the Immediate Occupancy level in certain beams, including IO–LS, LS–CP, and >CP states. Therefore, under the criteria adopted in this research, the building cannot be considered to have fully achieved the Immediate Occupancy performance level, although the results demonstrate controlled global behavior and adequate protection of the vertical structural elements.

Keywords: Non-linear dynamic analysis, structural performance, TADAS dampers, carbon fiber reinforced polymers, Immediate Occupancy, ETABS.

ÍNDICE DE CONTENIDO

1. CAPITULO I: GENERALIDADES	1
1.1. Introducción	1
1.2. Planteamiento del problema.....	2
1.2.1. Formulación del problema	3
1.3. Justificación	3
1.4. Objetivos.....	4
1.4.1. Objetivo general	4
1.4.2. Objetivos específicos	4
1.5. Hipótesis	5
1.6. Estructura de la tesis.....	5
2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	6
2.1. Estado del arte.....	6
2.2. Vulnerabilidad estructural y cambio de uso.....	10
2.2.1. ¿Qué es una edificación?	10
2.2.2. Elementos estructurales	10
2.2.3. Verticalidad de columnas	11
2.2.4. Cambio de uso en edificaciones	12
2.2.5. Efectos del cambio de uso sobre la demanda sísmica y gravitacional	12
2.3. Desempeño sísmico y análisis estático lineal y dinámico no lineal....	14
2.3.1. Diseño basado en desempeño.....	14
2.3.2. Niveles de desempeño estructural y derivas admisibles.....	16
2.3.3. Análisis estático lineal	16
2.3.4. Análisis dinámico no lineal.....	17
2.3.5. Criterios de aceptación	17
2.4. Técnicas de reforzamiento y control sísmico.....	18

2.4.1.	Importancia y tipos de refuerzos estructurales.....	18
2.4.2.	Encamisado de columnas con acero	20
2.4.3.	Muros de corte.....	21
2.4.4.	Polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP): propiedades y funcionamiento	22
2.4.5.	Disipadores de energía: tipos y comportamiento histerético	23
2.4.6.	Disipadores de Energía TADAS.....	25
2.5.	Normativa aplicable	26
2.5.1.	La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15).....	26
2.5.2.	Peligro Sísmico y Diseño Sismorresistente (NEC-SE-DS)	26
2.5.3.	Evaluación y Rehabilitación de Estructuras (NEC-SE-RE)	27
2.5.4.	ACI 117-10.....	27
3.	CAPITULO III: MARCO METODOLÓGICO	28
3.1.	Recopilación de información	28
3.1.1.	Definición de investigación: hipotético-deductivo.....	28
3.1.2.	Inspección Visual.....	28
3.1.3.	Revisión documentaria	28
3.2.	Monitoreo de verticalidad.....	29
3.2.1.	Planta arquitectónica del edificio	29
3.2.2.	Verificación de desplomes de columnas esquineras con estación	
total	30	
3.2.3.	Cálculos para el desplome	32
3.2.4.	Comparación de desplomes actuales y del 2018.....	35
3.3.	Propiedades del hormigón tomadas del estudio del 2018.....	36
3.3.1.	Extracción de núcleo	37
3.3.2.	Esclerometría en columnas	38
3.4.	Verificación de refuerzos e incremento de resistencia del hormigón..	41

3.4.1.	Cálculos para el incremento del hormigón	41
3.4.2.	Patologías detectadas: Perforaciones en mallas de CFRP	45
3.4.3.	Aplicación de cálculos en la columna A1 de la planta baja.....	48
3.4.4.	Promedio de la planta baja de las columnas esquineras usando Python.	52
3.4.5.	El elefante en la habitación: confinamiento no efectivo.....	59
3.4.6.	Promedio de resistencia a la compresión en la planta baja	59
3.4.7.	Promedio de resistencia a la compresión en la estructura	60
3.5.	Muros de corte	61
3.6.	Columnas encamisadas con a36.....	62
3.7.	Disipadores de energía.....	63
3.8.	Modelado en ETABS.....	65
3.8.1.	Ejes y alturas entrepiso	65
3.8.2.	Columnas: Propiedades del hormigón.....	67
3.8.3.	Columnas: Diseño de sección	70
3.8.4.	Vigas: Diseño de sección	71
3.8.5.	Muro de corte en ETABS.....	72
3.8.6.	Losas	73
3.8.7.	Tadas	75
3.8.8.	Cargas	77
3.8.9.	Rótulas en la estructura.....	79
3.9.	Definición del Espectro de Respuesta (NEC-15).....	82
3.9.1.	Parámetros de Diseño Sísmico	83
3.10.	Acelerogramas.....	84
4.	CAPITULO IV: RESULTADOS	86
4.1.	Preludio: Caso Modal	86
4.1.1.	Participación de Masa Modal.....	86

4.2.	Análisis Lineal	88
4.2.1.	Espectro de diseño aplicado	88
4.2.2.	Cortante basal dinámico.....	89
4.2.3.	Derivas de piso elásticas	91
4.3.	Análisis no lineal.....	94
4.3.1.	Historia de desplazamiento del nudo de control	94
4.3.2.	Derivas máximas de piso durante el sismo	95
4.3.3.	Lazos histeréticos de los TADAS.....	96
4.3.4.	Balance de energía.....	97
4.3.5.	Estado de rótulas en el instante crítico	98
4.3.6.	Verificación Local de Curvas de Capacidad.....	102
5.	CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	104
5.1.	Conclusiones	104
5.2.	Recomendaciones.....	105
	BIBLIOGRAFIA	106
6.	ANEXOS.....	111
6.1.	Datos obtenidos para el desplome de las columnas	111
6.2.	Tablas de resultados de extracción de núcleo	113
6.3.	Tablas de resultados de esclerometría	114
6.4.	Código en PYTHON para CFRP	118
6.4.1.	Ejemplo en planta baja: Columna A1	118
6.4.2.	Datos de entrada y resultados de las columnas de la planta baja.	121
6.5.	Modos de vibración de la estructura en ETABS	125

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1 ELEMENTOS ESTRUCTURALES. FUENTE: URIBE (2017).....	11
ILUSTRACIÓN 2 TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA. FUENTE: MIDUVI (2015B).....	13

ILUSTRACIÓN 3 ENCAMISADO DE ACERO EN EL EDIFICIO DE RECTORADO EN ULEAM.	20
ILUSTRACIÓN 4 MURO DE CORTE. FUENTE: SIDECE.....	21
ILUSTRACIÓN 5 COMPORTAMIENTO EN CASO DE SISMO. FUENTE: DISIPA (2021)	26
ILUSTRACIÓN 6 VISTA EN PLANTA DEL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA ULEAM.	30
ILUSTRACIÓN 7 VISTA SUPERIOR DEL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA ULEAM. FUENTE: GOOGLE EARTH.	31
ILUSTRACIÓN 8 TOMA DE DATOS EN EL LATERAL DERECHO.....	32
ILUSTRACIÓN 9 ENSAYO DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A LA COMPRESIÓN, EN MEDIO, MÁQUINA DE ENSAYO. FUENTE: DEL CASTILLO (2018).....	38
ILUSTRACIÓN 10 VISTA EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA. LAS COLUMNAS SE ENCUENTRAN IDENTIFICADAS POR SU UBICACIÓN EN LOS EJES.	40
ILUSTRACIÓN 11 HORMIGÓN CONFINADO VS HORMIGÓN NO CONFINADO DEL ACI 440.2R (2008).....	42
ILUSTRACIÓN 12 COLUMNA A1 EN LA IZQUIERDA Y COLUMNA G6 EN LA DERECHA, AMBAS PERFORADAS EN LA PLANTA BAJA.	45
ILUSTRACIÓN 13 ELEMENTOS DESTRUCTIVOS Y AGUJERO EN LA COLUMNA B1.....	46
ILUSTRACIÓN 14 PERFORACIÓN DE 0,75CM DE DIÁMETRO EN LA COLUMNA B1.....	47
ILUSTRACIÓN 15 AGUJERO DERECHO CON 2CM DE DIÁMETRO E IZQUIERDO DE 1CM DE DIÁMETRO DE DAÑO EN LA ABRAZADERA DE LA COLUMNA B1.	47
ILUSTRACIÓN 16 TOMACORRIENTE E INTERRUPTOR INSTALADO EN LA COLUMNA B1.	48
ILUSTRACIÓN 17 REFORZAMIENTO CON FPR EN LA PLANTA BAJA, COLUMNA A1	49
ILUSTRACIÓN 18 SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA COLUMNA A1	49
ILUSTRACIÓN 19 DATOS DE ENTRADA EN EL CÓDIGO REALIZADO EN PYTHON.	52
ILUSTRACIÓN 20 DATOS DE LAS PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS EN EL CÓDIGO DE PYTHON.	53
ILUSTRACIÓN 21 RESULTADOS DEL PROGRAMA EN PYTHON.	53
ILUSTRACIÓN 22 GRÁFICO DE LA COLUMNA NO CONFINADA VS COLUMNA CONFINADA ...	54
ILUSTRACIÓN 23 (A) COLUMNA CONFINADA EN EL EJE A6. (B) SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA COLUMNA	54
ILUSTRACIÓN 24 DATOS DE ENTRADA DE LA COLUMNA A6 EN LA PLANTA BAJA.	55
ILUSTRACIÓN 25 RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO DE LA COLUMNA A6 EN PLANTA BAJA	55

ILUSTRACIÓN 26 ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA EN LA COLUMNA A6.....	55
ILUSTRACIÓN 27 (A) COLUMNA CONFINADA EN EL EJE G1. (B) SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA COLUMNA.....	56
ILUSTRACIÓN 28 DATOS DE ENTRADA PARA LA COLUMNA G1 DE LA PLANTA BAJA.....	56
ILUSTRACIÓN 29 RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO DE LA COLUMNA G1 EN PLANTA BAJA	57
ILUSTRACIÓN 30 ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA EN LA COLUMNA G1.....	57
ILUSTRACIÓN 31 (A) COLUMNA CONFINADA EN EL EJE G6. (B) SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA COLUMNA.....	57
ILUSTRACIÓN 32 DATOS DE ENTRADA PARA LA COLUMNA G6 DE LA PLANTA BAJA.....	58
ILUSTRACIÓN 33 RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO DE LA COLUMNA G6 EN PLANTA BAJA	58
ILUSTRACIÓN 34 ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA EN LA COLUMNA G6.....	59
ILUSTRACIÓN 35 MURO DE CORTE EN EL PÓRICO D ENTRE LOS EJES 2-3 Y 4-5. FUENTE: ROBERTO AGUIAR (2019)	61
ILUSTRACIÓN 36 MUROS DE CORTE EN EL EJE D.....	62
ILUSTRACIÓN 37 ENCAMISADO DE ACERO A36 REALIZADO EN LA COLUMNA D2 CON 1CM DE ESPESOR. FUENTE: AGUIAR ET AL. (2018).....	63
ILUSTRACIÓN 38 CARACTERÍSTICAS DEL ACERO A36. FUENTE: McCORMAC ET AL. (2013)	63
ILUSTRACIÓN 39 UBICACIÓN DE LOS DISIPADORES TADAS EN EL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA ULEAM.....	64
ILUSTRACIÓN 40 DIMENSIONES DE LOS TADAS INSTALADOS EN LA PLANTA BAJA. FUENTE: AGUIAR ET AL. (2018).....	65
ILUSTRACIÓN 41 EJES EN PLANTA INGRESADOS EN ETABS.	66
ILUSTRACIÓN 42 ALTURA ENTREPIOS DE LA ESTRUCTURA EN ETABS.	66
ILUSTRACIÓN 43 HORMIGÓN $f_c' 280 Kg/cm^2$ SIN CONFINAR.....	67
ILUSTRACIÓN 44 HORMIGÓN DE LA COLUMNA A1 CONFINADO CON CFRP (55x40CM)....	68
ILUSTRACIÓN 45 HORMIGÓN DE LA COLUMNA A2 (65x40CM).....	69
ILUSTRACIÓN 46 HORMIGÓN DE LAS COLUMNAS ENCAMISADAS CON A36 (60x40CM)....	69

ILUSTRACIÓN 47 COLUMNA 65X40CM.....	70
ILUSTRACIÓN 48 COLUMNAS 60X40CM ENCAMISADAS CON ACERO A36.....	71
ILUSTRACIÓN 49 (A) VIGAS DEL EJE 1 Y 6 CON SECCIÓN DE 80X40CM. (B) VIGAS DESDE EL EJE 2 HASTA EL 5 CON SECCIÓN DE 80X40CM.....	71
ILUSTRACIÓN 50 (A) VIGA DEL EJE A (B) VIGA DESDE EL EJE B HASTA F (C) VIGA DEL EJE G. TODAS LAS VIGAS SON DE SECCIÓN 80X40CM	72
ILUSTRACIÓN 51 CREACIÓN DEL MURO DE CORTE EN WALL PROPERTY DATA Y LAYER DEFINITION DATA.....	72
ILUSTRACIÓN 52 MURO DE CORTE EN EL EJE D.	73
ILUSTRACIÓN 53 WALL AUTO MESH OPTION	73
ILUSTRACIÓN 54 MODELO SIN LOSAS	74
ILUSTRACIÓN 55 LOSAS UTILIZADAS EN EL MODELO.....	74
ILUSTRACIÓN 56 DIAFRAGMA RÍGIDO EN EL MODELO DE ETABS	75
ILUSTRACIÓN 57 SECCIÓN TUBO DE LA V INVERTIDA EN LOS DISIPADORES TADAS.....	75
ILUSTRACIÓN 58 SECCIÓN DE LAS DIAGONALES DE ACERO DE LA PLANTA BAJA.....	76
ILUSTRACIÓN 59 VENTANA PARA DARLE LAS PROPIEDADES AL LINK QUE SERVIRÁ COMO DISIPADOR DE ENERGÍA.	76
ILUSTRACIÓN 60 DISIPADORES TADAS Y DIAGONALES DE ACERO EN EL EJE 6.	77
ILUSTRACIÓN 61 LOAD PATTERNS CON SDEAD Y LAS CARGAS VIVAS MODIFICADAS.....	78
ILUSTRACIÓN 62 PAQUETE DE CARGAS DE LAS LOSAS EN OFICINAS	78
ILUSTRACIÓN 63 PAQUETE DE CARGAS DE LOSAS DEL GIMNASIO.....	79
ILUSTRACIÓN 64 MULTIPLICADORES PARA LOS PATRONES DE CARGA	79
ILUSTRACIÓN 65 HINGES EN LAS VIGAS DEL EJE 3.....	80
ILUSTRACIÓN 66 COLUMNAS DEL EJE D ENCAMISADAS CON HINGES.	80
ILUSTRACIÓN 67 COLUMNAS G2 Y G5 ENCAMISADAS CON ACERO A36 Y CON HINGES.	81
ILUSTRACIÓN 68 HINGES EN TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO.....	81
ILUSTRACIÓN 69 MAPA PARA DISEÑO SÍSMICO.	82
ILUSTRACIÓN 70 VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA ADOPTADA. FUENTE: MIDUVI (2015B).....	82
ILUSTRACIÓN 71 FACTOR DE IMPORTANCIA DE OCUPACIÓN ESPECIAL. FUENTE: MIDUVI (2015B).....	82
ILUSTRACIÓN 72 ESPECTRO DE RESPUESTA CON LOS DATOS INGRESADOS EN ETABS.	84
ILUSTRACIÓN 73 ACELEROGRAMA N Y E DEL 16 A.....	84

ILUSTRACIÓN 74 LOAD CASE DATA CON LOS ACELEROGRAMAS.	85
ILUSTRACIÓN 75 LOAD CASE DATA CON LAS CARGAS GRAVITACIONALES	85
ILUSTRACIÓN 76 TABLA DE PARTICIPACIÓN MASA MODAL DE ETABS.....	86
ILUSTRACIÓN 77 DEFORMADA DE LA ESTRUCTURA CORRESPONDIENTE AL MODO 1 (TRASLACIÓN EN X).	87
ILUSTRACIÓN 78 DEFORMADA DE LA ESTRUCTURA CORRESPONDIENTE AL MODO 2 (TRASLACIONAL EN Y).	87
ILUSTRACIÓN 79 DEFORMADA DE LA ESTRUCTURA CORRESPONDIENTE AL MODO 3 (TORSIÓN).....	88
ILUSTRACIÓN 80 ESPECTRO DE DISEÑO (INELÁSTICO)	89
ILUSTRACIÓN 81 SISMO_DX CON EL FACTOR ESCALA CORREGIDO EN MM.....	90
ILUSTRACIÓN 82 SISMO_DY CON EL FACTOR ESCALA CORREGIDO EN MM.....	91
ILUSTRACIÓN 83 DERIVAS DE PISO ELÁSTICA DIRECCIÓN X	92
ILUSTRACIÓN 84 DERIVAS DE PISO ELÁSTICA DIRECCIÓN Y	93
ILUSTRACIÓN 85 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS EN EL TIEMPO.	94
ILUSTRACIÓN 86 DERIVA MÁXIMA NO LINEAL.....	95
ILUSTRACIÓN 87 LAZOS HISTERÉTICOS DE LOS TADAS.....	97
ILUSTRACIÓN 88 GRÁFICO DE LA ENERGÍA DE ENTRADA Y DISIPADA EN EL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA ULEAM.....	98
ILUSTRACIÓN 89 RÓTULAS PLÁSTICAS EN EL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA ULEAM ...	99
ILUSTRACIÓN 90 TABLA DE LOS ESTADOS DE LAS ROTULAS EXTRAÍDA DE ETABS.	100
ILUSTRACIÓN 91 RÓTULAS PLÁSTICAS EN EL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA ULEAM EN EL EJE 1.	101
ILUSTRACIÓN 92 RÓTULAS PLÁSTICAS EN EL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA ULEAM EN EL EJE 2.	101
ILUSTRACIÓN 93 RÓTULAS PLÁSTICAS EN EL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA ULEAM EN EL EJE 3.	101
ILUSTRACIÓN 94 RÓTULAS PLÁSTICAS EN EL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA ULEAM EN EL EJE 4.	102
ILUSTRACIÓN 95 RÓTULAS PLÁSTICAS EN EL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA ULEAM EN EL EJE 5.	102
ILUSTRACIÓN 96 CURVA DE CAPACIDAD DE LA VIGA SEÑALADA.....	103
ILUSTRACIÓN 97 CURVA DE CAPACIDAD DE LA VIGA SEÑALADA.....	103

ILUSTRACIÓN 98 EJES X, Y Y Z EN LA COLUMNA G1.....	111
ILUSTRACIÓN 99 EJES X, Y Y Z EN LA COLUMNA A1.....	111
ILUSTRACIÓN 100 EJES X, Y Y Z EN LA COLUMNA A6.....	112
ILUSTRACIÓN 101 EJES X, Y Y Z EN LA COLUMNA G6.....	112

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1 TIPO DE OCUPACIÓN CON SUS CARGAS CORRESPONDIENTES SEGÚN LA NEC-SE- CG. ADAPTACIÓN DE: MIDUVI (2015A) MIDUVI (2015B).....	9
TABLA 2 CARGA VIVA SEGÚN OCUPACIÓN. FUENTE: (MIDUVI, 2015A).....	13
TABLA 3 PERIODOS DE RETORNO. FUENTE: SEAOC (1995)	15
TABLA 4 NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL Y DAÑOS: ELEMENTOS VERTICALES. FUENTE: FEMA (2000)	16
TABLA 5 PROPIEDADES DEL CFRP. FUENTE: McCLEMENTS (2025).....	22
TABLA 6 TIPOS DE DISIPADORES.....	25
TABLA 7 DATOS OBTENIDOS DE LA COLUMNA G1.....	32
TABLA 8 DATOS OBTENIDOS DE LA COLUMNA G6.....	33
TABLA 9 DATOS OBTENIDOS DE LA COLUMNA A1.....	34
TABLA 10 DATOS OBTENIDOS DE LA COLUMNA A6.....	35
TABLA 11 COMPARATIVA DE DESPLOMES TOTALES EN LAS COLUMNAS ESQUINERAS DEL EDIFICIO DE RECTORADO EN LA ULEAM.....	36
TABLA 12 PROMEDIO GENERAL DE LA ESTRUCTURA POR PISOS.	38
TABLA 13 PROMEDIO GENERAL DE LOS ENSAYOS ESCLERÓMETROS REALIZADOS EN LA EDIFICACIÓN. FUENTES: DEL CASTILLO.....	41
TABLA 14 PROMEDIO DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN CONFINADA EN LA PLANTA BAJA. SECCIÓN 55X40CM.....	60
TABLA 15 PROMEDIO DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN CONFINADA EN LA PLANTA BAJA. SECCIÓN 65X40CM.....	60
TABLA 16 PROMEDIO DEL AUMENTO DE RESISTENCIA EN LAS PLANTAS DEL EDIFICIO DE RECTORADO.....	61
TABLA 17 PROMEDIO DEL AUMENTO DE RESISTENCIA EN LAS PLANTAS DEL EDIFICIO DE RECTORADO.....	61
TABLA 18 DIMENSIONES DE LAS PLACAS TRIANGULARES DE LOS DISPOSITIVOS TADAS. 64	
TABLA 19 BASE REACTIONS PARA CORTANTE BASAL DINÁMICO.	89

TABLA 20 TABLA COMPARATIVA CORTANTE BASAL ESTÁTICO VS, CORTANTE BASA DINÁMICO.	90
TABLA 21 TABLA COMPARATIVA CORTANTE BASAL ESTÁTICO VS, CORTANTE BASA DINÁMICO CORREGIDO.	91
TABLA 22 TABLA DE LAS DERIVAS MÁXIMAS NO LINEALES OBTENIDAS EN ETABS.	96
TABLA 23 RÓTULAS ÚNICAS EN EL EDIFICIO Y SU NIVEL DE DESEMPEÑO.	100
TABLA 24 RESULTADO Y PROMEDIO DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN EN LAS COLUMNAS SELECCIONADAS DE LA PLANTA BAJA. FUENTES: DEL CASTILLO (2018).....	113
TABLA 25 RESULTADO Y PROMEDIO DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN EN LAS COLUMNAS SELECCIONADAS DEL PRIMER PISO. FUENTES: DEL CASTILLO (2018).....	113
TABLA 26 RESULTADO Y PROMEDIO DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN EN LAS COLUMNAS SELECCIONADAS DEL SEGUNDO PISO. FUENTES: DEL CASTILLO (2018).....	114
TABLA 27 RESULTADOS DE LAS COLUMNAS 65CM X 40CM DE LA PLANTA BAJA FUENTES: DEL CASTILLO (2018).....	114
TABLA 28 RESULTADOS DE LAS COLUMNAS 55CM X 40CM DE LA PLANTA BAJA FUENTES: DEL CASTILLO (2018).....	115
TABLA 29 RESULTADOS DE LAS COLUMNAS 65CM X 40CM DEL PRIMER PISO FUENTES: DEL CASTILLO (2018).....	115
TABLA 30 RESULTADOS DE LAS COLUMNAS 55CM X 40CM DEL PRIMER PISO. FUENTES: DEL CASTILLO (2018).....	115
TABLA 31 RESULTADOS DE LAS COLUMNAS 65CM X 40CM DEL SEGUNDO PISO FUENTES: DEL CASTILLO (2018).....	116
TABLA 32 RESULTADOS DE LAS COLUMNAS 55CM X 40CM DEL SEGUNDO PISO FUENTES: DEL CASTILLO (2018).....	116
TABLA 33 RESULTADOS DE LAS COLUMNAS 65CM X 40CM DEL TERCER PISO FUENTES: DEL CASTILLO (2018).....	117
TABLA 34 RESULTADOS DE LAS COLUMNAS 55CM X 40CM DEL TERCER PISO FUENTES: DEL CASTILLO (2018).....	117

1. CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1. Introducción

Los terremotos suceden de manera instantánea y sacuden a su vez una gran área provocando de esta manera daños severos; por esto los terremotos son los fenómenos naturales más temidos y destructores, causando de manera indirecta, deslaves, inundaciones, tsunamis y ruina económica en una región; de manera directa causan destrucción de viviendas, edificaciones y áreas públicas e industriales, causando así muertes y heridos.

Ecuador se encuentra en la zona de colisión de la Placa de Nazca (oceánica) que subduce bajo la Placa Sudamericana (continental), por ello esta es una región donde se presentan eventos sísmicos de grandes magnitudes con cierta frecuencia lo que ha causado pérdida de vidas humanas y estructurales. En los últimos cientos de años, en nuestro país se han registrados sismos de magnitud considerable, desde el devastador sismo ocurrido en Ambato en 1949, hasta el evento sísmico que dejó una huella en nuestro país, el 16 de abril de 2016 en Pedernales (Mw 7.8), la historia sísmica del Ecuador es un registro cíclico de destrucción y reconstrucción.

En el año del 2016, el terremoto de Pedernales dejó un saldo muy trágico de fallecidos. La falla no fue solo de materiales, sino de una cultura constructiva que, durante décadas, toleró la informalidad, la autoconstrucción sin asistencia técnica y la aplicación laxa de códigos obsoletos como el CEC-2001.

A partir de estos sucesos, la sociedad ha buscado encaminarse hacia una sociedad resiliente, pues regresar a las actividades y vida cotidiana es una gran prioridad luego de eventos telúricos importantes, por ello la implementación de dispositivos de disipación de energía en las estructuras han tomado mucha fuerza en nuestro país. Al presentar grandes beneficios en cuanto disminución de deformaciones estructurales durante eventos sísmicos, se han vuelto incluso imprescindibles para muchos tipos de edificaciones.

La Universidad Laica “Eloy Alfaro de Manabí” no se quedó atrás en cuanto a estas nuevas tecnologías, y al contar con un edificio parqueadero que se vio afectado luego del terremoto del 16 de abril del 2016, se decidió rehabilitarlo con el uso de dispositivos

TADAS, reparaciones con resinas epóxicas de alta resistencia y reforzamientos estructurales como lo es la fibra de carbono, a la vez que se cambió su uso, pues pasó de ser un edificio destinado al uso parqueadero a un edificio administrativo y de centro deportivo en su planta más alta, y debido a esto su nivel de desempeño también debió pasar de Seguridad de Vida a Ocupación Inmediata.

La presente investigación tiene por objetivo analizar el comportamiento del edificio de rectorado de la ULEAM (anteriormente edificio parqueadero) a lo largo de los años desde que los disipadores sísmicos tipo TADA y sus reforzadores fueron instalados en este y evaluarlo para analizar si alcanza los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y cumple con la normativa de construcción vigente.

1.2. Planteamiento del problema

La ciudad de Manta, que se encuentra en la costa central del Ecuador, está en una zona altamente sísmica, donde en el pasado se han experimentado graves daños y secuelas como producto de eventos telúricos de gran magnitud sumado a la precaria o nula aplicación de normativas en una gran cantidad de edificaciones y viviendas. La ciudad también ha experimentado un crecimiento significativo, tanto urbana como demográficamente, en los últimos años, pero la falta de una planificación adecuada sumado a la construcción irregular de viviendas fue y sigue siendo un problema severo. El punto de inflexión fue el terremoto del 16 de abril del año 2016, porque debido a este acontecimiento, la forma de construir en Manta y en Manabí ha cambiado de forma significativa, y nuevas técnicas se han adoptado, los ejemplos más claros son los aisladores sísmicos y los disipadores TADAS.

La Universidad Laica “Eloy Alfaro de Manabí” no se quedó atrás y después del terremoto del 2016, reforzó estructuralmente varias edificaciones de sus predios, entre ellos, el antiguo edificio de parqueadero, ubicado frente a la actual plaza centenaria de la ULEAM. Esta estructura actualmente funge la función de edificio administrativo desde el primer hasta el segundo piso y centro deportivo en el tercer piso, contando con un parqueadero en la planta baja; Este cambio de uso de la estructura altera los parámetros de diseño sísmico, modificando la carga viva y muerta. Debido a esto existe una incertidumbre sobre si la configuración actual de los disipadores instalados y los reforzamientos con mallas de CFRP en las columnas es suficiente para controlar las derivas de piso bajo los nuevos estados de carga y garantizar el nivel de desempeño de

'Ocupación Inmediata' exigido para instalaciones administrativas críticas, superando los estándares de seguridad de vida básicos. Además de las nuevas cargas, es imperativo considerar que la estructura sobrevivió al evento sísmico de Pedernales en 2016. Todo sismo de gran magnitud induce microfisuración y una alteración de la rigidez inicial (degradación mecánica) en los elementos de hormigón armado, incluso si no colapsan. Por lo tanto, la evaluación actual debe considerar que la estructura base ya no posee las propiedades mecánicas teóricas de un edificio nuevo, haciendo que el incremento del coeficiente de importancia sísmica ($I=1.30$) sea el verdadero reto estructural.

1.2.1. Formulación del problema

¿Pueden los disipadores TADAS y los reforzamientos estructurales garantizar el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata en el edificio de rectorado de la ULEAM, considerando el estado mecánico de los materiales disponible a partir de los estudios previos y las condiciones de rehabilitación observadas y la amplificación de la demanda sísmica ($I=1.30$) exigida por la normativa vigente?

1.3. Justificación

En la ingeniería estructural, la evaluación de edificaciones que han experimentado eventos sísmicos y posteriormente cambios de uso constituye un desafío importante, debido a que estos cambios pueden modificar las cargas actuantes y las exigencias de desempeño de la estructura. En el caso del antiguo edificio de parqueaderos de la ULEAM, el cambio a funciones administrativas y deportivas implicó nuevas condiciones de ocupación y una mayor exigencia de desempeño sísmico, estableciéndose un nivel objetivo de Ocupación Inmediata y un coeficiente de importancia de $I = 1,30$. El análisis permitirá determinar si dicho objetivo es alcanzado.

Ante esta nueva condición, resulta necesario verificar si el sistema de rehabilitación implementado, conformado por disipadores de energía tipo TADAS y reforzamiento con polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP), posee la capacidad suficiente para responder adecuadamente ante la demanda sísmica y controlar las deformaciones de la estructura.

El empleo de un análisis dinámico no lineal permite representar de manera más realista el comportamiento de la edificación frente a un evento sísmico, considerando la respuesta inelástica de sus elementos, la formación de rótulas plásticas y la participación

de los disipadores dentro de su rango de fluencia. Esto permite evaluar con mayor precisión las derivas de piso y verificar el cumplimiento de los niveles de desempeño establecidos por la normativa vigente.

La importancia de esta investigación radica además en que el edificio actualmente alberga actividades administrativas, académicas y deportivas de la universidad, por lo que garantizar su adecuado desempeño sísmico resulta fundamental para proteger a sus ocupantes y mantener la continuidad de sus funciones. Finalmente, los resultados obtenidos pueden constituir una referencia técnica para la evaluación de edificaciones rehabilitadas con sistemas similares en zonas de alta amenaza sísmica.

La siguiente investigación también puede ser usada como precedente metodológico para la evaluación de edificaciones similares en la región.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Evaluar el nivel de desempeño estructural para ocupación inmediata del edificio de rectorado de la ULEAM mediante un análisis dinámico no lineal (Time-History), con el fin de verificar si los disipadores TADAS y reforzamientos garantizan este nivel de desempeño ante las alteraciones mecánicas sufridas por el sismo de 2016 y las exigencias de la NEC-15.

1.4.2. Objetivos específicos

- Evaluar analíticamente el incremento de capacidad a la compresión de las columnas reforzadas con polímeros de fibra de carbono (CFRP) en la planta baja, identificando patologías in situ y aplicando las formulaciones teóricas del comité ACI 440.2R.
- Verificar la verticalidad actual de los elementos soportantes del edificio mediante levantamiento topográfico para identificar posibles excentricidades geométricas, tomando como referencia estricta los límites de tolerancia establecidos en la norma ACI 117-10.
- Modelar el comportamiento inelástico del sistema estructural mediante un análisis dinámico no lineal en el tiempo (*Time-History*), capturando la respuesta histerética de los disipadores de energía TADAS.

- Verificar el cumplimiento de los parámetros de desempeño para "Ocupación Inmediata" comparando las derivas y distorsiones resultantes con los límites admisibles de las normativas vigentes.

1.5. Hipótesis

La rehabilitación realizada hace 7 años en el edificio de rectorado, donde fue instalado el sistema de disipación compuesto por los disipadores TADAS, reforzamiento con polímeros reforzados con fibra de carbono así mismo como encamisado con acero A36 en las columnas, y muros de corte garantizan el nivel de desempeño de 'Ocupación Inmediata' en el edificio de rectorado de la ULEAM, controlando eficazmente las derivas de piso y la demanda inelástica frente a la variación mecánica sísmica preexistente y las altas exigencias normativas vigentes.

1.6. Estructura de la tesis

CAPITULO I: GENERALIDADES. Se definen la justificación, las hipótesis y los objetivos orientados a evaluar el desempeño sísmico del edificio de rectorado de la ULEAM bajo el criterio de Ocupación Inmediata.

CAPITULO II: MARCO TEORICO Y ESTADO DEL ARTE. Se recopila investigaciones previas y normativa técnica vigente sobre la caracterización y el uso de disipadores de energía de las TADAS como sistema de protección sísmica como así mismo los reforzamientos con mallas de CFRP.

CAPITULO III: METODOLOGIA. Se detalla la ruta de investigación y los procedimientos técnicos empleados para llevar a cabo la investigación.

CAPITULO IV: RESULTADOS. Se expone y analiza de manera cuantitativa los datos obtenidos tras el modelado y los análisis numéricos verificando si se alcanza efectivamente el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata exigido.

CAPITULOS V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. Se plantean las conclusiones y recomendaciones para futuras líneas de investigación en reforzamiento sísmica pasivo dentro de la región.

2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

El presente marco teórico reunió los fundamentos conceptuales, técnicos y normativos que sustentan la evaluación del comportamiento estructural y el análisis del reforzamiento sísmico de edificaciones de hormigón armado. En el estado del arte se desarrolló una revisión de los principales criterios relacionados con la vulnerabilidad estructural, las consecuencias de los cambios de uso en una edificación y la importancia de verificar su capacidad resistente frente a las nuevas condiciones de servicio.

Después, se desarrollaron los principios esenciales para la ingeniería estructural necesarios para el diagnóstico de la edificación. Se conceptualizaron los elementos estructurales y los efectos directos que un cambio de uso genera sobre las demandas gravitacionales y sísmicas, Se definieron los niveles de operatividad y seguridad, también los fundamentos del análisis dinámico no lineal y la implementación de rótulas plásticas. Y se describieron las estrategias de reforzamiento y de control sísmico.

Finalmente, el capítulo concluye con la revisión exhaustiva de los lineamientos legales y técnicos vigentes de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) junto con las directrices de normativas internacionales de referencia.

2.1.Estado del arte

La evaluación del desempeño estructural requiere comprender tanto el comportamiento histórico global de las edificaciones ante terremotos como las particularidades normativas locales. A continuación, exploraremos los antecedentes científicos que justifican la adecuación y refuerzo de estructuras vulnerables.

López (2014) explica que los constantes movimientos telúricos a nivel mundial nos dejan una lección clara: estar preparados es fundamental. Con el pasar de los años, los efectos de los sismos se han visto reducidos en los países donde se ha impulsado una cultura sismo resistente. Sin embargo, tenemos un gran reto con las estructuras más antiguas; muchas de ellas se levantaron cuando los reglamentos eran mucho más flexibles que los de hoy. Por eso, al ser tan frágiles ante un nuevo evento, resulta indispensable trabajar en su adecuación y refuerzo. (López, 2014)

López (2014) también nos menciona que el colapso de edificios no es un problema exclusivo de lugares con pocos recursos; de hecho, ha pasado en países de primer

mundo que gastan muchísimo dinero en tratar de entender y frenar estos desastres. Algunos de los ejemplos más destacables son el terremoto de Japón de 1995 y California, en Estados Unidos en los años 1971, 1989 y 1994, donde un gran número de obras se colapsaron. Lo más sorprendente de estas tragedias es que muchas de las estructuras destruidas sí cumplían con los reglamentos de seguridad de la época. Sin embargo, al momento de la verdad, esas reglas resultaron quedarse cortas frente a la fuerza real de la naturaleza. Gran parte de este problema se explica porque, hace algunas décadas, los reglamentos de edificación eran mucho más permisivos. Los requisitos que se exigían en ese entonces para que una estructura soportara temblores estaban muy por debajo del rigor y la exigencia de los estándares que manejamos hoy en día. (López, 2014)

El territorio ecuatoriano, por su ubicación en el Cinturón de Fuego del Pacífico y la zona de subducción entre la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana, presenta una amenaza sísmica excepcionalmente alta. Históricamente, la ingeniería estructural en el país se basó en normativas que priorizaban la resistencia lateral elástica, tales como el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-2001). Sin embargo, el evento sísmico de Pedernales del 16 de abril de 2016 (Mw 7.8), que afectó severamente a la provincia de Manabí y a infraestructuras críticas como las de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí (ULEAM), demostró empíricamente las falencias de las estructuras diseñadas bajo normativas antiguas. (FEMA, 2018)

En el artículo de Aguiar & Del Castillo (2019): “Primeros trabajos en el reforzamiento sísmico de parqueadero de la ULEAM”, detallan que, en la estructura, cuya planta es prácticamente cuadrada con dimensiones de 40.50 × 36.00 metros, se hallaba una grave patología en su diseño original, el cual fue configurar un sistema de "viga fuerte-columna débil", un criterio opuesto a lo generalmente establecido. Esta configuración forzaba a que la disipación de energía inelástica se concentrara fatalmente en los elementos verticales, anulando la capacidad de las vigas para actuar como fusibles plásticos. (Aguiar & Del Castillo, 2019)

Aguiar & Del Castillo (2019) también mencionan que el daño en el pórtico central, denominado Eje D, fue catastrófico. En esta alineación, la presencia de losas y rampas a diferentes niveles de desnivel generó el efecto de "columna corta", atrayendo fuerzas cortantes masivas que superaron con creces la capacidad nominal de la sección,

resultando en grietas profundas con un ángulo de inclinación de aproximadamente 45 grados.

En el perímetro exterior, los muros perimetrales de hormigón en la planta baja actuaron como elementos de restricción rígida; al estar acoplados a las columnas, limitaron la longitud deformable de las mismas, induciendo fallas por cortante frágil. (Aguiar & Del Castillo, 2019)

En “Evaluación estructural de edificios de hormigón armado” del autor Gallegos Ortiz et al. (2008) detalla que cuando una edificación existente va a cambiar de propósito o sufrir alteraciones significativas, el primer paso obligado es diagnosticar su estado estructural actual. Si esta revisión demuestra que el edificio no es capaz de soportar las nuevas exigencias, será de carácter obligatorio intervenirlo y reforzarlo. Solo de esta manera se puede garantizar que la construcción opere de forma segura y cumpla con los requisitos de su nueva función. (Gallegos Ortiz et al., 2008)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), a través de sus capítulos dedicados a las cargas no sísmicas (NEC-SE-CG) y al peligro sísmico (NEC-SE-DS), establece lineamientos inflexibles sobre cómo la categorización de la ocupación dicta las demandas últimas impuestas a la topología estructural.

En una memoria de cálculo estructural, realizado por el ingeniero Caillagua Castro (2022) y en las normativas elaboradas por el MIDUVI (NEC-15) podemos encontrar que para las áreas administrativas, los códigos requieren la consideración exhaustiva de cargas derivadas de archivos de alta densidad, estanterías, equipos ofimáticos y mayores concentraciones de personal, elevando las sobrecargas normativas a valores que habitualmente superan los 200 kg/m^2 , a lo que debe sumarse la carga muerta adicional de masillados, particiones ligeras y acabados arquitectónicos que pueden añadir otros 300 kg/m^2 . La situación alcanza su criticidad en el centro deportivo. Los gimnasios no solo imponen cargas estáticas de gran magnitud debido al equipamiento de musculación, sino que introducen el fenómeno de las cargas vivas dinámicas. Las actividades rítmicas coordinadas generan frecuencias de excitación armónica que pueden acoplarse con los modos de vibración locales de las losas de entrepiso. (Caillagua Castro, 2022)

La normativa NEC-SE-DS estipula que el peso sísmico se determina integrando el 100% de la carga muerta permanente y un porcentaje estadístico de la carga viva, que suele ser del 25% para edificaciones normales, pero que escala dependiendo de la naturaleza del almacenamiento o la ocupación. (MIDUVI, 2015b)

De acuerdo con las normativas de diseño de la ASCE (2017), los pisos de garajes restringidos a vehículos de pasajeros con capacidad máxima de nueve ocupantes deben diseñarse considerando cargas vivas uniformemente distribuidas, o en su defecto, una carga concentrada puntual de 13.35 kN actuando sobre una superficie de contacto de 114 mm por 114 mm. (ASCE, 2017)

Echeverría Marín & González Pisco (2026) que las áreas destinadas a las plazas de estacionamiento estándar se idealizan típicamente con una magnitud de 2.5 kN/m². Sin embargo, el tránsito vehicular introduce esfuerzos adicionales a la estructura debido a acciones dinámicas generadas durante maniobras de aceleración, frenado, cambios bruscos de dirección o la circulación sobre pendientes. Para mitigar estos efectos, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) estipula la aplicación de un factor de impacto, adicionando un porcentaje a la carga viva reglamentaria cuando los vehículos circulan sobre rampas, losas y zonas de transición. Los accesos vehiculares desde la calle, las rampas y las zonas de giro suelen diseñarse con presiones mayores, del orden de los 5.0 kN/m², con el fin de absorber estas fuerzas de impacto y asegurar que los elementos estructurales posean la capacidad necesaria para prevenir deformaciones excesivas o fallas por fatiga. (Echeverría Marín & González Pisco, 2026)

Tabla 1 Tipo de ocupación con sus cargas correspondientes según la NEC-SE-CG. Adaptación de: MIDUVI (2015a) MIDUVI (2015b)

Tipo de Ocupación	Carga Viva Típica Estimada (NEC-SE-CG)	Factor de Importancia Sísmica (I) (NEC-SE-DS)	Impacto Dinámico Secundario
Parqueadero (Original)	Moderada a Muy Alta (250 a 500 kg/m ²)	1.00 (Ocupación Normal)	Cargas rodantes
Oficinas Administrativas	Alta (250 kg/m ²)	1.30 (Ocupación especial)	Cargas estáticas concentradas (archivos)
Centro Deportivo (Gimnasio)	Muy Alta (480 kg/m ²)	1.00 ó 1.30 (Dependiendo del aforo)	Vibraciones armónicas y cargas de impacto

Para finalizar con este estado del arte, la evaluación de una estructura con disipadores TADAS necesita ir más allá del análisis estático lineal. La naturaleza no lineal de la fluencia del acero en los TADAS y la formación de rótulas plásticas en el hormigón armado exigen una evaluación más compleja. Este método utiliza registros acelerográficos reales, como el obtenido en la estación de Manta durante el terremoto de 2016. Según H. Shojaeifar et al. (2020) la integración paso a paso de las ecuaciones de movimiento permite observar los ciclos de histéresis de los TADAS, la reducción de derivas y las aceleraciones de piso. (H. Shojaeifar et al., 2020)

2.2.Vulnerabilidad estructural y cambio de uso

2.2.1. ¿Qué es una edificación?

De acuerdo con la Real Academia Española (2025), una edificación es toda construcción civil de carácter permanente. Siendo su proceso el diseño, planificación y ejecución técnica cuyo fin principal es albergar y proteger a sus ocupantes mientras realizan sus actividades. (Real Academia Española, 2025)

El Diccionario Panhispánico del Español Jurídico lo resume de manera práctica como la "acción y resultado de construir un edificio de carácter permanente". (DPEJ, 2025)

2.2.2. Elementos estructurales

Los elementos estructurales son las partes fundamentales de una construcción diseñadas para soportar y distribuir hacia el terreno las cargas muertas como lo son el peso propio, las cargas vivas que son producidas por el uso y la ocupación de la edificación y las cargas accidentales como por ejemplo el viento y sismos. Se clasifican principalmente según su posición y el tipo de esfuerzo que resisten: verticales (compresión), horizontales (flexión) y de soporte (cimentación). (Uribe, 2017)

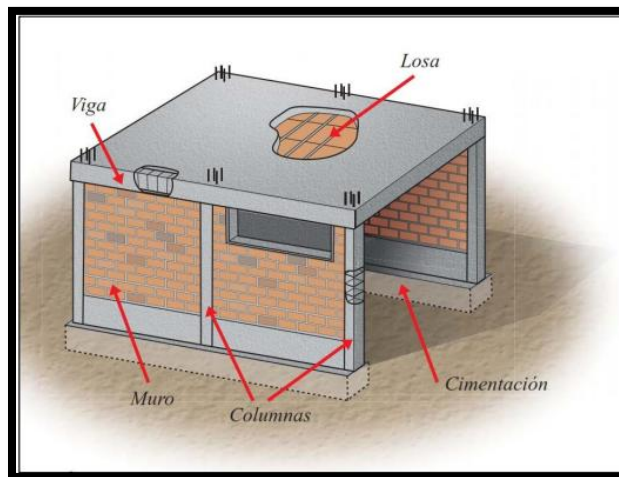


Ilustración 1 Elementos estructurales. Fuente: Uribe (2017)

Según Robledo (2026), la función de estos elementos estructurales es:

- Cimentación: Transmitir las cargas al terreno y repartirlas sin exceder la capacidad del suelo.
- Columnas o pilares: Elementos verticales primarios encargados de recibir las demandas gravitacionales provenientes de las losas y vigas, para luego canalizarlas de manera segura y continua hacia la cimentación.
- Vigas: Su propósito es recolectar las cargas transmitidas por los entrepisos y distribuir las hacia los componentes verticales
- Losas o forjados: Cumplen un doble propósito: repartir el peso hacia sus apoyos (vigas) y actuar como diafragmas rígidos que amarran el edificio, garantizando que todos los elementos se muevan en conjunto a nivel horizontal.
- Núcleos rígidos y arriostramientos: Controlan el desplazamiento lateral y la torsión del conjunto.

2.2.3. Verticalidad de columnas

En un análisis estructural, los desplazamientos de los elementos verticales representan la respuesta cinemática de la edificación frente a las diversas solicitaciones, como lo pueden ser las cargas gravitacionales, asentamientos diferenciales y/o fuerzas laterales como lo son los sismos y vientos provocan alteraciones en la geometría original del sistema. (Hibbeler, 2012)

Para garantizar una transferencia de cargas eficiente y directa hacia la cimentación, es indispensable mantener una estricta alineación vertical en los elementos

soportantes. La verificación topográfica de la verticalidad es un parámetro crítico en edificaciones existentes, puesto que cualquier desplome o pérdida de plomo en las columnas introduce una excentricidad geométrica no contemplada en el diseño original. (ACI, 2010)

2.2.4. Cambio de uso en edificaciones

Según Sotelo (2025), las edificaciones que han sido diseñadas para un propósito en específico se pueden volver obsoletos con el pasar del tiempo, esto debido a varios factores como lo son la economía, la tecnología y en muchas ocasiones por las necesidades que suelen tener las sociedades, aquí es cuando entran los cambios de uso en edificaciones. Estos implican transformar un edificio, el cual ha sido construido originalmente para un propósito en otro completamente diferente. Por ejemplo, un parqueadero que ya no es utilizado puede ser convertido en un moderno espacio de oficinas, o una casa en un restaurante. (Sotelo, 2025)

2.2.5. Efectos del cambio de uso sobre la demanda sísmica y gravitacional

El cambio de uso de una edificación no es un evento arquitectónico neutro desde el punto de vista estructural, sino que modifica simultáneamente tres parámetros de diseño independientes: el coeficiente de importancia (I), la carga viva de piso (L) y, en consecuencia, el peso sísmico reactivo de la estructura (W). Estos determinan directamente la magnitud de las fuerzas sísmicas de diseño. Este fenómeno adquiere especial relevancia en Ecuador, donde la Norma Ecuatoriana de la Construcción reconoce explícitamente que la vulnerabilidad de una edificación puede incrementarse cuando esta "ha sufrido un cambio en el tipo de uso, distinto al contemplado en el diseño" original. (MIDUVI, 2015c)

Es precisamente este el escenario del edificio de estudio, cuyo uso original de parqueadero ha cambiado sus funciones a administrativas y de centro deportivo.

2.2.5.1. Efecto sobre el coeficiente de importancia (I)

La NEC-SE-DS clasifica toda edificación, según su uso, destino e importancia, en tres categorías: esenciales, de ocupación especial y otras estructuras, a las que asigna un coeficiente de importancia I.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Ilustración 2 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Fuente: MIDUVI (2015b)

En el caso de estudio de esta tesis, el cambio de un uso de parqueadero $I = 1,0$ hacia un uso administrativo con centro deportivo dentro de la ULEAM obliga a evaluar si el edificio pasa a clasificarse dentro de la categoría de ocupación especial ($I = 1,3$), dado que la propia NEC incluye expresamente los centros educativos y deportivos en dicha categoría (MIDUVI, 2015b).

Este incremento de I no es un ajuste menor: al ser un multiplicador directo del espectro de diseño, un aumento de $I = 1,0$ a $I = 1,3$ incrementa en un 30% las fuerzas sísmicas de diseño exigidas a la estructura, para una misma configuración estructural y un mismo peso sísmico.

2.2.5.2. Efecto sobre la carga viva de piso (L)

La NEC-SE-CG establece sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas según la ocupación específica del espacio (MIDUVI, 2015a). Los valores normativos relevantes para el cambio de uso analizado son:

Tabla 2 Carga viva según ocupación. Fuente: (MIDUVI, 2015a)

Ocupación o uso	Carga viva uniforme (kN/m ²)
Garaje (parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros)	2,5 - 5
Oficinas	2,5
Gimnasios	4,8

Según Echeverría Marín & González Pisco (2026) el tránsito vehicular introduce esfuerzos adicionales a la estructura debido a acciones dinámicas generadas durante maniobras de aceleración, frenado, cambios bruscos de dirección o la circulación sobre pendientes. Para mitigar estos efectos, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) estipula la aplicación de un factor de impacto, adicionando un porcentaje a la carga viva reglamentaria cuando los vehículos circulan sobre rampas, losas y zonas de transición. Por ello, los accesos vehiculares desde la calle, las rampas y las zonas de giro suelen diseñarse con presiones mayores, del orden de los 5.0 kN/m^2 , con el fin de absorber estas fuerzas de impacto y asegurar que los elementos estructurales posean la capacidad necesaria para prevenir deformaciones excesivas o fallas por fatiga. (Echeverría Marín & González Pisco, 2026)

Por lo que, los efectos sobre la carga viva del edificio no se ven alterados, ya que el edificio, con las normas de construcción de la CEC-2001, fue diseñado para soportar este peso, por lo que la investigación tomará el rumbo de investigar si las propiedades mecánicas de los materiales que se vieron afectados ante el sismo pueden llegar a brindar el nivel de ocupación inmediata.

2.2.5.3. Efecto sobre el peso sísmico reactivo (W)

La combinación de ambos efectos anteriores repercute finalmente sobre el peso sísmico reactivo W, que según la NEC-SE-DS se define como la carga permanente total más un porcentaje de la carga viva según el uso de la edificación (MIDUVI, 2015b).

2.3. Desempeño sísmico y análisis estático lineal y dinámico no lineal

2.3.1. Diseño basado en desempeño

Durante buena parte del siglo XX, el diseño sismorresistente se limitó a garantizar que una estructura no colapsara ante el sismo de diseño, sin pronunciarse demasiado sobre qué tan dañada quedaría en el proceso. Esa limitación fue precisamente lo que llevó al Structural Engineers Association of California a constituir el Comité Vision 2000, cuyo reporte sentó las bases de lo que hoy se conoce como diseño basado en desempeño (SEAOC, 1995). La idea central es sencilla de enunciar, aunque no tanto de implementar: en vez de fijar un único objetivo de "no colapso", se establecen de antemano distintos niveles de daño aceptable para distintas intensidades sísmicas, de modo que el propietario y el diseñador sepan, desde el momento del

proyecto, qué comportamiento esperar del edificio ante un sismo frecuente y qué comportamiento ante uno excepcional.

Vision 2000 organiza esto mediante lo que denomina una matriz de objetivos de desempeño, que cruza dos variables: el nivel de desempeño esperado de la edificación y el nivel de amenaza sísmica correspondiente. Del lado del desempeño, el documento distingue cuatro niveles (SEAOC, 1995):

- **Totalmente Operacional** (*Fully Operational*): la edificación permanece funcional; el daño es despreciable.
- **Operacional** (*Operational*): el daño es leve; las funciones esenciales se mantienen y las secundarias pueden interrumpirse temporalmente.
- **Seguridad de Vida** (*Life Safety*): daño moderado a severo, pero se salvaguarda la vida de los ocupantes.
- **Cercano al Colapso** (*Near Collapse*): daño severo; la estructura se mantiene en pie con un margen reducido frente al colapso.

Del lado de la amenaza, Vision 2000 asocia cada nivel de desempeño con un periodo de retorno específico: 43 años para el sismo frecuente, 72 para el ocasional, 475 para el raro y 970 para el muy raro (SEAOC, 1995). No es casualidad que el valor de 475 años aparezca aquí como el umbral de la categoría "rara": es el punto donde históricamente se ha fijado la resistencia mínima exigible a cualquier edificación convencional. Para estructuras esenciales, el objetivo básico se eleva un peldaño en la matriz, exigiendo un desempeño superior para el mismo nivel de amenaza.

Tabla 3 Periodos de retorno. Fuente: SEAOC (1995)

Nivel de amenaza	Periodo de retorno	Probabilidad de excedencia
Frecuente (Frequent)	43 años	50% en 30 años
Ocasional (Occasional)	72 años	50% en 50 años
Raro (Rare)	475 años	10% en 50 años
Muy raro (Very Rare)	970 años	10% en 100 años

2.3.2. Niveles de desempeño estructural y derivas admisibles

El Federal Emergency Management Agency (FEMA, 2000) consolidó tres niveles de desempeño estructural que hoy son el estándar de referencia internacional:

- **Ocupación Inmediata** (*Immediate Occupancy*, IO / S-1): daño mínimo; fisuras capilares, fluencia limitada en pocas ubicaciones, sin aplastamiento del hormigón (deformaciones bajo 0,003).
- **Seguridad de Vida** (*Life Safety*, LS / S-3): daño extenso en vigas; descascaramiento del recubrimiento y fisuras de corte en columnas dúctiles.
- **Prevención de Colapso** (*Collapse Prevention*, CP / S-5): fisuración extensa y formación de rótulas en elementos dúctiles; daño severo en columnas cortas.

Según la tabla 4, el FEMA 356, "Structural Performance Levels and Damages: Vertical Elements", para pórticos de hormigón armado las derivas típicas asociadas a cada nivel son:

Tabla 4 Niveles de desempeño estructural y daños: elementos verticales. Fuente: FEMA (2000)

Nivel de desempeño	Deriva transitoria	Deriva permanente
Ocupación Inmediata (IO)	1% (0,01)	despreciable
Seguridad de Vida (LS)	2% (0,02)	1% (0,01)
Prevención de Colapso (CP)	4% (0,04)	4% (0,04)

2.3.3. Análisis estático lineal

Según CYPE (2023), el análisis estático es una herramienta clave en el diseño estructural, ya que permite obtener la respuesta de una estructura frente a una carga considerada constante en el tiempo. Esta respuesta se expresa mediante esfuerzos internos (fuerzas y momentos) y tensiones, parámetros utilizados para el dimensionamiento.

Las principales características de los análisis estáticos lineales, según CYPE (2023), son:

- No se tiene en cuenta la acción de los sismos o vientos.
- Provee cálculo de estructuras de estructuras bajo la acción de cargas muertas, cargas vivas y empuje constante

- Se miden cargas y momentos en este tipo de análisis

2.3.4. Análisis dinámico no lineal

Según Núñez et al. (2021) el método de análisis dinámico no lineal, de forma general, proporciona modelos más ajustados de la respuesta estructural para fuertes movimientos sísmicos. (Núñez et al., 2021)

Andrade (2023) explica que el análisis dinámico no lineal calcula la respuesta dinámica de una estructura en diversos lapsos de tiempo, usando registros de acelerogramas, ya sean reales o sintéticos. Por medio del análisis tiempo-historia no lineal, podremos comprender esto de manera más sencilla, ya que incluye las propiedades inelásticas de los materiales. (Andrade, 2023)

El análisis dinámico no lineal es considerado también la técnica más sofisticada, pues el sismo solo puede ser modelado con la herramienta Tiempo Historia el cual involucra una evaluación paso a paso de la respuesta del edificio. (Andrade, 2023)

2.3.5. Criterios de aceptación

Sobre la curva fuerza-deformación (o momento-rotación) de cada rótula, tanto el FEMA 356 como el ASCE/SEI 41 definen un esquema idealizado de cinco puntos característicos —A, B, C, D y E— que describe todo el recorrido del componente desde el origen hasta la pérdida de capacidad de carga gravitacional: A es el origen; B marca la fluencia efectiva, límite del comportamiento esencialmente elástico; C corresponde a la resistencia máxima, tras la cual empieza la degradación; D es el punto en que la resistencia cae a un valor residual (una fracción c de la resistencia de fluencia); y E señala la deformación de falla, más allá de la cual el elemento ya no puede sostener carga gravitacional (FEMA, 2000; ASCE/SEI 41-17, 2017). Estos parámetros — a , la rotación plástica hasta el inicio de la degradación; b , la rotación plástica total hasta la falla; y c , la relación de resistencia residual— se tabulan en función del nivel de carga axial, la cuantía de refuerzo transversal y la relación de esfuerzo cortante del elemento (ASCE/SEI 41-17, 2017).

Sobre ese mismo tramo de la curva se ubican, además, los criterios de aceptación asociados a cada nivel de desempeño: para componentes de hormigón controlados por flexión, Ocupación Inmediata se sitúa aproximadamente en el 15% de la rotación plástica " a ", mientras que Seguridad de Vida y Prevención de Colapso corresponden,

respectivamente, a cerca del 50% y el 70% de la rotación plástica total "b" (ASCE/SEI 41-17, 2017).

2.4. Técnicas de reforzamiento y control sísmico

2.4.1. Importancia y tipos de refuerzos estructurales

Los reforzamientos estructurales son aquellas modificaciones, reparaciones o actualizaciones en estructuras existentes con el objetivo de hacerlas más resistentes a las actividades telúricas y a sus causas. El objetivo de estas modificaciones es evitar el colapso de las estructuras durante un terremoto y aún más importante, proteger la vida de sus ocupantes. En estructuras existentes, que cuenten con una insuficiente resistencia sísmica, los reforzamientos sísmicos van a representar la mayor parte del coste total de la mitigación de riesgos. (Jamal, 2017)

Estas intervenciones son clave en zonas de alta actividad sísmica, como la región costera de Ecuador, y se aplican por ejemplo en edificaciones antiguas, pues estas fueron diseñadas en base de códigos obsoletos o anteriores a normativas vigentes, por lo que pueden presentar bajas capacidades para resistir un terremoto. Aún peor, estas estructuras pueden presentar detallados no dúctiles, como lo puede ser la falta de reforzamiento cortante e inclusive el uso de varillas lisas. (OPAMSS & JICA, 2024)

Los edificios que han sufrido deterioro por sismos pasados o por el paso del tiempo también deben ser considerados para recibir reforzamientos estructurales, pues estos pueden presentar patologías como lo son la corrosión, grietas, fatiga de materiales, etc., y estas podrían causar pérdida de resistencia estructural. (OPAMSS & JICA, 2024)

Las estructuras que reciban un cambio de uso se les añadirá más peso o se le dará un uso diferente al original, por ejemplo, convertir una casa en bodega va a requerir de análisis y, seguramente, refuerzos estructurales. (IGESUR, 2026)

Como ya lo mencionamos, los refuerzos son modificaciones a las estructuras existentes con el fin de incrementar la resistencia y la rigidez de la estructura de las edificaciones. Al diseñar o ejecutar el reforzamiento de una estructura, se pueden emplear diferentes tipos de técnicas dependiendo del material, la vulnerabilidad y el uso del edificio:

Refuerzo local de elementos

- Encamisado de columnas y vigas

Consiste en añadir una capa adicional de hormigón armado, perfiles de acero o placas alrededor del elemento original para aumentar su capacidad de carga y ductilidad. (Gkournelos et al., 2022)

- Refuerzo con polímeros reforzados con fibra (FRP)

Se utilizan láminas de fibra de carbono o vidrio adheridas con resinas epoxi. Son ideales porque aportan alta resistencia a la tracción sin añadir peso significativo a la estructura. (Gkournelos et al., 2022)

- Encamisado de muros de mampostería

Aplicar una malla de acero electrosoldada sobre los muros existentes y recubrirlos con mortero para evitar que se fisuren o colapsen ante movimientos laterales. (Gkournelos et al., 2022)

Refuerzo global de estructuras

- Muros de corte (o pantallas)

Se construyen nuevos muros de hormigón armado en zonas estratégicas de la edificación para absorber las fuerzas horizontales que producen los sismos. (Martín del Toro, 2023)

Tecnologías de Control Dinámico y Aislamiento

- Aisladores sísmicos

Esta es una de las estrategias más vanguardista y eficiente para poder proteger edificios contra eventos telúricos de gran magnitud. (Martín del Toro, 2023)

- Disipadores de energía

Son amortiguadores instalados en la estructura que absorben y disipan la energía del sismo, reduciendo el impacto en las columnas y vigas principales. (Martín del Toro, 2023)

2.4.2. Encamisado de columnas con acero

El encamisado de columnas con acero es una técnica de rehabilitación estructural que consiste en revestir una columna de hormigón armado existente utilizando perfiles metálicos, generalmente perfiles angulares en las esquinas, unidos por presillas, platinas o una camisa continua de chapa de acero. El uso del acero ASTM A36 (un acero estructural al carbono con un límite de fluencia nominal de 250 MPa o 36 ksi) es el estándar de la industria para estas aplicaciones debido a su alta ductilidad, excelente soldabilidad y economía, lo que permite que la camisa metálica y la columna original trabajen de manera compuesta una vez que se rellenan los espacios vacíos con morteros epóxicos o cementicios sin contracción. (FEMA, 2006)

El principal aporte de este sistema es proporcionar un alto grado de confinamiento al núcleo de hormigón original. Al restringir la expansión lateral del concreto cuando la columna está sometida a fuertes cargas axiales y momentos flectores, el encamisado con acero A36 evita el desconchamiento prematuro del recubrimiento e incrementa drásticamente la capacidad de deformación inelástica (ductilidad) del elemento. Esto es vital en el diseño sismorresistente, ya que permite que la columna desarrolle rótulas plásticas y soporte grandes desplazamientos laterales sin perder su capacidad para sostener las cargas gravitacionales, previniendo el colapso. (Priestley et al., 1996)



Ilustración 3 Encamisado de acero en el edificio de rectorado en ULEAM.

2.4.3. Muros de corte

Los muros de corte o estructurales son elementos verticales continuos de una edificación diseñados específicamente para resistir fuerzas laterales en su propio plano, como las generadas por sismos o vientos de alta intensidad. Su función primordial es canalizar y transmitir estas cargas horizontales de manera segura y directa desde la superestructura hacia la cimentación. (American Concrete Institute, 2019)

El principal aporte de los muros de corte a la estructura es proveer una alta rigidez lateral. Esta rigidez es fundamental para limitar las derivas de piso (los desplazamientos relativos entre un nivel y otro). Al controlar el movimiento lateral de la edificación, se previene la inestabilidad global y se minimizan los daños en elementos no estructurales frágiles, como paredes de mampostería, ventanas y divisiones arquitectónicas, garantizando la operatividad del edificio tras un evento sísmico. (Paulay & Priestley, 1992)

Además de la rigidez, estos elementos otorgan una gran resistencia al cortante y capacidad de flexión para soportar el momento de volcamiento que el sismo induce en la base del edificio. Al actuar de manera conjunta con los diafragmas rígidos (las losas de entrepiso), los muros absorben un gran porcentaje del cortante basal, liberando a las columnas y vigas de los pórticos de soportar demandas laterales extremas y permitiendo que estos últimos se enfoquen más en las cargas gravitacionales. (Moehle, 2014)

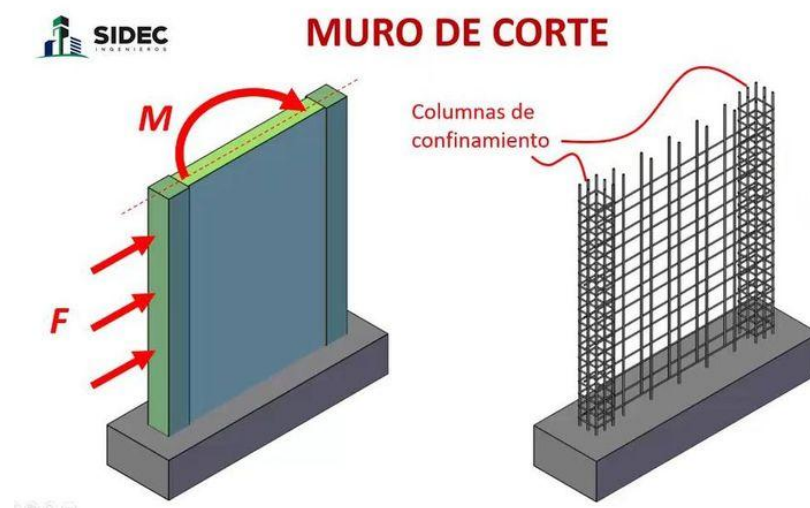


Ilustración 4 Muro de corte. Fuente: SIDEC

2.4.4. Polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP): propiedades y funcionamiento

El CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) o Polímero Reforzado con Fibra de Carbono en español, es un material compuesto avanzado formado generalmente por resina epóxica y filamentos de fibra de carbono. Destaca por su excepcional relación resistencia-peso, su alta rigidez y su resistencia a la corrosión y a la fatiga. (McClements, 2025)

Las principales propiedades de estos materiales son, como ya fue mencionado, su alta estabilidad con poco peso permite reducir el peso de las estructuras hasta en un 50% en comparación con el acero, sin sacrificar resistencia. Cuenta con resistencia a la corrosión pues, a diferencia de los metales, no se oxida y se mantiene invariable incluso en entornos extremos. Los CFRP tienen una larga vida útil, lo que permite reducir los costes por mantenimiento. (HAILTEC, 2026)

En la tabla 5 se detalla con rangos y valores algunas propiedades que no fueron mencionadas, cabe recalcar que estos son solo estimaciones de lo esperable en términos de las propiedades y sus rangos, por lo que pueden variar dependiendo del fabricante y la composición de la fibra de carbono. (McClements, 2025)

Tabla 5 Propiedades del CFRP. Fuente: McClements (2025)

Propiedad	Valor
Densidad (g/cm ³)	1,5 –1,7
Resistencia a la tracción (MPa)	500–6000
Resistencia a la flexión (MPa)	500–1500
Coefficiente de expansión térmica (10 ⁻⁶ /K)	-0,8–2,5
Conductividad térmica (W/mK)	5–25

Según la American Concrete Institute (2008), la compatibilidad de deformaciones entre el concreto, el adhesivo epóxico y el tejido de fibra de carbono es el principio de funcionamiento del CFRP. Una vez que la resina se ha curado, este material queda firmemente adherido al concreto y ambos materiales trabajan de manera conjunta.

Recordemos que cuando una estructura de hormigón armado es sometida a cargas, el concreto se deforma bajo la acción de los esfuerzos, esta deformación se transmite al adhesivo epóxico, actuando como medio de transferencia de esfuerzos, es en este momento cuando el CFRP entra en tensión, aprovechando su elevado módulo de elasticidad y su alta resistencia a la tracción. El refuerzo externo absorbe parte de las fuerzas de tracción que originalmente soportaba el acero de refuerzo, disminuyendo las deformaciones y aumentando la capacidad resistente del elemento.

2.4.5. Disipadores de energía: tipos y comportamiento histerético

Los disipadores de energía son dispositivos cuyo propósito es absorber y dispersar la energía que se produce en una estructura debido a la ocurrencia de un evento sísmico. Se distinguen por funcionar como amortiguadores, ayudando a la disminución del nivel de fuerza que se transmite a los componentes fundamentales de la estructura. Esto contribuye a aumentar la resistencia ante situaciones de temblores. Por ende, son fundamentales para prevenir que las estructuras se deterioren de manera significativa y así no puedan seguir siendo habitadas o utilizadas. (Guerrero Bobadilla et al., 2021)

Estos dispositivos permiten el aislamiento del exceso de energía que una estructura específica recibe en caso de un evento sísmico. Evitan que ocurran daños estructurales significativos, ya que distribuyen el impacto de manera equilibrada y posibilitan que la construcción soporte altos niveles de presión y fuerza para permanecer en pie. Es relevante que se implementen en los diseños porque representan un componente que contribuye a la estabilidad frente a movimientos telúricos. (Ayala Rojas et al., 2020)

Cuando hay un evento sísmico muy severo, la fuerza que se ejerce de manera horizontal en la estructura es aproximadamente similar a su propio peso. Los disipadores absorben la energía generada por un evento sísmico que ha ingresado a la estructura, disipándola para que de esta manera sufra el menor daño posible. Son instalados en la estructura actuando como opositores del movimiento sísmico, es decir, producen fuerzas opuestas que contribuyen a alcanzar la estabilidad. Podemos asegurar que estos dispositivos disminuyen las fuerzas sísmicas y también deslizamientos, asegurando la ocupabilidad de la estructura durante y después de un evento telúrico. (Sioingeniería, 2025)

a) Importancia de los disipadores

Guerrero (2018) enlista de la siguiente manera a los beneficios de usar dispositivos de disipación sísmica, los cuales no suelen ser muy evidentes, pero marcan una gran diferencia entre tener estos dispositivos o no en las estructuras:

- Reducen las deformaciones en las estructuras: Se realizaron pruebas en mesas vibratoras con modelos de edificios con y sin disipadores de energía sísmica, y se ha observado que las deformaciones son reducidas de forma importante.
- Disminuyen la probabilidad de pérdida de funcionalidad y de colapso de las estructuras: Estudios previos han demostrado que los disipadores disminuyen las probabilidades de pérdida de funcionalidad como de colapso
- Fusibles estructurales: Una ventaja muy significativa con la que cuentan los disipadores es que, en caso de que el dispositivo sufra algún daño o deterioro luego de un terremoto de magnitud significativa, pueden ser reemplazados a bajo costo y sin interrumpir a la operatividad de las estructuras.
- Ahorros económicos: Aunque la construcción del edificio puede aumentar aproximadamente un 5%, a largo plazo puede traer beneficios que aportan en términos de desempeño ante eventos sísmicos y la reducción de pérdidas
- Reducen costos de reparación: Los disipadores reciben la mayor parte del daño, por lo que las edificaciones no sufren deformaciones y los costos de reparación se reducen
- Disminuyen las pérdidas de rigidez en las estructuras por lo que el daño acumulado a lo largo de la vida útil de la estructura es menor al haber distribuido la energía sísmica de manera equilibrada
- Rehabilitación y reforzamiento de estructuras existentes: En estructuras ya existentes es conveniente la instalación de disipadores, aumentan la disipación de las energías producidas por eventos sísmicos sin necesidad recimentar.

Actualmente la sociedad esta encauzada a una cultura de resiliencia, una donde se puedan volver a las actividades cotidianas lo más pronto posible, por lo que los daños provocados por sismos ya no son tolerables, por lo que se remarca la importancia de usar dispositivos de disipación sísmica para la disminución de daños en elementos estructurales y no estructurales (Guerrero, 2018)

b) Tipos de disipadores

Rodríguez (2025) clasifica a los disipadores de la siguiente manera:

Tabla 6 Tipos de disipadores

TIPO DE ACTIVACIÓN	TIPO DE DISIPADOR
VELOCIDAD	•VISCOSO
DESPLAZAMIENTO	• METALICO • FRICCIONALES • AUTO CENTRANTES
MOVIMIENTO	•MASA SINTONIZADA

Según Apolo & Esquivel (2024), los disipadores activados por velocidad disipan la energía por medio de la velocidad relativa entre sus puntos de anclaje. La relación entre la fuerza y el desplazamiento de estos disipadores está influenciada por la frecuencia de excitación, ya que las fuerzas que estos dispositivos producen están desfasadas respecto a las fuerzas internas generadas en la estructura durante la excitación.

Con respecto a los disipadores activados por desplazamiento, Apolo & Esquivel (2024) nos dicen que los dispositivos de disipación por desplazamiento disipan energía mediante el movimiento relativo que se genera entre sus puntos de conexión a la estructura principal. Además, las fuerzas que estos dispositivos ejercen sobre los principales elementos estructurales están sincronizadas con las fuerzas internas que se producen durante la excitación, esto significa que la fuerza máxima del disipador se desarrolla simultáneamente con el máximo desplazamiento de la edificación, sumando esfuerzos a los elementos estructurales en el momento de mayor demanda

Por último, Apolo & Esquivel (2024) nos dicen que los dispositivos que son activados con movimiento detienen el flujo de energía a través de la oscilación de un sistema de masa auxiliar.

2.4.6. Disipadores de Energía TADAS

Los disipadores TADAS (Triangular Plate Added Damping and Stiffness en inglés) son mecanismos de control pasivo conformados por placas de acero instaladas en paralelo, caracterizadas por mantener un espesor constante, pero con una geometría transversal de tipo triangular o trapezoidal. Estos elementos se consolidan al ser

soldados a una placa base compartida. En cuanto a sus condiciones de contorno, el sistema opera con un extremo rígidamente empotrado y el opuesto articulado, lo que induce una deformación por flexión bajo una curvatura simple. Esta particularidad geométrica garantiza que la distribución de la curvatura sea homogénea, propiciando que la fluencia o plastificación del material se desarrolle de forma simultánea a lo largo de toda la altura de las placas. En consecuencia, la respuesta histerética de estos dispositivos describe lazos con una morfología marcadamente rectangular; esto se traduce en una eficiencia superior para disipar energía sísmica, dado que el área inscrita en los ciclos alcanza su capacidad máxima. Por último, su dimensionamiento es altamente versátil, fabricándose a la medida de las demandas estructurales de cada proyecto arquitectónico. (DISIPA, 2021)

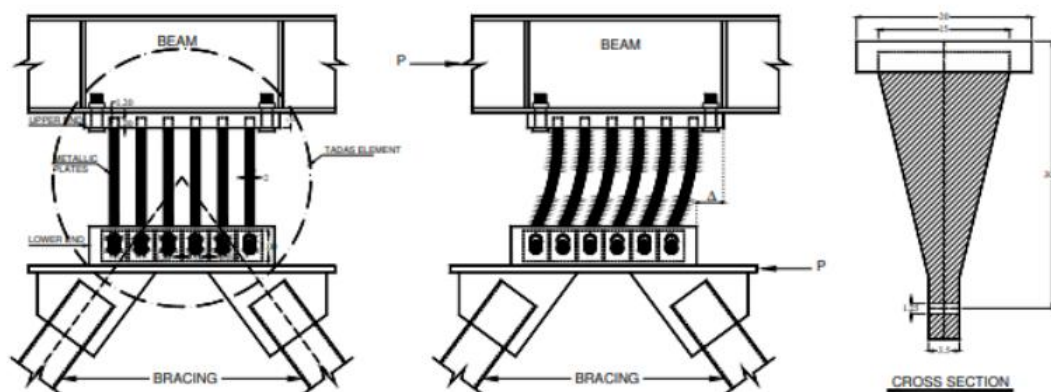


Ilustración 5 comportamiento en caso de sismo. Fuente: DISIPA (2021)

2.5. Normativa aplicable

2.5.1. La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15)

La institución del MIDUVI (2017) nos dice que la NEC-15, oficializada tras un largo proceso de revisión que coincidió trágicamente con el terremoto de 2016, representa la columna vertebral de la práctica actual. A diferencia de su predecesora, la cual era un documento de 50 páginas con 4 niveles de amenaza, en el actual se amplían los conocimientos y las maneras en las que se puede realizar el cálculo de estructuras sísmicamente resistentes en base a la nueva zonificación con 6 niveles de amenazas.

2.5.2. Peligro Sísmico y Diseño Sismorresistente (NEC-SE-DS)

La filosofía de diseño de la NEC-SE-DS sigue el principio de "Diseño por Capacidad". Esto implica que se permite el daño controlado en elementos fusibles

(vigas) para disipar energía, mientras se protegen los elementos vitales (columnas y nudos) mediante el criterio de "columna fuerte - viga débil". Sin embargo, la norma reconoce implícitamente que este enfoque tradicional resulta en edificaciones que, aunque no colapsan, pueden quedar inservibles económicamente tras un evento mayor. (MIDUVI, 2015b)

2.5.3. Evaluación y Rehabilitación de Estructuras (NEC-SE-RE)

Este es el capítulo más relevante para el reforzamiento estructural. Establece un marco legal y técnico para intervenir edificaciones existentes, clasificando las intervenciones según el nivel de desempeño deseado:

- **Ocupación Inmediata (OI):** La estructura mantiene su rigidez y resistencia original; el daño es insignificante. Es el objetivo para hospitales y centros de gestión de crisis.
- **Seguridad de Vida (SV):** La estructura sufre daño reparable, pero protege la vida de los ocupantes.
- **Prevención de Colapso (PC):** La estructura está al borde del fallo, pero se mantiene en pie permitiendo la evacuación.

La NEC-SE-RE obliga a realizar análisis no lineales cuando se busca rehabilitar estructuras esenciales o cuando se utilizan tecnologías no convencionales como disipadores. (MIDUVI, 2015c)

2.5.4. ACI 117-10

El *American Concrete Institute (2010)* establece los límites permisibles para en desvíos de verticalidad, así como también el espesor para garantizar la calidad y seguridad estructural. Según esta normativa, el límite de permisible para desviación de verticalidad varía según la altura, pero para elementos verticales de hasta 25.4m de altura se fija un límite de 0,3% de la altura con un máximo de 2.5 cm. (American Concrete Institute, 2010)

Para la altura de las columnas del edificio en estudio (13 m), el límite permisible es de 2.5 cm.

3. CAPITULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1. Recopilación de información

3.1.1. Definición de investigación: hipotético-deductivo

Este método de investigación fue elegido porque es usado frecuentemente tanto en la vida ordinaria, así como en la investigación científica. Según Cegarra Sánchez (2012), el método de investigación hipotético-deductivo es el camino lógico para encontrar una solución a los problemas que nos podemos proponer a lo largo de nuestras vidas. Se trata de formular hipótesis sobre las posibles respuestas al problema propuesto y verificar si los datos disponibles coinciden con ellas.

En esta investigación, la metodología puede ser clasificada como empírica, pues se han realizado prácticas como comprobaciones de verticalidad en columnas y modelado en programas para obtener datos que nos ayudarán a verificar si nuestra hipótesis coincide con los resultados obtenidos.

3.1.2. Inspección Visual

Antes de empezar con la inspección visual, se solicitó por medio de un oficio la autorización para poder realizar visitas técnicas para inspecciones visuales en las oficinas y gimnasio del edificio de rectorado con el fin de recolectar información para la presente tesis, sin embargo, la misma no recibió respuesta alguna y se tuvo que proceder con inspecciones visuales en las áreas públicas.

Para poder estar familiarizado con el edificio de rectorado de la ULEAM se realizaron visitas técnicas a las áreas públicas del mismo para poder recolectar fotos e información de las columnas confinadas con CFRP.

3.1.3. Revisión documentaria

Para la realización de esta investigación se tuvo que recurrir a documentación ya existente para tener una base de la que partir. Este proceso consistirá en la recopilación, análisis y síntesis de literatura técnica especializada, investigaciones previas y códigos de diseño vigentes aplicables a la edificación en estudio.

El proceso de investigación documental se estructura en dos ejes fundamentales:

- **Verificación Normativa y Reglamentaria:** Se analizarán exhaustivamente los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), con especial énfasis en los capítulos correspondientes a Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS), entre otros aplicables. La extracción de datos de este código permitirá definir la demanda sísmica real del sitio, construir el espectro de respuesta elástico, y establecer los criterios de derivas y cargas de servicio requeridos para la evaluación del estado de ocupación inmediata.
- **Antecedentes Técnicos y Procedimentales:** La investigación se sustentará en el análisis comparativo de trabajos académicos y manuales técnicos de rigor que aborden el modelamiento inelástico. Dentro de este contexto, se tomará como referencia principal la investigación desarrollada por Fernando Del Castillo, titulada *“Reforzamiento estructural, presupuesto y bases técnicas del edificio de parqueaderos de la ULEAM”*. Este documento se utilizará como guía metodológica para comprender la configuración técnica los parámetros del análisis dinámico no lineal, permitiendo validar los procedimientos numéricos que se ejecutarán en el entorno computacional de ETABS.

3.2. Monitoreo de verticalidad

3.2.1. Planta arquitectónica del edificio

Para tener facilidad al momento de identificar las columnas del edificio, se realizó la siguiente planta arquitectónica del edificio de rectorado de la ULEAM, basada en la vista en la tesis de Del Castillo Carrillo (2018)

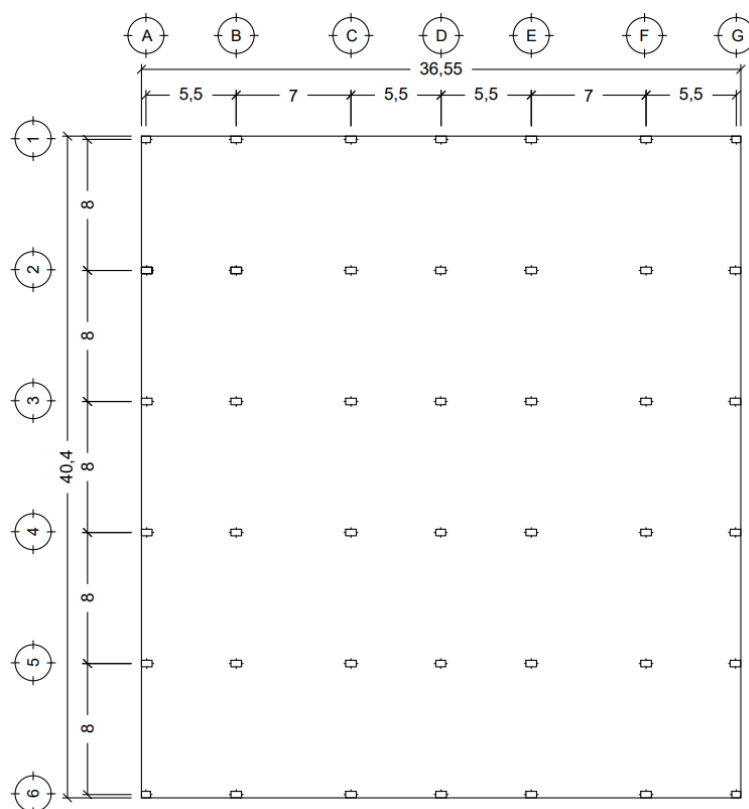


Ilustración 6 Vista en planta del edificio de rectorado de la ULEAM.

3.2.2. Verificación de desplomes de columnas esquineras con estación total

El edificio de rectorado de la ULEAM se encuentra ubicado en las coordenadas geográficas $0^{\circ}57'17.21''S$, $80^{\circ}44'42.27''O$ frente a la plaza centenario. En el terremoto del 16A este sufrió de desplazamientos verticales, y aunque en su tiempo cumplió con la normativa para poder realizar los reforzamientos propuestos, es posible que cualquier evento sísmico moderado ocurrido entre 2019 y 2026 pudo haber provocado que la estructura se reacomodara levemente en su límite elástico, dejando derivas residuales que son imperceptibles a simple vista, pero significativas si se tratase de evitar excentricidades en la estructura analizada.

Debido a lo mencionado anteriormente, debería ser de gran consideración el verificar los desplomes de las estructuras que fueron afectados por terremotos y posteriormente hayan recibido reforzamientos estructurales al momento de evaluar estructuras rehabilitadas, en especial cuando la rehabilitación ya tiene varios años.



Ilustración 7 Vista superior del edificio de Rectorado de la ULEAM. Fuente: Google Earth.

La siguiente verificación de desplomes en las columnas esquineras del edificio de rectorado de la ULEAM fue realizada con el objetivo de verificar si no existió una tendencia al desplome o si estos datos han cambiado a lo largo de los años, para lo cual, con la ayuda de una estación total y los datos obtenidos de la tesis anteriormente mencionada se lo realizó, es importante destacar que los resultados pueden presentar un margen de incertidumbre, debido al recubrimiento que poseen las columnas en toda su longitud.

En un principio, se tenía planeado evaluar el desplome de todas las columnas laterales del edificio de rectorado, pero luego de analizar los datos obtenidos y compararlos con los existentes, no se encontró coherencia alguna, esto debido a los recubrimientos y muros existentes en la fachada de la estructura que complicaron la obtención de datos.



Ilustración 8 Toma de datos en el lateral derecho.

Se decidió realizar la recolección de datos de únicamente las columnas esquineras del edificio para resultados más precisos y de esta manera para poder realizar el análisis correspondiente.

3.2.3. Cálculos para el desplome

En la tabla 7 se describen los datos que se obtuvieron con la estación total de la columna G1, el equipo fue orientado asignando las coordenadas ortogonales de $N = 1000$, $E = 1000$, $Z = 100$. Para revisar plomeos, un sistema local es perfectamente válido, ya que lo que nos interesa es la diferencia entre dos puntos, no su posición global.

Tabla 7 Datos obtenidos de la columna G1.

Columna G1			
Corona de la columna		Base de la columna	
Y	1023.108	Y	1023.063
X	998.823	X	998.793
Z	113.111	Z	99.597

Desplome en el eje Y (Norte)

$$\Delta Y = 1023.108 - 1023.063 = 0.045 \text{ m}(45 \text{ mm})$$

Desplome en el eje X (Este):

$$\Delta X = 998.823 - 998.793 = 0.030 \text{ m}(30 \text{ mm})$$

Altura medida (ΔZ):

$$\Delta Z = 113.111 - 99.597 = 13.514 \text{ m}$$

Como las columnas tienen una altura de 13m (0.514m fueron un error de lectura al tomar datos de una baranda de hormigón en la cubierta) aplicamos el factor de corrección para encontrar el desplome exacto

Factor de corrección:

$$\frac{13.000}{13.514} = 0.96196$$

Desplome Y a 13m:

$$4.5 \text{ cm} \cdot 0.96196 = 4.33 \text{ cm}$$

Desplome X a 13m:

$$3 \text{ cm} \cdot 0.96196 = 2.89 \text{ cm}$$

En la tabla 8 se detallan los datos obtenidos con la estación total de la columna G6

Tabla 8 Datos obtenidos de la columna G6.

Columna G6			
Corona de la columna		Base de la columna	
Y	1021.213	Y	1021.169
X	1017.089	X	1017.061
Z	109.992	Z	97.412

Desplome en el eje Y (Norte):

$$1021.213 - 1021.169 = 0.044 \text{ m}(44 \text{ mm})$$

Desplome en el eje X (Este):

$$1017.089 - 1017.061 = 0.028 \text{ m}(28 \text{ mm})$$

Altura medida real (ΔZ):

$$109.992 - 97.412 = 12.580 \text{ m}$$

Recordemos que las columnas tienen una altura de 13m, por lo que debemos aplicar el factor de corrección para encontrar el desplome exacto.

Factor de corrección:

$$\frac{13.000}{12.580} = 1.033$$

Desplome Y a 13m:

$$4.4 \text{ cm} \cdot 1.033 = 4.55 \text{ cm}$$

Desplome X a 13m:

$$2.8 \text{ cm} \cdot 1.033 = 2.89 \text{ cm}$$

En la tabla 9 se detallan los datos obtenidos con la estación total de la columna A1

Tabla 9 Datos obtenidos de la columna A1.

Columna A1			
Corona de la columna		Base de la columna	
Y	1005.628	Y	1005.634
X	1020.594	X	1020.608
Z	111.49	Z	101.287

Desplome en el eje Y (Norte):

$$\Delta Y = 1005.628 - 1005.634 = -0.006 \text{ m}(-6 \text{ mm})$$

Desplome en el eje X (Este):

$$\Delta X = 1020.608 - 1020.594 = 0.014 \text{ m}(14 \text{ mm})$$

Altura de medición real (ΔZ):

$$\Delta Z = 111.490 - 101.287 = 10.203 \text{ m}$$

Ahora, proyectamos estos valores para la altura total de 13 metros.

Factor de corrección:

$$\frac{13.000}{10.203} = 1.274$$

Desplome Y a 13m:

$$-0.6 \text{ cm} \cdot 1.274 = -0.764 \text{ cm}$$

Desplome X a 13m:

$$1.4 \text{ cm} \cdot 1.274 = 1.784 \text{ cm}$$

En la tabla 10 se detallan los datos obtenidos con la estación total de la columna A6.

Tabla 10 Datos obtenidos de la columna A6.

Columna A6			
Corona de la columna		Base de la columna	
Y	1017.739	Y	1017.741
X	1003.354	X	1003.341
Z	110.039	Z	97.936

Desplome Y (Norte):

$$1017.739 - 1017.741 = -0.002 \text{ m } (-2 \text{ mm})$$

Desplome X (Este):

$$1003.354 - 1003.341 = +0.013 \text{ m } (+13 \text{ mm})$$

Altura medida (ΔZ):

$$110.039 - 97.936 = 12.103 \text{ m}$$

Ahora, proyectamos estos valores para la altura total de 13 metros.

Factor de corrección:

$$\frac{13.000}{12.103} = 1.074$$

Desplome Y a 13m:

$$-0.2 \text{ cm} \cdot 1.074 = -0.21 \text{ cm}$$

Desplome X a 13m:

$$+1.3 \text{ cm} \cdot 1.074 = +1.40 \text{ cm}$$

3.2.4. Comparación de desplomes actuales y del 2018

Una vez que los datos obtenidos con la estación total en cada columna esquinera del edificio han sido calculados, los podemos comparar con la información que podemos hallar en el proyecto técnico realizado por Del Castillo Carrillo (2018).

A continuación, se muestran los desplomes totales de las columnas esquineras, sentido Norte-Este, cuyo valor se obtuvo por medio de Pitágoras, tanto del año 2018, así como también los que se obtuvieron en la realización de esta tesis.

Tabla 11 Comparativa de desplomes totales en las columnas esquineras del edificio de rectorado en la ULEAM

Columna	Desplome resultante 2018 (cm)	Desplome resultante 2026 (cm)	Límite ACI 117-10 (0,3%·H, máx. 2,5 cm)	2026 ¿cumple?
A1	2,47	1,935	2,5	Cumple
A6	2,052	1,416	2,5	Cumple
G1	Sin datos completos	5,207	2,5	No cumple
G6	Sin datos completos	5,39	2,5	No cumple

Las columnas del eje A, tanto en el 2018 como en el 2026 cumplen con la normativa de desviación máximo dispuesto por American Concrete Institute (2010) al estar dentro del límite de 25mm de desviación máxima. Por el otro lado, las columnas del eje G no cumplen con esta normativa, superándola incluso por más del 100%, al no contar con datos anteriores no se puede asumir que ha habido una tendencia de inclinación, tampoco se debe asumir que esta inclinación fue una consecuencia directa del sismo de 2016 ni de las intervenciones de reforzamiento posteriores, dado que ninguna de ambas explica físicamente un incremento de la inclinación de la columna. Lo más probable es que las lecturas recientemente tomadas varíen tanto de las anteriores porque en el año 2018 el hormigón estaba “desnudo” y en el año 2026 sobre recubrimientos, mallas de CFRP y acabados.

Aunque estas nuevas solicitaciones pueden influir en la respuesta estructural, con únicamente dos mediciones de desplome realizadas en la estructura, no es posible afirmar que el edificio este o continúe deformándose de forma progresiva. Para ello sería indispensable implementar un programa de monitoreo periódico que permita establecer tendencias temporales.

3.3. Propiedades del hormigón tomadas del estudio del 2018

Para este apartado es de suma importancia aclarar que se realizaron dos oficios dirigidos hacia la autoridad encargada del edificio de rectorado de la ULEAM, sin embargo, solo se logró obtener permiso en el que se solicitó una inspección técnica visual de las oficinas y del gimnasio. Al carecer de los debidos permisos para realizar

los ensayos no destructivos y destructivos, se optó por usar la información recabada por el señor Del Castillo Carrillo David Fernando en el año 2018, donde realizó los ensayos correspondientes para la realización de su tesis en el año señalado.

Es fundamental destacar que los valores de resistencia a la compresión (f'_c) obtenidos en 2018 mediante extracción de núcleos y esclerometría no representan un hormigón 'ideal' o nuevo, sino que capturan el estado mecánico real y degradado de las columnas tras haber soportado el sismo de 2016.

Los siguientes ensayos son necesarios para poder obtener detalles importantes del hormigón con el que está construido la edificación

3.3.1. Extracción de núcleo

El ensayo de extracción de núcleos es un método de evaluación destructivo in situ, donde se extrae una muestra cilíndrica intacta del material endurecido para de esta manera comprobar la resistencia del elemento. El procedimiento de la extracción de estas muestras de hormigón fue el mismo en todas las columnas señaladas. Como primer paso se debe realizar un escaneo de la columna mediante pachometría para detectar los hierros y que estos no se vean afectados con el ensayo, una vez se ha realizado este paso, se procede a colocar y fijar el equipo en el elemento, se conecta una manguera y se procede con la perforación. Mediante el taladro especial con broca de diamante obtenemos la muestra cilíndrica, la cual será ensayada.

En este ensayo, Del Castillo obtuvo 15 muestras en los primeros 3 pisos de la estructura, los cuales fueron llevados a un laboratorio para el ensayo de compresión, cabe resaltar que las muestras fueron forradas con plástico una vez estuvieron en el lugar de ensayo.

Las muestras tuvieron una longitud de 10.8cm de largo y un diámetro de 5.04cm, respetando de esta forma las normas que indican que el largo del cilindro debe ser el doble del largo del diámetro. Habiendo cumplido con este requisito, las muestras fueron pesadas y paso siguiente fueron sometidas al ensayo de resistencia del hormigón a la compresión, colocando en cada extremo bases metálicas las cuales, en su interior, eran de neopreno, esto con el fin de que los resultados sean lo más precisos posibles.



Ilustración 9 Ensayo de la resistencia del hormigón a la compresión, en medio, máquina de ensayo. Fuente: Del Castillo (2018)

3.3.1.1. Resultados de la extracción de núcleo

Los siguientes datos se han sido plasmados para tener una idea del promedio de resistencia a la compresión que tenía la estructura antes de recibir los refuerzos estructurales (como lo es la malla de FRP), en los cuales podemos observar que, en teoría, no cumplen la normativa para poder ser una estructura con un centro deportivo en su último piso.

Tabla 12 Promedio general de la estructura por pisos.

Piso	Promedio General (Kg/cm ²)
Planta Baja	277,1
Primer Piso	310,5
Segundo Piso	316,7
Resultado resistencia promedio de la estructura	301,4

3.3.2. Esclerometría en columnas

La esclerometría es una técnica de ensayo no destructivo utilizada para evaluar la dureza superficial y estimar la resistencia a la compresión del concreto. Se lleva a cabo usando un aparato llamado martillo Schmidt o esclerómetro, que mide el rebote de una masa que ha sido propulsada por un resorte después de golpear el material.

Cabe recalcar que también se han tomado medidas en las vigas de la estructura, sin embargo, el edificio fue construido bajo la metodología “columna débil, viga fuerte” por lo que las vigas no sufrieron de mayor daño en el terremoto del 2016, y no recibieron un reforzamiento como lo obtuvieron las columnas.

Del Castillo realizo el ensayo de esclerometría en 12 columnas dando un total de 48 ensayos realizados.

Para realizar la esclerometría en una columna, primero se prepara el área, si la columna cuenta con recubrimiento, este debe ser retirado y asegurarnos de que la superficie esté limpia, seca y pulida con una piedra abrasiva, evitando irregularidades, bordes y acero de refuerzo cercano. Luego, delimita un área de 15cm x 15cm y se marca una cuadrícula para realizar entre 9 a 12 impactos espaciados por al menos 2.5 cm entre sí. Al ejecutar el ensayo, es crucial mantener el esclerómetro de forma estrictamente perpendicular a la cara de la columna y presionar con firmeza hasta que el mecanismo se dispare. Finalmente, registra todos los índices de rebote, descarta los valores atípicos y calcula la media de los datos válidos para estimar la resistencia a compresión del concreto usando la curva de calibración del equipo. Este proceso se repetirá en todas las columnas ensayadas.

En la ilustración 10 observamos las columnas de los 4 niveles del edificio en las que se han realizado los ensayos de esclerometría, las columnas esquineras cuentan con dimensiones de 55cm x 40cm, mientras que las aladañas tienen dimensiones de 65cm x 40cm.

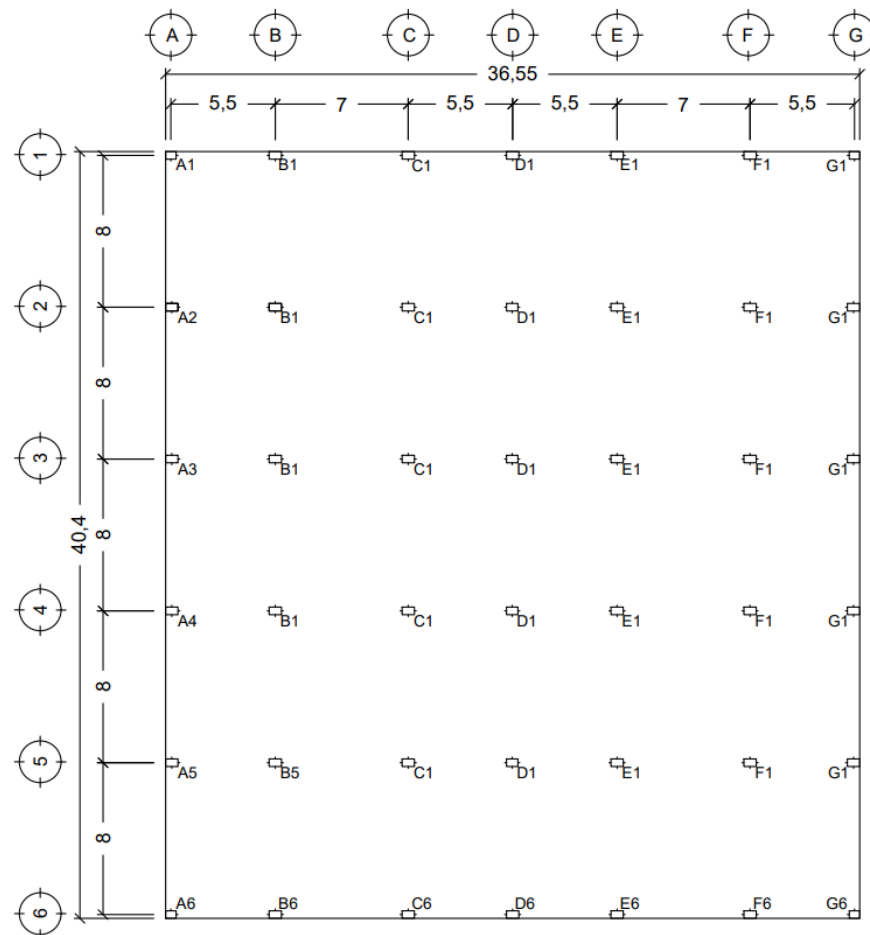


Ilustración 10 Vista en planta de la estructura. Las columnas se encuentran identificadas por su ubicación en los ejes.

3.3.2.1. Promedio de los resultados de la esclerometría en columnas

Los promedios detallados en la tabla 13 son de los resultados obtenidos en cada piso de la estructura, siendo este de 274,75 Kg/cm² y como fue mencionado anteriormente, se observa que aumenta la resistencia conforme subimos de piso, sin embargo, en el último piso esta vuelve a decaer y asimilarse a la resistencia del primer piso. Este es un valor muy bueno para una estructura destinada a tener un uso administrativo, sin embargo, esta también está siendo usada como gimnasio en el tercer piso, por lo cual es de suma importancia verificar los reforzamientos utilizados en columnas.

Tabla 13 Promedio general de los ensayos esclerómetros realizados en la edificación. Fuentes: Del Castillo

Piso	Promedio General (Kg/cm ²)
Planta Baja	265,5
Primer Piso	270,5
Segundo Piso	294
Tercer Piso	269
Promedio General de la edificación	274,75

3.4. Verificación de refuerzos e incremento de resistencia del hormigón

En el siguiente apartado se detallará la recolección de información que se obtuvo en las inspecciones visuales en el edificio de rectorado de la ULEAM, donde se le prestó especial atención a aquellas columnas de la planta baja, pues en caso de algún evento sísmico, es de suma importancia que estas puedan resistir mayormente el peso de toda la estructura, viéndose ayudada de los disipadores tipo TADAS. Durante la inspección se pudo observar algunas patologías graves para los reforzamientos realizados por medio de mallas de CFRP, que serán explicadas más adelante.

Por medio de un cálculo también se obtuvo el resultado de aumento de resistencia a la compresión que tienen las columnas al haber sido confinadas con las mallas de CFRP, teniendo en cuenta las patologías anteriormente mencionadas, para intentar calcular un estimado de la pérdida de eficiencia que presentaría las mallas de CFRP

3.4.1. Cálculos para el incremento del hormigón

A continuación, se ha calculado el incremento de la resistencia del hormigón a la compresión después de haber sido confinadas con una o tres capas de FRP, por lo cual, tenemos la siguiente gráfica del ACI 440.2R. Cabe recalcar que Aguiar & Del Castillo (2019) también usaron estas fórmulas en el artículo que realizaron con respecto a los trabajos realizados en el edificio de rectorado.

En la ilustración 11, podemos observar que la línea continua representa gráficamente el incremento de resistencia que obtuvo un hormigón confinado con FRP según el ACI 440.2R (2008), mientras que con la línea entrecortada se representa el hormigón no confinado. La gráfica está en relación de la resistencia máxima del hormigón a la compresión f'_c con la deformación ε_0 . En la curva del hormigón confinado podemos observar de la presencia de dos módulos de elasticidad, los cuales son E_c, E_2 . (American Concrete Institute, 2008)

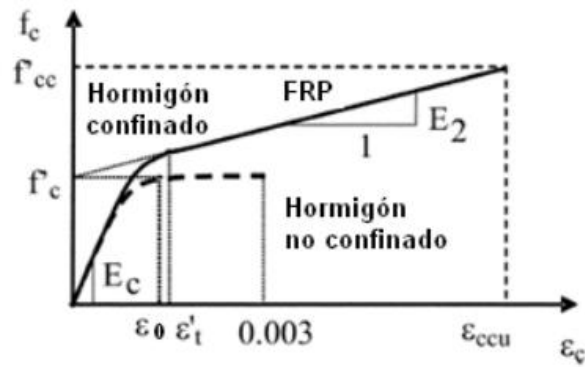


Ilustración 11 Hormigón confinado vs Hormigón NO confinado del ACI 440.2R (2008)

La deformación máxima del hormigón ya confinado es representada como ε_{ccu} , y esta puede ser hallada con la siguiente formula teórica de la American Concrete Institute (2008):

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_0 \left(1.5 + 12 k_b \frac{f_l}{f'_c} (\rho_\varepsilon)^{0.45} \right)$$

$$\rho_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{fd}}{\varepsilon_0}$$

$$f_l = \frac{2 E_f n t_f \varepsilon_{fd}}{D}$$

$$\frac{f_l}{f'_c} > 0.08$$

$$k_b = 1$$

(Columnas circulares)

$$k_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h} \right)^2$$

$$k_b = \frac{A_e}{A_c} \sqrt{\frac{h}{b}}$$

(Columnas cuadradas y rectangulares)

Los parámetros vistos en las fórmulas vistas se definen de la siguiente manera:

- ε_0 : representa la deformación en función a la resistencia a compresión del concreto f'_c .
- n : indica la cantidad total de capas utilizadas.
- t_f : define el grosor individual de cada capa de FRP.
- k_b : coeficiente de forma, tomando el valor de 1 en el caso de secciones circulares; en secciones rectangulares se usará otra fórmula, donde A_e es el área donde está confinado con FRP y la relación A_e/A_c se determina más adelante, mientras que h, b son las dimensiones de la sección de la columna.
- D : corresponde al diámetro si el elemento es circular. En el caso de columnas rectangulares, equivale a la diagonal de la sección y se determina mediante la expresión $D = \sqrt{b^2 + h^2}$, donde b y h representan el ancho y el peralte de la sección transversal.
- f_l : cuantifica la presión lateral de confinamiento.

Adicionalmente, se establece un criterio restrictivo de efectividad para el sistema FRP, el cual es que el cociente f_l/f'_c debe ser mayor que 0.08. En caso de no alcanzar este mínimo, será importante ajustar los parámetros que rigen la formulación de f_l con el fin de incrementar su magnitud. Las demás variables mantienen el significado descrito con anterioridad. (American Concrete Institute, 2008)

La relación de área efectiva de confinamiento A_e/A_c se formula de la siguiente manera:

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{\left[\left(\frac{b}{h}\right)(h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b}\right)(b - 2r_c)^2\right]}{3A_g} - \rho_g}{1 - \rho_g}$$

En estas expresiones, r_c representa el radio de curvatura en los vértices de la sección, mientras que A_g es el área de la sección transversal del elemento. La cuantía de acero longitudinal es ρ_g .

$$\rho_g = \frac{A_s}{A_g}$$

En la fórmula de la cuantía de acero longitudinal, A_s corresponde al área total del acero longitudinal dispuesto en la columna. Es importante señalar que si ρ_g es muy alto, se reduce la eficacia del sistema de confinamiento con FRP, por consiguiente, la literatura sugiere limitar el valor de ρ_g a un máximo del 3%. (American Concrete Institute, 2008)

Se establece la deformación última del hormigón confinado (ε_{ccu}), esta no debe superar el límite de 0.01. Con este criterio buscamos prevenir un nivel de agrietamiento severo que comprometa la integridad estructural del material. Para evaluar la resistencia del hormigón confinado con FRP a la compresión, los lineamientos del comité ACI 440.2R proponen el uso de las siguientes ecuaciones (American Concrete Institute, 2008)

Resistencia final del hormigón confinado:

$$f'_{cc} = f'_c + \varphi \times 3.3 \times k_a \times f_l$$

Coefficientes de forma:

$$k_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{h}{b} \right)^2$$

Una vez definido las variables anteriores, es necesario precisar que el parámetro φ actúa como un factor de seguridad, asumiendo un valor de 0.95. En aquellos casos donde la deformación última del concreto confinado supere el límite de 0.01 ($\varepsilon_{ccu} > 0.01$), la resistencia a compresión del sistema confinado (f'_{cc}) debe determinarse empleando la siguiente expresión, la cual se deriva del modelo normativo del ACI-440.2R. (American Concrete Institute, 2008)

$$f'_{cc} = f'_c + \frac{f'_{cc} - f'_c}{0.01}$$

Por otro lado, el módulo o pendiente, post fluencia de la curva de comportamiento E_2 se calcula mediante la relación matemática presentada a continuación:

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}}$$

Por último, Aguiar & Del Castillo (2019) explican que falta definir la variable ε'_t , que representa la deformación de transición del material. En elementos de hormigón sin confinar, esta magnitud es equivalente a ε_0 . Sin embargo, cuando el concreto se encuentra confinado, su valor se estima con la siguiente formula:

$$\varepsilon'_t = \frac{2f'_c}{E_c - E_2}$$

El SikaWrap 600C presenta las siguientes propiedades una vez ya este curado, donde tendremos:

- **Módulo de elasticidad (E_f):** 731000 Kg/cm²
- **Deformación última (ε_{fd}):** 0.0131
- **Espesor de la malla de FRP (t_f):** 0.1016 cm

3.4.2. Patologías detectadas: Perforaciones en mallas de CFRP

Como en el resto de los elementos estructurales de una edificación, podremos hallar las normativas internacionales para poder instalar mallas de CFRP en columnas de la manera más optima, la cual es la ACI 440.2R, esta misma normativa prohíbe el perforar o dañar estos refuerzos, ya que pueden llegar a comprometer la continuidad de las fibras y provoca una falla frágil prematura. (American Concrete Institute, 2008)

En el edificio de rectorado de la ULEAM se encontraron columnas confinadas perforadas para servir anclaje para abrazaderas y otros propósitos, también la rotopercusión de la broca suele fracturar la capa de epóxico y despegar un "anillo" perimetral alrededor del agujero, destruyendo la adherencia entre el CFRP y el hormigón en esa zona local.

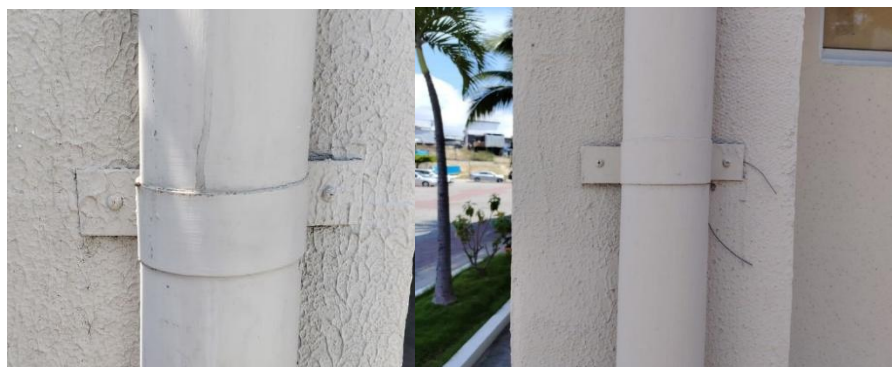


Ilustración 12 Columna A1 en la izquierda y columna G6 en la derecha, ambas perforadas en la planta baja.

Por el tamaño de estas perforaciones, como las observadas en la ilustración 13, podríamos despreciarlos, siempre y cuando los factores ambientales como la lluvia o salinidad no afecten directamente a la resina epóxica.

Sin embargo, también se hallaron casos como en la columna en la columna B1, donde una sola columna confinada, en su mayor totalidad, posee varias perforaciones que podrían, eventualmente, representar un peligro en caso de emergencia.

Esta columna tiene la mayor cantidad de perforaciones vista en todo el edificio, tanto el interruptor, el tomacorriente y la abrazadera del tubo de desagüe necesitan de perforaciones para poder ser fijadas en las paredes, haber instalado estos aparatos aquí es algo intolerable considerando que las columnas confinadas con CFRP NO deben recibir daños según la ACI 440.2R de la American Concrete Institute (2008).



Ilustración 13 Elementos destructivos y agujero en la columna B1.

En la ilustración 14 podremos observar una perforación de 0.75cm de diámetro aproximado en la cara de 40cm columna B1, a pesar de esto, el daño puede ser menospreciado en esta cara.



Ilustración 14 Perforación de 0,75cm de diámetro en la columna B1.

En la ilustración 15 observamos que en la abrazadera se encontró una perforación hecha de manera “brusca” con un diámetro aproximado de 2cm. En el lado izquierdo de esta abrazadera también se encontró una perforación de 1cm realizada con “más técnica”.



Ilustración 15 Agujero derecho con 2cm de diámetro e izquierdo de 1cm de diámetro de daño en la abrazadera de la columna B1.

En la ilustración 16 observamos que instalaron un tomacorriente (usualmente lleva un solo tornillo de fijación) y un interruptor (probablemente con cuatro tornillos de fijación) en la cara de 65cm de la columna B1.



Ilustración 16 Tomacorriente e interruptor instalado en la columna B1.

Todos estos elementos en la columna B1 pudieron haber reducido la resistencia a la compresión que el CFRP pudo haber adicionado a la resistencia original, sin embargo, como no se cuenta con un modelo matemático validado para cuantificar con precisión la pérdida de eficiencia de confinamiento causada por estas perforaciones, el simple hecho de haber perforado las columnas confinadas es un incumplimiento directo a la prohibición establecida por el American Concrete Institute (2008) en el reporte ACI 440.2R, por lo que se recomienda reparar estas perforaciones con resina y parches con las mismas propiedades mecánicas al SikaWrap 600C.

3.4.3. Aplicación de cálculos en la columna A1 de la planta baja.

Una vez ya hemos obtenido la metodología para poder calcular el incremento de la resistencia del hormigón a la compresión junto con la deformación última del hormigón confinado, procedemos a revisar que tanto ha aumentado la resistencia de las columnas en la planta baja, donde el promedio de la resistencia a la compresión fue el más bajo de la estructura.

En la ilustración 17 podemos observar la columna A1 que se encuentra en la planta baja del rectorado, la cual cuenta con una sección de 55cm x 40cm, esta es la columna más fácil de analizar, pues las mallas de FRP se ven a simple vista, por lo tanto, será la columna que servirá de ejemplo.



Ilustración 17 Reforzamiento con FPR en la planta baja, columna A1

Recordemos que esta columna cuenta con una resistencia del hormigón a la compresión promedio de 298 Kg/cm^2 (Del Castillo Carrillo, 2018) y la armadura de la columna cuenta con 8 varillas de 20mm ($8 \text{ } \varnothing 20\text{mm}$) y 4 varillas de 18 mm ($4 \text{ } \varnothing 18\text{mm}$) tal y como se detalla en la ilustración 12 (Del Castillo Carrillo, 2018)

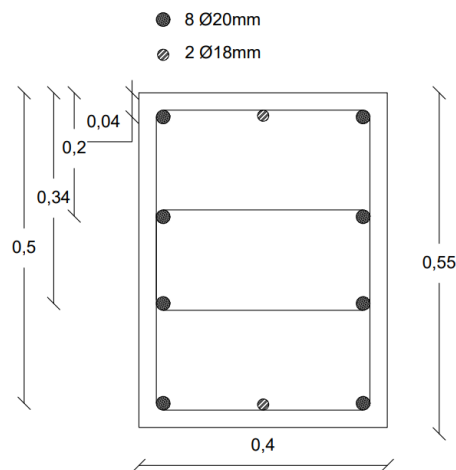


Ilustración 18 Sección transversal de la columna A1

Ya obtenido los datos con los que podemos realizar la aplicación de las fórmulas anteriormente descritas, podemos comenzar con el cálculo de incremento de la resistencia del hormigón.

Una vez establecido los parámetros que seguiremos, comenzamos primero con el cálculo de los parámetros de diseño y geometría.

Acero longitudinal (A_s):

$$2 \text{ } \emptyset 18mm: 2 \times 2.54cm^2 = 5.08cm^2$$

$$8 \text{ } \emptyset 20mm: 8 \times 3.14cm^2 = 25.12cm^2$$

$$\text{Total } A_s: 5.08 + 25.12 = 30.20cm^2$$

Área sección transversal (A_g):

$$A_g = 55cm \times 40cm = 2200cm^2$$

Cuantía de acero (ρ_g):

$$\rho_g = \frac{30.20}{2200} = 0.0137$$

Diagonal de la sección (D):

$$D = \sqrt{55^2 + 40^2} = 68.01 \text{ cm}$$

Una vez obtenido los parámetros de diseño y geometría en nuestra columna, procedemos a realizar los cálculos con el modelo del ACI 440.

- Datos:

$$h = 40 \text{ cm}; \quad b = 55 \text{ cm}; \quad f'_c = 298 \frac{Kg}{cm^2}; \quad \rho_g = 0.0137; \quad r_c = 2 \text{ cm};$$

$$D = 68.01 \text{ cm}; \quad A_g = 2200cm^2; \quad \phi = 0.95$$

- Propiedades del SikaWrap 600C son

$$E_f = 731000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t_f = 0.1016 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{fd} = 0.004$$

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{\left[\left(\frac{b}{h}\right)(h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b}\right)(b - 2r_c)^2\right]}{3A_g} - \rho_g}{1 - \rho_g}$$

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{\left[\left(\frac{55}{40}\right)(40 - 4)^2 + \left(\frac{40}{55}\right)(55 - 4)^2\right]}{3(2200)} - 0.0137}{1 - 0.0137} = 0.436$$

$$k_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h}\right)^2$$

$$k_a = 0.436 \left(\frac{55}{40}\right)^2 = 0.824$$

$$k_b = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{h}{b}\right)^{0.5}$$

$$k_b = 0.436 \left(\frac{40}{55}\right)^{0.5} = 0.37$$

$$f_l = \frac{2 \times E_f \times n \times t_f \times \epsilon_{fd}}{D}$$

$$f_l = \frac{2 \times 731000 \times 1 \times 0.1016 \times 0.004}{68.01} = 8.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_{cc} = f'_c + \varphi \times 3.3 \times k_a \times f_l$$

$$f'_{cc} = 298 + 0.95 \times 3.3 \times 0.824 \times 8.74 = 320,58 \text{ Kg/cm}^2$$

Deformación última del hormigón

Para comprobar el incremento en la ductilidad y asegurar que no haya fallas frágiles prematuras, se estima la deformación unitaria máxima. Primero encontramos ϵ_0 el cual está asociada con la resistencia a la compresión f'_c , dando como resultado la formula $\epsilon_0 = 1.71 \times f'_c / E = 0.00197$, donde $E = 15000\sqrt{f'_c} = 258940.15$,

obtenido estos, evaluamos la relación $\rho_\epsilon = \frac{\epsilon_{fd}}{\epsilon_0} = \frac{0.004}{0.00197} = 2.03$

$$\epsilon_{ccu} = \epsilon_0 \left(1.5 + 12 \times k_b \times \frac{f_l}{f'_c} \times (\rho_\epsilon)^{0.45}\right)$$

$$\varepsilon_{ccu} = 0.00295 \left(1.5 + 12 \times 0.51 \times \frac{8.74}{298} \times (2.03)^{0.45} \right) = 0.00515$$

El resultado demuestra que, con una sola capa del polímero reforzado, la capacidad a compresión de esa columna en particular pasa de 298 kg/cm² a 320.58 kg/cm², lo que equivale a un ligero aumento estructural equivalente al 7,58%

3.4.4. Promedio de la planta baja de las columnas esquineras usando Python.

Para agilizar el cálculo del aumento de resistencia en la planta baja se desarrolló un script en Python que posea todas las normativas del ACI 440.2R, dividida en dos etapas, las cuales pueden ser vistas en los anexos de este documento, debido a la extensión a la rutina.

Como en todo tipo de cálculo, primero describiremos la geometría de nuestro elemento y sus propiedades, todos estos datos deben ser ingresados al código de Python como “*Datos de entrada*” y tengamos en cuenta que todas las columnas esquineras tienen una sección de 55 cm x 40 cm.

- **Columna A1 en Planta Baja**

La columna A1 fue el ejemplo perfecto con la que se aplicó las fórmulas descritas anteriormente, por lo que también sirve como perfecto modelo para el código realizado, en la ilustración 19 podremos observar los datos de la geometría de la columna, siendo esta de 55 cm x 40 cm y un radio de curvatura en las esquinas de 2 cm, la cuantía del acero en las columnas con esta sección transversal es de 0.0137.

```
# =====
# 1. DATOS DE ENTRADA
# =====
# Geometría de la columna
b = 55.0 # Lado mayor (cm)
h = 40.0 # Lado menor (cm)
rc = 2.0 # Radio de curvatura en las esquinas (cm)
rho_g = 0.0137 # Cuantía de acero longitudinal
```

Ilustración 19 Datos de entrada en el código realizado en Python.

Así como en las fórmulas, las propiedades de los materiales son el eje central de todo el cálculo, en la ilustración 20 se detalla la resistencia a la compresión del hormigón de la columna A1, la cual es $f'_c = 298 \text{ Kg/cm}^2$, y las mallas de FRP

utilizadas (SikaWrap 600C) tienen un módulo de elasticidad $E_f = 731000 \text{ Kg/cm}^2$ y un espesor $t_f = 0.1016 \text{ cm}$.

```
# Propiedades del Hormigón
fc = 298.0      # Resistencia a la compresión sin confinar (kg/cm2)

# Propiedades del FRP (SikaWrap 600C)
Ef = 731000.0   # Módulo de elasticidad del FRP (kg/cm2)
tf = 0.1016     # Espesor por capa (cm)
eps_fd = 0.004  # Deformación efectiva de diseño
n = 1           # Número de capas
phi = 0.95      # Factor de reducción
```

Ilustración 20 Datos de las propiedades de los elementos en el código de Python.

Una vez que hemos introducido estos datos al código de Python, procedemos a correr el programa, y este nos dará la información que podremos observar en la ilustración 21, donde tendremos los resultados de la columna estudiada y confirmamos que la rutina no tiene errores, pues la resistencia del hormigón a la compresión obtenida fue de 320.56 kg/cm^2 , a comparación de la formula hecha a mano, donde se obtuvo 320.58 kg/cm^2 .

En la ilustración 22 se detalla la gráfica de la columnada no confinada f'_c representada con la línea entrecortada roja vs la columna confinada f'_{cc} representada con la línea azul.

```
Advertencia: fl/f'c = 0.029 <= 0.08. El
confinamiento puede no ser efectivo.
-----
RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO (FRP)
-----
Área efectiva (Ae/Ac): 0.436
Coeficiente ka: 0.824
Presión lateral (fl): 8.74 kg/cm2
Resistencia a la compresión: 320.56
kg/cm2
```

Ilustración 21 Resultados del programa en Python.

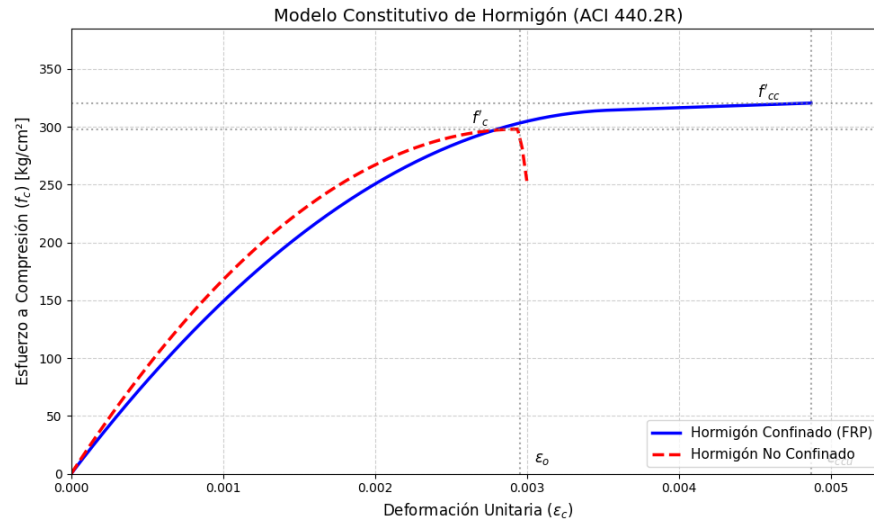


Ilustración 22 Gráfico de la columna no confinada vs columna confinada

- **Columna A6 de la Planta Baja**

En la ilustración 23 (a) podremos observar cómo se ve la columna A6 actualmente en el edificio de rectorado, y en la ilustración 23 (b) se detalla la sección transversal de esta columna con sus aceros.

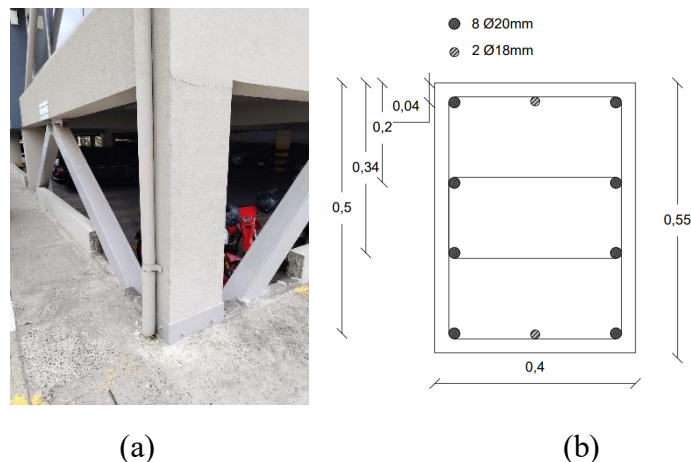


Ilustración 23 (a) Columna confinada en el eje A6. (b) Sección transversal de la columna

En la ilustración 24 se detallan los *Datos de entrada* que se usarán en el script de Python para la columna del eje A6 de la planta baja, el cual obtuvo un factor de compresión $f'_c = 205 \text{ Kg/cm}^2$ (Del Castillo Carrillo, 2018). Esta cuenta con una sección de 55cm x 40 cm.

```

# =====
# 1. DATOS DE ENTRADA
# =====
# Geometría de la columna
b = 55.0 # Lado mayor (cm)
h = 40.0 # Lado menor (cm)
rc = 2.0 # Radio de curvatura en las esquinas (cm)
rho_g = 0.0137 # Cuantía de acero longitudinal

# Propiedades del Hormigón
fc = 205 # Resistencia a la compresión sin confinar (kg/cm2)

# Propiedades del FRP (Sikawrap 600C)
Ef = 731000.0 # Módulo de elasticidad del FRP (kg/cm2)
tf = 0.1016 # Espesor por capa (cm)
eps_fd = 0.004 # Deformación efectiva de diseño
n = 1 # Número de capas
phi = 0.95 # Factor de reducción

```

Ilustración 24 Datos de entrada de la columna A6 en la planta baja.

En la ilustración 25 observaremos los resultados del confinamiento con CFRP, donde la resistencia a la compresión aumenta hasta 227.56 kg/cm². En la ilustración 26 se grafica la curva de la compresión del hormigón en la columna con y sin confinamiento.

```

Advertencia: fl/f'c = 0.043 <= 0.08. El
confinamiento puede no ser efectivo.
-----
RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO (FRP)
-----
Área efectiva (Ae/Ac): 0.436
Coeficiente ka: 0.824
Presión lateral (fl): 8.74 kg/cm2
Resistencia a la compresión: 227.56
kg/cm2

```

Ilustración 25 Resultados del confinamiento de la columna A6 en Planta Baja

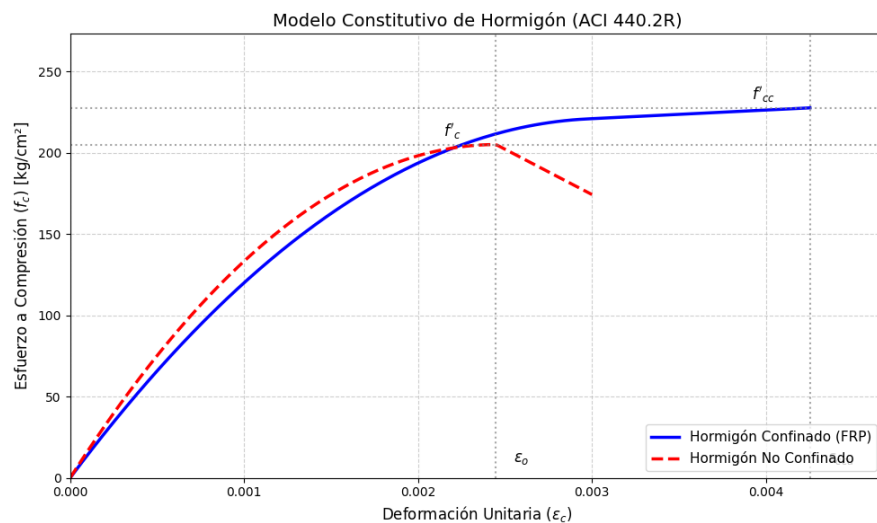


Ilustración 26 Esfuerzo de compresión en función de la deformación unitaria en la columna A6.

- **Columna G1 de la Planta Baja**

En la ilustración 27 (a) podremos observar cómo se ve la columna en el eje G1 actualmente en el edificio de rectorado, y en la ilustración 27 (b) se detalla la sección transversal de esta columna con sus aceros.

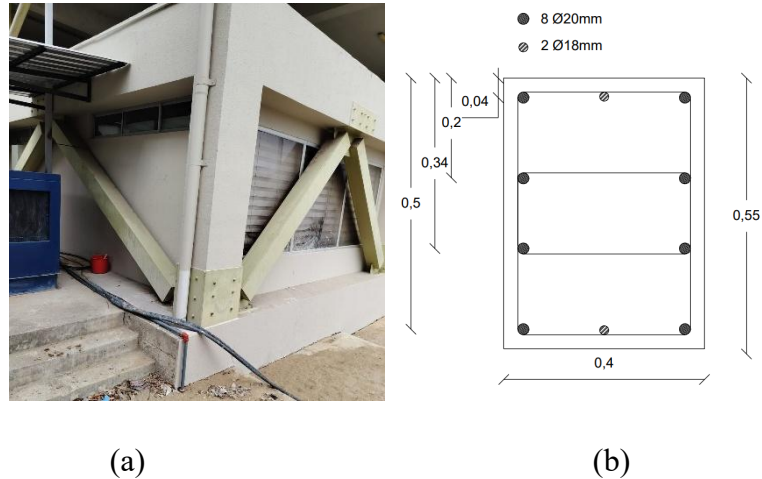


Ilustración 27 (a) Columna confinada en el eje G1. (b) Sección transversal de la columna

En la ilustración 28 se detallan los *Datos de entrada* que se usarán en el script de Python para la columna del eje G1 de la planta baja, el cual obtuvo un factor de compresión $f'_c = 260 \text{ Kg/cm}^2$ (Del Castillo Carrillo, 2018). Esta cuenta con una sección de 55cm x 40 cm.

```
# =====
# 1. DATOS DE ENTRADA
# =====
# Geometría de la columna
b = 55.0 # Lado mayor (cm)
h = 40.0 # Lado menor (cm)
rc = 2.0 # Radio de curvatura en las esquinas (cm)
rho_g = 0.0137 # Cuantía de acero longitudinal

# Propiedades del Hormigón
fc = 260 # Resistencia a la compresión sin confinar (kg/cm2)

# Propiedades del FRP (SikaWrap 600C)
Ef = 731000.0 # Módulo de elasticidad del FRP (kg/cm2)
tf = 0.1016 # Espesor por capa (cm)
eps_fd = 0.004 # Deformación efectiva de diseño
n = 1 # Número de capas
phi = 0.95 # Factor de reducción
```

Ilustración 28 Datos de entrada para la columna G1 de la planta baja.

En la ilustración 29, podemos observar que la resistencia a la compresión es de 282.56 kg/cm². En la ilustración 30 se grafica la curva de la compresión del hormigón en la columna con y sin confinamiento.

Advertencia: $f_l/f'_c = 0.034 \leq 0.08$. El confinamiento puede no ser efectivo.

RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO (FRP)

Área efectiva (A_e/A_c): 0.436

Coefficiente k_a : 0.824

Presión lateral (f_l): 8.74 kg/cm²

Resistencia a la compresión: 282.56 kg/cm²

Ilustración 29 Resultados del confinamiento de la columna G1 en Planta Baja

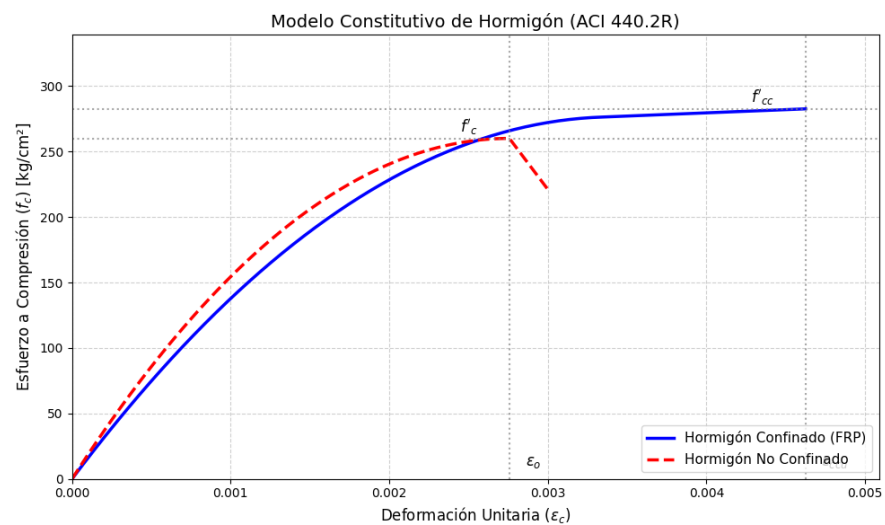


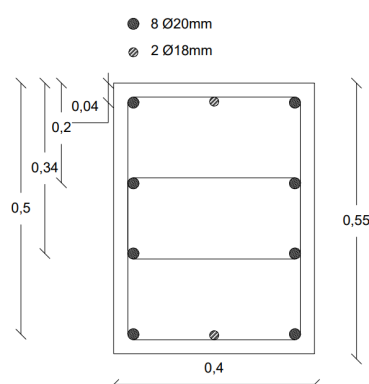
Ilustración 30 Esfuerzo de compresión en función de la deformación unitaria en la columna G1.

• Columna G6 de la Planta Baja

En la ilustración 31 (a) podremos observar cómo se ve la columna en el eje G6 actualmente en el edificio de rectorado, y en la ilustración 31 (b) se detalla la sección transversal de esta columna con sus aceros.



(a)



(b)

Ilustración 31 (a) Columna confinada en el eje G6. (b) Sección transversal de la columna

En la ilustración 32 se detallan los *Datos de entrada* que se usarán en el script de Python para la columna G6 de la planta baja, el cual obtuvo un factor de compresión $f'_c = 293 \text{ Kg/cm}^2$ (Del Castillo Carrillo, 2018). Esta cuenta con una sección de 55cm x 40 cm.

```
# =====
# 1. DATOS DE ENTRADA
# =====
# Geometría de la columna
b = 55.0 # Lado mayor (cm)
h = 40.0 # Lado menor (cm)
rc = 2.0 # Radio de curvatura en las esquinas (cm)
rho_g = 0.0137 # Cuantía de acero longitudinal

# Propiedades del Hormigón
fc = 293 # Resistencia a la compresión sin confinar (kg/cm2)

# Propiedades del FRP (SikaWrap 600C)
Ef = 731000.0 # Módulo de elasticidad del FRP (kg/cm2)
tf = 0.1016 # Espesor por capa (cm)
eps_fd = 0.004 # Deformación efectiva de diseño
n = 1 # Número de capas
phi = 0.95 # Factor de reducción
```

Ilustración 32 Datos de entrada para la columna G6 de la planta baja.

En la ilustración 33, se detallan los resultados de la resistencia a la compresión, el cual es de $f'_{cc} = 315.56 \text{ Kg/cm}^2$. En la ilustración 34 se grafica la curva de la compresión del hormigón en la columna con y sin confinamiento.

```
Advertencia: fl/f'c = 0.030 <= 0.08. El
confinamiento puede no ser efectivo.
-----
RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO (FRP)
-----
Área efectiva (Ae/Ac): 0.436
Coeficiente ka: 0.824
Presión lateral (fl): 8.74 kg/cm2
Resistencia a la compresión: 315.56
kg/cm2
```

Ilustración 33 Resultados del confinamiento de la columna G6 en Planta Baja

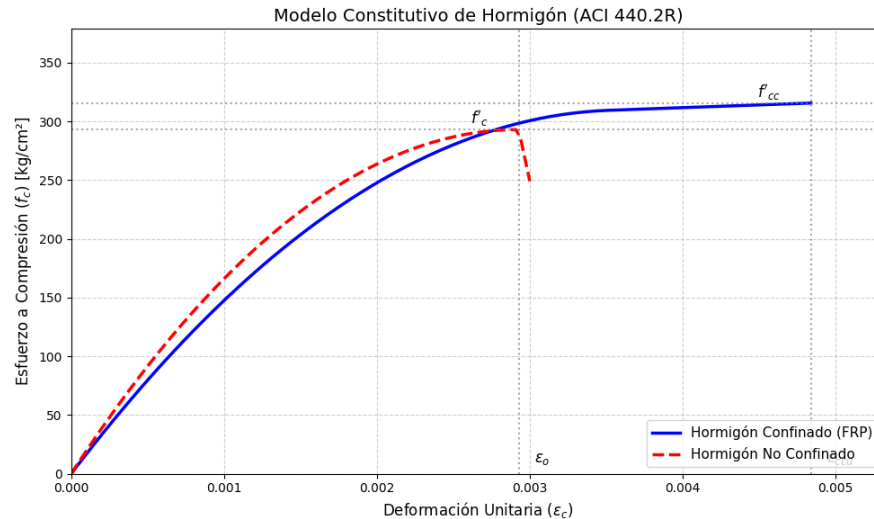


Ilustración 34 Esfuerzo de compresión en función de la deformación unitaria en la columna G6.

3.4.5. Confinamiento insuficiente: verificación del criterio $fl/f'c$

Como se puede observar en todas las capturas de pantallas de los resultados del Python, la relación $fl/f'c$ en las columnas confinadas, no es mayor a 0.08 debido a que solo tiene una capa de confinamiento, cuanto esto sucede el ACI 440.2R considera que la presión de confinamiento generada por la malla de CFRP es baja como para producir una mejora confiable a la resistencia del hormigón a la compresión. Pero esto no quiere decir que este reforzamiento no aporte nada, sino que su efecto es tan marginal que no debe contabilizarse como un incremento de capacidad confiable, por lo que la recomendación normativa es aumentar a tres el número de capas por columna para que la relación $fl/f'c$ pueda superar el mínimo de 0.08

3.4.6. Promedio de resistencia a la compresión en la planta baja

Según Del Castillo Carrillo (2018) el promedio de la resistencia a la compresión en la planta baja antes de ser confinada, considerando solo la esclerometría en la planta baja, fue de 264 Kg/cm^2 en las columnas con sección de $55 \times 40 \text{ cm}$, y de 267 Kg/cm^2 en las columnas con sección $65 \times 40 \text{ cm}$, al haber calculado la resistencia obtenida, gracias a las mallas de CFRP, obtuvimos un promedio de $286,56 \text{ Kg/cm}^2$, y de $299,75 \text{ Kg/cm}^2$ respectivamente. Se obtuvo un promedio de aumento del 8,55% en las columnas esquineras y de 12,27% en las demás columnas.

Tabla 14 Promedio de la resistencia a la compresión confinada en la planta baja. Sección 55x40cm.

PLANTA BAJA CONFINADA		
ELEMENTO	SECCIÓN TRANSVERSAL	f'_{cc} (Kg/cm ²)
A1	55cm x 40cm	320,56
A6	55cm x 40cm	227,56
G1	55cm x 40cm	282,56
G6	55cm x 40cm	315,56
Promedio general (Kg/cm²)		286,56

Tabla 15 Promedio de la resistencia a la compresión confinada en la planta baja. Sección 65x40cm.

PLANTA BAJA CONFINADA		
ELEMENTO	SECCIÓN TRANSVERSAL	f'_{cc} (Kg/cm ²)
A2	65cm x 40cm	330,54
A5	65cm x 40cm	262,54
B1	65cm x 40cm	340,54
B5	65cm x 40cm	249,44
B6	65cm x 40cm	210,54
C4	65cm x 40cm	352,15
F1	65cm x 40cm	315,54
F6	65cm x 40cm	367,54
G2	65cm x 40cm	280,54
G3	65cm x 40cm	335,34
G5	65cm x 40cm	252,54
Promedio general (Kg/cm²)		299,75

3.4.7. Promedio de resistencia a la compresión en la estructura

El aumento que brindan las mallas de CFRP es aproximadamente de 8,55% para las columnas con sección 55x40 cm y de 12,27% en las columnas con sección 65x40 cm, el bajo aumento de resistencia es debido a que, en las columnas rectangulares, la presión se concentra fuertemente en las esquinas y disminuye hacia el centro de las caras planas.

Tabla 16 Promedio del aumento de resistencia en las plantas del edificio de Rectorado.

Promedio General (Kg/cm²). Sección 55x40cm		
Piso	Promedio general sin confinar (Kg/cm²)	Promedio general confinado (Kg/cm²)
Planta baja	264	286,57
Primer piso	265	287,66
Segundo piso	287	311,54
Tercer piso	263	285,49
Promedio General (Kg/cm²)	269,75	292,81

Tabla 17 Promedio del aumento de resistencia en las plantas del edificio de Rectorado.

Promedio General (Kg/cm²). Sección 65x40cm		
Piso	Promedio general sin confinar (Kg/cm²)	Promedio general confinado (Kg/cm²)
Planta baja	267	299,76
Primer piso	276	309,87
Segundo piso	301	337,93
Tercer piso	275	308,74
Promedio General (Kg/cm²)	279,75	314,08

3.5. Muros de corte

Para aumentar la rigidez lateral de la estructura, en especial en el pórtico D, el más crítico del edificio, construyeron un muro de corte en los ejes 2-3 y 4-5, a lo largo de 3 plantas, este debe ser considerado en los análisis no lineales que se harán más adelante.

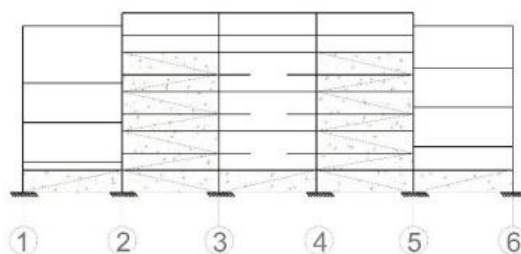


Ilustración 35 Muro de corte en el pórtico D entre los ejes 2-3 y 4-5. Fuente: Roberto Aguiar (2019)

En el pórtico D, debido a un mal sistema constructivo, se generó el problema de columna corta, este es otro de los motivos por los que se decidió instalar en este eje los

muros de corte con 25cm de ancho. Aguiar et al. (2018) sugirió el diseño de refuerzo para los muros que consiste en una malla bidireccional conformada por varillas de 12mm de diámetro, dispuestas con una separación de 15 cm tanto en el eje horizontal como en el vertical. Este sistema de acero se fijó a los elementos estructurales existentes, requiriendo una longitud de anclaje de 15 cm en las vigas y de 20 cm en las columnas. (Aguiar et al., 2018)

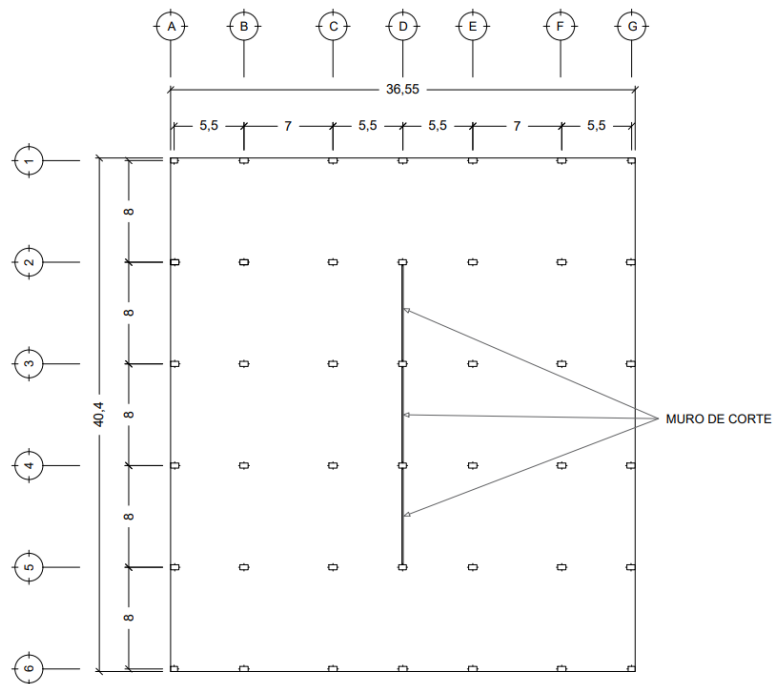


Ilustración 36 Muros de corte en el Eje D.

3.6. Columnas encamisadas con a36

Al igual que en el caso anterior, Aguiar et al. (2018), buscando formas para poder disminuir los desplazamientos laterales y derivas de piso en el análisis de forma global, en tres dimensiones, decidieron encamisar las columnas las columnas D2, D3, D4 y D5 en todos los pisos con acero A36 de 1cm de espesor, recientemente también se encamisaron las columnas G2 y G5 con las mismas características de acero, pero desde la planta 1, con el objetivo de incrementar la capacidad a corte. Cabe recalcar que la

placa de acero se extiende 20cm hacia los muros, estas placas van unidas por una varilla roscada. (Aguiar et al., 2018)

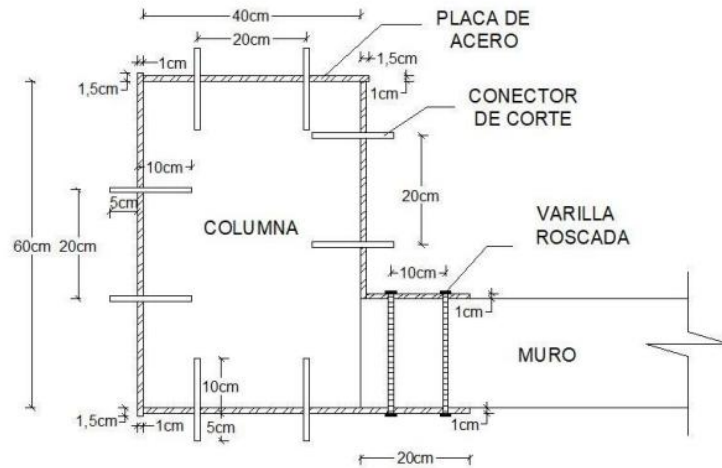


Ilustración 37 Encamisado de acero A36 realizado en la columna D2 con 1cm de espesor. Fuente: Aguiar et al. (2018)

TABLA 1.1 Especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales.													
Tipo de acero	Designación de la ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (klb/plg ²)	Esfuerzo ^a de tensión F_u (klb/plg ²)	Serie de perfiles aplicables									
				W	M	S	HP	C	MC	L	HSS		Tubo
											Rect.	Redondo	
Al carbono	A36	36	58–80 ^b										
	A53 Gr. B	35	60										
	A500	Gr. B	42	58									
			46	58									
		Gr. C	46	62									
			50	62									
	A501	Gr. A	36	58									
		Gr. B	50	70									
	A529 ^c	Gr. 50	50	65–100									
		Gr. 55	55	70–100									

Ilustración 38 Características del acero A36. Fuente: McCormac et al. (2013)

3.7. Disipadores de energía

En el edificio de rectorado de la ULEAM se instalaron disipadores de energía tipo TADAS sobre los contravientos en forma de V invertida, para complementar todos los refuerzos anteriormente descritos. En la ilustración 39 se observa en que ejes se instalaron los disipadores.

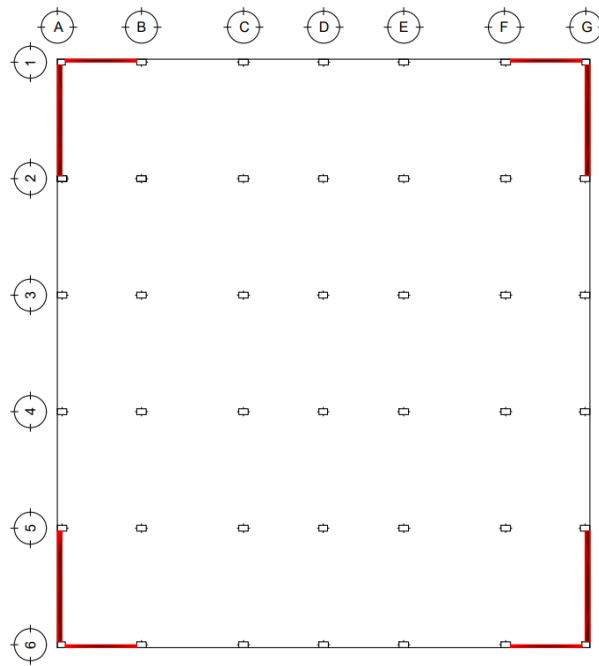
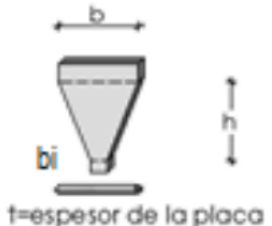


Ilustración 39 Ubicación de los disipadores TADAS en el edificio de rectorado de la ULEAM

Sobre cada cortaviento de la edificación se instalaron 2 dispositivos de disipadores TADAS los cuales están compuestos de 6 placas con las siguientes dimensiones:

Tabla 18 Dimensiones de las placas triangulares de los dispositivos TADAS.

b (cm)	h (cm)	t (cm)	bi (cm)	n	
20	20	3,2	5	6	

En la ilustración 40 se detallan las dimensiones de los disipadores que fueron instalados en los cuatro pisos de la estructura, cubriendo gran parte del área hueco del pórtico. (Aguiar et al., 2018)

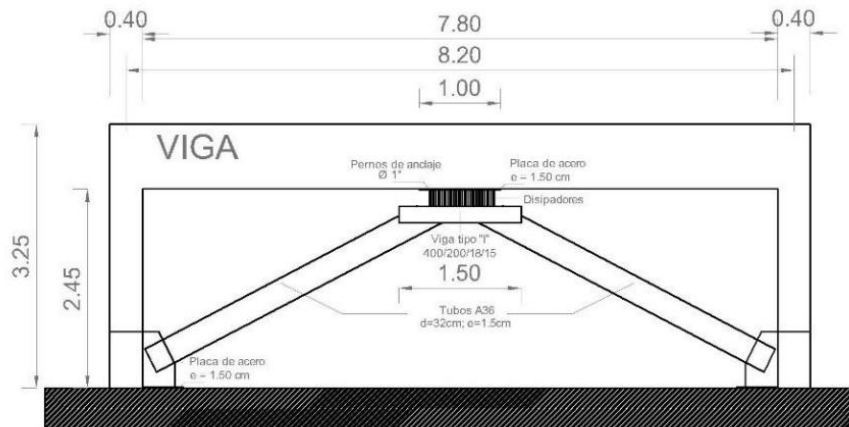


Ilustración 40 dimensiones de los TADAS instalados en la planta baja. Fuente: Aguiar et al. (2018)

3.8. Modelado en ETABS

Ya que hemos obtenido todos los datos, mecánicos y geométricos necesarios, para poder realizar la modelación en ETABS, procedemos con esta, pero antes es importante mencionar que el programa cuenta con materiales “genéricos” por lo que tenemos que hacer los nuestros para que el modelo este lo más cerno posible a la realidad.

También cabe destacar que los desplomes identificados en las columnas G1 y G6 fueron determinados mediante levantamiento topográfico, pero no fueron incorporados geométricamente en el modelo numérico, por lo que los resultados del análisis dinámico representan una configuración estructural idealizada respecto de la verticalidad real observada en campo.

3.8.1. Ejes y alturas entrepiso

En la ilustración 41 encontraremos los ejes ingresados en el programa ETABS del edificio de rectorado de la ULEAM con sus respectivas distancias de separación ingresados. En el Eje Y están los pórticos del 1 hasta el 6 con una longitud total de 40.4m, y en el Eje X están los pórticos del A hasta el G con una longitud de 36m.

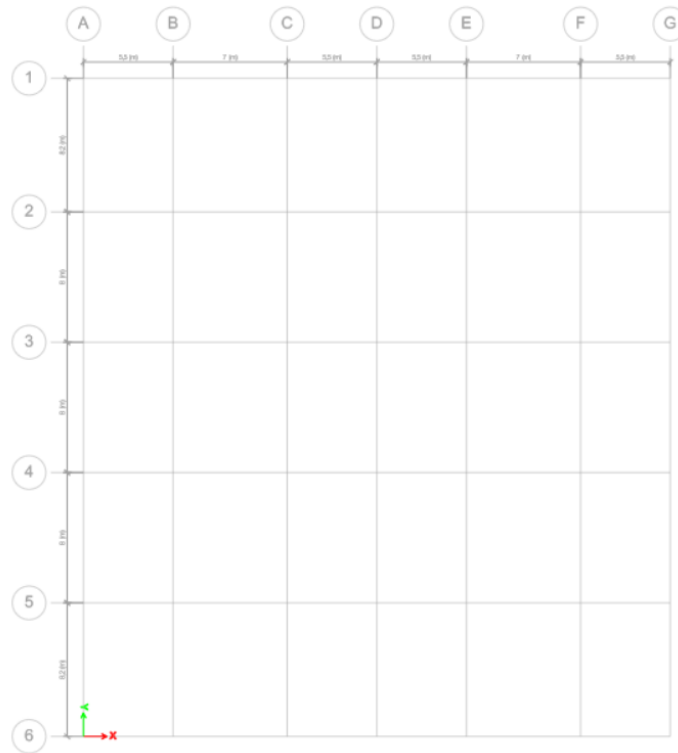


Ilustración 41 Ejes en planta ingresados en ETABS.

La altura entrepisos que se ingresó en ETABS puede ser vista en la ilustración 42, donde se usó alturas de entre 1,85m y 1,4m para evaluar los bloques a distintas alturas del edificio de rectorado.

E Story Data								
	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
▶	Story9	1,85	14,85	No	Story1	No	0	
	Story8	1,4	13	No	Story2	No	0	
	Story7	1,85	11,6	No	Story1	No	0	
	Story6	1,4	9,75	No	Story2	No	0	
	Story5	1,85	8,35	No	Story1	No	0	
	Story4	1,4	6,5	No	Story2	No	0	
	Story3	1,85	5,1	No	Story1	No	0	
	Story2	1,4	3,25	Yes	None	No	0	
	Story1	1,85	1,85	Yes	None	No	0	
	Base		0					

Ilustración 42 Altura entrepisos de la estructura en ETABS.

3.8.2. Columnas: Propiedades del hormigón

Como ya se dijo, las columnas que podremos encontrar en el programa, junto con sus materiales, son “genéricos” por lo cual se tuvo que definir las propiedades del hormigón de los siguientes casos: Columnas de 40x55cm y 40x65cm con y sin confinamiento de CFRP y, por último, las columnas de 40x60cm encamisadas con acero A36, como se ve a continuación.

3.8.2.1. Hormigón de columnas sin confinar

Mediante los ensayos destructivos (extracción de núcleo) y no destructivos (esclerometría) se obtuvo un promedio del estado actual del hormigón en columnas de 301.4 Kg/cm^2 y 274.75 Kg/cm^2 respectivamente. Comercialmente hablando, el hormigón f'_c 280 es el más común en obras, y también para evitar errores en un modelo muy complejo, se usará este factor de compresión del hormigón de aquí en adelante para los análisis.

A continuación, en la figura 43 se detalla el hormigón que usaremos en las columnas no confinadas, como estamos realizando un análisis no lineal, en *Stress Strain Curve Definition Options*, usaremos la opción *Mander* y ETABS calculará automáticamente la curva de esfuerzo-deformación utilizando las ecuaciones del modelo constitutivo de Mander, Priestley y Park.

The image shows two overlapping windows from the ETABS software. The 'Material Property Data' window on the left contains the following information:

- General Data:** Material Name: Hormigón_280_sin confinar; Material Type: Concrete; Directional Symmetry Type: Isotropic; Material Display Color: Yellow; Material Notes: (empty).
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density (selected): Weight per Unit Volume: 2400 kgf/m³; Mass per Unit Volume: 2400 kg/m³.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 2509.98 kgf/mm²; Poisson's Ratio, U: 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C; Shear Modulus, G: 1045.83 kgf/mm².

The 'Nonlinear Material Data' window on the right contains the following information:

- Material Name and Type:** Material Name: Hormigón_280_sin confinar; Material Type: Concrete, Isotropic.
- Acceptance Criteria Strains:** Tension: IO 0.01, LS 0.02, CP 0.05; Compression: -0.0006, -0.0012, -0.003 mm/mm. Ignore Tension Acceptance Criteria (checked).
- Miscellaneous Parameters:** Hysteresis Type: Concrete; Friction Angle: 0 deg; Dilatational Angle: 0 deg.
- Stress Strain Curve Definition Options:** Parametric (selected): Mander (selected); Convert to User Defined (button).
- Parametric Strain Data:** Strain at Unconfined Compressive Strength, Fc: 0.002219; Ultimate Unconfined Strain Capacity: 0.005; Final Compression Slope (Multiplier on E): -0.1.

Ilustración 43 Hormigón f'_c 280 Kg/cm^2 sin confinar

3.8.2.2. Hormigón de las columnas confinadas con CFRP de sección 55x40cm y 65x40cm

La ilustración 44 es de la pestaña *Nonlinear Material Data*, donde definimos el comportamiento tensión-deformación inelástico de los materiales. Cabe recalcar que, aunque esta sea la pestaña de la columna A1, se usará el mismo procedimiento, pero con diferentes datos *Strain*, *Stress* para las columnas A6, G1 y G6 (columnas esquineras).

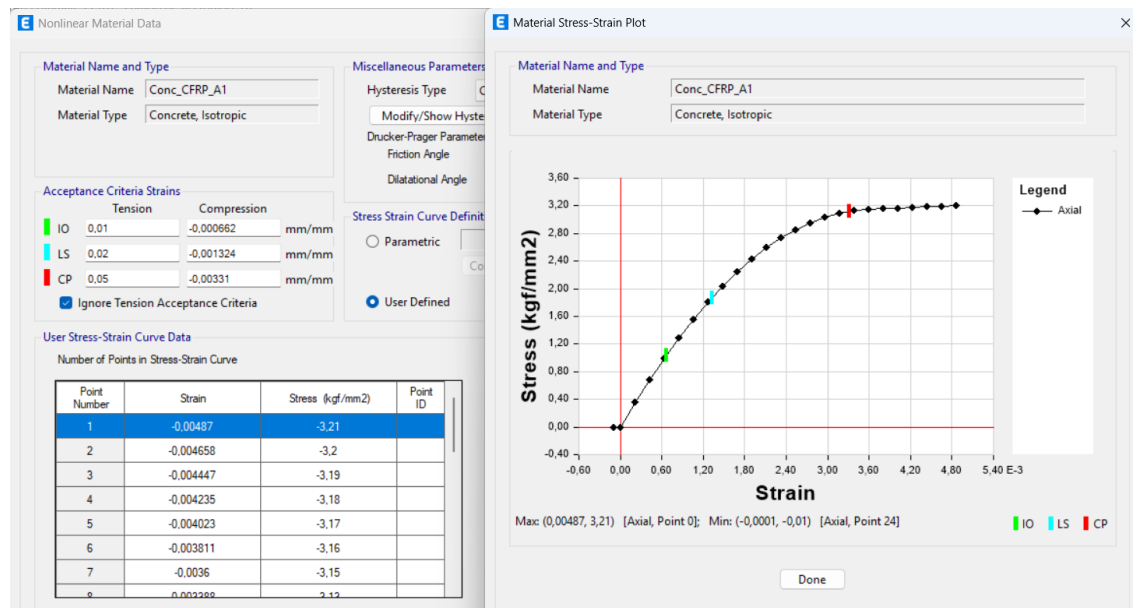


Ilustración 44 Hormigón de la columna A1 confinado con CFRP (55x40cm)

La ilustración 45 es de la pestaña *Nonlinear Material Data*, donde definimos el comportamiento tensión-deformación inelástico de los materiales. Igual que las columnas esquineras, aunque esta sea la pestaña de la columna A2, se usará el mismo procedimiento, pero con diferentes datos *Strain*, *Stress* para las columnas con sección de 65x40cm

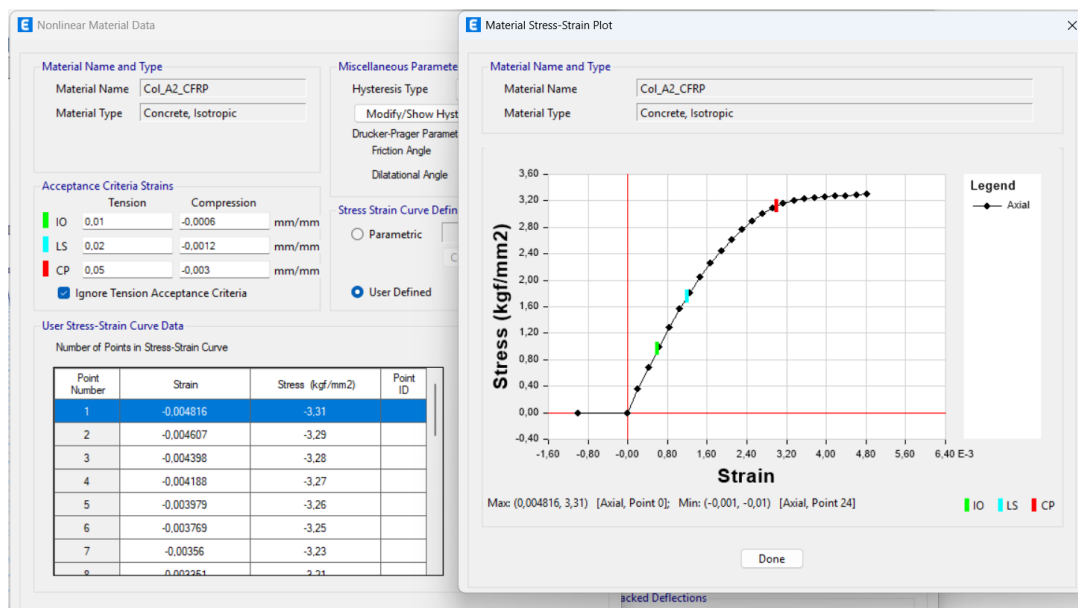


Ilustración 45 Hormigón de la columna A2 (65x40cm)

3.8.2.1. Hormigón de las columnas Encamisadas con acero A36 de sección 60x40cm

En la ilustración 46 se observa el hormigón usado en las columnas encamisadas con acero A36 del pórtico D, la curva es significativamente diferente a comparación de la curva con las columnas con CFRP.

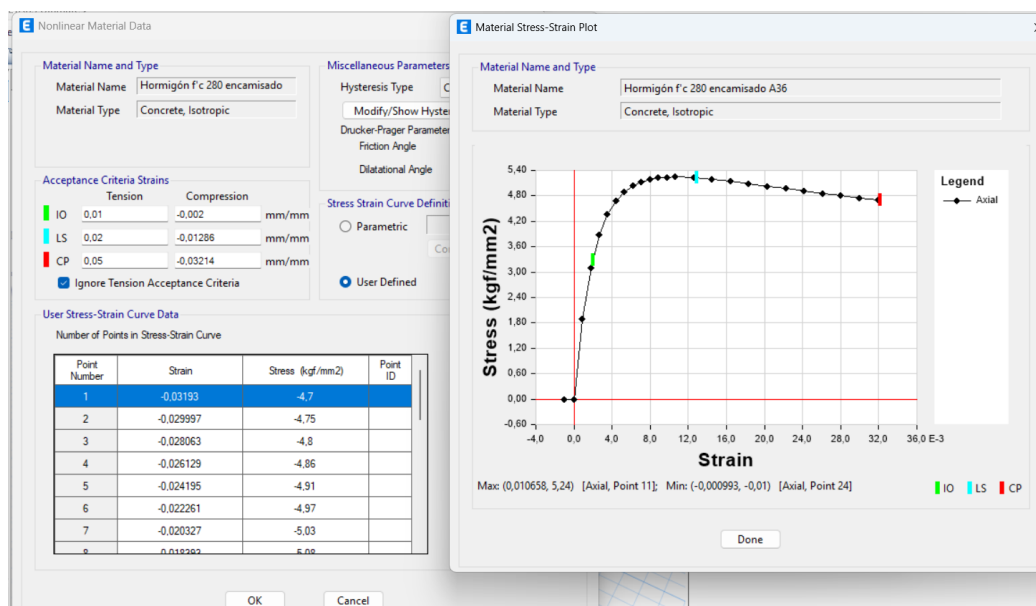


Ilustración 46 Hormigón de las columnas encamisadas con A36 (60x40cm)

3.8.3. Columnas: Diseño de sección

Se crearon, con la herramienta frame section, las columnas que se usarán en el modelado de ETABS, como las secciones descritas anteriormente son “complejas” se procede a hacer uso de otra herramienta: Section Designer, para crear los 3 tipos de columnas vistos en el edificio (40x55cm, 40x65cm y 40x60cm).

Se graficaron a mano las secciones de todas las columnas diferentes del edificio, en la ilustración 47 sirve de ejemplo la columna B5, la cual en su planta baja no cuenta con ningún tipo de confinamiento, por lo cual podremos usar esta sección en las columnas que tampoco posean confinamiento.

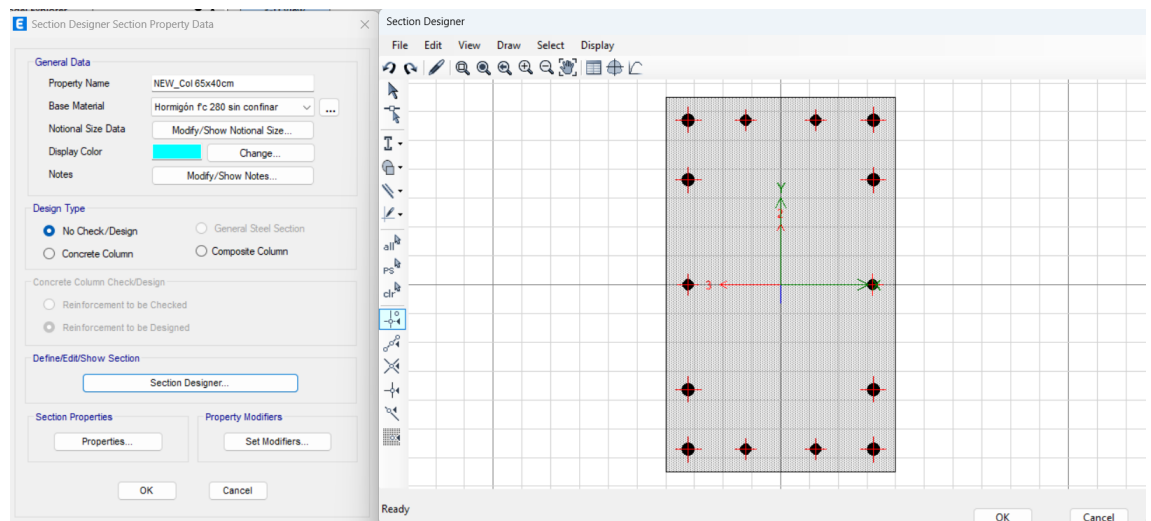


Ilustración 47 Columna 65x40cm

Las columnas encamisadas con A36 también tienen que ser diseñadas con la herramienta Section Designer, la diferencia es que se debe agregar las placas con sus propiedades.

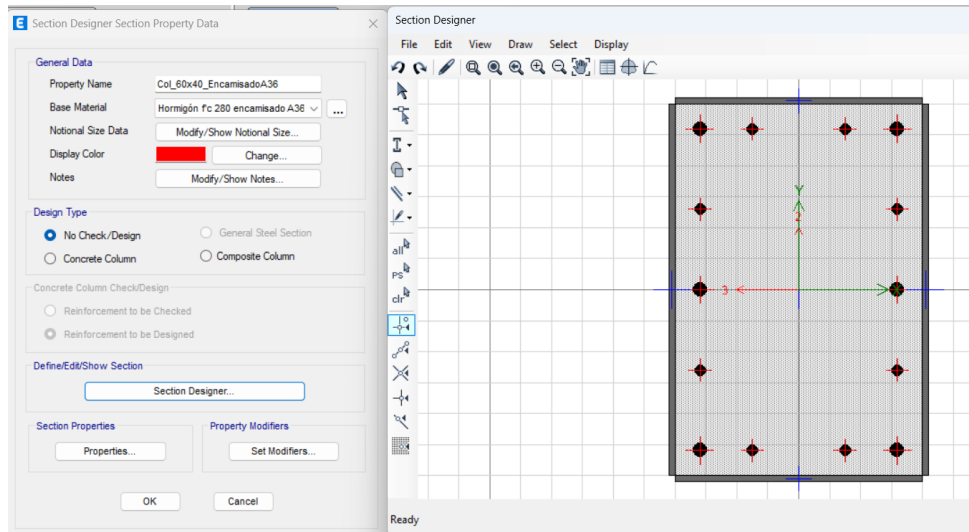


Ilustración 48 Columnas 60x40cm encamisadas con acero A36

3.8.4. Vigas: Diseño de sección

Se crean, con la herramienta frame section, las vigas que se usarán en el modelado de ETABS, considerando distintos tipos de hormigón, pues Del Castillo Carrillo (2018) realizó ensayos de esclerometría en las vigas del edificio, y estas obtuvieron distintos resultados, A continuación, se muestran como quedaron diseñadas las secciones de las diferentes vigas que hay en la estructura.

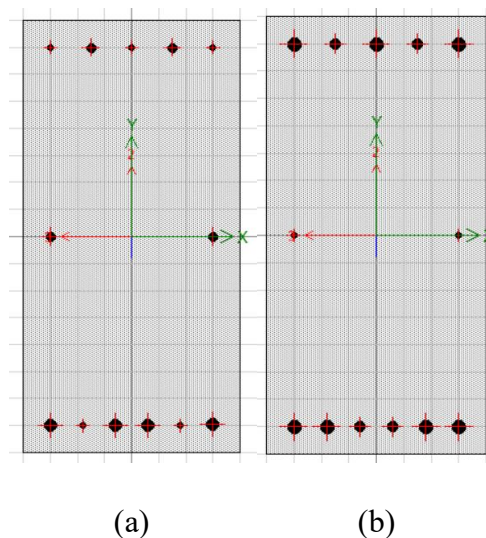


Ilustración 49 (a) Vigas del eje 1 y 6 con sección de 80x40cm. (b) Vigas desde el eje 2 hasta el 5 con sección de 80x40cm

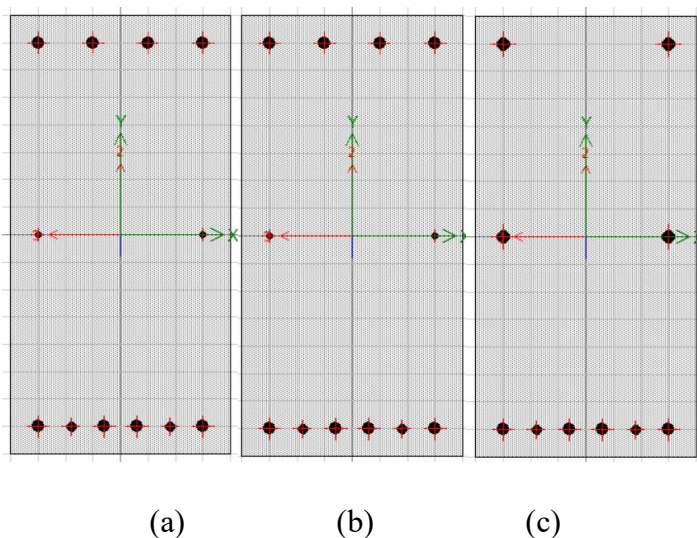


Ilustración 50 (a) Viga del eje A (b) Viga desde el eje B hasta F (c) Viga del eje G. Todas las vigas son de sección 80x40cm

3.8.5. Muro de corte en ETABS

El edificio de rectorado de la ULEAM posee un muro de corte en su eje más crítico, el eje D, donde, por cierto, en su momento se presentó la falla de columna corta, una, debido a que las líneas de dibujo de este eje no llegan a los extremos del edificio gracias a las losas inclinadas, así que se procede a crear el muro de corte en el programa como referencia del muro real.

En la ilustración 51 se observa la ventana desde donde se creó el muro de corte para utilizar en el modelo en el programa, es muy importante destacar que, para realizar un estudio no lineal correcto, se debieron crear capas para ingresar los materiales del muro y el comportamiento no lineal para obtener un análisis correcto.

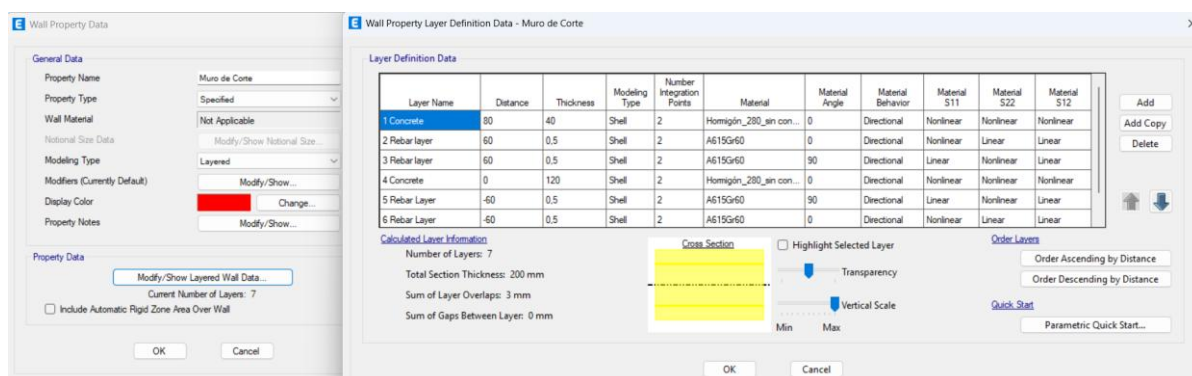


Ilustración 51 Creación del muro de corte en Wall Property Data y Layer Definition Data.

El siguiente paso es dibujar los muros en el eje D del modelo en las cotas que corresponde, en la ilustración 52 se puede observar el modo de corte modelado en ETABS. Sin embargo, todavía queda por, en la ventana de Auto Mesh Option, asignar el tamaño en el que se dividirá el muro, para que estas divisiones sean elementos finitos más pequeños durante el análisis estructural.

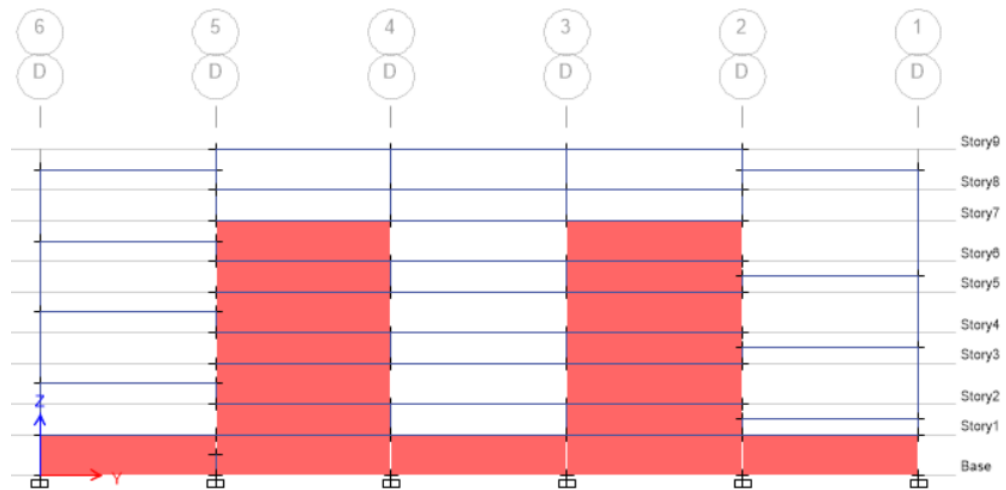


Ilustración 52 Muro de corte en el eje D.

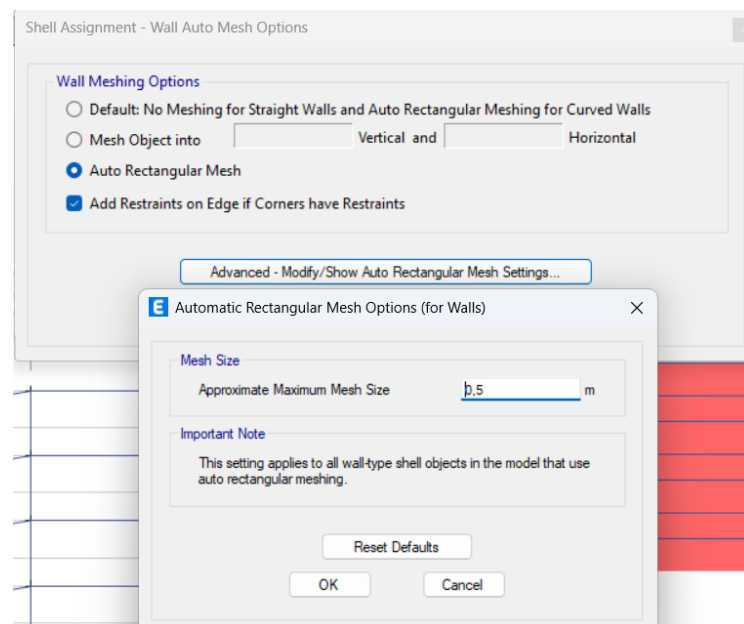


Ilustración 53 Wall Auto Mesh Option

3.8.6. Losas

El siguiente paso es crear las losas que se graficarán en el modelo y este, a mi parecer, es un paso muy importante, ya que las losas, en conjunto con las vigas y columnas, soportan el peso de las modificaciones que se hicieron en el cambio de uso

del edificio, las cuales agregaron más peso a la estructura, entrando al cálculo como carga muerta.

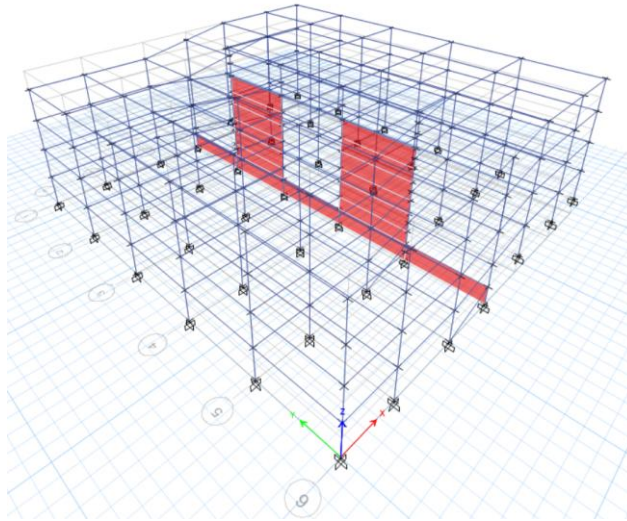


Ilustración 54 Modelo sin losas

En la ilustración 55 puede observar las dos losas que se crearon para el programa, las losas horizontales usan el tipo de modelo *Membrane*, mientras que las losas de las rampas usan el tipo de modelo *Shell-Thin* para que el programa la pueda identificar de manera apropiada al momento de realizar los cálculos

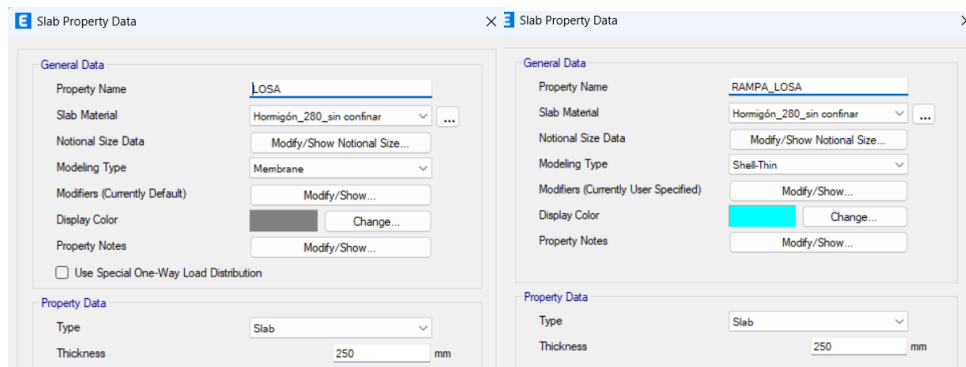


Ilustración 55 Losas utilizadas en el modelo.

Para finalizar con este paso, se asignó diafragma rígido a las losas, con esto le estamos diciendo a ETABS que agrupe todas las columnas y vigas de un mismo piso para que se muevan juntas horizontalmente durante el sismo.

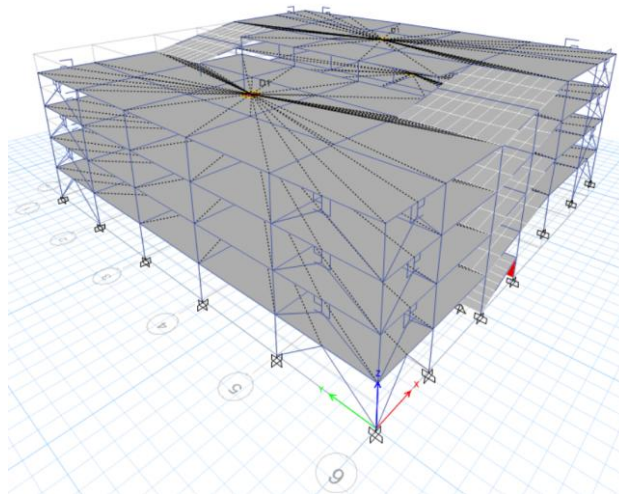


Ilustración 56 Diafragma rígido en el modelo de ETABS

3.8.7. Tadas

También se crearon los disipadores TADAS en la realización del modelo, como estos ya existen, se usa la información disponible para modelarlos en ETABS. La V invertida que va en los contravientos del edificio de rectorado fueron modelados con Tubos de acero con diámetro de 32cm y también diagonales de acero en la planta baja

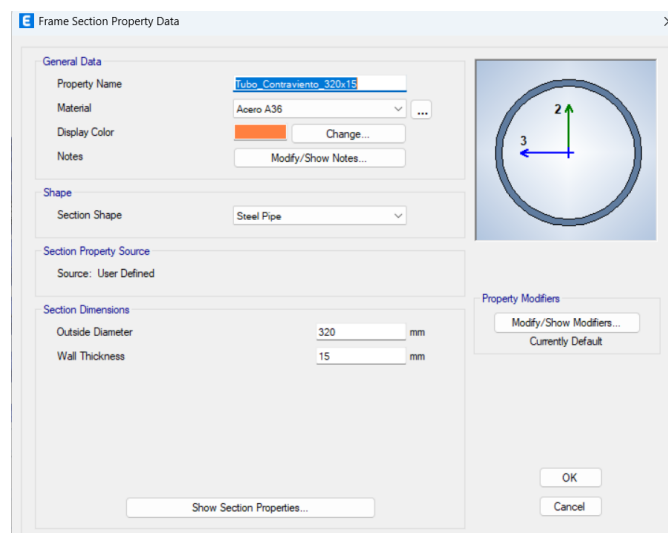


Ilustración 57 Sección Tubo de la V invertida en los disipadores TADAS.

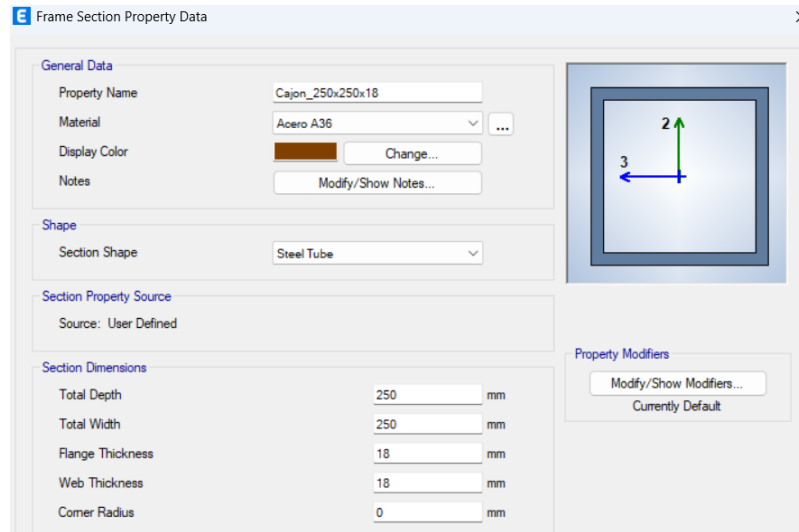


Ilustración 58 Sección de las diagonales de acero de la planta baja.

El siguiente paso fue crear, en *Section Properties* un *Link* el cual define el comportamiento matemático de los disipadores TADAS, actuando en conjunto como el “fusible sísmico” del edificio.

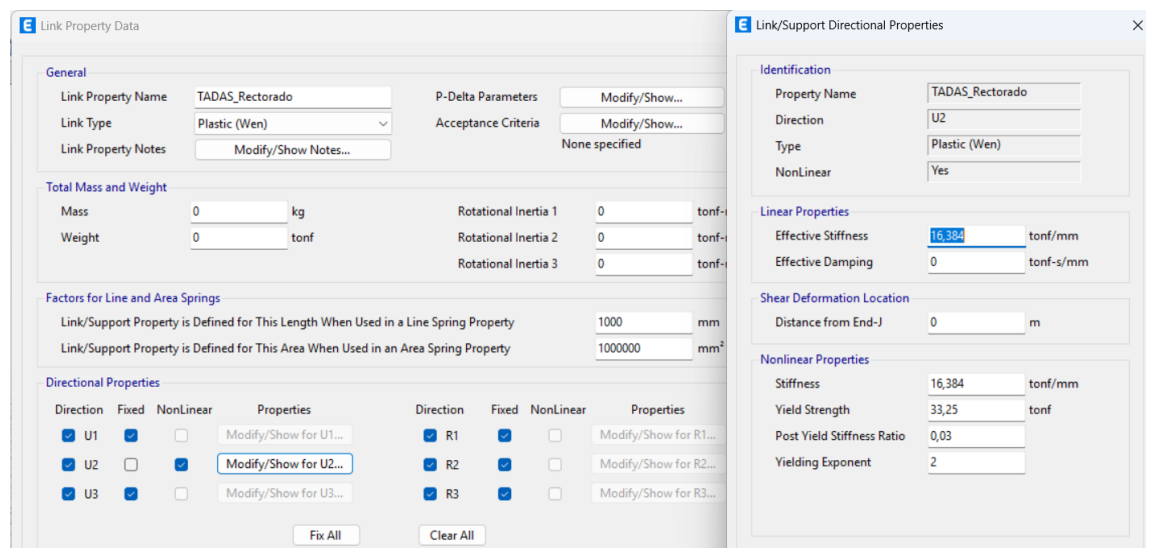


Ilustración 59 Ventana para darle las propiedades al Link que servirá como disipador de energía.

En la ilustración 60 se observa como quedaron los disipadores TADAS y las diagonales de acero en la planta baja en el modelo de ETABS.

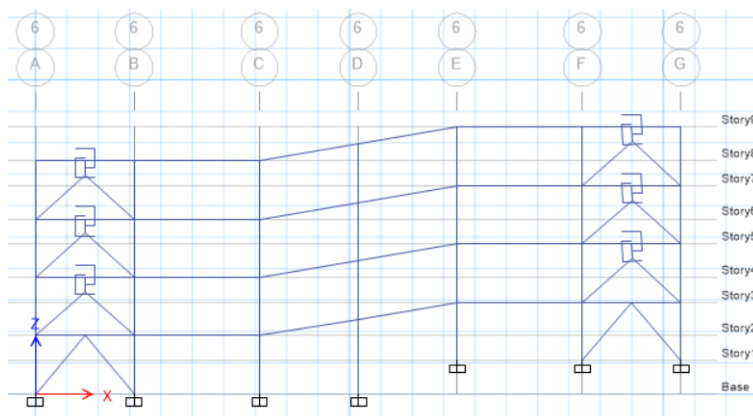


Ilustración 60 Disipadores TADAS y diagonales de acero en el eje 6.

3.8.8. Cargas

La carga muerta que se usó fue extraída directamente de la tesis del Del Castillo Carrillo (2018), quien describió el valor de esta como 0.96 Tn/m^2 en todas las plantas cuando el edificio servía de parqueadero, pero en este caso de estudio, así como también se lo hizo en estudios anteriores, la carga muerta con la que se trabajará será de $0.96 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} * 1.2$ debido al cambio de uso a administrativo y deportivo.

La nueva carga muerta con la que se trabajó es de $1,152 \text{ Tn/m}^2$ o lo mismo que $1,152 \text{ Tn/m}^2$, debido a todos los elementos arquitectónicos y de instalaciones permanentes que se adicionaron al edificio en su cambio de uso, por lo que se procedió a crear un patrón SDead, el cual abarca exclusivamente estos componentes adicionales en la estructura.

Mientras tanto, con la carga viva se va a trabajar con 0.25 Tn/m^2 desde la planta baja hasta el segundo piso alto, y con 0.48 Tn/m^2 únicamente en el tercer piso alto. Estos datos no fueron obtenidos de la nada, sino que fueron extraídos de la NEC-SE-CG, donde especifica que las cargas de una oficina y de un gimnasio son las que acabamos de detallar en este párrafo respectivamente.

Se empezó a colocar las cargas detalladas en patrones de cargas (*Define Load Patterns*) para poder asignar de manera precisa las cargas con las que trabajará el software y principalmente se las asignará a las losas de cada piso del edificio.

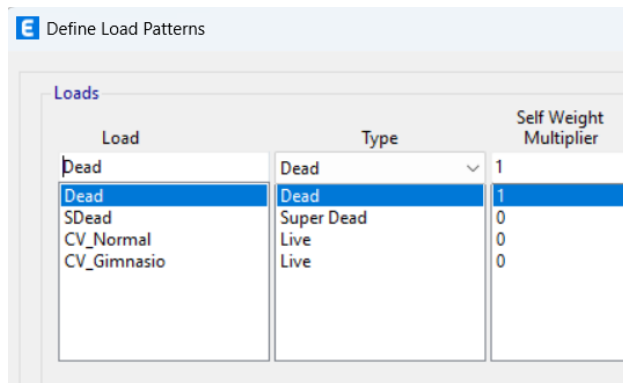


Ilustración 61 Load Patterns con SDead y las cargas vivas modificadas

Ya establecido esto en los *Load Patterns*, se procedió con la creación de “Paquetes de carga” los cuales ayudaron a asignar cargas vivas y muertas a las losas de forma más sencilla, en la ilustración 62 observamos lo que se acaba de explicar, y tenemos el ejemplo de las SDead. La carga muerta de las losas es de 600 kg/m^2 (Aguiar et al., 2018), como la nueva carga muerta corresponde a 1152 kg/cm^2 , se añadió la diferencia para que el peso muerto que ETABS calcula por su cuenta no se duplique, por lo que ubicamos el valor de 552 kg/m^2 como SDead.

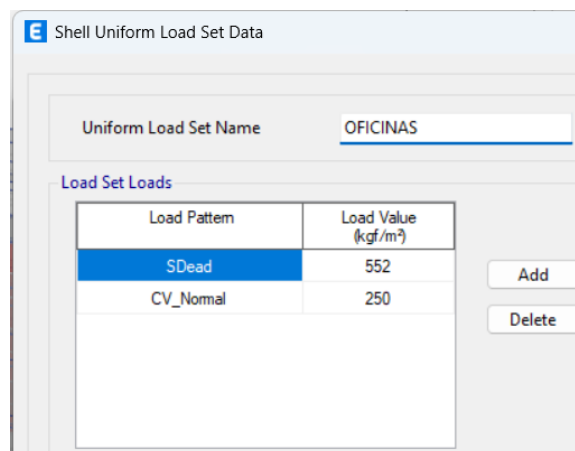
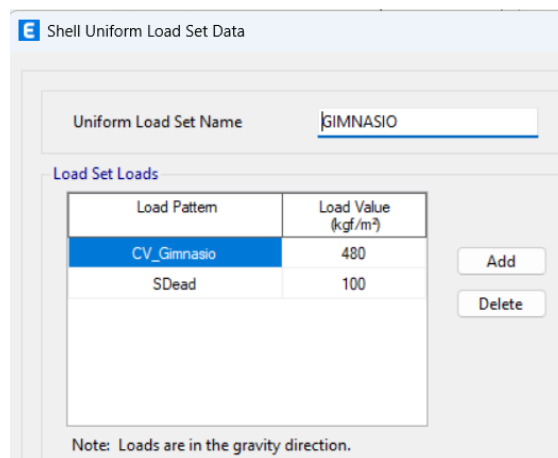


Ilustración 62 Paquete de cargas de las losas en oficinas

En el gimnasio la carga viva será de 480 kg/m^2 como ya fue mencionado anteriormente, pero en este caso del SDead será diferente, debido a la diferencia de uso entre oficina y gimnasio, donde no se tienen que levantar paredes de gypsum que separen áreas, ni librerías o archivos permanentes. Los acabados de piso y contrapiso en esta planta pueden ser de aprox. $40 - 50 \text{ kg/m}^2$, las instalaciones electromecánicas, como ductos de aire acondicionado suspendidos pueden pesar aprox. $25 - 30 \text{ kg/m}^2$ y el cielo

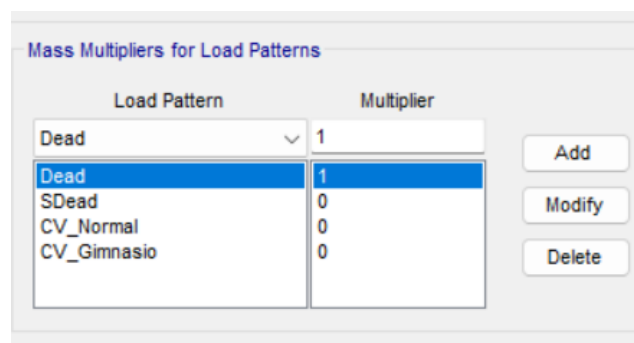
raso, aprox. 15 - 20 kg/m². La suma de estos elementos de servicio y arquitectónicos oscilan entre 80-100 kg/m².



Load Pattern	Load Value (kgf/m ²)
CV_Gimnasio	480
SDead	100

Ilustración 63 Paquete de cargas de losas del gimnasio

Como el edificio no se lo considera bodega o de almacenaje, la masa para calcular la carga sísmica reactiva quedó como se observa en la ilustración 64



Load Pattern	Multiplier
Dead	1
SDead	0
CV_Normal	0
CV_Gimnasio	0

Ilustración 64 Multiplicadores para los patrones de carga

3.8.9. Rótulas en la estructura

La asignación de rótulas plásticas (hinges) es el mecanismo técnico que permite modelar la degradación mecánica de la estructura. Al enseñar al software a reconocer los límites físicos reales de los materiales (basados en los ensayos post-sismo de 2018), el análisis Time-History captura cómo la rigidez del edificio disminuye progresivamente frente a las demandas sísmicas, alejándose de las suposiciones teóricas de un comportamiento elástico infinito. Mientras que un análisis tradicional asume de manera matemática e irreal que los elementos tienen una resistencia infinita, esta herramienta le enseña al software a reconocer los límites físicos reales de los materiales.



Ilustración 65 Hinges en las vigas del eje 3

Las columnas encamisadas con acero A36 también deben capturar el comportamiento real de la estructura rehabilitada para que ETABS pueda reconocer el aumento de resistencia a la compresión como la ductilidad máxima que otorga el acero a las columnas de hormigón. La función de los higos es asignar rotulas plásticas a las columnas y vigas para que tengan un comportamiento real en el programa.

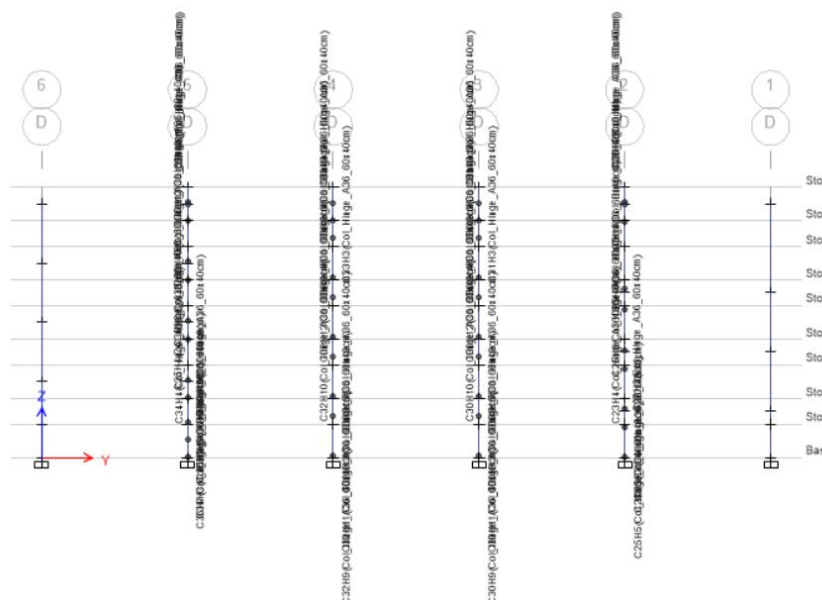


Ilustración 66 Columnas del eje D encamisadas con Hinges.

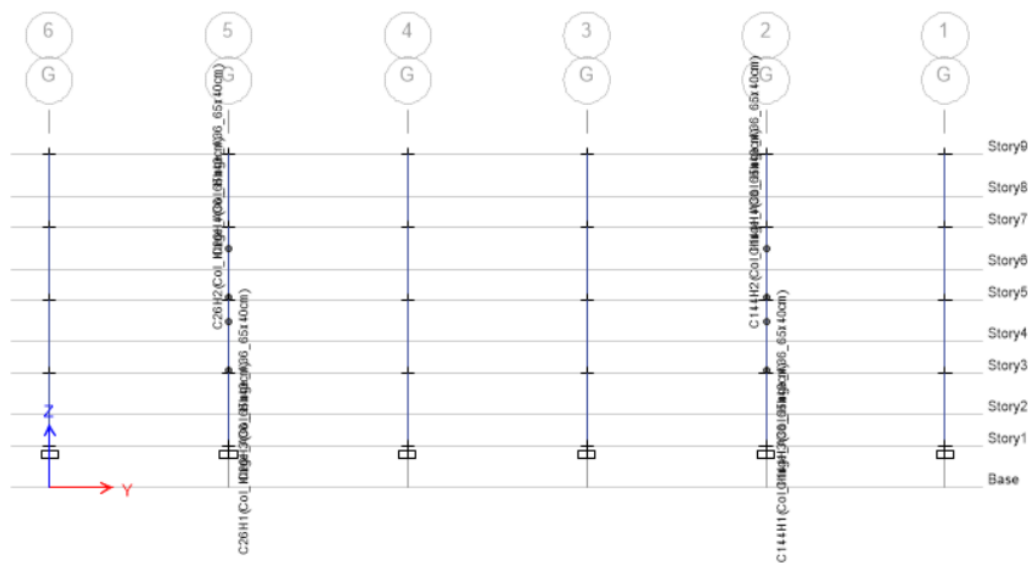


Ilustración 67 Columnas G2 y G5 encamisadas con acero A36 y con Hinges.

La asignación de rótulas plásticas (*hinges*) en el edificio es sumamente importante, ya que debemos asignarlas correctamente dependiendo de si las columnas están confinadas, encamisadas o libres.

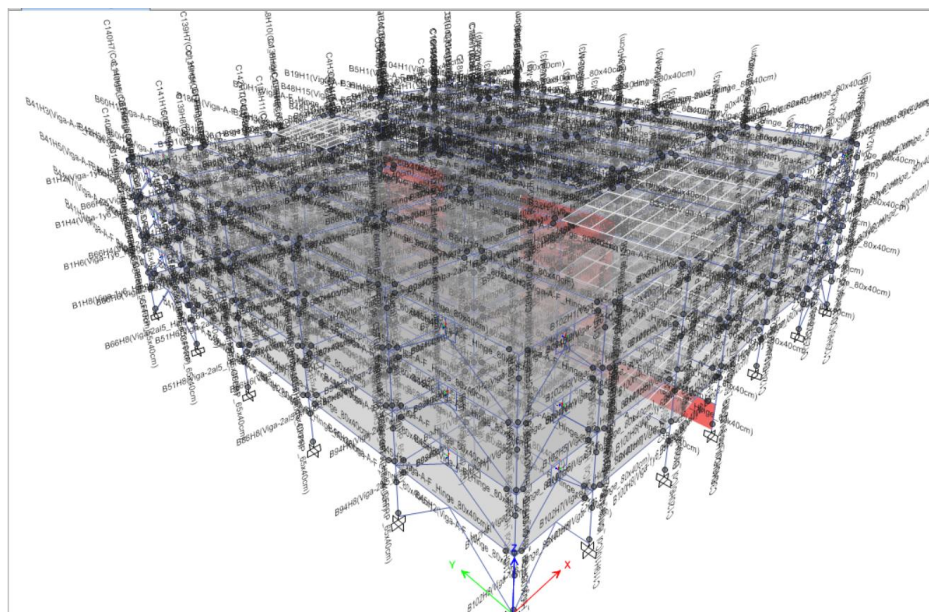


Ilustración 68 Hinges en todos los elementos estructurales del edificio.

3.9. Definición del Espectro de Respuesta (NEC-15)

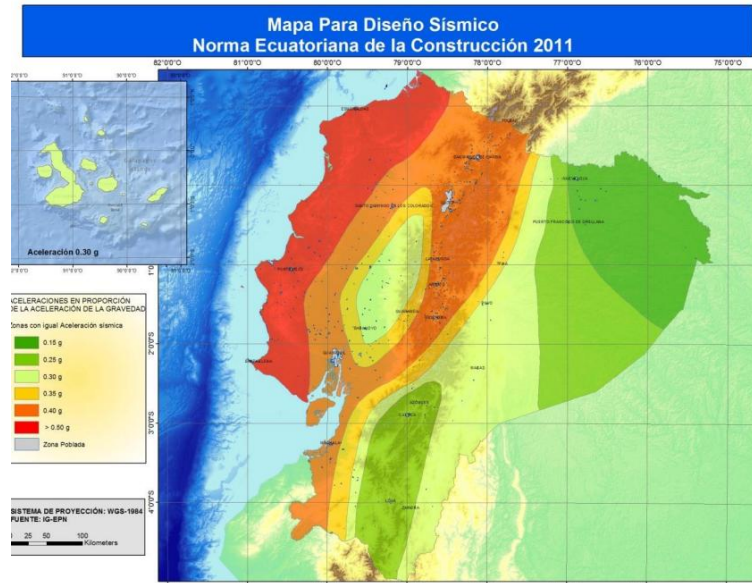


Ilustración 69 Mapa para diseño sísmico.

Se usaron las tablas establecidas en la NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015b) para calcular el espectro de respuesta, Manta se encuentra en una zona altamente sísmica, así que se trabajó con la zona VI. $Z = 0.5$. El tipo de suelo en el que se encuentra el edificio, según Del Castillo Carrillo (2018), es el D.

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

Ilustración 70 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. Fuente: MIDUVI (2015b)

Debido a la categoría de ocupación correspondiente al uso actual de la edificación, se adopta un factor de importancia $I = 1,30$, de acuerdo con la clasificación normativa considerada para la estructura.

Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
-----------------------------------	--	-----

Ilustración 71 Factor de importancia de ocupación especial. Fuente: MIDUVI (2015b)

3.9.1. Parámetros de Diseño Sísmico

- Zona Sísmica (Z): 0,50
- Factor de Amplificación de Suelo para aceleraciones (F_a): 1,12
- Factor de Amplificación de Suelo para velocidades (F_d): 1,30
- Factor de Amplificación de Suelo para períodos largos (F_s): 1,65
- Tipo de Suelo: Tipo D
- Factor de Importancia (I): 1,30 (Estructura esencial / administrativa)
- Amortiguamiento (ξ): 5% (Factor de amortiguamiento estándar $\eta = 1,0$)

3.9.1.1. Cálculo de los Períodos Característicos del Espectro

La NEC-15 define los períodos de control T_0 y T_c para delimitar las ramas de la aceleración espectral en función de la relación entre los factores de sitio F_d y F_a :

- Relación de factores:

$$\frac{F_d}{F_a} = \frac{1,30}{1,12} = 1,161$$

- Período inicial (T_0):

$$T_0 = 0,2 \cdot \left(\frac{F_d}{F_a}\right) = 0,2 \cdot 1,161 = 0,232 \text{ s}$$

- Período de control o transición (T_c):

$$T_c = 0,55 \cdot \left(\frac{F_d}{F_a}\right) = 0,55 \cdot 1,161 = 0,639 \text{ s}$$

- Período de transición a desplazamiento constante (T_d):

Para la zona de alta amenaza sísmica (Zona VI), la norma fija por defecto:

$$T_d = 3,0 \text{ s}$$

3.9.1.2. Cálculo de la Aceleración Máxima de la Meseta (Sa_{max})

El valor máximo de la aceleración espectral se calcula con la siguiente expresión:

$$Sa_{max} = 2,5 \cdot Z \cdot F_a \cdot I$$

Sustituyendo los valores:

$$Sa_{max} = 2,5 \cdot (0,50) \cdot (1,12) \cdot (1,30) = 1,820 \text{ g}$$

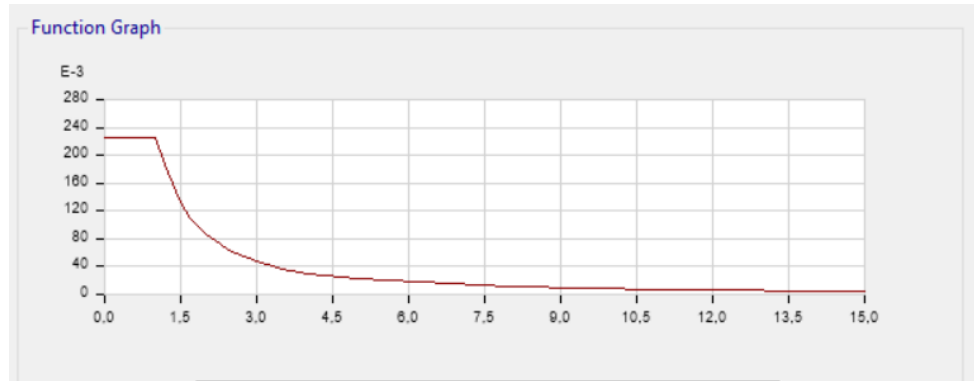


Ilustración 72 Espectro de respuesta con los datos ingresados en ETABS.

3.10. Acelerogramas

Se cargan, desde archivos CSV., los acelerogramas de Norte y Este para al momento de realizar el Time History, tener un estándar riguroso para poder evaluar el comportamiento de la estructura.

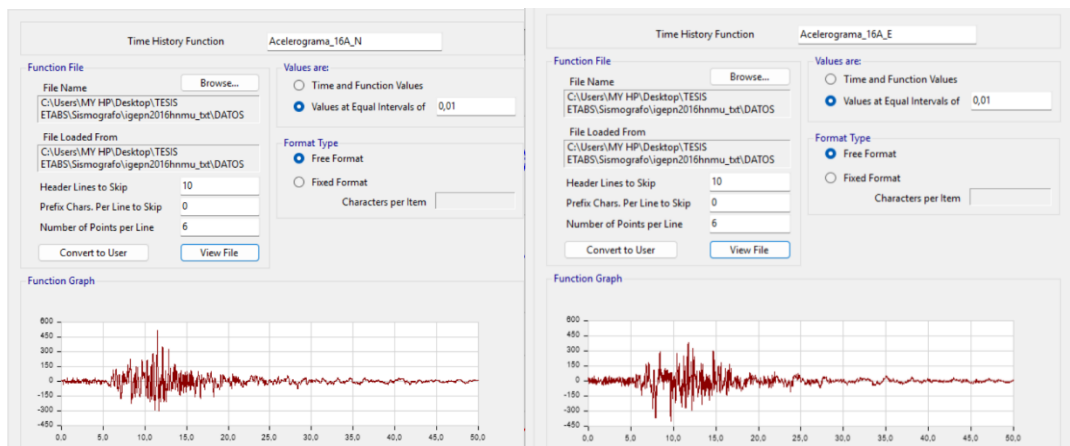


Ilustración 73 Acelerograma N y E del 16 A.

Por último, se creó un Load Case Data con ambos acelerogramas (Norte y Este) para poder usarlo de manera apropiada en un *Time History* y así obtener los resultados del análisis no lineal, asegurándonos de ubicar los dos *Load Name* que necesitamos, U1 (Acelerograma sentido N) y U2 (Acelerograma sentido E).

General

Load Case Name: TH_Nonlinear_Manta [Design...]

Load Case Type/Subtype: Time History [Nonlinear Modal (FNA)] [Notes...]

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Acelerograma_16...	10
Acceleration	U2	Acelerograma_16...	10
Load Pattern	Dead	RampTH	1

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal [v]

Number of Output Time Steps: 5061

Output Time Step Size: 0,01 sec

Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

Ilustración 74 Load Case Data con los acelerogramas.

Para que el análisis no lineal haya sido válido y haya podido evaluar el desempeño de Ocupación Inmediata, el programa necesitó saber cuánta compresión tienen los elementos antes de que el sismo los empuje lateralmente. Por ello se decidió poner las cargas gravitacionales del edificio para simular dinámicamente el peso real del edificio de forma simultánea al terremoto

General

Load Case Name: TH_Nonlinear_Manta [Design...]

Load Case Type/Subtype: Time History [Nonlinear Modal (FNA)] [Notes...]

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	SDead	RampTH	1
Load Pattern	CV_Normal	RampTH	0,5
Load Pattern	CV_Gimnasio	RampTH	1

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal [v]

Number of Output Time Steps: 5061

Output Time Step Size: 0,01 sec

Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

Ilustración 75 Load Case Data con las cargas gravitacionales

4. CAPITULO IV: RESULTADOS

4.1.Preludio: Caso Modal

4.1.1. Participación de Masa Modal

De acuerdo con la NEC-SE-DS del MIDUVI (2015b), para que la normativa que rige este subcapítulo cumpla, al menos el 90% de la masa total de la estructura debe incluirse en todas las direcciones del análisis, de esta manera, también podemos comprobar que ETABS no tuvo errores al momento de correr el programa.

Después de haber tenido algunos problemas con el software, se logró analizar 30 modos de vibración (se observa en la tabla de factores de participación en los anexos), en el modo 11 el modelo logra acumular un 97.88% en la dirección X (SumUX) y un 90.54% en la dirección Y (SumUY). Estos resultados permiten verificar que la participación de masa modal acumulada supera el 90 % en las direcciones principales consideradas, proporcionando una representación adecuada de la masa dinámica de la estructura para el análisis realizado

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0,459	0,7984	0,0008	0	0,7984	0,0008
Modal	2	0,294	0,0008	0,7206	0	0,7991	0,7214
Modal	3	0,215	7,259E-07	0,0331	0	0,7991	0,7544
Modal	4	0,086	0,0001	0,0376	0	0,7992	0,7921
Modal	5	0,077	0,0423	0,0089	0	0,8415	0,8009
Modal	6	0,071	0,02	0,0276	0	0,8615	0,8285
Modal	7	0,049	0,0173	0,0046	0	0,8788	0,8332
Modal	8	0,046	0,0266	0,0086	0	0,9055	0,8418
Modal	9	0,038	0,0017	0,0081	0	0,9072	0,8499
Modal	10	0,025	0,0574	0,00004921	0	0,9646	0,85
Modal	11	0,021	0,0141	0,0558	0	0,9788	0,9058

RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
0	0,2083	0,0006	0	0,2083	0,0006
0,2653	0,000005643	0,0354	0,2653	0,2083	0,0359
0,0002	0,0005	0,5983	0,2655	0,2088	0,6342
0,0681	0,0005	0,0294	0,3336	0,2093	0,6637
0,0278	0,2052	0,0242	0,3615	0,4145	0,6878
0,0632	0,1545	0,0201	0,4247	0,5689	0,708
0,0138	0,0362	0,0019	0,4385	0,6051	0,7099
0,0114	0,0607	0,0118	0,4499	0,6658	0,7218
0,027	0,0004	0,003	0,477	0,6662	0,7248
0,0013	0,2114	0,0115	0,4782	0,8776	0,7363
0,1785	0,0383	0,0027	0,6567	0,9159	0,739

Ilustración 76 Tabla de participación masa modal de ETABS.

Modo 1: En este modo se puede observar que en el período de 0.459 segundos ocurre el primer modo de vibración y presenta un comportamiento traslacional a la dirección x, moviendo el 79.84% de la masa total de la edificación.

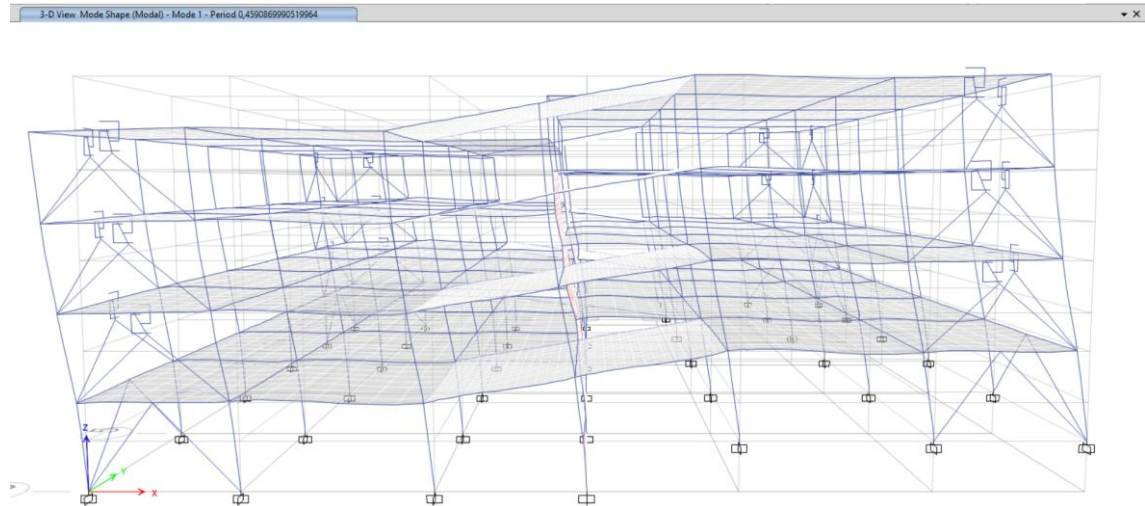


Ilustración 77 Deformada de la estructura correspondiente al Modo 1 (Traslación en X).

Modo 2: En la ilustración 78 podemos observar que, en el período de 0.294 segundos, el segundo modo de vibración se exhibe un comportamiento netamente traslacional ortogonal en la dirección Y participando con el 72.06% de la masa.

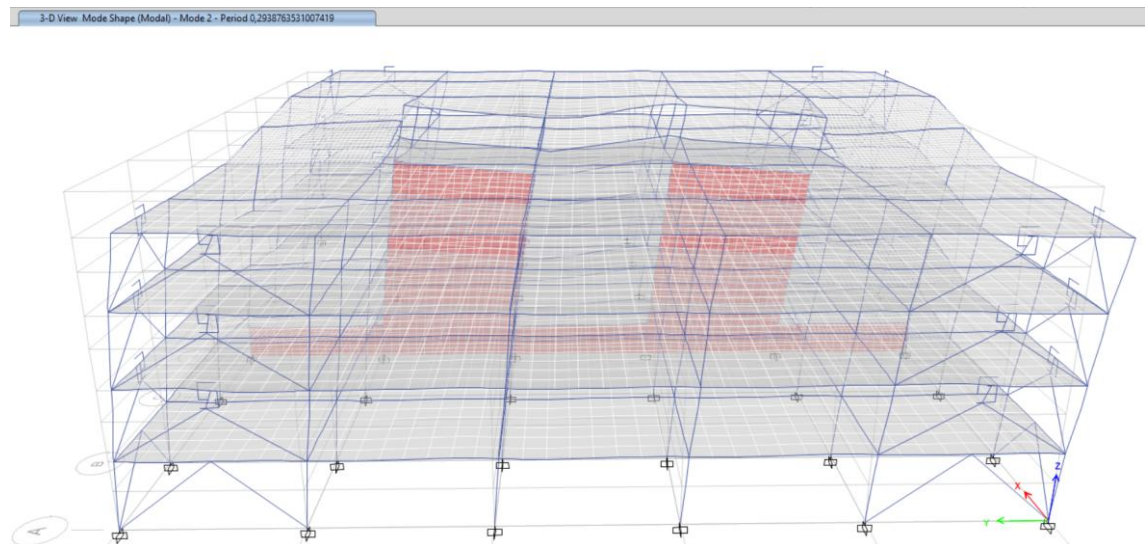


Ilustración 78 Deformada de la estructura correspondiente al Modo 2 (Traslacional en Y).

Modo 3: El tercer modo de vibración, como se puede observar en la ilustración 79, ocurre en el período 0.215 segundos y corresponde a la torsión de la estructura, capturando el 63.42% de la masa rotacional ($\text{SumRZ} = 0,6342$). El análisis modal evidencia que los dos primeros modos de vibración son fundamentalmente

traslacionales, relegando el comportamiento torsional al tercer modo. Este resultado es un indicador estructuralmente positivo, ya que demuestra que la disposición en planta de los muros de corte y los disipadores TADAS logró mitigar la excentricidad inherente del edificio, evitando un acoplamiento modal perjudicial en los modos principales.

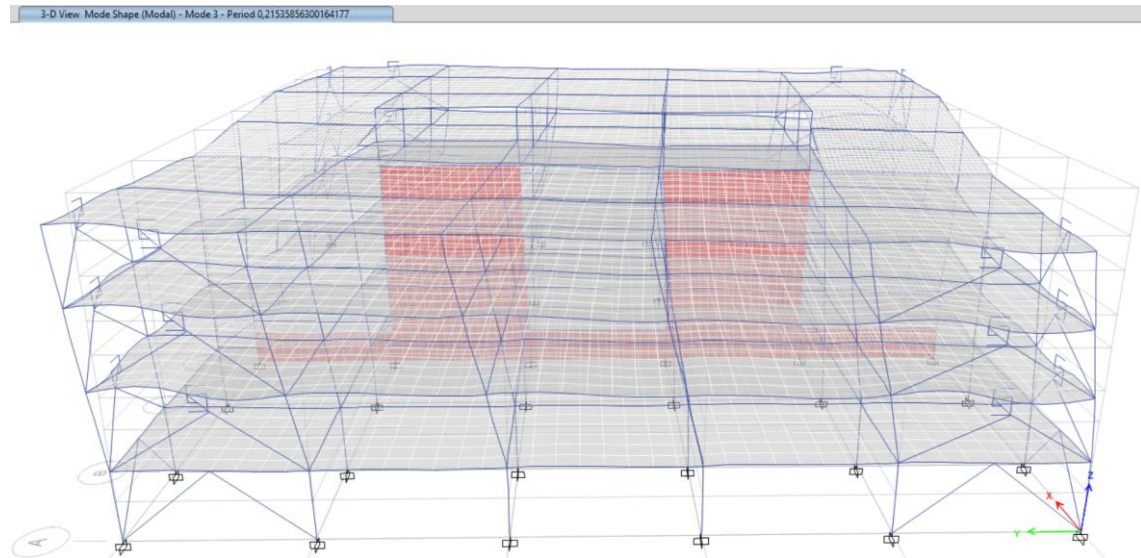


Ilustración 79 Deformada de la estructura correspondiente al Modo 3 (Torsión).

4.2. Análisis Lineal

4.2.1. Espectro de diseño aplicado

En la Ilustración 80 se presenta el espectro de respuesta inelástico de aceleraciones definido para la zona en donde se encuentra el edificio de rectorado de la ULEAM, generado a partir de los parámetros sísmicos y perfiles de suelo establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), detallados previamente en la metodología.

Esta curva representa la demanda sísmica de diseño a la cual fue sometida la edificación. Al cruzar este espectro con las propiedades dinámicas de la estructura obtenidas en el análisis modal (Periodo fundamental en X, $T_1 = 0,459$ s; y Periodo fundamental en Y, $T_2 = 0,294$ s), se observa que ambos modos de vibración principales recaen dentro de la plataforma (meseta) de aceleración máxima del espectro. Esto indica que la estructura capta la mayor amplificación sísmica del terreno debido a su rigidez.

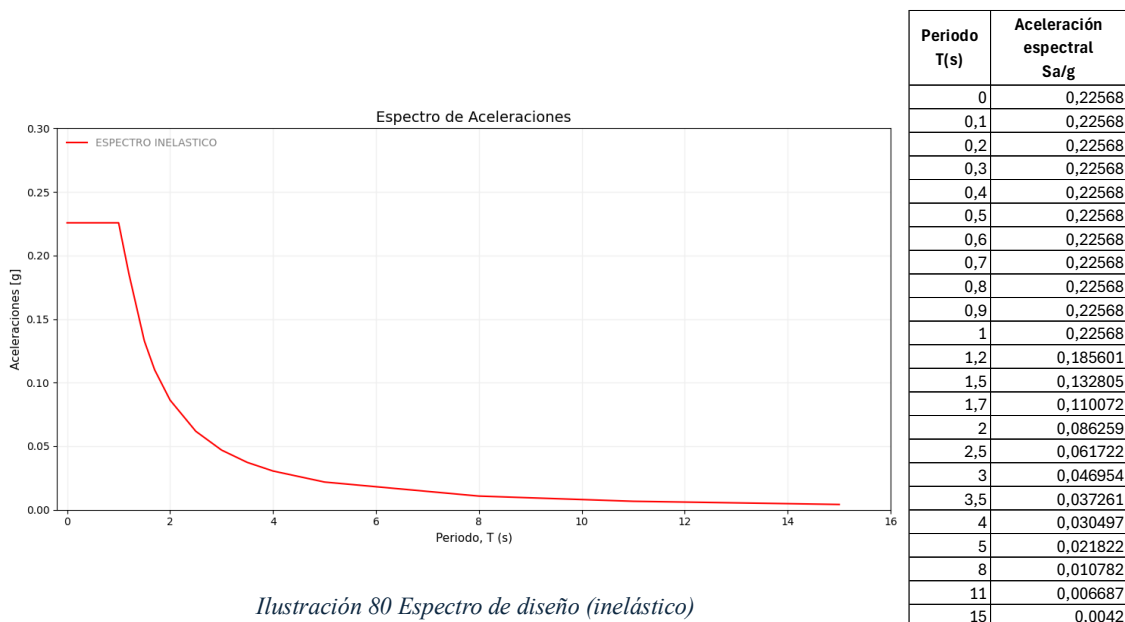


Ilustración 80 Espectro de diseño (inelástico)

4.2.2. Cortante basal dinámico

Para comenzar este sub-apartado, es importante mencionar que en las gráficas que ETABS nos muestra en la herramienta *Story Reponse Plots*, específicamente las cortantes basales para los sismos que ya habíamos definido (SISMO_DX y SISMO_DY) están ignorando los disipadores en el dibujo. Lo que sucede con las gráficas de cortante basal dinámico generados por ETABS es que considera la contribución de los elementos tipo Frame en el corte de cada nivel, sin reflejar de forma completa el aporte de los elementos Link, o sea, los dispositivos tipo TADAS con los que se ha trabajado en esta investigación, ni la transferencia axial de las diagonales hacia la cimentación.

Es por esta razón que, para obtener la verificación del cortante basal dinámico exigido por la NEC-SE-DS, se utilizó la información extraída directamente de la tabla Reacciones en la Base (Base Reactions), la cual si incluye en conjunto las fuerzas transmitidas hacia la cimentación los elementos estructurales del edificio reforzado.

Tabla 19 Base Reactions para cortante basal dinámico.

TABLE: Base Reactions		
Output Case	FX	FY
	tonf	tonf
SISMO_DX	1650,3487	69,0048
SISMO_DY	71,6844	1581,2707
SX	-2724,3132	0
SY	-0,000001382	-2724,3132

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) exige realizar una calibración de estas fuerzas. El edificio, al tener una arquitectura irregular, la norma establece que el cortante dinámico de diseño no debe ser menor al 85% del cortante estático ($0,85V_{est}$).

Tabla 20 Tabla comparativa cortante basal estático vs, cortante basa dinámico.

Dirección de Análisis	Cortante Estático (Vest) [tonf]	Límite NEC-15 ($0,85V_{est}$) [tonf]	Cortante Dinámico (Vdin) [tonf]	Calibración / Cumplimiento
Sismo X	2724,31	2315,66	1650,35	NO CUMPLE
Sismo Y	2724,31	2315,66	1581,27	NO CUMPLE

Para completar la calibración, el factor de escala por dirección es:

$$FE = 0.85 \cdot Vest / Vdin$$

- **Sismo X:** $FE = 2315.66 / 1650.35 = 1.403$
- **Sismo Y:** $FE = 2315.66 / 1581.27 = 1.464$

Mediante esta amplificación, se asegura que la demanda sísmica introducida en el modelo matemático cumpla con el umbral mínimo basal exigido por la NEC-15.

Para poder modificar estos factores en los espectros de respuesta (DX y DY), se lo cambio en *Load Cases*, pero se los tiene que multiplicar por la gravedad en milímetros (al ser la unidad en la que el ETABS está trabajando)

- En X: $9806,65 \cdot 1,403 = 13758,73$
- En Y: $9806,65 \cdot 1,464 = 14356,94$

En las ilustraciones 80 y 81 observamos los cambios que se realizaron al factor de escala en la ventana de *Load Cases*.

Loads Applied			
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration ▼	U1	NEC15_Manta_Sue...	13758,73

Ilustración 81 Sismo_DX con el factor escala corregido en mm.

Loads Applied			
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	NEC15_Manta_Sue...	14356,94

Ilustración 82 Sismo_DY con el factor escala corregido en mm.

Una vez que los factores de escala hayan sido corregidos en la ventana de *Load Cases* dentro de ETABS, se verificó el nuevo cortante basal dinámico en la cimentación. Como se evidencia en la Tabla 22, las fuerzas dinámicas de diseño igualan exactamente el límite normativo exigido de 2315,66 tonf ($0,85V_{est}$). Con esta calibración completada y verificada, el modelo matemático cumple estrictamente con los lineamientos de la NEC-15, validando la distribución de fuerzas para el posterior análisis no lineal de desempeño.

Tabla 21 Tabla comparativa cortante basal estático vs, cortante basa dinámico corregido.

Dirección de Análisis	Cortante Estático (Vest) [tonf]	Límite NEC-15 ($0,85V_{est}$) [tonf]	Cortante Dinámico Escalado (Vdin,esc) [tonf]	Estado de Cumplimiento
Sismo X Escalado	2724,31	2315,66	2315,4392	CUMPLE
Sismo Y Escalado	2724,31	2315,66	2314,981	CUMPLE

4.2.3. Derivas de piso elásticas

Para verificar el cumplimiento normativo de los desplazamientos laterales de la edificación, se extrajeron las derivas elásticas máximas (Δ_E) generadas por el análisis espectral en las direcciones sentido X y sentido Y. Debido a que el análisis espectral es de naturaleza lineal elástica, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) en su capítulo de Peligro Sísmico exige evaluar la deriva máxima inelástica esperada (Δ_M) que desarrollaría la estructura real. Para ello, se usarán los siguientes parámetros:

Factor de reducción sísmica: $R = 8$

Fórmula NEC-15: $\Delta_M = 0,75 \cdot R \cdot \Delta_E$

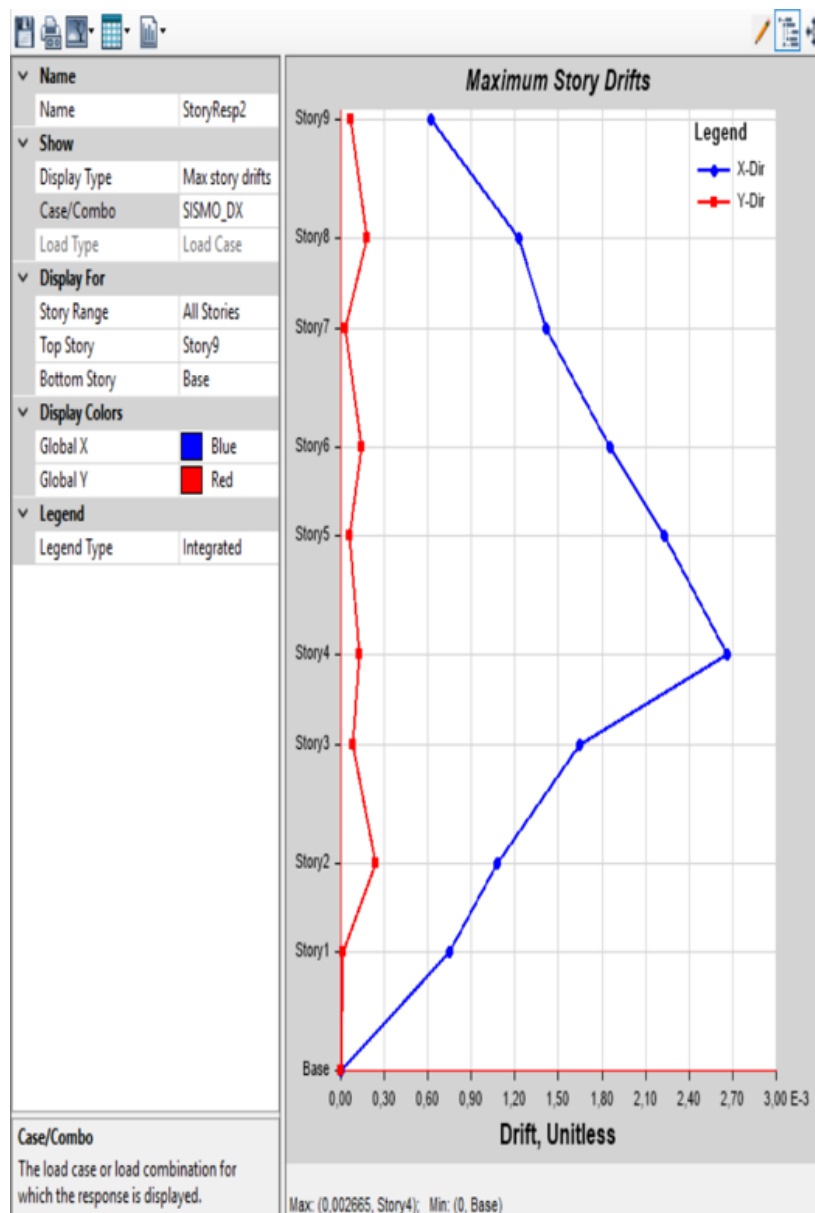


Ilustración 83 Derivas de piso elástica dirección X

En la ilustración 84, la deriva elástica máxima que se obtuvo en el programa de ETABS fue de $2,665 \times 10^{-3}$, o lo mismo que 0,002665, como se exige evaluar la deriva máxima inelástica esperada, se procede con el cálculo:

Deriva elástica máxima (ETABS): $\Delta_E = 0,002665$

Cálculo: $\Delta_M = 0,75 \cdot 8 \cdot 0,002665$

Deriva inelástica máxima esperada: $\Delta_M = 0,01599 < 0,02$ CUMPLE!

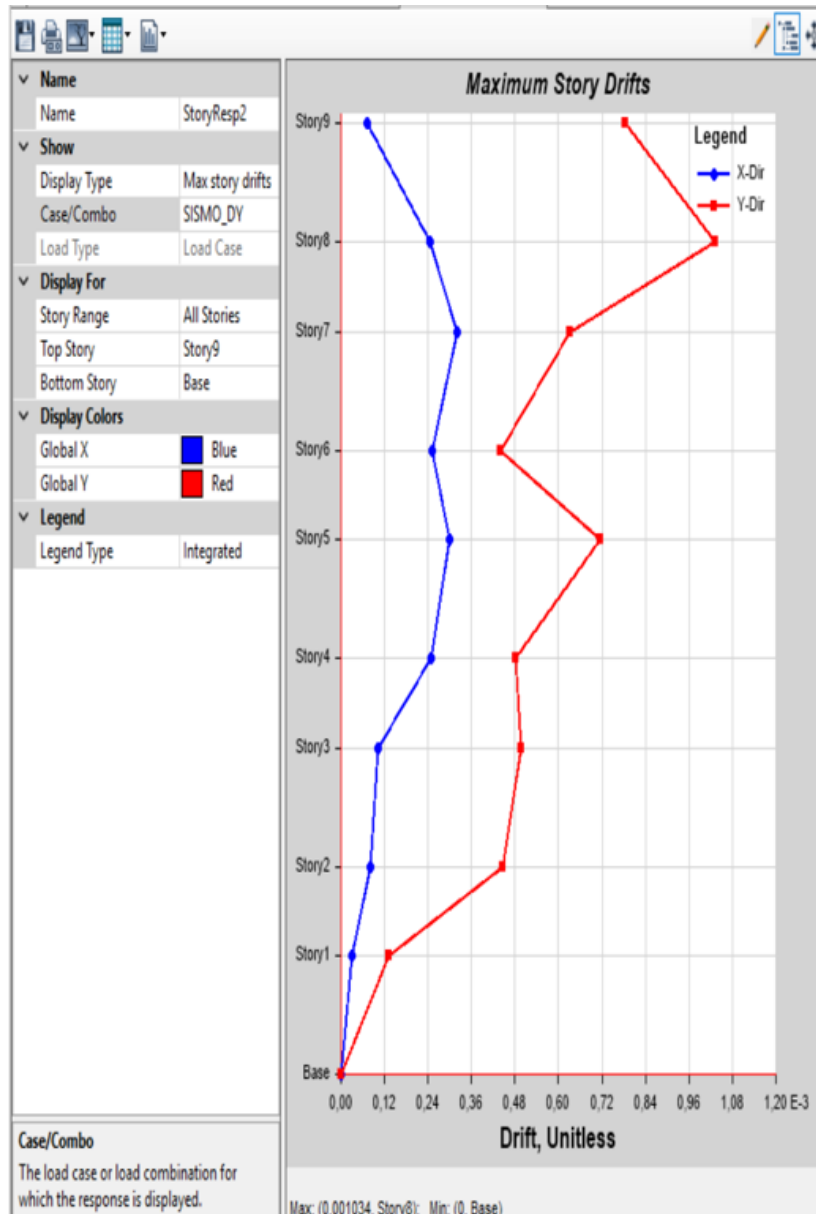


Ilustración 84 Derivas de piso elástica dirección Y

En la ilustración 85, la deriva elástica máxima que se obtuvo en el programa de ETABS fue de $1,034 \times 10^{-3}$, o lo mismo que 0,001034, como se exige evaluar la deriva máxima inelástica esperada, se procede con el cálculo:

Deriva elástica máxima (ETABS): $\Delta_E = 0,001034$

Cálculo: $\Delta_M = 0,75 \cdot 8 \cdot 0,001034$

Deriva inelástica máxima esperada: $\Delta_M = 0,006204 < 0,02$ CUMPLE!

4.3. Análisis no lineal

4.3.1. Historia de desplazamiento del nudo de control

Como se puede observar en la ilustración 83, el edificio del Rectorado osciló durante los 50 segundos que duró terremoto. El momento más crítico del terremoto se dio a los 11,6 segundos, que fue cuando se presentó el pico del sismo, en ese momento el techo del edificio de rectorado de la ULEAM se desplazó un máximo de 71,42 milímetros, apenas unos 7 centímetros desde su eje central. Esto, para un edificio de tal altura, es un desplazamiento sumamente controlado gracias al trabajo de los disipadores TADAS.

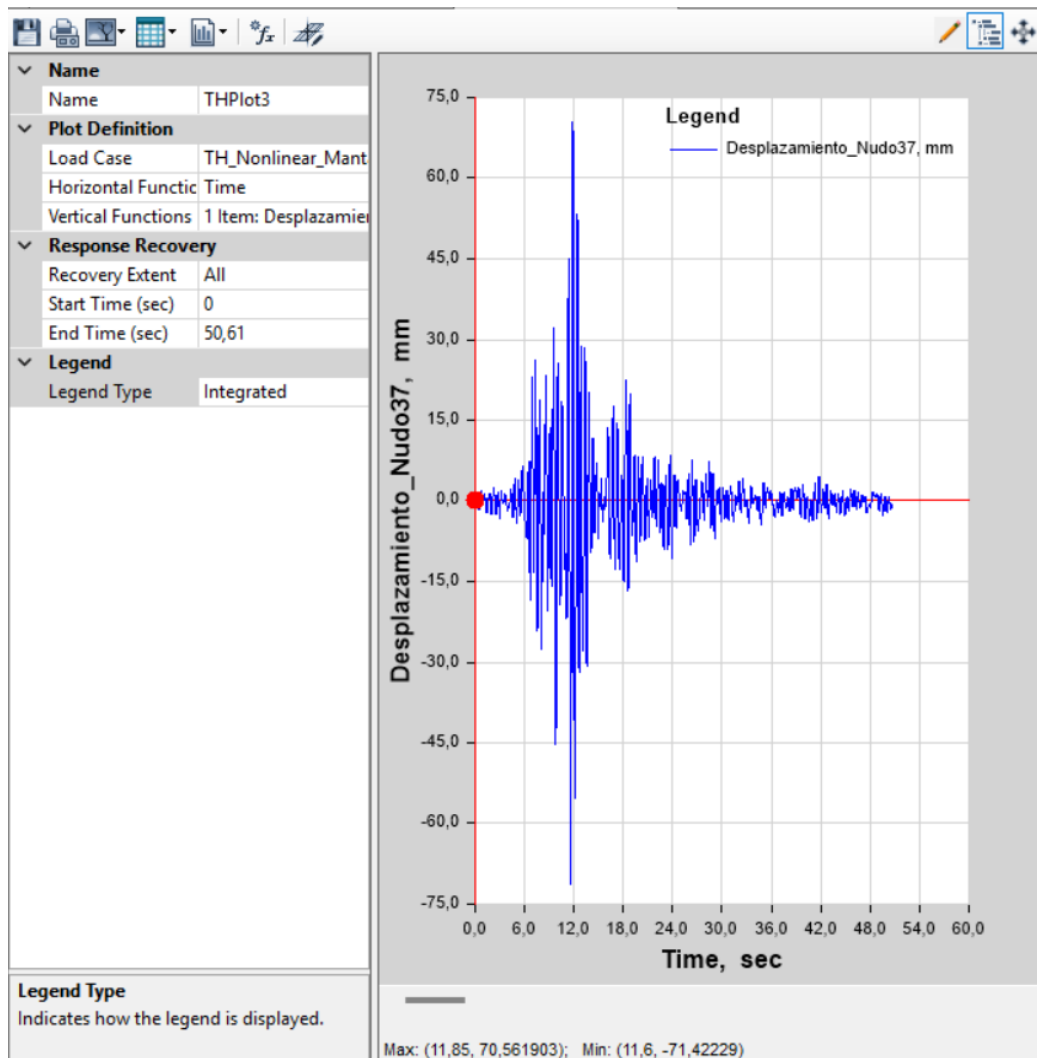


Ilustración 85 Historia de Desplazamientos en el Tiempo.

4.3.2. Derivas máximas de piso durante el sismo

En la tabla 23 e ilustración 86 se presentan las derivas máximas de piso obtenidas mediante el análisis dinámico no lineal (Time-History) frente al registro sísmico escalado. Los resultados indican que el desplazamiento relativo máximo en la dirección X ocurre en el cuarto nivel (Story4), alcanzando un valor de $12,42 \times 10^{-3}$ (1,24%). En la dirección Y, la deriva máxima se registra en el octavo nivel (Story8) con un valor de $6,019 \times 10^{-3}$ (0,60%).

Las derivas máximas obtenidas mediante el análisis dinámico no lineal fueron de 1,24 % en la dirección X y 0,60 % en la dirección Y. A cumplen estrictamente con el límite máximo de deriva del 2% (0,020) exigido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) para la estabilidad de la edificación. Sin embargo, la deriva máxima en la dirección X supera el valor de 1,0 % adoptado en esta investigación como referencia para el nivel IO, por lo que el criterio de deriva, por sí solo, no permite establecer el cumplimiento de Ocupación Inmediata en dicha dirección.

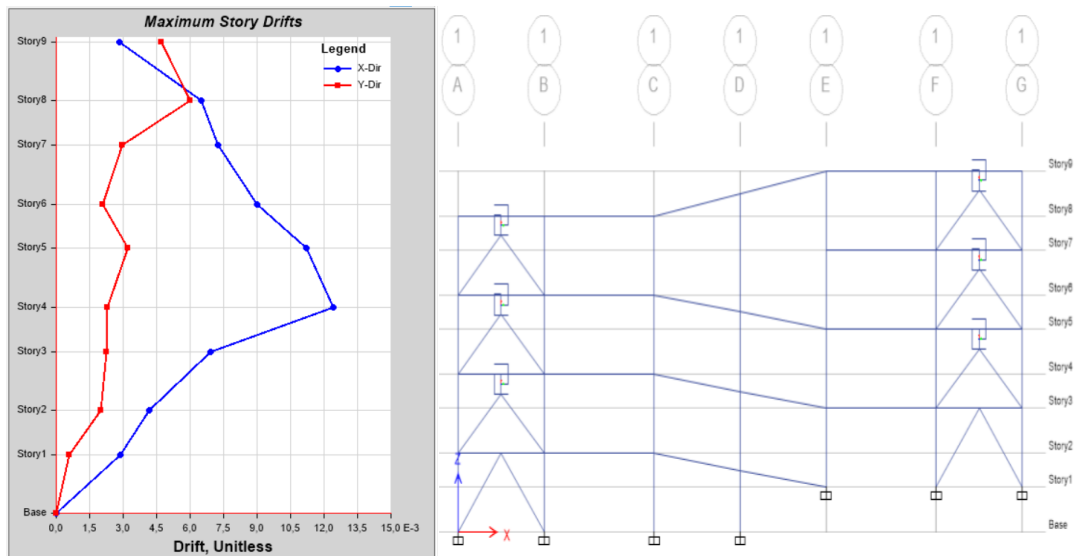


Ilustración 86 Deriva máxima no lineal.

Tabla 22 Tabla de las derivas máximas no lineales obtenidas en ETABS.

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Story9	14,85	Top	0,002816	0,004696
Story8	13	Top	0,006502	0,006019
Story7	11,6	Top	0,007235	0,002965
Story6	9,75	Top	0,008984	0,002099
Story5	8,35	Top	0,011197	0,00322
Story4	6,5	Top	0,012417	0,002297
Story3	5,1	Top	0,006916	0,002232
Story2	3,25	Top	0,004186	0,001999
Story1	1,85	Top	0,002859	0,000582
Base	0	Top	0	0

4.3.3. Lazos histeréticos de los TADAS

Ahora estamos en el punto donde veremos como actuaron los disipadores TADAS frente al sismo cargado, se analizó específicamente el TADA frontal que se encuentra entre los ejes 5 y 6 en la primera planta alta del edificio de rectorado de la ULEAM, la siguiente gráfica es de la deformación (Eje X en mm) en función de la fuerza (Eje Y en tonf).

El eje X muestra que el disipador se estiró y comprimió lateralmente hasta unos 24,85 milímetros (casi 2.5 centímetros) de lado a lado y el eje Y muestra que, para alcanzar esa deformación, el disipador resistió hasta 44,47 toneladas de fuerza cortante.

Los lazos histeréticos, que se ven representados con aquellos “óvalos” significan que el acero del disipador fluyó, eso quiere decir que este entró en rango plástico, el área dentro de esos lazos representa toda la energía destructiva del sismo de Manta que fue absorbida y disipada en forma de calor y deformación, evitando que esa energía llegara a romper las columnas del edificio.

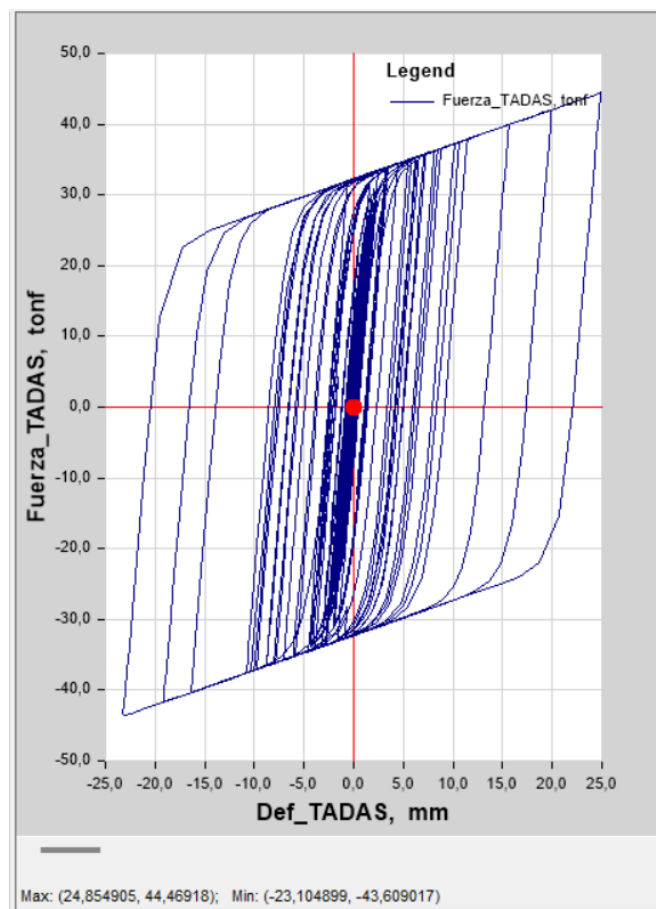


Ilustración 87 Lazos histeréticos de los TADAS

4.3.4. Balance de energía

En la ilustración 87 se puede observar, representada con la línea morada, la energía que el sismo “inyectó” al edificio de rectorado de la ULEAM, alcanzando un máximo de $772 \text{ tonf} - m$ de energía destructiva. Representado con la línea azul, tenemos la energía amortiguada, la cual no es más que el hormigón del edificio en sus diferentes elementos estructurales, ya sean columnas, vigas, losas y el muro de corte siendo este último el mayor responsable de amortiguar la energía de entrada, disipando en conjunto unos $540 \text{ tonf} - m$.

Finalmente tenemos la línea verde representa la energía absorbida por los disipadores TADAS, siendo esta aproximadamente $230 \text{ tonf} - m$ de energía pura disipada a través de su deformación plástica. Los dispositivos TADAS disiparon aproximadamente el equivalente a cerca del 30 % de la energía de entrada considerada en el análisis

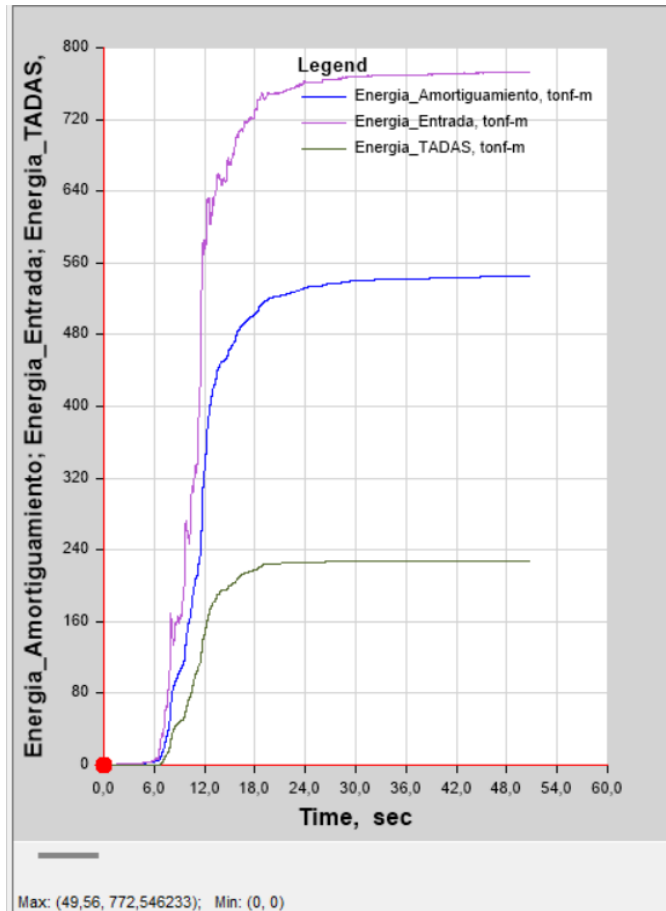


Ilustración 88 Gráfico de la energía de entrada y disipada en el edificio de rectorado de la ULEAM.

4.3.5. Estado de rótulas en el instante crítico

Llegando al final del análisis no lineal, se verificó el estado de las rótulas de las columnas y vigas en el momento más crítico del terremoto, en el segundo 11,60 con la que se corroboró el nivel de desempeño local de la estructura. En la ilustración 89 se observa el modelo en 3D del edificio de rectorado de la ULEAM, destacando que casi no hay puntos rojos en la estructura. Hay que detallar que significan los colores en el modelo, y estos son:

- IO (Verde - Immediate Occupancy): Ocupación Inmediata. Daño muy leve.
- LS (Celeste - Life Safety): Seguridad de Vida. Daño moderado.
- CP (Rojo - Collapse Prevention): Prevención de Colapso. Daño severo.

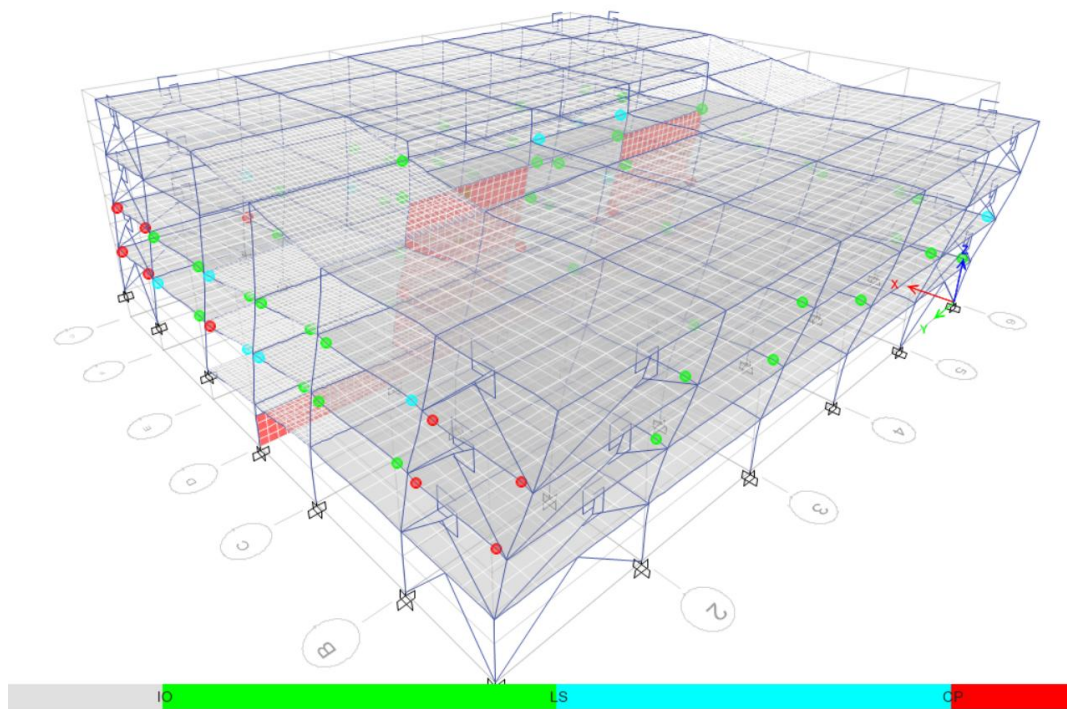


Ilustración 89 Rótulas plásticas en el edificio de rectorado de la ULEAM

Como se ha podido observar en las ilustraciones 89 y 90, las columnas de la estructura se mantienen libres de daños severos, presentando en su mayoría un comportamiento elástico o de fluencia muy leve. Esto evidencia que el sistema conservó intacta su capacidad de carga gravitacional, demostrando el cumplimiento exitoso de la filosofía de diseño Columna Fuerte - Viga Débil. En la ilustración 90 se observa el eje 1, el cual tiene más puntos rojos en las vigas de los pórticos y, si bien el análisis reporta rótulas aisladas en estado de Prevención de Colapso (Rojo) y Seguridad de Vida (Celeste), estas se localizan exclusiva y estratégicamente en las vigas, particularmente en los vanos que soportan el sistema de reforzamiento. Este resultado es totalmente esperado, ya que estas vigas en particular se encargan de resistir y transferir los altos esfuerzos cortantes que generan los disipadores TADAS durante el sismo, pero esto no es suficiente para poder deducir si el edificio de rectorado de la ULEAM cumple globalmente con la categoría de Ocupación inmediata.

En la ilustración 90 se puede observar un fragmento de una gran tabla extraída de ETABS, la cual no indica específicamente si el edificio cumple con los criterios de ocupación inmediata.

TABLE: Hinge States								
Story	Frame/Wall	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Hinge	Generated Hinge
Story9	B19	333	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Max			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B19H1
Story9	B19	333	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Max			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B19H2
Story9	B19	333	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Min			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B19H1
Story9	B19	333	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Min			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B19H2
Story9	B20	208	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Max			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B20H1
Story9	B20	208	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Max			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B20H2
Story9	B20	208	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Min			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B20H1
Story9	B20	208	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Min			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B20H2
Story9	B33	318	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Max			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B33H1
Story9	B33	318	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Max			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B33H2
Story9	B33	318	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Min			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B33H1
Story9	B33	318	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Min			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B33H2
Story9	B35	328	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Max			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B35H1
Story9	B35	328	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Max			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B35H2
Story9	B35	328	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Min			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B35H1
Story9	B35	328	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Min			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B35H2
Story9	B36	338	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Max			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B36H1
Story9	B36	338	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Max			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B36H2
Story9	B36	338	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Min			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B36H1
Story9	B36	338	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Min			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B36H2
Story9	B37	343	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Max			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B37H1
Story9	B37	343	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Max			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B37H2
Story9	B37	343	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Min			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B37H1
Story9	B37	343	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Min			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B37H2
Story9	B38	348	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Max			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B38H1
Story9	B38	348	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Max			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B38H2
Story9	B38	348	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Min			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B38H1
Story9	B38	348	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Min			Viga-A-F_Hinge_80x40cm	B38H2
Story9	B39	379	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Max			Viga-2a5_Hinge_80x40cm	B39H1
Story9	B39	379	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Max			Viga-2a5_Hinge_80x40cm	B39H2
Story9	B39	379	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Min			Viga-2a5_Hinge_80x40cm	B39H1
Story9	B39	379	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Min			Viga-2a5_Hinge_80x40cm	B39H2
Story9	B40	533	TH_Nonlinear_Manta	NonModHist Max			Viga-2a5_Hinge_80x40cm	B40H1

Ilustración 90 Tabla de los estados de las rotulas extraída de ETABS.

Para poder procesar todos estos datos, mediante la ayuda de una inteligencia artificial, se pudo analizar rápidamente las 1002 rótulas únicas que existen en el edificio, dando como resultado la siguiente tabla:

Tabla 23 Rótulas únicas en el edificio y su nivel de desempeño.

Hinge Status	Cantidad
A to IO	907
IO to LS	61
LS to CP	17
> CP	17
Total	1002

La tabla 23, la cual es la copilación de la tabla de resultados de ETABS correspondiente al caso TH_Nonlinear_Manta identifica rótulas que alcanzan los estados IO–LS, LS–CP y >CP en determinadas vigas. En consecuencia, la estructura presenta un desempeño global controlado, pero no puede clasificarse integralmente como Ocupación Inmediata.

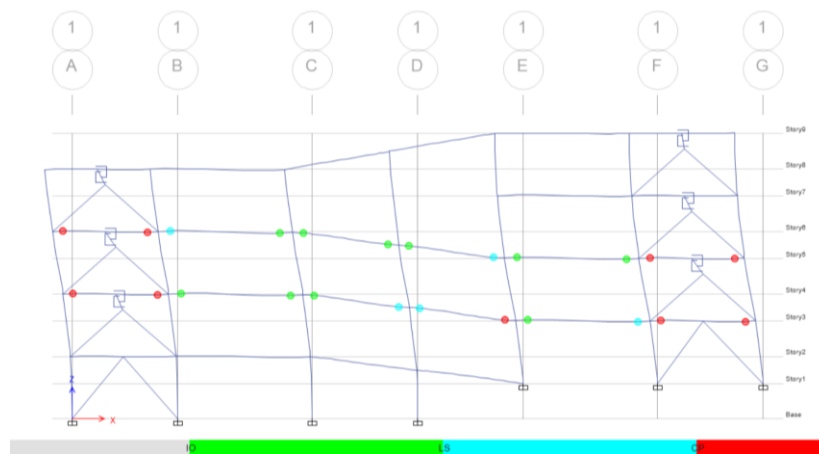


Ilustración 91 Rótulas plásticas en el edificio de rectorado de la ULEAM en el eje 1.

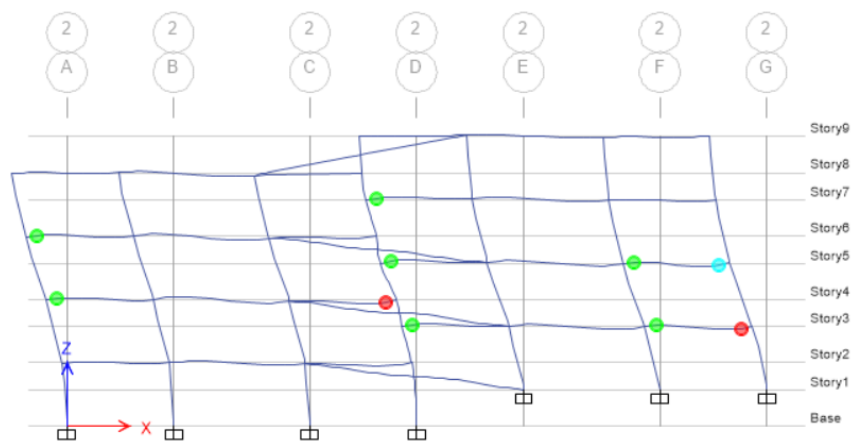


Ilustración 92 Rótulas plásticas en el edificio de rectorado de la ULEAM en el eje 2.

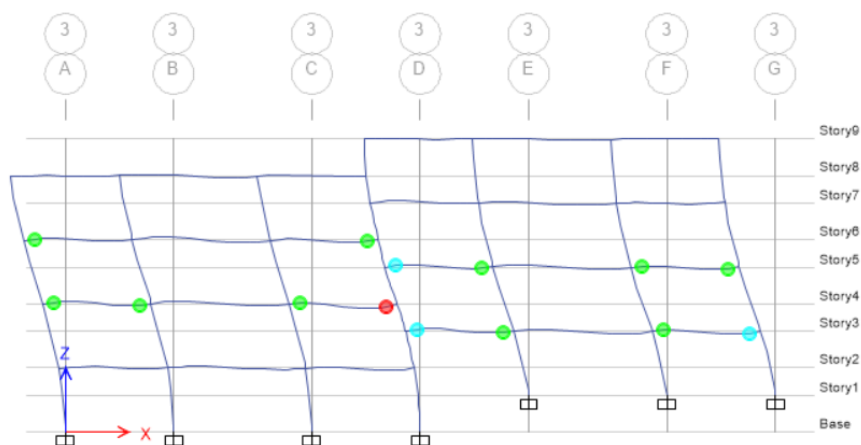


Ilustración 93 Rótulas plásticas en el edificio de rectorado de la ULEAM en el eje 3.

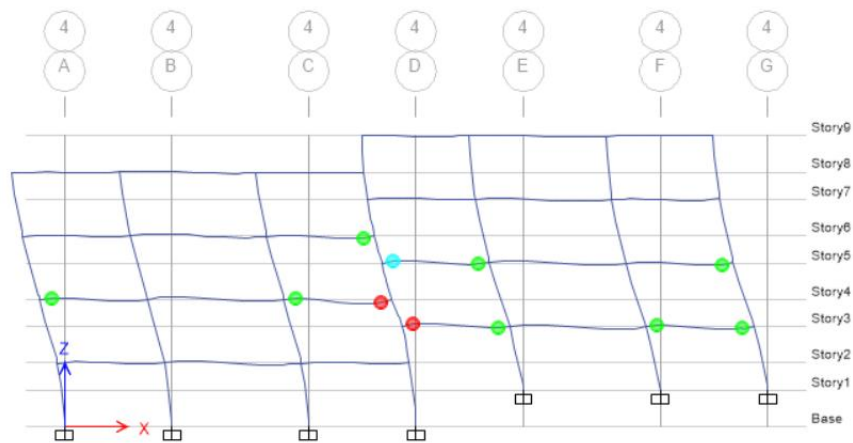


Ilustración 94 Rótulas plásticas en el edificio de rectorado de la ULEAM en el eje 4.

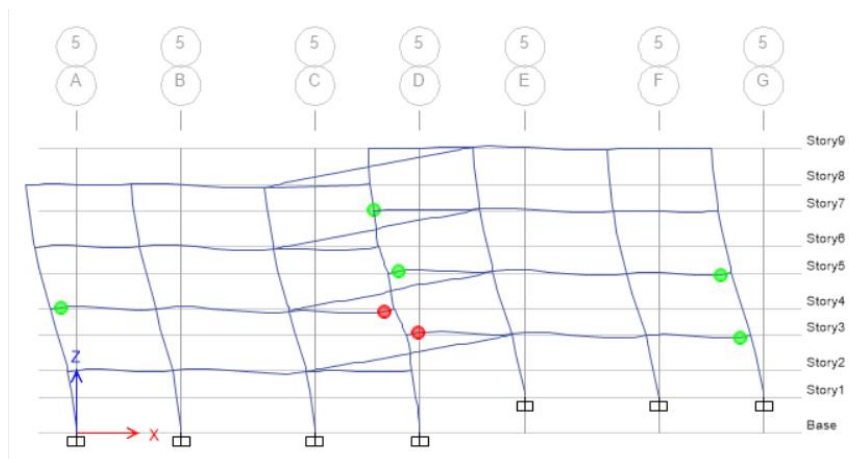


Ilustración 95 Rótulas plásticas en el edificio de rectorado de la ULEAM en el eje 5.

4.3.6. Verificación Local de Curvas de Capacidad

Se finalizó el análisis no lineal revisando el comportamiento inelástico de un par de vigas para saber cómo es que estas actuaron durante el sismo con el que se ha venido trabajando. En viga de la ilustración 95, se observa como actuaron la gran mayoría de los elementos del edificio de rectorado de la ULEAM. Gracias a que los disipadores TADAS absorbieron la energía, esta viga casi no sufrió deformación plástica. Se mantuvo en un estado ideal, sin daño estructural.

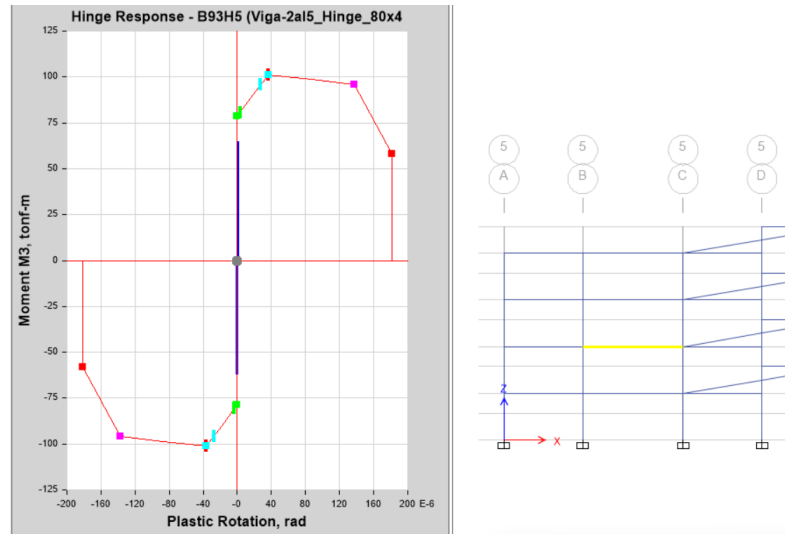


Ilustración 96 Curva de capacidad de la viga señalada.

En la ilustración 96 se observa todo lo contrario al ejemplo antes visto. La viga señalada se encuentra en los laterales de la estructura y sirve de apoyo para los dispositivos TADAS, por lo que esta evidencia el desarrollo de ciclos de histéresis estables. Las curvas de capacidad de las vigas seleccionadas permiten identificar la magnitud y estabilidad de la incursión inelástica local. Sin embargo, debido a que el análisis global identifica otras vigas con demandas superiores al límite IO, las curvas presentadas deben considerarse como verificaciones locales de elementos representativos y no como evidencia suficiente para clasificar a toda la estructura dentro del nivel IO.

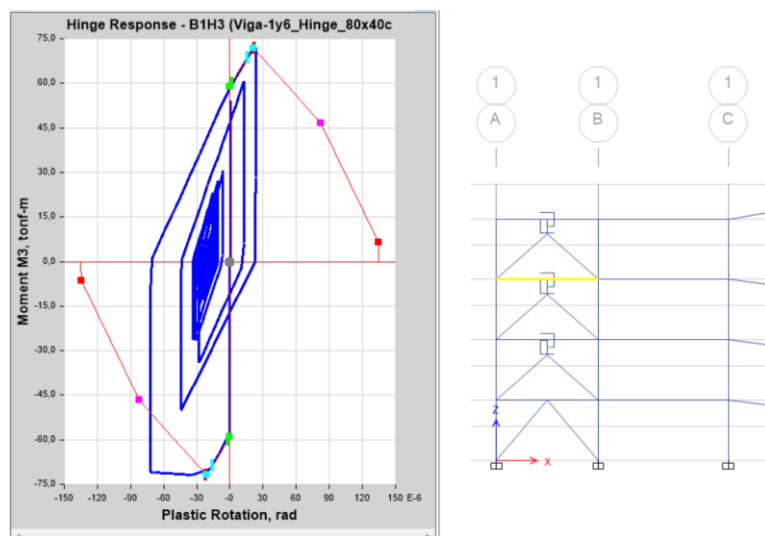


Ilustración 97 Curva de capacidad de la viga señalada.

5. CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Se determinó analíticamente que la única capa de fibra de carbono instalada en las columnas de la planta baja aporta un incremento teórico del 12,27% en la resistencia a la compresión. No obstante, debido a la presencia de perforaciones patológicas y al no superar el umbral de presión lateral $f_l/f'_c \leq 0.08$, este sistema de confinamiento se considera estructuralmente marginal e insuficiente para garantizar un margen de seguridad confiable frente a solicitaciones inelásticas extremas.
- El levantamiento topográfico in situ evidenció que el edificio presenta vulnerabilidades geométricas en su perímetro. Específicamente, las columnas pertenecientes al eje G registran un desplome máximo de 5,39 cm. Este valor supera en más del doble la tolerancia permisible de 2,50 cm dictada por la norma ACI 117-10.
- Se comprobó que los disipadores TADAS actuaron exitosamente como fusibles estructurales, incursionando en el rango plástico mediante ciclos de histéresis estables y absorbiendo aproximadamente el 30% de la energía destructiva total del sismo.
- El análisis dinámico no lineal evidenció un comportamiento global controlado de la edificación, con derivas máximas de 1,24 % en la dirección X y 0,60 % en la dirección Y, ambas inferiores al límite global de 2,0 %. Asimismo, se verificó que la respuesta inelástica se concentra principalmente en vigas y dispositivos TADAS, preservándose el comportamiento de las columnas y la capacidad gravitacional del sistema. No obstante, los resultados de las rótulas plásticas obtenidos mediante ETABS muestran que determinadas vigas alcanzan estados IO-LS, LS-CP e incluso >CP, por lo que la edificación no puede considerarse de manera integral dentro del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata bajo los criterios utilizados en esta investigación.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda reparar las columnas con CFRP que han sido dañadas mediante el uso de resinas epóxicas y considerar agregar dos capas más de este material por columna para tener un confinamiento que cumpla con la relación $fl/f'c$.
- Es importante volver a verificar el desplome de las columnas, en especial del eje G, para determinar si existe una tendencia de deformación progresiva que necesite de alguna intervención a nivel de cimentación
- Tras la ocurrencia de algún evento sísmico moderado o severo, se recomienda priorizar la inspección detallada de las vigas en las que se acoplan los dispositivos tipo TADAS a fin de proceder con reparaciones locales rápidas mediante inyección epóxica o encamisado.

BIBLIOGRAFIA

- ACI. (2010). *(ACI 117-10) Specification for Tolerances for Concrete Construction and Materials*.
- Aguiar, R., & Del Castillo, F. (2019). PRIMEROS TRABAJOS EN EL REFORZAMIENTO SÍSMICO DE PARQUEADERO DE LA ULEAM. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(1), 39.
<https://doi.org/10.24133/riie.v24i1.1166>
- Aguiar, R., Muñoz, D., & Serrano, S. (2018). REFORZAMIENTO DEL BLOQUE ESTRUCTURAL DEL PARQUEADERO DE LA ULEAM AFECTADA POR EL TERREMOTO DEL 16 DE ABRIL DE 2016. *REVISTA INTERNACIONAL DE INGENIERIA EN ESTRUCTURAS*, Vol. 21.
- American Concrete Institute. (2008). *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. American Concrete Institute.
- American Concrete Institute. (2010). *Specification for Tolerances for Concrete Construction and Materials (ACI 117-10) and Commentary*. American Concrete Institute.
- American Concrete Institute. (2019). *ACI 318-19: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. <https://es.scribd.com/document/714289761/ACI-318R-19-Espanol>
- Andrade, M. (2023). *Comparación entre el análisis estático y dinámico no lineal de un edificio de hormigón armado en el cantón Jipijapa* [UNIVERSIDAD ESTATAL DEL SUR DE MANABÍ].
<https://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/53000/6545/1/ANDRADE%20FIGUEROA%20MARLON%20SEBASTI%C3%81N.pdf>
- Apolo, Á., & Esquivel, J. (2024). *ANÁLISIS DE AISLADORES Y DISIPADORES SÍSMICOS EN UN EDIFICIO DE 5 PLANTAS EN LA CIUDAD DE CUENCA, SECTOR YANUNCAY*. Universidad Politécnica Salesiana.
- ASCE. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.

- Ayala Rojas, L. E., Franco Rojas, A., & Padilla González, E. A. (2020). Evaluación de la eficiencia en disipación de energía en estructuras hidráulicas construidas con gaviones y material reciclado (neumático usado) mediante modelamiento físico a escala reducida. *Revista UIS Ingenierías*, 19, 143–154.
<https://doi.org/10.18273/revuin.v19n1-2020014>
- Caillagua Castro, J. (2022). *MEMORIA CÁLCULO ESTRUCTURAL*.
https://www7.quito.gob.ec/mdmq_ordenanzas/Administraci%C3%B3n%202019-2023/Comisiones%20del%20Concejo%20Metropolitano/Areas%20Hist%C3%Bricas%20y%20Patrimonio/2022/2022-12-19/Documentos%20para%20tratamiento/2.%20Proyecto%20Blue%20Water/memoria_estructural.pdf
- Cegarra Sánchez, J. . (2012). *Los métodos de investigación*. Ediciones Díaz de Santos.
- CYPE. (2023, April 15). *¿Cuáles son las diferencias entre análisis estático y dinámico?*
<https://www.cype.pe/blog/cuales-son-las-diferencias-entre-analisis-estatico-y-dinamico/>
- Del Castillo Carrillo, D. F. (2018). *Reforzamiento estructural, presupuesto y bases técnicas del edificio de parqueadero de la ULEAM*. Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí.
- DISIPA. (2021). *Disipador de energía TADAS*. <https://www.disipaing.com/wp-content/uploads/2021/06/ficha-tecnica-dispositivos-histereticos.pdf>
- DPEJ. (2025). *edificación*. <https://dpej.rae.es/lema/edificaci%C3%B3n>
- Echeverría Marín, P. E., & González Pisco, C. A. (2026). *PROPUESTA DE ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO PARA USO DE PARQUEADERO EN LA UPS - SEDE GUAYAQUIL*. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA.
- FEMA. (2000). *FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*.
- FEMA. (2006). *Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*.
- FEMA. (2018). *P-1092: Performance of Buildings and Nonstructural Components in the 2016 Ecuador Earthquake*.

- Gallegos Ortiz, B. R., Abarca, G. A., & Ramírez R., H. J. (2008). *EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO*.
https://www.researchgate.net/publication/323695062_EVALUACION_ESTRUCTURAL_DE_EDIFICIOS_DE_HORMIGON_ARMADO
- Gkournelos, P. D., Triantafyllou, T. C., & Bournas, D. A. (2022). Seismic upgrading of existing masonry structures: A state-of-the-art review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 161, 107428.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107428>
- Guerrero Bobadilla, H., Cueto Jiménez, F., & Viramontes Heredia, C. (2021). *USO DE DISIPADORES DE ENERGÍA EN EDIFICACIONES DE ACERO*.
<https://www.dampo.com.mx/wp-content/uploads/2024/06/Uso-de-disipadores-de-energia-en-edificaciones-de-acero.pdf>
- Guerrero, H. (2018, December 1). *Beneficios de los disipadores de energía sísmica*.
<https://www.iingen.unam.mx/es-mx/Investigacion/Proyecto/Paginas/Disipadores-de-energia-sismica.aspx>
- H. Shojaeifar, A. Maleki, & M. A. Lotfollahi-Yaghin. (2020). Performance Evaluation of Curved-TADAS Damper on Seismic Response of Moment Resisting Steel Frame. *International Journal of Engineering*, 33(1).
<https://doi.org/10.5829/ije.2020.33.01a.07>
- HAILTEC. (2026). *CFRP (plástico reforzado con fibra de carbono)*.
<https://www.hailtec.de/es/glosario/Pl%C3%A1stico-reforzado-con-fibra-de-carbono-CFRP/>
- Hibbeler, R. C. (2012). *Análisis Estructural* (8va ed.). Pearson Educación.
- IGESUR. (2026). *Refuerzo de estructuras de hormigón: técnicas y cuándo se requiere*.
<https://www.igesur.com/blog/refuerzo-de-estructuras-de-hormigon-armado/>
- Jamal, H. (2017, January 22). *Seismic Retrofitting Techniques*.
<https://www.aboutcivil.org/seismic-retrofitting-definition-techniques-modern-materials.html>

- López, O. A. (2014). *GUÍA PARA LA EVALUACIÓN DE EDIFICACIONES EXISTENTES CON FINES DE ADECUACIÓN SÍSMICA*. Geopolis.
<https://scioteca.caf.com/handle/123456789/895>
- Martín del Toro, E. (2023, October 30). *Reparación y refuerzo de Estructuras tras un Sismo: Técnicas y Estrategias*. <https://eadic.com/blog/entrada/reparacion-y-refuerzo-de-estructuras-tras-un-sismo-tecnicas-y-estrategias/>
- McClements, D. (2025, July 30). *Carbon Fiber Reinforced Polymers (CFRP): Properties, Composites, Types, and Uses*.
<https://www.thomasnet.com/articles/plastics-rubber/carbon-fiber-reinforced-polymers-cfrp/>
- MIDUVI. (2015a). *CARGAS (NO SÍSMICAS)*.
- MIDUVI. (2015b). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*.
- MIDUVI. (2015c). *RIESGO SÍSMICO, EVALUACIÓN, REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS*.
- MIDUVI. (2017). *PREGUNTAS Y RESPUESTAS*.
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2017/11/PREGUNTAS-Y-RESPUESTAS.pdf>
- Moehle, J. (2014). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education.
- Núñez, F., Ruiz, D., & Cortés, J. (2021). Análisis dinámico no lineal de edificios de acero sometidos a sismos. *Revista Ingeniería de Construcción*, 36(2), 173–196.
<https://doi.org/10.4067/S0718-50732021000200173>
- OPAMSS, & JICA. (2024). *Guía para la planificación del reforzamiento sísmico de edificios públicos*. <https://opamss.org.sv/wp-content/uploads/2024/10/Guia-para-el-reforzamiento-sismico-HOKYO.pdf>
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings* (p. 14). John Wiley & Sons.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons.

- Real Academia Española. (2025). *Edificación*.
<https://dpej.rae.es/lema/edificaci%C3%B3n>
- Robledo, Yago. (2026, July 24). *Elementos estructurales de un edificio - guía clara*.
<https://urielyasociados.es/elementos-estructurales-de-un-edificio-guia-clara>
- Rodríguez, M. (2025, February 10). *Sistemas de Protección Sísmica*. <https://sismica-institute.com/sistemas-de-proteccion-sismica/#t-1707734003269>
- SEAOC. (1995). *Vision 2000: Performance based seismic engineering of buildings*.
- Sioingenieria. (2025). *DISIPADORES DE ENERGIA TECNICAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE*. <https://www.sioingenieria.com/portal/novedades/disipadores-de-energia-tecnicas-de-diseno-sismo-resistente>
- Sotelo. (2025). *Rehabilitaciones y cambios de uso en edificios: Tendencias actuales y beneficios*. Opaloarquitectura. <https://www.opaloarquitectura.com/tendencias-cambio-de-uso-de-edificios/>
- Uribe, J. (2017, November 24). *ELEMENTOS ESTRUCTURALES*.

6. ANEXOS

6.1. Datos obtenidos para el desplome de las columnas



Ilustración 98 Ejes X, Y y Z en la columna G1.



Ilustración 99 Ejes X, Y y Z en la columna A1.



Ilustración 100 Ejes X, Y y Z en la columna A6.



Ilustración 101 Ejes X, Y y Z en la columna G6.

6.2. Tablas de resultados de extracción de núcleo

Tabla 24 Resultado y promedio del ensayo de compresión en las columnas seleccionadas de la planta baja. Fuentes: Del Castillo (2018)

PLANTA BAJA					
Elemento	Dimensiones			Factor de esbeltez	f _c (Kg/cm ²)
	Largo (cm)	Diámetro (cm)	L/D		
A2	10.8	5.04	2	1	272.8
B5	10.8	5.04	2	1	221.9
C4	10.8	5.04	2	1	324.6
G1	10.8	5.04	2	1	258.5
G3	10.8	5.04	2	1	307.8
Promedio general (Kg/cm ²)					277.1

Tabla 25 Resultado y promedio del ensayo de compresión en las columnas seleccionadas del primer piso. Fuentes: Del Castillo (2018)

PRIMER PISO					
Elemento	Dimensiones			Factor de esbeltez	f _c (Kg/cm ²)
	Largo (cm)	Diámetro (cm)	L/D		
B3	10.8	5.04	2	1	314.1
B3	10.8	5.04	2	1	378.2
B3	10.8	5.04	2	1	372.5
C5	10.8	5.04	2	1	251.8
C5	10.8	5.04	2	1	331.5
G5	10.8	5.04	2	1	214.8
Promedio general (Kg/cm ²)					310.5

Tabla 26 Resultado y promedio del ensayo de compresión en las columnas seleccionadas del segundo piso. Fuentes: Del Castillo (2018)

SEGUNDO PISO					
Elemento	Dimensiones			Factor de esbeltez	f _c (Kg/cm ²)
	Largo (cm)	Diámetro (cm)	L/D		
B1	10.8	5.04	2	1	297.8
B1	10.8	5.04	2	1	310.8
E3	10.8	5.04	2	1	296.8
E3	10.8	5.04	2	1	361.5
Promedio general (Kg/cm ²)					316.7

6.3. Tablas de resultados de esclerometría

Planta Baja

Tabla 27 Resultados de las columnas 65cm x 40cm de la planta baja fuentes: Del Castillo (2018)

PLANTA BAJA						
Elemento	Cara 65 cm			Cara 40cm		Promedio de columna
	H (cm)	1 (Kg/cm ²)	2 (Kg/cm ²)	H (cm)	1 (Kg/cm ²)	
B6	0.73	230		1.3	150	183
	1.4		170			
A5	1.4	265		0.95	205	235
A2	0.4	285		1.3	365	303
	2.3		260			
B1	1.3	305		1.35	320	313
G5	1.5	180		0.55	305	225
				1.6	190	
F6	0.7	300	390	1.4	330	340
	1.65	340				
F1	0.65	300		1.25	275	288
G2	1.55	220		0.4	285	253
Promedio General (Kg/cm ²)						267

Tabla 28 Resultados de las columnas 55cm x 40cm de la planta baja fuentes: Del Castillo (2018)

PLANTA BAJA					
Elemento	Cara 55 cm		Cara 40cm		Promedio de columna
	H (cm)	l (Kg/cm ²)	H (cm)	l (Kg/cm ²)	
A6	1.3	210	1.55	200	205
A1	1.32	305	1.3	290	298
G6	1.25	295	0.55	290	303
G1	1.55	265	1.4	255	260
Promedio General (Kg/cm ²)					264

Primer Piso

Tabla 29 Resultados de las columnas 65cm x 40cm del primer piso fuentes: Del Castillo (2018)

PRIMER PISO					
Elemento	Cara 65 cm		Cara 40cm		Promedio de columna
	H (cm)	l (Kg/cm ²)	H (cm)	l (Kg/cm ²)	
B6	0.6	310	1.35	305	308
A4	1.25	310	0.55	305	308
A2	0.45	270	1.55	195	233
B1	0.6	275	1.4	295	285
F6	0.6	310	1.35	230	270
G5	0.55	305	1.3	360	333
G2	1.3	175	0.9	280	228
F1	0.45	225	1.3	270	248
Promedio General (Kg/cm ²)					276

Tabla 30 Resultados de las columnas 55cm x 40cm del primer piso. Fuentes: Del Castillo (2018)

PRIMER PISO					
Elemento	Cara 55 cm		Cara 40cm		Promedio de columna
	H (cm)	l (Kg/cm ²)	H (cm)	l (Kg/cm ²)	
A6	0.45	230	1.3	285	258
A1	0.45	285	1.6	285	255
	2.1	195			
G6	0.55	228	1.4	225	227
G1	1.2	315	0.75	310	313
Promedio General (Kg/cm ²)					265

Segundo Piso

Tabla 31 Resultados de las columnas 65cm x 40cm del segundo piso fuentes: Del Castillo (2018)

SEGUNDO PISO					
Elemento	Cara 65 cm		Cara 40cm		Promedio de columna
	H (cm)	l (Kg/cm ²)	H (cm)	l (Kg/cm ²)	
B6	0.5	320	1.35	335	328
A4	1.45	260	0.6	270	265
A2	1.25	335	0.55	305	320
B1	1.2	305	0.6	305	305
F6	0.5	325	1.6	290	308
G5	0.75	345	1.6	295	320
G2	1.15	270	0.55	280	275
F1	1.2	310	0.55	270	290
Promedio General (Kg/cm ²)					301

Tabla 32 Resultados de las columnas 55cm x 40cm del segundo piso fuentes: Del Castillo (2018)

SEGUNDO PISO					
Elemento	Cara 55 cm		Cara 40cm		Promedio de columna
	H (cm)	l (Kg/cm ²)	H (cm)	l (Kg/cm ²)	
A6	1.2	235	0.55	225	230
A1	1.25	310	0.7	280	295
G6	0.4	300	1.25	345	323
G1	0.65	295	1.6	305	300
Promedio General (Kg/cm ²)					287

Tercer piso

Tabla 33 Resultados de las columnas 65cm x 40cm del tercer piso fuentes: Del Castillo (2018)

TERCER PISO					
Elemento	Cara 65 cm		Cara 40cm		Promedio de columna
	H (cm)	l (Kg/cm ²)	H (cm)	l (Kg/cm ²)	
B6	0.5	330	1.45	150	240
A4	0.65	235	1.35	290	263
A2	1.55	235	0.55	335	285
B1	1.25	225	0.5	220	223
F6	0.7	360	1.6	360	360
G5	0.7	235	1.55	275	255
G2	0.75	315	0.65	340	315
	1.6	290	1.6	300	
F1	1.3	215	0.7	310	263
Promedio General (Kg/cm ²)					275

Tabla 34 Resultados de las columnas 55cm x 40cm del tercer piso fuentes: Del Castillo (2018)

TERCER PISO					
Elemento	Cara 55 cm		Cara 40cm		Promedio de columna
	H (cm)	l (Kg/cm ²)	H (cm)	l (Kg/cm ²)	
A6	1.5	225	0.55	315	270
A1	0.7	230	1.5	285	258
G6	1.5	270	0.7	265	268
G1	1.65	200	1.7	315	258
Promedio General (Kg/cm ²)					263

6.4. Código en PYTHON para CFRP

6.4.1. Ejemplo en planta baja: Columna A1

```
import numpy as np
import matplotlib.pyplot as plt
import pandas as pd

def calcular_confinamiento_frp():
    # 1. DATOS DE ENTRADA
    # Geometria de la columna
    b = 55.0          # Lado mayor (cm)
    h = 40.0          # Lado menor (cm)
    rc = 2.0          # Radio de curvatura en las esquinas
    (cm)

    rho_g = 0.0137    # Cuantía de acero longitudinal

    # Propiedades del Hormigón
    fc = 298          # Resistencia a la compresión sin confinar
    (kg/cm2)

    # Propiedades del FRP (SikaWrap 600C)
    Ef = 731000.0     # Módulo de elasticidad del FRP (kg/cm2)
    tf = 0.1016       # Espesor por capa (cm)
    eps_fd = 0.004    # Deformación efectiva de diseño
    n = 1             # Número de capas
    phi = 0.95        # Factor de reducción

    # 2. CALCULO DE RESISTENCIA (ACI 440.2R)
    Ag = b * h
    D = np.sqrt(b**2 + h**2)

    # Relación de área efectiva (Ae/Ac)
    num_ae = 1 - ((b/h)*(h-2*rc)**2 + (h/b)*(b-2*rc)**2) /
    (3*Ag)) - rho_g
    den_ae = 1 - rho_g
    Ae_Ac = num_ae / den_ae

    # Coeficientes de forma geométrica
    ka = Ae_Ac * (b/h)**2
    kb = Ae_Ac * np.sqrt(h/b)

    # Presión de confinamiento (f1)
    f1 = (2 * Ef * n * tf * eps_fd) / D

    # Verificación de efectividad minima
    ratio_fl_fc = f1 / fc
    if ratio_fl_fc <= 0.08:
```

```

        print(f"Advertencia:  $f_l/f_c = \{ratio\_f_l\_f_c:.3f\} \leq 0.08$ . El confinamiento puede no ser efectivo.\n")

    # Resistencia del hormigón confinado ( $f'_{cc}$ )
    fcc_intacto = fc + (phi * 3.3 * ka * fl)

    # 3. PREPARACIÓN DE DATOS CONSTITUTIVOS
    Ec = 15000 * np.sqrt(fc)
    eps_o = 1.71 * fc / Ec
    rho_eps = eps_fd / eps_o
    eps_ccu = eps_o * (1.5 + 12 * kb * (fl/fc) *
(rho_eps**0.45))
    E2 = (fcc_intacto - fc) / eps_ccu
    eps_t = (2 * fc) / (Ec - E2)

    # Función unificada para esfuerzo confinado
    def esfuerzo_conf(e):
        if e <= eps_t:
            return Ec * e - ((Ec - E2)**2 / (4 * fc)) * e**2
        elif e <= eps_ccu:
            return fc + E2 * e
        else:
            return 0

    # Arreglos para el gráfico continuo
    eps_unconf = np.linspace(0, 0.003, 100)
    stress_unconf = np.zeros_like(eps_unconf)
    eps_conf = np.linspace(0, eps_ccu, 200)
    stress_conf = np.array([esfuerzo_conf(e) for e in
eps_conf])

    # Llenado de curva no confinada
    for i, e in enumerate(eps_unconf):
        if e <= eps_o:
            stress_unconf[i] = fc * (2 * (e/eps_o) -
(e/eps_o)**2)
        else:
            stress_unconf[i] = fc * (1 - 0.15 * ((e - eps_o)
/ (0.003 - eps_o)))

    # 4. EXTRACCIÓN DE 24 PUNTOS PARA ETABS
    eps_etabs = np.linspace(0, eps_ccu, 24)
    stress_etabs = np.array([esfuerzo_conf(e) for e in
eps_etabs])
    df_etabs = pd.DataFrame({
        'Strain': eps_etabs,
        'Stress [kg/cm2]': stress_etabs
    })

```

```

# 5. IMPRESIÓN DE RESULTADOS
print("-" * 50)
print("RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO (FRP)")
print("-" * 50)
print(f"Área efectiva (Ae/Ac): {Ae_Ac:.3f}")
print(f"Coeficiente ka: {ka:.3f}")
print(f"Presión lateral (fl): {fl:.2f} kg/cm2")
print(f"Resistencia a la compresión: {fcc_intacto:.2f}
kg/cm2")
    print(f"Deformación última confinado (eps_ccu):
{eps_ccu:.5f}")
    print(f"Módulo de elasticidad (Ec): {Ec:.2f} kg/cm2")
    print("-" * 50)
    print("TABLA DE 24 PUNTOS PARA ETABS (User Defined)")
    print("-" * 50)
    print(df_etabs.to_string(index=False))

# 6. GENERACIÓN DEL GRÁFICO
plt.figure(figsize=(10,6))
plt.plot(eps_conf, stress_conf, 'b', linewidth=2.5,
label='Hormigón Confinado (FRP)')
    plt.plot(eps_unconf, stress_unconf, 'r--', linewidth=2.5,
label='Hormigón No Confinado')

# Lineas de referencia
plt.axhline(y=fcc_intacto, color='gray', linestyle=':',
alpha=0.7)
    plt.axhline(y=fc, color='gray', linestyle=':', alpha=0.7)
    plt.axvline(x=eps_ccu, color='gray', linestyle=':',
alpha=0.7)
    plt.axvline(x=eps_o, color='gray', linestyle=':',
alpha=0.7)

# Textos
plt.text(eps_ccu - 0.0002, fcc_intacto + 5, "$f'_{cc}$",
fontsize=12, ha='right')
    plt.text(eps_o - 0.0002, fc + 5, "$f'_c$", fontsize=12,
ha='right')
    plt.text(eps_ccu + 0.0001, 10, r"$\epsilon_{cc}$",
fontsize=12)
    plt.text(eps_o + 0.0001, 10, r"$\epsilon_o$",
fontsize=12)

# Configuración de ejes
plt.title("Modelo Constitutivo de Hormigón (ACI 440.2R)",
fontsize=14)

```

```

plt.xlabel(r"Deformación Unitaria ( $\epsilon_c$ )",
fontsize=12)
plt.ylabel(r"Esfuerzo a Compresión ( $f_c$ ) [kg/cm2]",
fontsize=12)
plt.xlim(0, max(eps_ccu * 1.1, 0.0035))
plt.ylim(0, fcc_intacto * 1.2)
plt.grid(True, linestyle='--', alpha=0.6)
plt.legend(loc='lower right', fontsize=11)
plt.tight_layout()
plt.show()

if __name__ == "__main__":
    calcular_confinamiento_frp()

```

6.4.2. Datos de entrada y resultados de las columnas de la planta baja.

6.4.2.1. Columna A2

```

# =====
# 1. DATOS DE ENTRADA
# =====
# Geometría de la columna
b = 65.0      # Lado mayor (cm)
h = 40.0      # Lado menor (cm)
rc = 2.0      # Radio de curvatura en las esquinas (cm)
rho_g = 0.0156 # Cuantía de acero longitudinal

# Propiedades del Hormigón
fc = 272.8    # Resistencia a la compresión sin confinar (kg/cm2)

```

Advertencia: $f_l/f_c = 0.029 \leq 0.08$. El confinamiento puede no ser efectivo.

RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO (FRP)

Área efectiva (A_e/A_c): 0.427
 Coeficiente k_a : 1.129
 Presión lateral (f_l): 7.78 kg/cm2
 Resistencia a la compresión: 300.35 kg/cm2

6.4.2.2. Columna A5

```

# =====
# 1. DATOS DE ENTRADA
# =====
# Geometría de la columna
b = 65.0      # Lado mayor (cm)
h = 40.0      # Lado menor (cm)
rc = 2.0      # Radio de curvatura en las esquinas (cm)
rho_g = 0.0156 # Cuantía de acero longitudinal

# Propiedades del Hormigón
fc = 235      # Resistencia a la compresión sin confinar (kg/cm2)

```

Advertencia: $f_l/f_c = 0.033 \leq 0.08$. El confinamiento puede no ser efectivo.

RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO (FRP)

Área efectiva (A_e/A_c): 0.427
 Coeficiente k_a : 1.128
 Presión lateral (f_l): 7.78 kg/cm2
 Resistencia a la compresión: 262.54 kg/cm2

6.4.2.1. Columna B1

```
# 1. DATOS DE ENTRADA
# Geometría de la columna
b = 65.0      # Lado mayor (cm)
h = 40.0      # Lado menor (cm)
rc = 2.0      # Radio de curvatura en las esquinas (cm)
rho_g = 0.0156 # Cuantía de acero longitudinal

# Propiedades del Hormigón
fc = 313      # Resistencia a la compresión sin confinar (kg/cm2)

Advertencia: fl/f'c = 0.025 <= 0.08. El confinamiento puede no ser efectivo.

-----
RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO (FRP)
-----
Área efectiva (Ae/Ac): 0.427
Coeficiente ka: 1.129
Presión lateral (fl): 7.78 kg/cm2
Resistencia a la compresión: 340.55 kg/cm2
```

6.4.2.2. Columna B5

```
# =====
# 1. DATOS DE ENTRADA
# =====
# Geometría de la columna
b = 65.0      # Lado mayor (cm)
h = 40.0      # Lado menor (cm)
rc = 2.0      # Radio de curvatura en las esquinas (cm)
rho_g = 0.0156 # Cuantía de acero longitudinal

# Propiedades del Hormigón
fc = 221.9     # Resistencia a la compresión sin confinar (kg/cm2)

Advertencia: fl/f'c = 0.035 <= 0.08. El confinamiento puede no ser efectivo.

-----
RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO (FRP)
-----
Área efectiva (Ae/Ac): 0.427
Coeficiente ka: 1.128
Presión lateral (fl): 7.78 kg/cm2
Resistencia a la compresión: 249.44 kg/cm2
```

6.4.2.3. Columna B6

```
# =====
# 1. DATOS DE ENTRADA
# =====
# Geometría de la columna
b = 65.0      # Lado mayor (cm)
h = 40.0      # Lado menor (cm)
rc = 2.0      # Radio de curvatura en las esquinas (cm)
rho_g = 0.0156 # Cuantía de acero longitudinal

# Propiedades del Hormigón
fc = 183      # Resistencia a la compresión sin confinar (kg/cm2)

Advertencia: fl/f'c = 0.043 <= 0.08. El confinamiento puede no ser efectivo.

-----
RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO (FRP)
-----
Área efectiva (Ae/Ac): 0.427
Coeficiente ka: 1.128
Presión lateral (fl): 7.78 kg/cm2
Resistencia a la compresión: 210.54 kg/cm2
```

6.4.2.4. Columna C4

```
# =====
# 1. DATOS DE ENTRADA
# =====
# Geometría de la columna
b = 65.0      # Lado mayor (cm)
h = 40.0      # Lado menor (cm)
rc = 2.0      # Radio de curvatura en las esquinas (cm)
rho_g = 0.0156 # Cuantía de acero longitudinal

# Propiedades del Hormigón
fc = 324.6    # Resistencia a la compresión sin confinar (kg/cm2)
```

Advertencia: $f_l/f'c = 0.024 \leq 0.08$. El confinamiento puede no ser efectivo.

RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO (FRP)

Área efectiva (Ae/Ac): 0.427
Coeficiente ka: 1.128
Presión lateral (fl): 7.78 kg/cm2
Resistencia a la compresión: 351.54 kg/cm2

6.4.2.5. Columna F1

```
# =====
# 1. DATOS DE ENTRADA
# =====
# Geometría de la columna
b = 65.0      # Lado mayor (cm)
h = 40.0      # Lado menor (cm)
rc = 2.0      # Radio de curvatura en las esquinas (cm)
rho_g = 0.0156 # Cuantía de acero longitudinal

# Propiedades del Hormigón
fc = 288      # Resistencia a la compresión sin confinar (kg/cm2)
```

Advertencia: $f_l/f'c = 0.027 \leq 0.08$. El confinamiento puede no ser efectivo.

RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO (FRP)

Área efectiva (Ae/Ac): 0.427
Coeficiente ka: 1.128
Presión lateral (fl): 7.78 kg/cm2
Resistencia a la compresión: 315.54 kg/cm2

6.4.2.6. Columna F6

```
# =====
# 1. DATOS DE ENTRADA
# =====
# Geometría de la columna
b = 65.0      # Lado mayor (cm)
h = 40.0      # Lado menor (cm)
rc = 2.0      # Radio de curvatura en las esquinas (cm)
rho_g = 0.0156 # Cuantía de acero longitudinal

# Propiedades del Hormigón
fc = 340      # Resistencia a la compresión sin confinar (kg/cm2)
```

Advertencia: $f_l/f'c = 0.023 \leq 0.08$. El confinamiento puede no ser efectivo.

RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO (FRP)

Área efectiva (Ae/Ac): 0.427
Coeficiente ka: 1.128
Presión lateral (fl): 7.78 kg/cm2
Resistencia a la compresión: 367.54 kg/cm2

6.4.2.7. Columna G2

```
# =====
# 1. DATOS DE ENTRADA
# =====
# Geometría de la columna
b = 65.0      # Lado mayor (cm)
h = 40.0      # Lado menor (cm)
rc = 2.0      # Radio de curvatura en las esquinas (cm)
rho_g = 0.0156 # Cuantía de acero longitudinal

# Propiedades del Hormigón
fc = 253      # Resistencia a la compresión sin confinar (kg/cm2)

Advertencia:  $f_l/f'c = 0.031 \leq 0.08$ . El confinamiento puede no ser efectivo.
-----
RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO (FRP)
-----
Área efectiva (Ae/Ac): 0.427
Coeficiente ka: 1.128
Presión lateral (fl): 7.78 kg/cm2
Resistencia a la compresión: 280.54 kg/cm2
```

6.4.2.8. Columna G3

```
# =====
# 1. DATOS DE ENTRADA
# =====
# Geometría de la columna
b = 65.0      # Lado mayor (cm)
h = 40.0      # Lado menor (cm)
rc = 2.0      # Radio de curvatura en las esquinas (cm)
rho_g = 0.0156 # Cuantía de acero longitudinal

# Propiedades del Hormigón
fc = 307.8    # Resistencia a la compresión sin confinar (kg/cm2)

Advertencia:  $f_l/f'c = 0.025 \leq 0.08$ . El confinamiento puede no ser efectivo.
-----
RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO (FRP)
-----
Área efectiva (Ae/Ac): 0.427
Coeficiente ka: 1.128
Presión lateral (fl): 7.78 kg/cm2
Resistencia a la compresión: 335.34 kg/cm2
```

6.4.2.9. Columna G5

```
# =====
# 1. DATOS DE ENTRADA
# =====
# Geometría de la columna
b = 65.0      # Lado mayor (cm)
h = 40.0      # Lado menor (cm)
rc = 2.0      # Radio de curvatura en las esquinas (cm)
rho_g = 0.0156 # Cuantía de acero longitudinal

# Propiedades del Hormigón
fc = 225      # Resistencia a la compresión sin confinar (kg/cm2)

Advertencia:  $f_l/f'c = 0.035 \leq 0.08$ . El confinamiento puede no ser efectivo.
-----
RESULTADOS DEL CONFINAMIENTO (FRP)
-----
Área efectiva (Ae/Ac): 0.427
Coeficiente ka: 1.128
Presión lateral (fl): 7.78 kg/cm2
Resistencia a la compresión: 252.54 kg/cm2
```

6.5. Modos de vibración de la estructura en ETABS

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal 1	1	0,459	0,7984	0,0008	0	0,7984	0,0008	0	0	0,2083	0,0006	0	0,2083	0,0006
Modal 2	2	0,294	0,0008	0,7206	0	0,7991	0,7214	0	0,2653	0,000005643	0,0354	0,2653	0,2083	0,0359
Modal 3	3	0,215	7,259E-07	0,0331	0	0,7991	0,7544	0	0,0002	0,0005	0,5983	0,2655	0,2088	0,6342
Modal 4	4	0,086	0,0001	0,0376	0	0,7992	0,7921	0	0,0681	0,0005	0,0294	0,3336	0,2093	0,6637
Modal 5	5	0,077	0,0423	0,0089	0	0,8415	0,8009	0	0,0278	0,2052	0,0242	0,3615	0,4145	0,6878
Modal 6	6	0,071	0,02	0,0276	0	0,8615	0,8285	0	0,0632	0,1545	0,0201	0,4247	0,5689	0,708
Modal 7	7	0,049	0,0173	0,0046	0	0,8788	0,8332	0	0,0138	0,0362	0,0019	0,4385	0,6051	0,7099
Modal 8	8	0,046	0,0266	0,0086	0	0,9055	0,8418	0	0,0114	0,0607	0,0118	0,4499	0,6658	0,7218
Modal 9	9	0,038	0,0017	0,0081	0	0,9072	0,8499	0	0,027	0,0004	0,003	0,477	0,6662	0,7248
Modal 10	10	0,025	0,0574	0,00004921	0	0,9646	0,85	0	0,0013	0,2114	0,0115	0,4782	0,8776	0,7363
Modal 11	11	0,021	0,0141	0,0558	0	0,9788	0,9058	0	0,1785	0,0383	0,0027	0,6567	0,9159	0,739
Modal 12	12	0,02	0,0006	0,0245	0	0,9794	0,9303	0	0,0762	0,0016	0,0004	0,7329	0,9175	0,7394
Modal 13	13	0,019	0,0057	0,0113	0	0,9851	0,9415	0	0,0349	0,0212	0,0013	0,7678	0,9387	0,7407
Modal 14	14	0,013	0,0028	0,0004	0	0,988	0,9419	0	0,0017	0,0224	0,0003	0,7695	0,9611	0,741
Modal 15	15	0,011	0,00002843	0,0065	0	0,988	0,9485	0	0,0343	0,0012	0,0002	0,8039	0,9623	0,7412
Modal 16	16	0,006	0,0002	0,0097	0	0,9882	0,9581	0	0,0418	0,00003796	0,0002	0,8457	0,9624	0,7414
Modal 17	17	0,005	0,0006	0,00004484	0	0,9888	0,9582	0	0,0002	0,0006	0,0002	0,8459	0,9629	0,7417
Modal 18	18	0,004	0,00000796	0,0154	0	0,9888	0,9736	0	0,0515	0,0001	0,0005	0,8974	0,963	0,7421
Modal 19	19	0,003	0,0001	0,0127	0	0,989	0,9863	0	0,0539	0,00000335	0,0066	0,9513	0,963	0,7488
Modal 20	20	0,001	0,00001343	0,0019	0	0,989	0,9882	0	0,0067	0,000007442	0,0014	0,958	0,963	0,7502
Modal 21	21	0,0001346	0,0004	0,0019	0	0,9894	0,9901	0	0,005	0,0001	0,0001	0,9629	0,9632	0,7502
Modal 22	22	0,0001229	0,000001171	0	0	0,9894	0,9901	0	0	0,000002197	0,00003604	0,9629	0,9632	0,7503
Modal 23	23	0,0001137	0,00001919	0,0002	0	0,9894	0,9902	0	0,0006	0,00002948	0,0004	0,9635	0,9632	0,7507
Modal 24	24	0,0000855	0,000001448	0	0	0,9894	0,9902	0	0,000001507	0,000004203	0,0001	0,9635	0,9632	0,7508
Modal 25	25	0,0000853	0,000002871	0	0	0,9894	0,9902	0	0,00000021	0,000006839	0,0001	0,9635	0,9632	0,7509
Modal 26	26	0,0000809	0,0001	0,0002	0	0,9895	0,9904	0	0,0005	0,0001	0,0003	0,964	0,9633	0,7512
Modal 27	27	0,00007115	0,00003663	0,0005	0	0,9895	0,9909	0	0,0021	0,0001	0,0018	0,9661	0,9634	0,753
Modal 28	28	0,00005977	0,000005392	0,000001669	0	0,9895	0,9909	0	0,00001032	0,00001733	0,0002	0,9661	0,9634	0,7532
Modal 29	29	0,0000355	0,00001628	0,000004136	0	0,9895	0,991	0	0,00002361	0,0001	0,0004	0,9662	0,9634	0,7536
Modal 30	30	0,00002373	0,0001	0,00001001	0	0,9897	0,991	0	0,0001	0,0002	0,0062	0,9663	0,9637	0,7598