



UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

**“Diseño por desempeño del reforzamiento sísmico de la Biblioteca Agrícola
Nacional mediante el uso de métodos no convencionales”**

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES

Chavez Morán, Brayan Yovanni (0000-0003-0109-5120)

Matias Yataco, Carlos Manuel (0000-0001-9933-7911)

ASESOR

Huaco Cárdenas, Guillermo David (0000-0003-4697-6300)

Lima, 07 de Julio de 2021

DEDICATORIA

Para Nuestros Padres y hermanos (as)

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, queremos agradecer a Dios por permitirnos culminar de forma satisfactoria el presente trabajo de TESIS. De la misma forma a nuestros Padres por ser parte fundamental por el apoyo incondicional y la confianza que depositaron en nosotros para poder finalizar los estudios Universitarios. Asimismo, a nuestros hermanos, familiares y amigos por los ánimos y apoyo moral que en algún momento necesitamos.

Agradecemos de forma incondicional a nuestro gran asesor el Ph. PE Guillermo David Huaco Cárdenas por la constancia y disponibilidad para los asesoramientos durante el tiempo que se desarrolló la tesis.

Finalmente, agradecemos a la Universidad Nacional Agraria la Molina y en especial a la Área de Infraestructura de la Universidad por el apoyo incondicional.

RESUMEN

En esta investigación se plantea el reforzamiento estructural de una edificación de concreto armado con más de 50 años de antigüedad. La estructura está conformada por pórticos y muros, teniendo un área de construcción de 1980 m² y 4 niveles con altura total de 15.50 m. Además, se evalúa tres tipos de reforzamiento para la estructura antigua dando como propuesta final para el reforzamiento una de las alternativas presentadas. La primera alternativa de reforzamiento consiste en el uso de planchas de Steel Jacket con pernos de anclajes post instalados de Polímero Reforzado con Fibra de Carbono (CFRP) en columnas, la segunda alternativa consiste en el uso de planchas de CFRP con anclajes de CFRP en columnas mientras que la tercera alternativa consiste en el uso de planchas de CFRP en diagonal con anclajes de CFRP en sus extremos para asegurar que estas láminas resistan hasta sus alto niveles de tensión. Estos anclajes junto con las láminas en diagonal aportan a dar ductilidad al muro y a su vez resistan los efectos de deslizamiento en la base, falla que es muy común en estructuras rígidas como los muros. Cada metodología no convencional de reforzamiento usada en esta investigación se valida a través de resultados de ensayos de laboratorio de columnas y muros reforzados mediante las técnicas de cada una de las tres alternativas mencionadas. Se realizaron análisis estático no lineal – Pushover de cada alternativa de reforzamiento y se comparó con demanda del sismo de 1974 en Lima, escalando 3 registros sísmicos a un PGA de 0.45g que es la aceleración de diseño en Lima. Se demuestra que estas propuestas son efectivas para proporcionar incremento de capacidad de corte y desplazamiento en el diseño inelástico. Para el reforzamiento en columnas de 0.40mx0.80m los resultados muestran que ambos reforzamientos aumentan la ductilidad en más del 10%; por otro lado, la propuesta de reforzamiento en los muros de 40.00cm de espesor, produjo incluso mejores resultados aumentando la ductilidad en 100% y corte en la base en 100%.

Palabras clave: CFRP Jacket, CFRP diagonal sheets, CFRP Anchors, Steel Jacket, Retrofit.

ABSTRACT

In this research, the seismic retrofit of a reinforced concrete building with more than 50 years old is proposed. The structure is made up of frames and walls, having a construction area with 1980 m² and 4 stories with a total height of 15.50 m. In addition, three kind of reinforcement are evaluated for the old structure, giving as a final proposal for reinforcement one of the alternatives presented. The first reinforcement alternative consists of the use of Steel Jacket with post-installed bolt anchors of Carbon Fiber Reinforced Polymers (CFRP) in columns, the second alternative consists of the use of CFRP jacket with CFRP anchors in columns. while the third alternative consists of the use of CFRP sheets diagonally with CFRP anchors at their ends to ensure that these sheets resist up to their high stress levels. These anchors together with the diagonal sheets contribute to give the wall ductility and in turn resist the effects of sliding at the base, a failure that is very common in rigid structures such as walls. Each non-conventional reinforcement methodology used in this research is validated through the results of laboratory tests of reinforced columns and walls using the techniques of each of the three alternatives mentioned. Non-linear static analysis - Pushover of each reinforcement alternative was performed and it was compared with the demand of the 1974 earthquake in Lima. There have been 3 seismic records and a PGA of 0.45g which is the design acceleration in Lima. It is shown that these proposals are effective for the levels of shear capacity and displacement in the inelastic design. For the columns of 0.40mx0.80m the results show that both reinforcements increase the ductility by more than 10%; On the other hand, the proposal of reinforcement in the walls of 40 cm of thickness, has obtained a better result in 100% and in the base in 100%.

Keywords: CFRP Jacket, CFRP diagonal sheets, CFRP Anchors, Steel Jacket, Retrofit.

TABLA DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Antecedentes	1
1.2	Realidad Problemática	3
1.3	Formulación del Problema	3
1.4	Hipótesis	3
1.5	Objetivo General	3
1.6	Objetivo Específicos	3
1.7	Descripción Del Contenido	4
2	MARCO TEÓRICO	6
2.1	Reforzamientos en Estructuras Existentes	6
2.1.1	Reforzamiento con Aumento de Placas	6
2.1.1.1	Definición e Importancia	6
2.1.1.2	Capacidad de Soporte Lateral	7
2.1.2	Reforzamiento con Chaquetas de Planchas Metálicas	7
2.1.2.1	Descripción	7
2.1.2.2	Investigación con Planchas Metálicas	8
2.1.2.3	Experimentos con Reforzamiento con Planchas Metálicas	10
2.1.2.3.1	Introducción	10
2.1.2.3.2	Objetivos del Estudio	10
2.1.2.3.3	Análisis de Resultados	15
2.1.3	Reforzamiento con Chaquetas de CFRP	16
2.1.3.1	Hojas de CFRP como Materiales de Reforzamiento	17
2.1.3.1.1	Definición e Importancia	17
2.1.3.1.2	Capacidad de la Hoja de CFRP Bajo Cargas de Tensión	19
2.1.3.1.3	Capacidad de la Hoja de CFRP para el Confinamiento en Elementos Estructurales	20
2.1.3.2	Anclajes CFRP	25
2.1.3.2.1	Definición e Importancia	25
2.1.3.2.2	Capacidad del Ancla CFRP	26
2.1.3.2.2.1	Ancla de CFRP bajo fuerzas de corte	26

2.1.3.2.2.2	Ancla de CFRP bajo Fuerza de Extracción	28
2.1.3.3	Control de Calidad.....	29
2.2	PROPUESTA DE MODELAMIENTO NO LINEAL COLUMNA Y MUROS	30
2.2.1	Propuesta N° 01: Reforzamiento de elementos estructuras utilizando Planchas y Anclajes de Acero.....	30
2.2.1.1	Evaluación y Diseño de Columnas con Planchas y Anclajes de Acero ..	30
2.2.2	Propuesta N° 02: Reforzamiento de elementos estructurales utilizando Planchas y Anclajes de polímeros de fibra de carbono (CFRP).....	40
2.2.2.1	Planchas y Anclajes de Polímeros de fibra de Carbono	40
3	METODOLOGÍA.....	63
3.1	Material.....	63
3.1.1	Población	63
3.1.2	Muestra	63
3.2	Método.....	63
3.2.1	Nivel de Investigación	63
3.2.2	Diseño de Investigación.....	63
3.2.3	Variables de Estudio y Operacionalización.....	64
3.2.4	Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.....	64
3.2.5	Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos	65
4	RESULTADOS.....	65
4.1	Evaluación Estructural de la Biblioteca Agrícola Nacional (BAN).....	65
4.1.1	Análisis Lineal Estático	65
4.1.1.1	Coeficientes Sísmicos.....	65
4.1.1.2	Resultados del Análisis Lineal Estático	73
4.1.2	Análisis Lineal Dinámico	77
4.1.2.1	Coeficientes Sísmicos.....	77
4.1.2.2	Resultados del Análisis Lineal Dinámico.....	79
4.1.2.3	Control de Desplazamiento	81
4.1.2.4	Fuerzas Internas	84
4.1.2.4.1	Columnas	84
4.1.2.4.2	Vigas	85
4.1.2.4.3	Muros	86

4.1.2.5	Evaluación Estructural de los Elementos	86
4.1.2.5.1	Vigas	86
4.1.2.5.2	Columnas	100
4.1.2.5.3	Muros	108
4.2	Propuesta de Modelamiento No Lineal Columnas y Muros.....	111
4.2.1	Ensayos de Laboratorio con Fibras de Carbono (CFRP)	111
4.2.1.1	Comportamiento del Modelo y Rendimiento del Sismo	111
4.2.1.1.1	Columnas	111
4.2.1.1.2	Muros	112
4.2.1.2	Casos de Columnas.....	113
4.2.1.2.1	Normalización de la Capacidad de Corte para Pruebas de Columnas Usando la fuerza computada de Salida (as-built)	115
4.2.1.2.2	Curvas de Desplazamiento de fuerza idealizadas y Curvas elástico – plástico para columnas.....	116
4.2.1.3	Caso de Muros de Albañilería	121
4.2.1.3.1	Curvas de Backbone para ASE41-07 y ASCE41-13	121
4.2.2	Ensayos de Laboratorio con Planchas Metálicas.....	127
4.2.2.1	Evaluación y Diseño de Columnas con Planchas de Acero	127
4.2.2.2	Programa Experimental: Columnas a Flexión (Con Inadecuado traslape de empalmes).....	132
4.2.2.2.1	Introducción	132
4.2.2.2.2	Columna FC10 a Flexión	132
4.2.2.3	Programa Experimental: Columna a Corte.....	134
4.2.2.3.1	Introducción	134
4.2.2.3.2	Columna de Corte SC8 (PRE-EQ-S).....	135
4.3	Propuesta de Reforzamiento	136
4.3.1	Chaqueta de Planchas Metálicas.....	136
4.3.2	Chaquetas de CFRP con Anclajes	137
4.3.3	Selección de Reforzamiento	137
4.4	Análisis No Lineal Estático “Pushover” Reforzamiento	138
4.4.1	Propuesta de Modelamiento No Lineal de Columnas Reforzadas	138
4.4.2	Curvas de Capacidad Estructura Reforzada	138
4.5	Curva de Demanda	139

4.6	Determinación de Peligro Sísmico	142
4.7	Degradación de la Estructura.....	144
4.8	Discusión de Resultados	146
4.8.1	Verificación de Resultados	146
4.8.2	Discusión	147
5	CONCLUSIONES	148
6	RECOMENDACIONES	161
7	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	164
8	ANEXO.....	167

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Variables de Estudio y Operacionalización.....	64
Tabla 2: Factor de Zona “Z” de la Biblioteca Agrícola Nacional.	66
Tabla 3: Factor de Suelos (S).	67
Tabla 4: Periodo "Tp" y "TL".....	68
Tabla 5: Resumen del Cálculo del Periodo Fundamental de Vibración (T).....	70
Tabla 6: Coeficientes Básicos de Reducción de los diferentes Sistemas Estructurales.	71
Tabla 7: Sistema estructural de la Biblioteca Agrícola Nacional.....	71
Tabla 8: Cargas Mínimas Aplicadas a Estructuras de Bibliotecas.	72
Tabla 9: Resumen de Metrados de la Biblioteca Agrícola Nacional (BAN).....	73
Tabla 10: Resumen de Parámetros Sísmicos de la Biblioteca Agrícola Nacional.	73
Tabla 11: Estimación del Peso de la Estructura (P).	74
Tabla 12: Cortante Basal de la Biblioteca Agrícola Nacional en la Dirección X y Dirección Y.	74
Tabla 13: Irregularidad "PISO BLANDO" en la Dirección X.	75
Tabla 14: Irregularidad "PISO BLANDO" en la Dirección Y.	75
Tabla 15: Irregularidad de "MASA O PESO".....	76
Tabla 16: Irregularidad de "PISO DEBIL" en la dirección X.	76
Tabla 17: Irregularidad de "PISO DEBIL" en la dirección Y.	76
Tabla 18: Irregularidad "TORSIONAL" para ambas direcciones X - Y.....	77
Tabla 19: Irregularidad en Altura para la Dirección X.....	77
Tabla 20: Irregularidad en Altura para la Dirección Y.....	78
Tabla 21: Coeficiente de Reducción "R" en ambas direcciones.	78
Tabla 22: Parámetros de Sitio y Coeficientes Sísmicos de la Biblioteca Agrícola Nacional.	78
Tabla 23: Cálculo del Factor de Amplificación Dinámica en ambas direcciones.....	80
Tabla 24: Desplazamiento de la estructura en el Eje X.....	81
Tabla 25: Desplazamiento de la estructura en el Eje Y.....	82
Tabla 26: Verificación de los Desplazamientos Máximos.	82
Tabla 27: Verificación de los Drift en el Eje X e Y sin considerar factores de reducción..	83
Tabla 28: Verificación de los Drift en el Eje X e Y considerando factores de reducción...	83
Tabla 29: Ubicación de la viga a evaluar.	92
Tabla 30: Momentos Positivos y Negativos de la Viga (tonf-m).....	92

Tabla 31: Características de los elementos internos y externos de la viga.....	93
Tabla 32: Resumen de resultados - Diseño de viga.....	95
Tabla 33: Acero requerido para la viga más crítica.....	95
Tabla 34: Verificación de las cortantes V_s y V_{smax} de la viga.....	96
Tabla 35: Diámetro del acero mínimo esperado en la sección de la viga analizada.	96
Tabla 36: Ubicación de la Viga a Evaluar.....	96
Tabla 37: Momentos Positivos y Negativos de la Viga (tonf-m).....	97
Tabla 38: Características de la Viga.....	97
Tabla 39: Resumen de Resultados - Diseño de Viga.....	99
Tabla 40: Acero Requerido para la viga critica.....	99
Tabla 41: Verificación de las cortantes V_s y V_{smax} de la viga.....	100
Tabla 42: Diámetro del acero mínimo esperado en la sección de la viga analizada.	100
Tabla 43: Datos generales de la Columna N° 01: EJE 3 – EJE B.....	102
Tabla 44: Datos generales de la Columna N° 02: EJE 3 – EJE I.....	102
Tabla 45: Datos generales - Columna Eje 3-B.....	105
Tabla 46: Datos generales - Columna Eje 3-I.....	106
Tabla 47: Combinaciones para el diseño de placa - TOP.....	108
Tabla 48: Combinaciones para el diseño de placa - BOTTOM.....	109
Tabla 49: Resumen de los valores máximos de fuerzas de corte y desplazamiento lateral por ASCE41-07 y ASCE41-13.....	123
Tabla 50: Resumen de los valores máximos de la fuerzas de corte normalizadas y las relaciones de deriva para cada curva principal ASCE41-13.....	125
Tabla 51: Valores Principales de la Curva Elástico - Plástico idealizadas para RMW-R2.....	126
Tabla 52: Valores Principales de la Curva de fuerza - desplazamiento idealizados para RMW-R2.....	127
Tabla 53: Rigidez efectiva (K_{eff}) y ductilidad de desplazamiento (u) para la muestra RMW-R2.....	127

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Según el Mapa de Microzonificación la Biblioteca Agrícola Nacional se encuentra en la Zona IV.	2
Figura 2: Ubicación del Distrito de La Molina.....	5
Figura 3: Mapa y Croquis – Universidad Nacional Agraria La Molina y Localización de la Biblioteca Agrícola Nacional.	5
Figura 4: Edificio de la Biblioteca Agrícola Nacional.	6
Figura 5: Dimensionamiento de Muro de Corte.	6
Figura 6: Equipo de Pruebas en el Programa Experimental y las Propiedades de los Materiales.	7
Figura 7: Fortalecimiento por el uso de Chaquetas de Hormigón – Configuración de Prueba.	9
Figura 8: Fortalecimiento por el uso de Chaquetas de Hormigón – Detalles de la muestra reforzada.	9
Figura 9: Gráfica de la Respuesta de Sub-Conjuntos reconstruidos Viga-Columna – Curvas Histéresis.	10
Figura 10: Dimensionamiento de los Especímenes de Prueba.	11
Figura 11: Prueba de Rigidez de los Especímenes.	11
Figura 12: Ensayo a Escala Real del Espécimen.	12
Figura 13: Deflexión de Carga – Curva Histéresis.	14
Figura 14: Patrón de Grietas del Espécimen de Pruebas.	14
Figura 15: Desacoplamiento de la Hoja de CFRP Antes de que se Alcance la Resistencia de la Hoja.	17
Figura 16: Ruptura de la Hoja de CFRP cuando se Usa el Ancla.	17
Figura 17: Detalle de Microscopio Electrónico de Barrido de CFRP.	18
Figura 18: Diagrama Esquemático de una Hoja de CFRP.	18
Figura 19: Diferencia de Propiedades de Tracción del Material de Barras de Refuerzo de Grado 60 y Hojas de CFRP.	19
Figura 20: Hojas de CFRP después de la Prueba a Tracción.	19
Figura 21: Propiedades del Material Específico de CFRP.	20
Figura 22: Curva de Tensión – Deformación del Material CFRP y La Barra de Acero.	20
Figura 23: Columna Reforzada Típica.	21
Figura 24: Detalles de la Aplicación del CFRP.....	21

Figura 25: Chaqueta de CFRP para columna con Empalmes.....	22
Figura 26: Patrón de carga cortante para columna confinada con amarres de acero y revestimiento de CFRP.....	22
Figura 27: Configuración de Prueba y Esquemas de Fortalecimiento.	23
Figura 28: Aplastamiento de Muro de Mampostería al final de la Prueba.....	23
Figura 29: Vista frontal y vista lateral de los detalles de la Aplicación de los Materiales de CFRP.	24
Figura 30: Vista frontal del Muro de Mampostería remodelado.	24
Figura 31: Anclaje CFRP antes de la Instalación.	25
Figura 32: Anclajes de CFRP aplicados a columnas y paredes para una mejor sujeción de la láminas de CFRP y tira de CFRP para la instalación.	26
Figura 33: Esquema de Especímenes para Casos Utilizando Envoltura de Plástico.....	27
Figura 34: Muestra en Máquina de Prueba.....	27
Figura 35: Configuración de Prueba.....	28
Figura 36: Desunión del ventilador de anclaje debido a epoxi de mala calidad.	29
Figura 37: Región de Empalme de Columnas Reparadas a flexión por el uso de: a) Chaqueta de acero liso b) Chaqueta de Acero con Pernos de Anclajes.....	32
Figura 38: Capacidad de Flexión de secciones R/C a) Ordinario b) Enchaquetado de acero.	33
Figura 39: Ancho de la Zona de confinamiento por un solo perno de anclaje.....	34
Figura 40: Deformación de Carga Vertical.	36
Figura 41: Deformación de Carga Lateral.....	37
Figura 42: Resumen de los Ensayos en Columnas.	38
Figura 43: Dimensión de las Columnas ensayadas.	39
Figura 44: Detalles del Reforzamiento Transversal. Adaptado de " Use of CFRP to provide continuity in Existing Refinforced Concrete Members Subjected to Extreme Loads ", p.191, por Kim, 2008.....	39
Figura 45: Diagrama de Curvas de Acero y CRFP.	40
Figura 46: Condición de la columna antes del reforzamiento.	41
Figura 47: Reforzamiento utilizando empalmes mecánicos cortos y materiales CFRP.....	42
Figura 48: Detalles para el Reforzamiento de la parte Superior de la Columna.	43
Figura 49: Detalles del Ancla CFRP.	43
Figura 50: Detalles para el Reforzamiento en la parte inferior de la Columna.	44

Figura 51: Condición de la bisagra superior de la Columna.	44
Figura 52: Barra con hebilla en la Parte Inferior de la Columna.....	45
Figura 53: Aplicación de mortero de reparación y CFRP en la parte superior.	46
Figura 54: Agujeros perforados para la Instalación del Anclaje CFRP.	46
Figura 55: Aplicación de la hoja de CFRP (Chaqueta) en la parte superior de la Columna.	47
Figura 56: Aplicación de los Anclajes CFRP.....	47
Figura 57: Parte Superior de la Columna después de la Instalación de Chapas y Anclajes CFRP.	48
Figura 58: Configuración de Prueba para la Columna RC-1R.....	48
Figura 59: Ubicación del Potenciómetro lineal y de cable para deformación local (izquierdo) y global (derecha).	49
Figura 60: Ubicación de las galgas extensiométricas internas en la parte superior de la columna.	50
Figura 61: Ubicación de las galgas extensiométricas externas en la Chaqueta CFRP.	50
Figura 62: Ubicación de las galgas extensiométricas internas para la cara oeste de la parte inferior de la columna.....	51
Figura 63: Ubicación de las galgas extensiométricas internas para la cara este de la parte inferior de la columna.....	51
Figura 64: Fuerza de Corte vs Desplazamiento lateral de los primeros 6 ciclos histéresis.	52
Figura 65: Fuerzas de Corte frente a Desplazamientos lateral en los ciclos histéresis sexto y Séptimo.....	52
Figura 66: Ciclo de carga para la muestra RC-1R.....	53
Figura 67: Condición de la muestra RC-1R después de empujar (izquierda) y tirar (derecha) el desplazamiento aplicado para una relación de 1/17.	53
Figura 68: Valores de deformación en el desplazamiento lateral máximo para el quinto ciclo histéresis para barras ubicadas en cada esquina de la parte superior de la columna.	54
Figura 69: Buen estado de las láminas de CFRP y anclajes después del 9° ciclo histéresis.	55
Figura 70: Fuerza de corte frente a la deformación lateral de la mitad superior de la muestra.	55
Figura 71: Sobres de la curva de la mitad superior de RC-1R para cargar hacia el norte y el sur.	56

Figura 72: La tensión se mide 8 pulgadas por debajo del borde superior de la columna...	56
Figura 73: La tensión se mide 32 pulgadas por debajo del borde superior de la columna..	57
Figura 74: Tensión en la barra longitudinal en la parte superior de la columna: esquina noreste. Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.175, por Huaco, 2013.	57
Figura 75: Tensión en la barra longitudinal en la columna superior - esquina suroeste.	58
Figura 76: Tensión medida en el empate - cara norte.....	58
Figura 77: Tensión medida en la corbata - cara sur.....	58
Figura 78: Curvas de Backbone ASCE41-07 and ASCE41-13.....	59
Figura 79: Curva de desplazamiento de fuerza idealizada (ASCE41-07 y ASCE41-13). ..	60
Figura 80: Curva idealizada de elástico-plástico.....	61
Figura 81: Curvas de Backbone para RC-1.....	61
Figura 82: Curvas de Backbone RC-1R.....	62
Figura 83: Curvas de Backbone para RC-1R-Mitad Inferior.....	62
Figura 84: Curvas de Backbone para RC-1R Mitad Superior.....	62
Figura 85: Mapa de Zonificación según el Factor de (Z).....	66
Figura 86: Perfil del Suelo de la Biblioteca Agrícola Nacional.....	67
Figura 87: Categoría de las Edificaciones y Factor (U).....	68
Figura 88: Formula para el Cálculo de Periodo Fundamental de la Edificación (T).....	69
Figura 89: Formulas para el Cálculo del Factor de Amplificación Sísmico "C".....	70
Figura 90: Consideración para la Estimación del Peso de la Estructura.....	73
Figura 91: Curva del Espectro de Diseño Sísmico de la Estructura (Sa vs T).....	79
Figura 92: Modelo de la Biblioteca Agrícola Nacional en el Software Etabs.....	80
Figura 93: Diagrama de Fuerza Cortante (tonf) en el eje B.....	84
Figura 94: Diagrama de momentos Flectores (tonf-m) en el eje B.....	85
Figura 95: Diagrama de Fuerzas Cortantes (tonf) en el eje 3.....	85
Figura 96: Diagrama de momentos Flectores (tonf-m) en el eje 3.....	86
Figura 97: Representación gráfica de diseño en vigas.....	89
Figura 98: Diagrama de Momentos y Cortantes máximos de la viga.....	92
Figura 99: Diagrama de Momentos y Cortantes máximos de la Viga.....	97
Figura 100: Vista en Planta de la Biblioteca Agrícola Nacional y los ejes a evaluar.....	101
Figura 101: Diagrama de Interacción 0° y 180° - Columna Eje 3-B.....	103
Figura 102: Diagrama de Interacción 90° y 270° - Columna Eje 3-B.....	103

Figura 103: Diagrama de Interacción 0° y 180° - Columna Eje 3-I.....	104
Figura 104: Diagrama de Interacción 90° y 270° - Columna Eje 3-I.....	104
Figura 105: Cálculo del diseño por corte - Estribos de la Columna Eje 3-B.	106
Figura 106: Cálculo del diseño por corte - Estribos de la Columna Eje 3-I.....	107
Figura 107: Gráfica de interacción - M3.	109
Figura 108: Gráfica de interacción - M2.	110
Figura 109: Curva Idealizada de elástico - plástico.....	113
Figura 110: Curvas de Backbone para FC-17.	114
Figura 111: Curvas de Backbone para 2-A-S8.....	114
Figura 112: Curvas de Backbone para la columna 2-R.....	114
Figura 113: Resumen de los valores máximos de fuerzas de corte y desplazamiento lateral según ASCE41-07 y ASCE41-13.....	115
Figura 114: Curvas de Backbone ASCE41-07 normalizadas (as - built).....	116
Figura 115: Curvas de Backbone ASCE41-13 normalizadas (as-built).....	116
Figura 116: Curvas Idealizadas para RC-1R mitad superior.....	117
Figura 117: Curvas de fuerza - deformación generalizadas para RC-1R mitad superior..	117
Figura 118: Curvas Idealizadas para RC-1R mitad inferior.....	118
Figura 119: Relación de fuerzas - deformación generalizadas para RC-1R mitad inferior.	118
Figura 120: Curvas Idealizadas para RC-2R-SMS.....	119
Figura 121: Relaciones de fuerza - deformación generalizadas para RC-2R-SMS.	119
Figura 122: Curvas Idealizadas para RC-2R-LMS.....	120
Figura 123: Relaciones de fuerza - deformación generalizadas para RC-2R-LSMS.....	120
Figura 124: Curvas de Backbone para UCSD W-2.....	121
Figura 125: Curvas de Backbone para RMW.....	122
Figura 126: Curvas de Backbone para RMW-R2.....	122
Figura 127: Curvas de Backbone presentando para la muestra 6 de WSU.	122
Figura 128: Curvas de Backbone normalizadas ASCE41-07.....	124
Figura 129: Curvas de Backbone normalizadas ASCE41-13.....	124
Figura 130: Zona de la cubierta de CFRP: Se aplican carga axial constante y carga lateral de ciclo.	125
Figura 131: Curvas idealizadas para RMW-R2.....	126
Figura 132: Curvas de fuerza - deformación generalizadas para RMW-R2.	127

Figura 133: Región de empalme de columnas rapadas a flexión por el uso de: a) chaquetas de acero liso b) Chaqueta de acero con pernos de anclaje.....	129
Figura 134: Capacidad de flexión de secciones R/C a) Ordinario b) Enchaquetado de acero.	130
Figura 135: Ancho de la zona de confinamiento por un solo perno de anclaje.....	131
Figura 136: Reparación de una Flexión FC10.....	134
Figura 137: Columna de Corte SC8 reforzada.	136
Figura 138: Columna de Corte SC8 reforzada.	137
Figura 139: Curva de Capacidad - Viga Rígida.	139
Figura 140: Seudo Aceleraciones del Catálogo Sísmico.....	140
Figura 141: Historia de Aceleración del terremoto de 1974.	141
Figura 142: Historia de la Seudo-Aceleración del Terremoto de 1974.....	141
Figura 143: Curva de Demanda, Terremoto de Lima 1974.....	142
Figura 144: Curva De Capacidad Vs Demanda Para La Estructura Reforzada con CFRP.	143
Figura 145: Gráfica de las Curvas de Capacidad de Estructura vs Demanda Sísmica Promedio y la Norma Técnica Peruana.	143
Figura 146: Degradación de la Biblioteca Agrícola Nacional (STEP 6 - Software SAP2000).	144
Figura 147: Degradación de la Biblioteca Agrícola Nacional (STEP 36 - Software SAP2000).	145
Figura 148: Degradación de la Biblioteca Agrícola Nacional (STEP 91 - Software SAP2000).	145
Figura 149: Leyenda de los colores del estado de daño de la Estructura.	146
Figura 150: Curva Normalizada STEEL JACKET con Anclaje	151
Figura 151: Curva Histéresis para Columna Reforzadas con CFRP con Anclajes	152
Figura 152: Curva de capacidad de la estructura reforzada con Steel Jacket y anclajes de CFRP en columnas, y estructura sin reforzar AS BUILT de la BAN	153
Figura 153: Curva de capacidad de la estructura reforzada con planchas y anclajes de CFRP en columnas y muros, y estructura sin reforzar AS BUILT de la BAN	154
Figura 154: Curva de capacidad de la estructura reforzada y estructura sin reforzar AS BUILT de la BAN.	155

Figura 155: Curva de capacidad estructural de la estructura no reforzada As-Built vs La curva de demanda para el sismo ocurrió en LIMA 1974 escalado a un PGA: $Z=4$ 161

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

De acuerdo con estudios del INDECI y del CISMID - UNI el distrito de La Molina ha sufrido severos daños en sus edificaciones en los diversos sismos que han ocurrido en la capital y alrededores, entre ellos tenemos el terremoto de Ancash (1970), Lima (1974) y el más reciente el de Pisco (2007), las intensidades sísmicas registradas para este distrito han sido mayores en comparación con otros distritos de Lima a lo largo del tiempo, esto debido a las características de sitio que se encuentran en el distrito y que influyen en su respuesta sísmica. La biblioteca Agrícola Nacional (BAN) se encuentra dentro del campus de la Universidad Nacional Agraria – La Molina, ubicada en el distrito con mayor amplificación sísmica debido a que presenta un comportamiento sísmico particular en su característica geomorfológica y su tipo de suelo en todo el distrito (CISMID, 2016). Como se muestra en la Figura 1.

La Biblioteca Agrícola Nacional (BAN) fue construida, sin ninguna norma de diseño sismo-resistente, entre los años de 1962 y 1965. Por ello, es necesario realizar una evaluación del edificio existente ya que la norma E0.30 se fue modificando en más de una oportunidad desde 1977 hasta la actualidad, dándose cambios significativos desde su aparición. Incorporando un mayor ajuste de los parámetros de diseño sísmicos en cuanto a criterios, comportamiento y respuesta no lineal del edificio, influencia de elementos no estructurales, etc. Además, partiendo de la filosofía de diseño sismo resistente de evitar pérdidas de vidas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad.

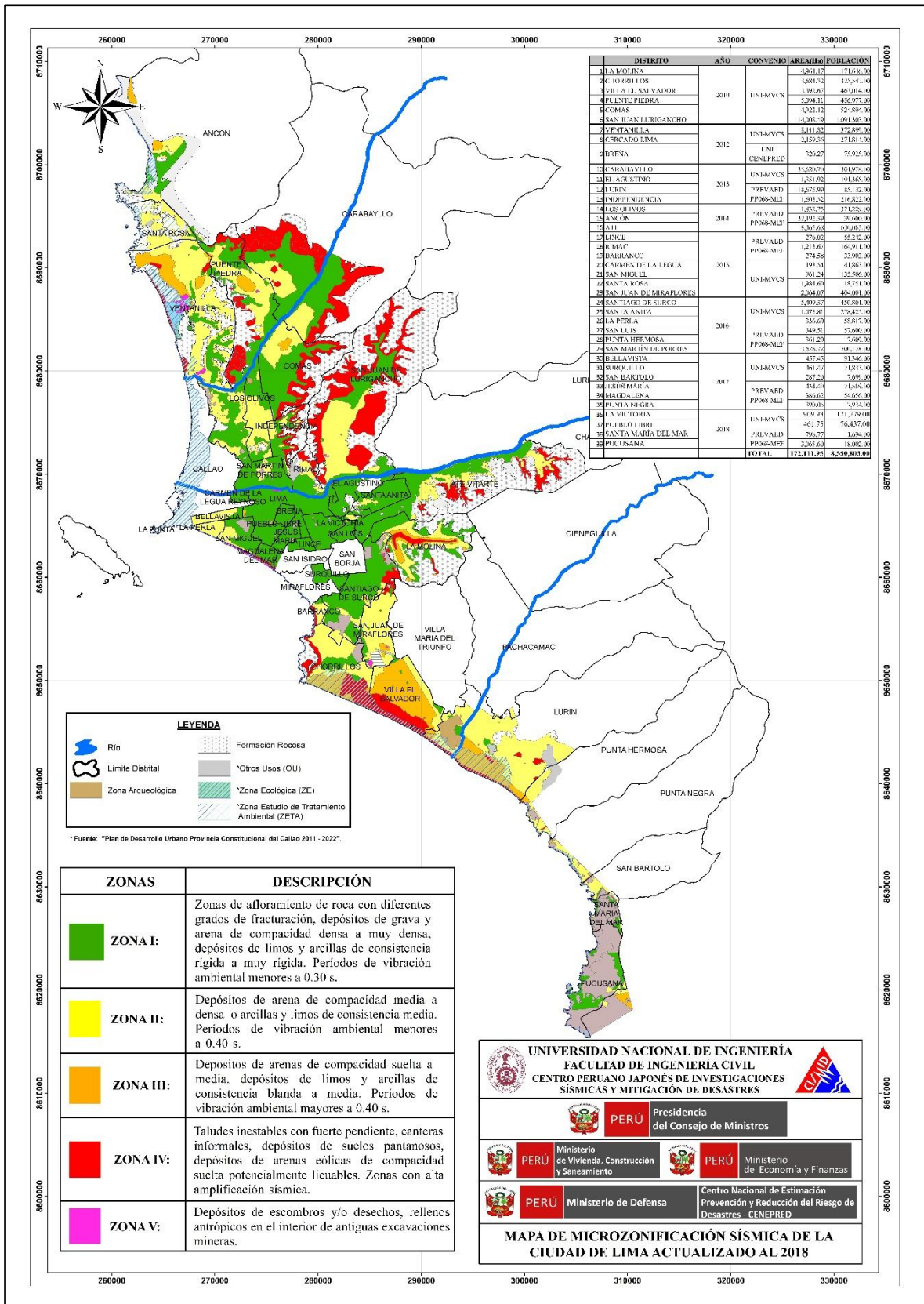


Figura 1: Según el Mapa de Microzonificación la Biblioteca Agrícola Nacional se encuentra en la Zona IV. Adaptado de “Mapa de Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Lima”, por Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), 2018.

1.2 Realidad Problemática

La biblioteca Agrícola Nacional fue construida en el año 1962, en donde la NTE no proponía parámetros para construcciones en el país. Por lo cual se ve un gran interés en evaluar dicha edificación aporticada de concreto armado, estructura de 4 pisos y un sótano, ya que es considerada una Construcción Emblemática para la Universidad Agraria La Molina que debe de mantenerse operativa después de un evento sísmico.

Los usos de metodologías no convencionales de reforzamiento fueron desarrollados y probados en países como estados unidos y Japón. Procedimientos innovadores creados en universidades de USA, presentan el uso de anclajes de fibra de carbono como alternativas que pueden ser útiles para reforzar infraestructura histórica o de deseo de preservación.

1.3 Formulación del Problema

¿Cómo influye el reforzamiento utilizando una metodología no convencional de anclajes y planchas de fibra de carbono en una estructura construida en los inicios de los 70?

1.4 Hipótesis

Modelar la estructura As-Built y reforzada de la Biblioteca Agraria Nacional (BAN), estructura de 50 años, para seleccionar y diseñar la mejor alternativa de reforzamiento con la finalidad de obtener el mejor comportamiento y comparación de las curvas de capacidad reforzada vs as-Built.

1.5 Objetivo General

- ❖ Realizar la evaluación estructural sísmica de la Biblioteca Agrícola Nacional (BAN) con y sin reforzamiento de anclajes y planchas de CFRP con la finalidad de obtener un mejor comportamiento de la curva de capacidad reforzada vs as-Built.

1.6 Objetivo Específicos

- ❖ Evaluar la estructura de la edificación actual mediante análisis lineal estático y dinámico, verificándose su deriva y capacidad de fuerzas internas de miembros estructurales.
- ❖ Comparar resultados de los dos tipos de reforzamiento, planchas metálicas y con fibras de carbono. Así mismo, comparación del comportamiento estructural de los elementos de concreto armado reforzados con estos dos materiales dando ductilidad y resistencia.

- ❖ Diseñar el reforzamiento estructural de los elementos de concreto armado usando plancha metálica y fibra de carbono donde se estime según resultados obtenidos del análisis.
- ❖ Realizar el diseño por desempeño de la infraestructura histórica reforzada, donde la demanda será según el espectro NTE 030 y de 3 registros de aceleraciones del catálogo sísmico del Perú, con registros de suelo similar a la ubicación del BAN, como los son las estaciones del Cercado de Lima (Lima 66), Estación Casa Huaco (Lima 74), y Estación UNALM (Lima 74).

1.7 Descripción Del Contenido

En ingeniería estructural, los límites de deformación inelástica de miembros individuales permiten que las estructuras puedan soportar un fuerte movimiento del suelo mientras estas disipan niveles significativos de energía sísmica. La formación de rotulas plásticas en columnas pueden ocurrir en las bases de los marcos donde el daño incurrido actúa para amortiguar cargas sísmicas. Es esencial el comportamiento dúctil de estos para evitar el colapso completo de la estructura.

El colapso de estructuras frente a los terremotos ocurridos en los últimos años ha puesto en evidencia la vulnerabilidad de las edificaciones frente a un movimiento sísmico; estas estructuras llegan a comportarse en su estado inelástico. Las estructuras de mayor vulnerabilidad se presentan en edificios construidos antes de 1970 los cuales presentan criterios de diseño por debajo de las normas de diseño de sismo-resistencia actuales, es decir, no poseen la ductilidad necesaria para disipar la energía sísmica durante un terremoto de fuerte magnitud. La falta de rigidez y ductilidad en la estructura ocasiona el colapso del edificio. Los estudios de investigación de reforzamiento para edificaciones que tienen más de 50 años han demostrado que el uso de chaquetas de CFRP y Acero mejoran el rendimiento sísmico frente a un terremoto. Además, existen pocos estudios donde el principal reforzamiento es el uso de anclajes de CFRP usados en láminas de CFRP, se obtiene una mejor respuesta que el reforzamiento solo utilizando láminas de CFRP.

Se propone tres tipos de reforzamiento a la estructura, reforzamiento con Steel Jacket en columnas, reforzamiento con chaquetas de CFRP en columnas y reforzamiento con planchas de CFRP en diagonal más pernos de anclajes de CFRP inclinados en muros. Siendo este último el que mejor comportamiento tiene frente a un posible sismo de fuerte magnitud. Los resultados del análisis en columnas y muros, y el sistema de anclajes también se discuten

para hacer recomendaciones para el uso y mejoras de este sistema a futuro. Se presenta el caso de análisis Pushover de la estructura sin vigas por ser esta más conservadora y a su vez debido a la limitada información del refuerzo interno de las columnas y vigas.

En la tesis, se tomará en investigación la edificación de la “Biblioteca Agrícola Nacional”. En donde la figura 2 muestra el mapa de ubicación del distrito La Molina, mientras que la figura 3 muestra la ubicación de la Biblioteca Agrícola Nacional dentro de la universidad UNALM. La figura 4 muestra la Biblioteca Agrícola Nacional.

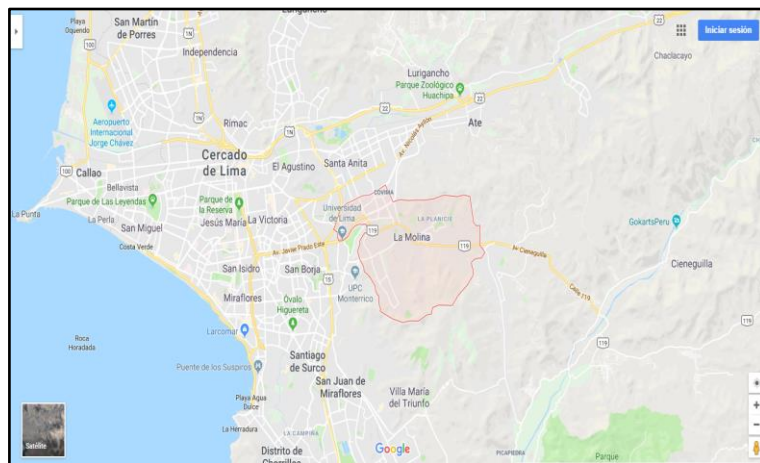


Figura 2: Ubicación del Distrito de La Molina.

Adaptado de “Google Maps”, 2020.

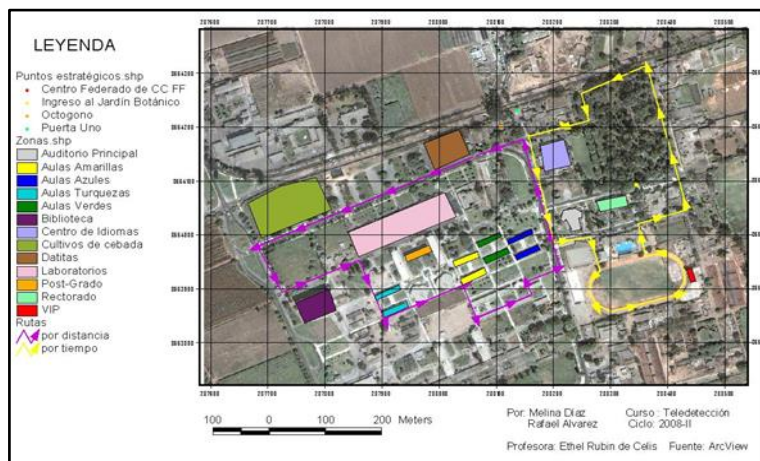


Figura 3: Mapa y Croquis – Universidad Nacional Agraria La Molina y Localización de la Biblioteca Agrícola Nacional.

Adaptado de “ArcView”, 2017.



Figura 4: Edificio de la Biblioteca Agrícola Nacional.

Adaptado de “Google Imágenes”, 2020.

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Reforzamientos en Estructuras Existentes

2.1.1 Reforzamiento con Aumento de Placas

2.1.1.1 Definición e Importancia

Las placas estructurales de concreto armado o muros de corte son paredes que dada su mayor dimensión en una de sus direcciones como se observa en la figura 5 aportan mayor resistencia y rigidez lateral frente a cargas sísmicas en su dirección más larga. De acuerdo con Kaltackci, Arslan, Yilmaz y Derya (2008) concluyen que los muros de corte de hormigón armado en el sistema de soporte de carga laterales en edificaciones aumentan la resistencia y rigidez en el edificio.

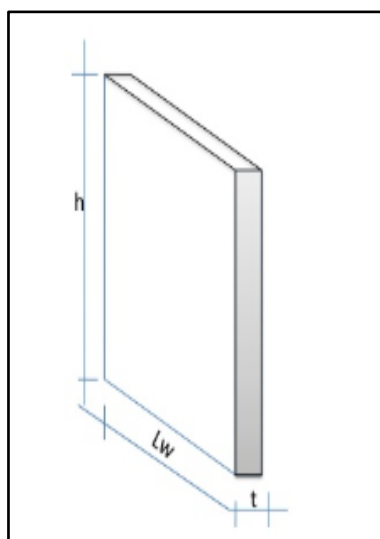


Figura 5: Dimensionamiento de Muro de Corte.

Elaboración Propia.

2.1.1.2 Capacidad de Soporte Lateral

Kaltackci et al (2008) determinan que los experimentos realizados después del terremoto en Erzincan en 1992 demostraron que el fortalecimiento a través del refuerzo con muro de corte externo aumenta significativamente la fuerza y rigidez del edificio. Los estudios realizados hasta la fecha han presentado que el reforzamiento en edificios con placas estructurales de concreto armado ha ganado precedencia sobre otros métodos de reforzamiento. Sin embargo, Kaltackci et al (2008) también muestran que la implementación de este método tiene ciertas deficiencias como:

- ✓ Altera la estructura geométrica interior del edificio.
- ✓ El usuario o propietario tiene que evacuar el edificio por un largo tiempo.

Los ensayos realizados por Kaltackci et al (2008) presentan el equipo de prueba en el programa experimental y las propiedades de los materiales. El ensayo fue probado bajo el efecto cíclico de carga lateral (carga controlada) usando un bastidor de carga de acero rígido con una capacidad de 500kN como se puede apreciar en la figura 6.





Specimen number	Frame type	Axial load level on a column (N_c/N_c)	Longitudinal reinforcement ratios in column (ρ)	Concrete (MPa)		Bars (MPa)				
				Frame	SW	Frame			SW	
						$\varnothing 4$	$\varnothing 6$	$\varnothing 8$	$\varnothing 6$	$\varnothing 8$
S-1		0.5-0.6	0.013	14.05	-	335 469	450 553	325 490	-	-
S-2		0.5-0.6	0.023	12.85	-	335 469	450 553	325 490	-	-
S-3		0.5-0.6	0.013	13.30	29.00	335 469	450 553	325 490	570 710	610 750
S-4		0.5-0.6	0.023	14.05	28.05	335 469	450 553	325 490	570 710	610 750

Figura 6: Equipo de Pruebas en el Programa Experimental y las Propiedades de los Materiales.

Adaptado de “A new approach on the strengthening of primary school buildings in Turkey: An application of external shear wall”, p.6, por Kaltackci et al, 2008.

2.1.2 Reforzamiento con Chaquetas de Planchas Metálicas

2.1.2.1 Descripción

La selección de un sistema de reacondicionamiento sísmico efectivo para un determinado armazón de concreto reforzado depende de muchos factores, incluyendo las deficiencias estructurales en el marco, su período, resistencia disponible, fragilidad y ductilidad, condiciones del suelo, características de los terremotos previstos, importancia de la estructura y el nivel requerido de actualización. El acceso a la estructura durante las

operaciones de fortalecimiento también puede ser un factor importante. En general, el fortalecimiento de los marcos periféricos de una estructura suele predominar, ya que minimiza la perturbación en todas las elevaciones del edificio. Sin embargo, preservar la estética de las elevaciones existentes en algunos edificios puede limitar el uso de un sistema de refuerzo externo. Además, los sistemas de fortalecimiento externo no siempre son la opción de adaptación más estructuralmente efectiva.

En 1984, la Administración Federal de Carreteras publicó un informe que incluye directrices para la adaptación sísmica de puentes de carreteras (Federal Highway Administration, 1983). En 1989, la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA, por sus siglas en inglés) publicó un documento que contiene recomendaciones sobre diferentes técnicas para la modificación sísmica de edificios existentes (FEMA, 1989). Estos documentos brindan una guía para las técnicas recomendadas y los detalles de retroalimentación informados en estos documentos no han sido probados por la investigación experimental. Este capítulo destaca algunos resultados de investigaciones pasadas significativas sobre técnicas de modificación sísmica para estructuras de hormigón armado no dúctil. También se proporciona una discusión detallada sobre investigaciones anteriores de técnicas de revestimiento para la adaptación de columnas con un empalme de solape inadecuado o con resistencia a la corte inadecuada.

Se han desarrollado varias técnicas para mejorar la resistencia sísmica de los armazones de hormigón armado no dúctil. Estas técnicas incluyen la adición de paredes de relleno, la adición de refuerzos de acero y el revestimiento de los miembros del marco.

2.1.2.2 Investigación con Planchas Metálicas

(Alocer y Jirsa, 1991) Investigaron el uso de revestimientos de hormigón para mejorar el rendimiento de una conexión de marco de hormigón armado. En las figuras 7 y en la figura 8 se muestran los detalles de la muestra de prueba. Las pruebas se llevaron a cabo en subensamblajes de viga-columna a gran escala. El espécimen reparado se reforzó cubriendo tanto las columnas como las vigas, incluida la junta viga-columna. La cantidad de refuerzo agregado en la columna y las cubiertas de hormigón con vigas se eligió para lograr una respuesta dúctil. Las muestras se probaron bajo carga cíclica bidireccional. En la figura 9 se muestra la respuesta histéresis de los especímenes básicos no reforzados y fuerzas en la dirección norte-sur. Los resultados de la prueba mostraron que el revestimiento de hormigón podría aumentar considerablemente la resistencia y la rigidez de las muestras recortadas.

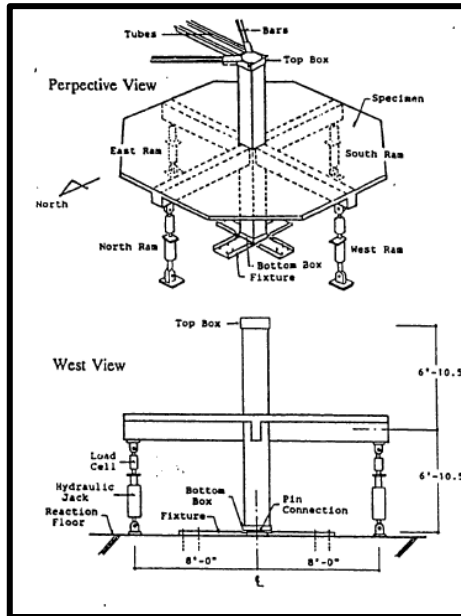


Figura 7: Fortalecimiento por el uso de Chaquetas de Hormigón – Configuración de Prueba.

Adaptado de “Seismic Retrofit of Non-Ductile Reinforced Concrete Columns Using Rectangular Steel Jackets”, p.39, por Alocer y Jirsa, 1991.

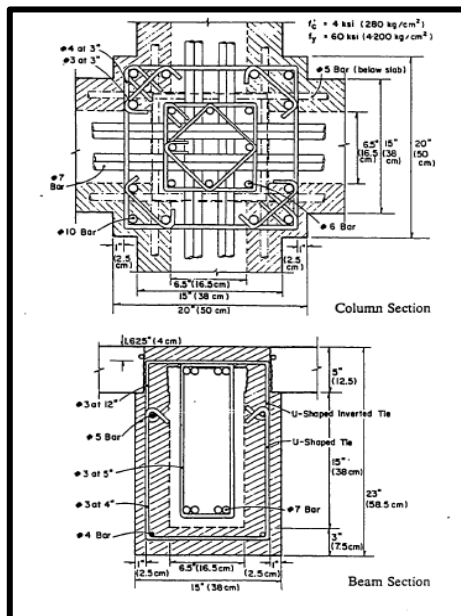


Figura 8: Fortalecimiento por el uso de Chaquetas de Hormigón – Detalles de la muestra reforzada.

Adaptado de “Seismic Retrofit of Non-Ductile Reinforced Concrete Columns Using Rectangular Steel Jackets”, p.40, por Alocer y Jirsa, 1991.

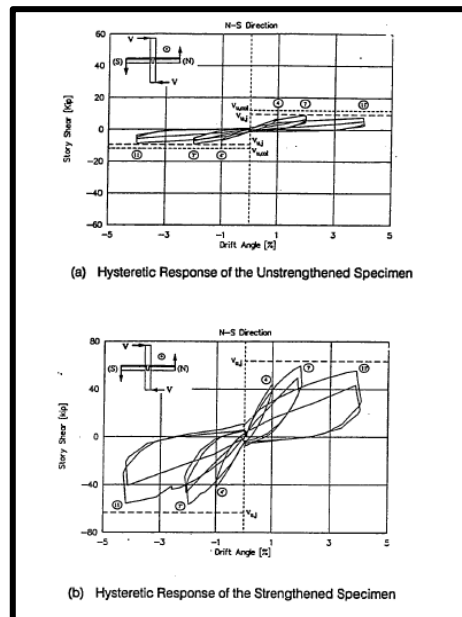


Figura 9: Gráfica de la Respuesta de Sub-Conjuntos reconstruidos Viga-Columna – Curvas Histéresis.

Adaptado de “Seismic Retrofit of Non-Ductile Reinforced Concrete Columns Using Rectangular Steel Jackets”, p.41, por Alocer y Jirsa, 1991.

2.1.2.3 Experimentos con Reforzamiento con Planchas Metálicas

2.1.2.3.1 Introducción

Después de los terremotos de la Ciudad de México en 1985, muchos edificios dañados tuvieron que ser reparados y muchos otros, aunque no dañados, tuvieron que ser reforzados debido a las especificaciones más exigentes del Código de Construcción. Un método usual para reparar o reforzar columnas de concreto reforzado fue con chaquetas de acero formadas por ángulos y placas (González-Cuevas e Iglesias, 1995). Los ángulos se colocan a lo largo de la altura de las columnas y las placas se colocan perpendiculares o diagonalmente. Este método es más económico que el uso de una caja de acero con paredes sólidas o collares, común en otros países. Se han llevado a cabo varias pruebas en columnas reforzadas con camisas de acero sólido (Aboutaha et al, 1999; Priestley, et al, 1994). Sin embargo, hay una falta de evidencia experimental del comportamiento de columnas de concreto con chaquetas de acero que consisten en ángulos y placas. Varios métodos de construcción se utilizan en la práctica y parece necesaria una evaluación de estos métodos.

2.1.2.3.2 Objetivos del Estudio

Estudiar el comportamiento de las columnas de hormigón armado con chaquetas de acero, para comparar la resistencia experimental de estas columnas con la fuerza teórica calculada con los Códigos de Construcción de la Ciudad de México (1995) y ACI (1995), para estimar la ductilidad de las columnas y comparar diferentes métodos de colocar las chaquetas de

acero sobre las columnas. Las pruebas informadas en este documento se llevaron a cabo en columnas diseñadas para fallar en cizallamiento y se realizaron en columnas sin ningún daño. Las pruebas en columnas previamente dañadas y en columnas que fallan en compresión y flexión están en progreso.

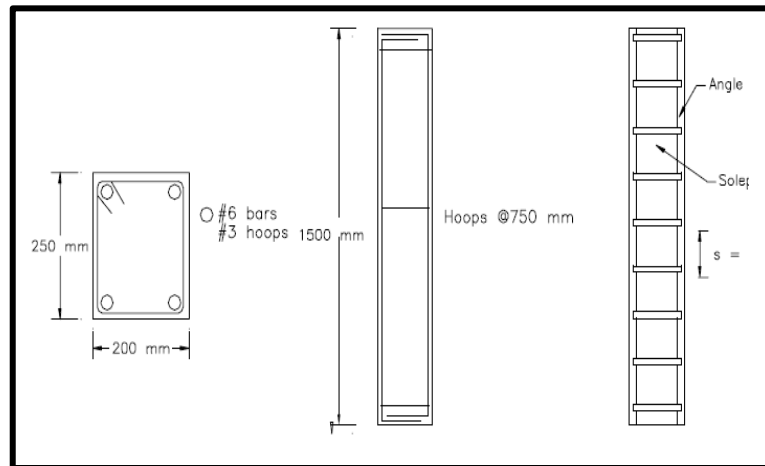


Figura 10: Dimensionamiento de los Especímenes de Prueba.

Adaptado de “Shear Strenght of Concrete Columns With Steel Jackets”, por Gonzales, 2000.

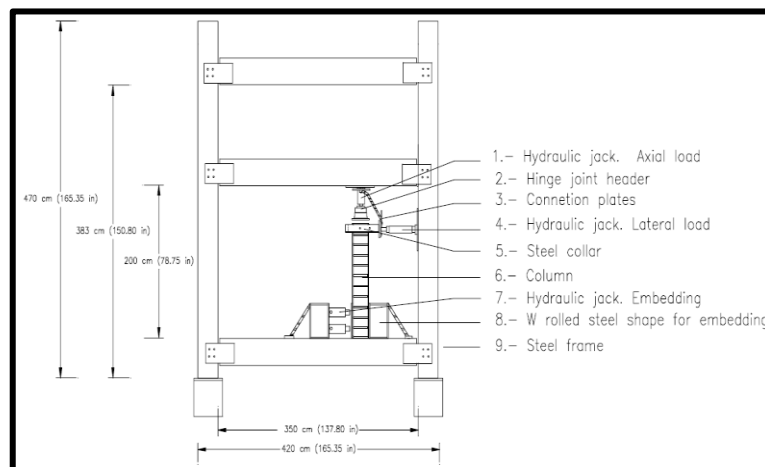


Figura 11: Prueba de Rigidez de los Especímenes.

Adaptado de “Shear Strenght of Concrete Columns With Steel Jackets”, por Gonzales, 2000.

En la figura 10 se muestra el espécimen utilizado en esta serie de pruebas. Es una columna de sección rectangular, con $b = 200$ mm, $h = 250$ mm y $l = 1500$ mm. El acero longitudinal consistió en 4 barras No. 6, y el acero transversal consistió en las placas de camisa, que era una variable en el estudio. Las muestras piloto, sin chaqueta, tienen solo tres estribos No. 3 para fines de construcción, uno en cada extremo y otro en el medio. La resistencia a la compresión del hormigón fue $f'_c = 24,5$ N / mm² y el límite elástico longitudinal del acero

fue $f_y = 412 \text{ N / mm}^2$. Las chaquetas de acero tenían un límite elástico $f_y = 248 \text{ N / mm}^2$ (acero A36).

Las columnas se fijaron en un extremo y las cargas se aplicaron en el otro extremo. Este fue un extremo libre, por lo que el espécimen representa una parte de una columna entre una articulación y un punto de inflexión. Al comienzo de las pruebas, se aplicó una carga axial constante de $P = 1470 \text{ N}$ a las columnas, luego se aplicó una carga horizontal alternativa. Durante los primeros ciclos de carga, la carga horizontal fue una fracción de la fuerza de corte calculada. Después de ceder el acero longitudinal, se impuso un desplazamiento lateral a la columna y este desplazamiento se incrementó en cada ciclo de carga hasta la falla de la columna. La figura 11 muestra la plataforma de prueba y la figura 12 muestra un espécimen que se está probando.

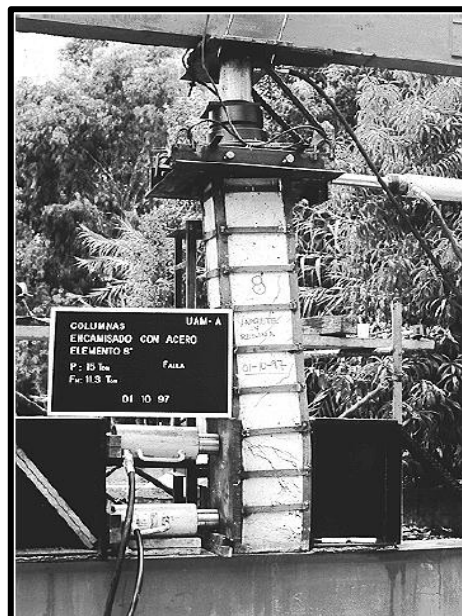


Figura 12: Ensayo a Escala Real del Especimen.

Adaptado de "Shear Strength of Concrete Columns With Steel Jackets", por Gonzales, 2000.

Las variables en el estudio fueron el tamaño de los ángulos y las placas que forman las chaquetas, y el método de construcción para fijarlas a las columnas de hormigón. Se emplearon dos tamaños de ángulos, ambos de patas iguales. Los ángulos pequeños tenían 32 mm de ancho y 3.175 mm de grosor (1 ¼ "X 1/8") y los ángulos grandes tenían 64 mm de ancho y 6,35 mm de grosor (2 ½ "x ¼"). La sección transversal de los cuatro ángulos pequeños en una columna es equivalente al área del acero longitudinal en una columna correspondiente a la proporción mínima especificada en el Código de Construcción de la Ciudad de México (0.04) y la de cuatro ángulos grandes es equivalente a la relación máxima

en el Código de Construcción (0.08). Con ángulos pequeños, se usaron placas de 25,4 mm de ancho y 3,175 mm de espesor (1 "x1 / 8"), y con ángulos grandes, placas de 25,4 mm de ancho y 6,35 mm de grosor (1 "X1 / 4"). En ambos casos, las placas se soldaron a los ángulos a 150 mm (6 ") de centro a centro.

Con respecto a los métodos de construcción, la chaqueta se fijó a la columna de acuerdo con los siguientes procedimientos:

- a) Presionando los ángulos hacia el concreto con un dispositivo especial que controla la fuerza de presión, y soldando las placas mientras se presionan los ángulos (Método A),
- b) El mismo procedimiento, pero adicionalmente pegando los ángulos al concreto con una resina epoxi (Método B),
- c) Pegar los ángulos al hormigón con epoxi, sin presionar (Método C),
- d) Simplemente colocando los ángulos en las columnas sin presionar o pegar (Método D),
- e) Calentar las placas a 90 ° C, y soldarlas a las placas en caliente para que el prensado se obtenga acortando las placas a medida que enfrían el Método E),
- f) El mismo procedimiento, pero calentando las placas a 70 ° C (Método F), y
- g) El mismo procedimiento, pero calentando las placas a 50 ° C (Método G).

Los métodos E, F y G representan la práctica más común en México. El calentamiento de las placas se hace generalmente con una cerbatana de soldadura y una tiza térmica. Sin embargo, en este proyecto de investigación, las placas se calentaron en un horno eléctrico para un mejor control de la temperatura.

Los métodos A, B, C y D se usaron en combinación con ángulos pequeños y ángulos grandes. Los métodos E, F y G se usaron solo con ángulos pequeños, ya que era evidente en las primeras pruebas que el comportamiento de las columnas con ángulos pequeños era suficientemente bueno. Se analizaron dos muestras para cada combinación de variables con los métodos A a D, y cinco muestras con los métodos E a G. Se analizaron 34 muestras en total, incluidas tres muestras control sin chaquetas. En lo sucesivo, se utiliza una notación que consiste en las palabras pequeño o grande, que hace referencia a los ángulos de la chaqueta, seguido de una letra mayúscula, A a G, que se refiere al método de fijación de la chaqueta.

La magnitud del prensado, aplicado directamente con el dispositivo o mediante el enfriamiento de las placas transversales, se calculó para que no excediera las tensiones admisibles del rodamiento en el hormigón. Esto se hizo con un modelo de elementos finitos.

COMPORTAMIENTO OBSERVADO

En cada ciclo, se registraron la carga lateral y la deflexión lateral en el extremo libre de las columnas, y se registró el patrón de grietas. La carga axial permaneció constante a 1470 N, como se mencionó anteriormente. La figura 13 muestra un Figura típico de deflexión de carga y en la figura 14, un patrón típico de grietas.

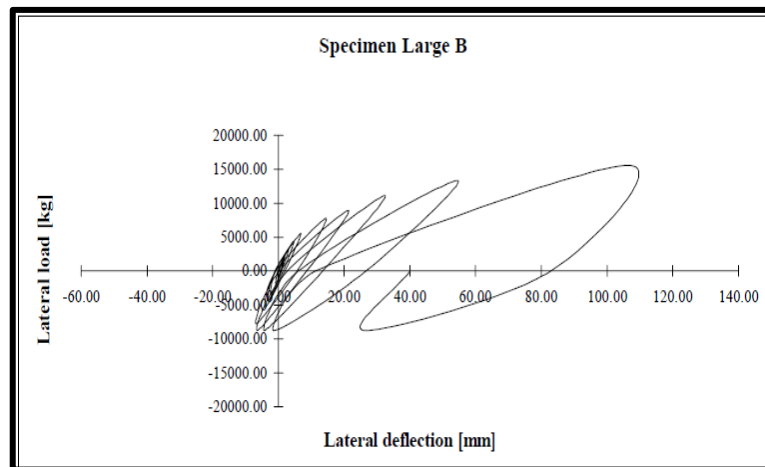


Figura 13: Deflexión de Carga – Curva Histéresis.

Adaptado de “Shear Strenght of Concrete Columns With Steel Jackets”, por Gonzales, 2000.



Figura 14: Patrón de Grietas del Espécimen de Pruebas.

Adaptado de “Shear Strenght of Concrete Columns With Steel Jackets”, por Gonzales, 2000.

Se produjo un fallo por corte en todas las muestras, excepto en las muestras de Gran B que no fallaron porque se alcanzó la capacidad de carga del sistema antes de la falla y la prueba se interrumpió. Los patrones de grietas correspondieron a fallas de cortante en todos los especímenes, incluidos los que no fallaron. Sin embargo, los comportamientos fueron bastante dúctiles, ya que los especímenes resistieron varios ciclos de carga, y las deflexiones laterales en caso de falla fueron varias veces la deflexión en la deformación del acero longitudinal. Fue posible determinar una grieta diagonal de 3 mm en ancho como el que corresponde al daño severo en las muestras e identificar la carga correspondiente a la llamada carga visual de grietas diagonales. Las muestras previamente dañadas que se están probando en la continuación de este programa se cargan hasta que se detecta una grieta diagonal de 3 mm y luego se colocan en una camisa y se vuelven a probar. No se observaron daños en los ángulos, en las placas transversales ni en la soldadura de las placas a los ángulos.

Los especímenes de control, sin chaquetas y sin estribos laterales, tenían una falla por cizallamiento frágil como se esperaba, con grietas diagonales de más de 3 mm y pequeñas deflexiones laterales.

2.1.2.3.3 Análisis de Resultados

El apilamiento de columnas de hormigón armado con ángulos longitudinales de acero y placas transversales es un método adecuado para la adaptación de columnas. La resistencia y la ductilidad se mejoran sustancialmente, cualquiera que sea el método para fijar la chaqueta al concreto. Sin embargo, se recomienda usar resina epoxi para pegar los ángulos al concreto a fin de evitar que se resbalen. El deslizamiento también puede evitarse calentando las placas transversales antes de soldarlas a los ángulos a una temperatura mínima de 70 ° C.

Cuando se usan ángulos pequeños en las camisas, cualquiera que sea el método para colocar la chaqueta, la resistencia al corte de las columnas puede calcularse con las ecuaciones de ACI o Códigos de Construcción de la Ciudad de México, utilizando el área de placas transversales en lugar del área de estribos transversales. Con ángulos grandes en las chaquetas, las ecuaciones se pueden usar si están pegadas con resina epoxi o si las placas se calientan antes de soldarlas a los ángulos. De lo contrario, las ecuaciones pueden sobreestimar la fuerza de las columnas con camisa.

2.1.3 Reforzamiento con Chaquetas de CFRP

Una de las técnicas más empleadas en el reforzamiento de estructuras existentes es el uso de Polímeros reforzados con Fibras (FRP). De acuerdo con Huaco (2013) concluye que este material de polímero reforzado con fibras parecen ser alternativas innovadoras a las soluciones tradicionales debido a su alta resistencia a la tracción, peso ligero y facilidad de instalación. Se puede aplicar de manera rápida y sencilla a una estructura o edificación antigua en funcionamiento con un mínimo de interrupción funcional y prácticamente sin alterar un cambio en su geometría de sus elementos estructurales. El uso de láminas y anclajes con Polímero Reforzado con Fibra de Carbono (CFRP, por su sigla en inglés) pueden mejorar el estado estructural, daño en las partes estructurales, agregando resistencia a la tracción en lugares críticos (Huaco, 2013). Las características que brinda la fibra de carbono son su alta resistencia a las condiciones adversas, peso ligero, buen rendimiento de resistencia sísmica, adecuado para superficie de varios componentes como el contacto directo con el hormigón y su larga vida útil lo que permite un largo plazo de funcionamiento de la estructura dañada.

A pesar de que se han realizado numerosos estudios experimentales sobre el fortalecimiento con chaquetas de CFRP en elemento de concreto armado mediante el uso de adhesivos especiales, muy pocos estudios muestran la utilización de anclaje mecánicos en los elementos de hormigón y anclajes de CFRP aún menos usadas (Yungon, Ghannoum y Jirsa, 2015). El uso de chaqueta de CFRP sin anclajes pueden resultar ser muy eficiente y resistente a la tracción, pero, aun así, es un eslabón débil que limita el rendimiento de los miembros reforzados (Huaco, 2013). Las hojas de reforzamiento de CFRP se desprenden de la superficie del elemento de concreto reforzado como se muestra en la figura 15 usando como pegamento un adhesivo especial. La aplicación de los anclajes de CFRP se pueden aplicar para proporcionar un tipo anclaje mecánico y evitar su desprendimiento como se muestra en la figura 16.



Figura 15: Desacoplamiento de la Hoja de CFRP Antes de que se Alcance la Resistencia de la Hoja.

Adaptado de “Use of CFRP to Provide Continuity in Existing Reinforced Concrete Members Subjected to Extreme Loads, p.6, por Kim, 2008.



Figura 16: Ruptura de la Hoja de CFRP cuando se Usa el Ancla.

Adaptado de “Use of CFRP to Provide Continuity in Existing Reinforced Concrete Members Subjected to Extreme Loads, p. 75, Por Kim, 2008.

2.1.3.1 Hojas de CFRP como Materiales de Reforzamiento

2.1.3.1.1 Definición e Importancia

El Polímero Reforzado de Fibra de Carbono es un material compuesto de la fibra de carbono y la resina (adhesivo de alta resistencia) que proporcionan una combinación de peso-fuerza, durabilidad y resistencia a la tracción y corrosión. Yang (2007) presenta en su estudio de investigación una imagen de microscopio como se muestra en la figura 17 de una cadena de CFRP, donde se puede observar los enlaces que forman una sola hebra de fibra de carbono. Por otro lado, Kobayashi, Fujii, Yabe, Tsukagoshi y Sugiyama (2001) concluyen que la lámina de CFRP se fabrica colocando fibra de carbono en una dirección e hilos de nylon o vidrio tejidos en la otra dirección. Del mismo modo, Huaco (2013) menciona que la hoja de CFRP está saturada con epoxi, por lo que el compuesto se comporta como una unidad con

alta capacidad de tracción en la dirección de las fibras de carbono como se puede apreciar en la figura 18.

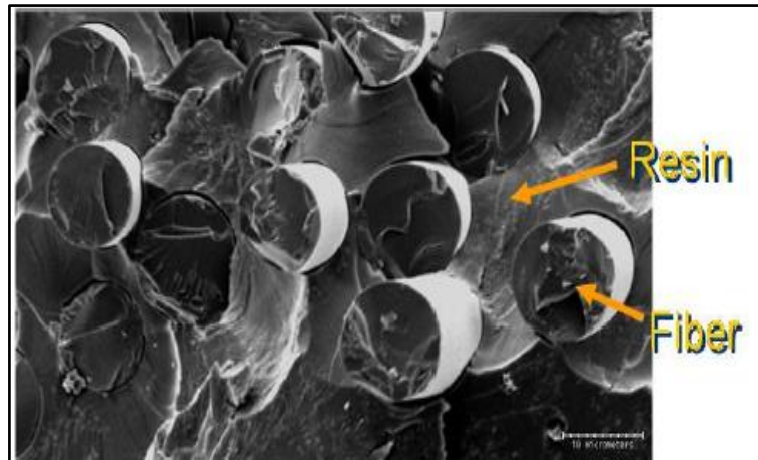


Figura 17: Detalle de Microscopio Electrónico de Barrido de CFRP.

Adaptado de “Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices, p.82, por Huaco, 2013.

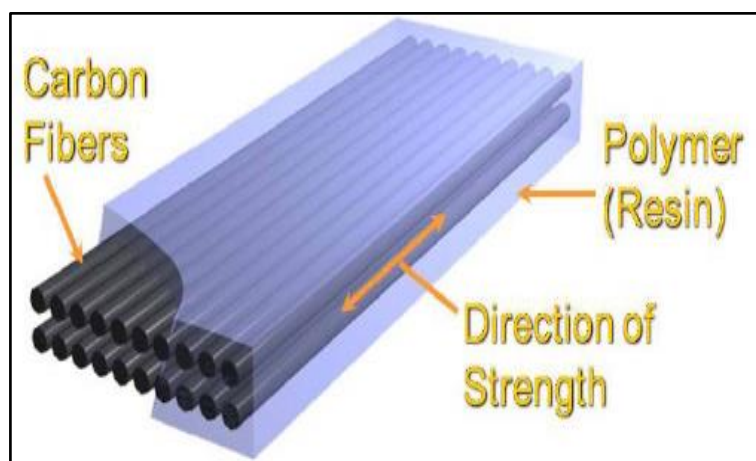


Figura 18: Diagrama Esquemático de una Hoja de CFRP.

Adaptado de “Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices, p.82, por Huaco, 2013.

Huaco (2013) demostró en sus ensayos de investigación que la curva de esfuerzo y deformación para el CFRP es 50% mayor que para el refuerzo de grado A60, teniendo en cuenta que la lámina de CFRP es un material quebradizo sin ductilidad y de falla frágil como se muestra en la figura 19.

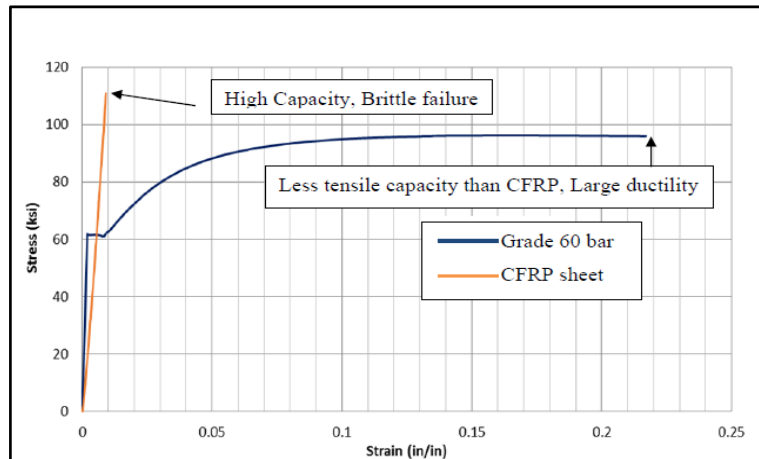


Figura 19: Diferencia de Propiedades de Tracción del Material de Barras de Refuerzo de Grado 60 y Hojas de CFRP.

Adaptado de “Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices, p.82, por Huaco, 2013.

2.1.3.1.2 Capacidad de la Hoja de CFRP Bajo Cargas de Tensión

Kim (2006) demostró en pruebas de laboratorio que la resistencia a la tracción de los materiales de CFRP, usando procedimientos ASTM D3039 con cupones de 2in x 12in, figura 20, eran consistentes con las propiedades especificadas del fabricante tal y cual se aprecia en la figura 21 y que era un material direccional que no tenía capacidad de tracción en la dirección transversal.

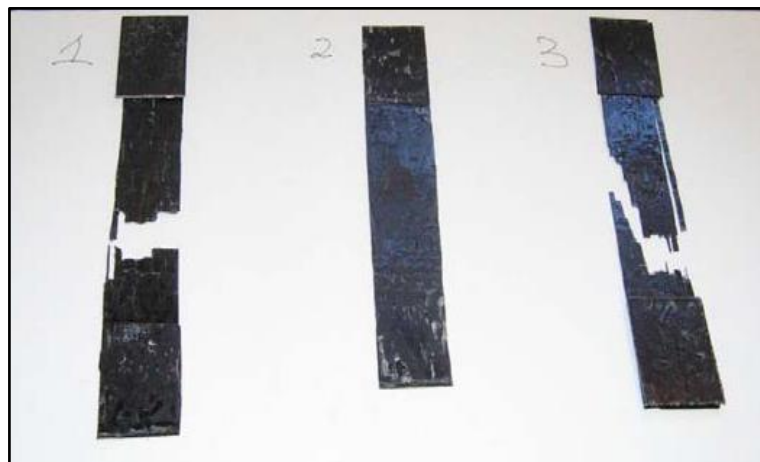


Figura 20: Hojas de CFRP después de la Prueba a Tracción.

Adaptado de “Rehabilitation of Poorly Detailed RC Structures Using CFRP Materials”, p.10, por Kim, 2006.

Property	Typical Test Value
Ultimate tensile strength in primary fiber direction, psi	143,000 psi
Elongation at fracture	1.26 %
Tensile Modulus, psi	11.4×10^6 psi
Ultimate tensile strength 90 degree to primary fiber, psi	0
Laminate thickness, in	0.035 in.

Figura 21: Propiedades del Material Específico de CFRP.

Adaptado de “Rehabilitation of Poorly Detailed RC Structures Using CFRP Materials”, p.11, por Kim, 2006. Aunque los materiales de reforzamiento CFRP tienen mayor resistencia que el material de acero, el material CFRP es menos rígida que el otro material. De acuerdo con Kim (2006) el CFRP tiene una relación tensión-deformación lineal hasta la rotura como se puede apreciar en la figura 22.

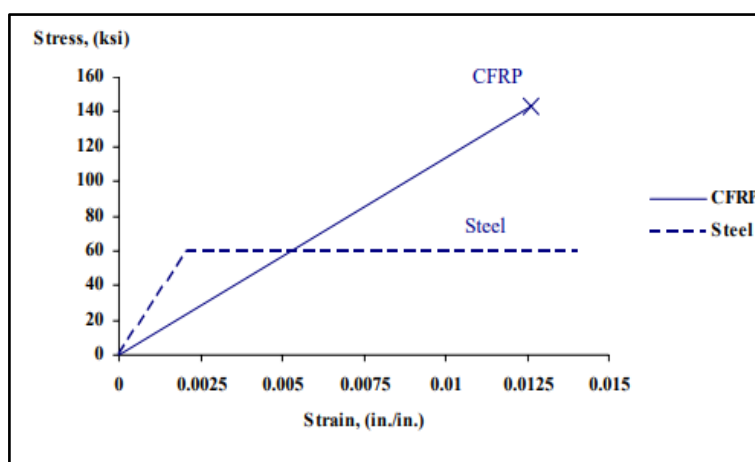


Figura 22: Curva de Tensión – Deformación del Material CFRP y La Barra de Acero.

Adaptado de “Rehabilitation of Poorly Detailed RC Structures Using CFRP Materials”, p.11, por Kim, 2006.

2.1.3.1.3 Capacidad de la Hoja de CFRP para el Confinamiento en Elementos Estructurales

El uso de CFRP para confinar elementos de concreto es muy efectivo, brinda mayor ductilidad y mejora la capacidad de corte. La aplicación de la chaqueta de CFRP es un proceso fácil y limpio (Huaco, 2013).

Kim (2008) investigo empalmes de vueltas mal detallados e insuficiente confinamiento en columnas de hormigón, y desarrollo procedimientos de rehabilitación usando CFRP y anclajes de CFRP intermedios, la figura 23 y 24 muestran los detalles mencionados

elaborados por Kim. Algunas columnas sufrieron daños parciales antes de reforzarse con hojas o láminas de CFRP como confinamiento como se muestra en la figura 25.

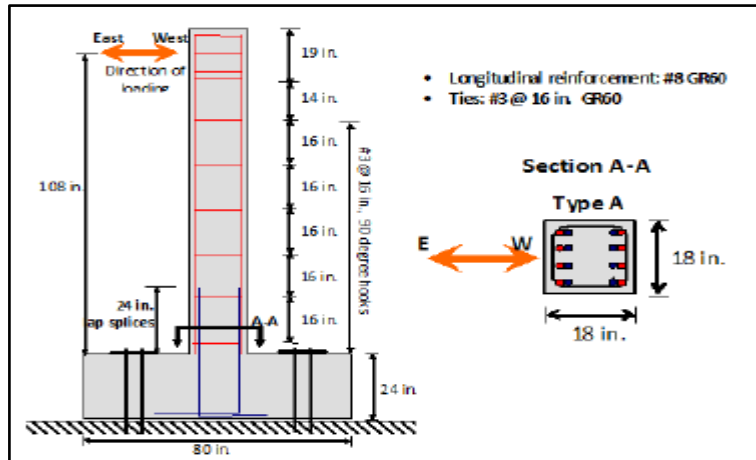


Figura 23: Columna Reforzada Típica.

Adaptado de “Use of CFRP to Provide Continuity in Existing Reinforced Concrete Members Subjected to Extreme Loads”, p.190, por Kim, 2008.

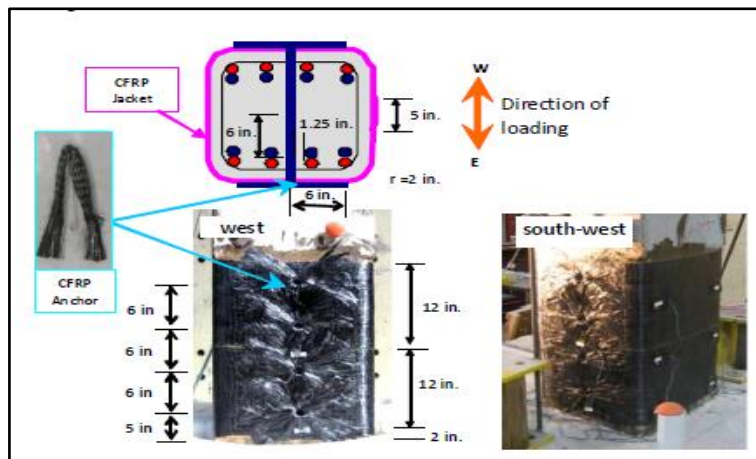


Figura 24: Detalles de la Aplicación del CFRP.

Adaptado de “Use of CFRP to Provide Continuity in Existing Reinforced Concrete Members Subjected to Extreme Loads”, p.212, por Kim, 2008.

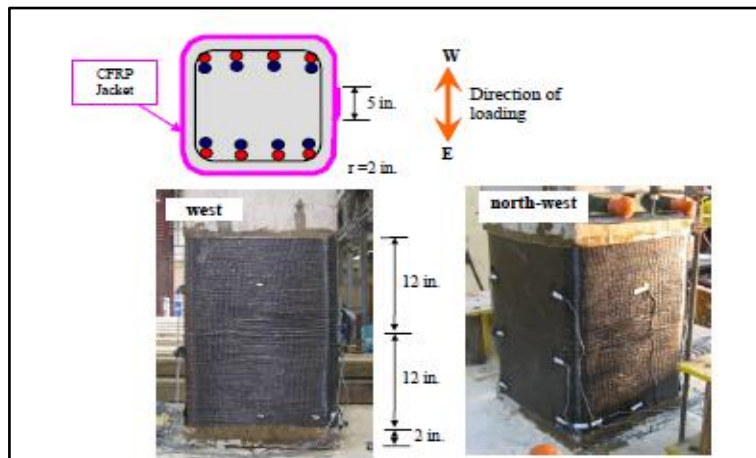


Figura 25: Chaqueta de CFRP para columna con Empalmes.

Adaptado de "Use of CFRP to Provide Continuity in Existing Reinforced Concrete Members Subjected to Extreme Loads, p.210, por Kim, 2008.

El Enchaqueta-miento de la columna muestra como resultado un aumento de la fuerza de la columna y también la ductilidad, lo que indica la eficacia de uso de chaquetas CFRP. En la Figura 26, la contribución de cizallamiento de la camisa CFRP es similar al de los estribos de acero y actúa como un refuerzo adicional (Huaco, 2013).

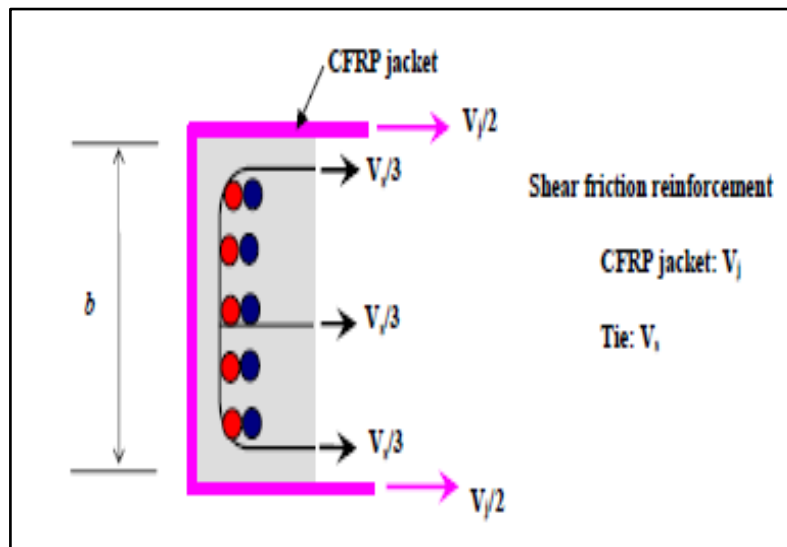


Figura 26: Patrón de carga cortante para columna confinada con amarres de acero y revestimiento de CFRP.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Divices, p.87, por Huaco, 2013.

Otros autores muestran que el uso de planchas de CFRP en vigas dañadas o deficientes, esta mejora su comportamiento de resistencia. Khalifa y Nanni (2000) aseguran que varias de las vigas existentes que evaluaron se han encontrado ser deficientes a la resistencia al corte y con necesidad de refuerzo. Estas deficiencias se producen debido a varios factores, como haber soportado un sismo severo. Actualmente se ha demostrado que el CFRP unido externamente puede aumentar la capacidad de esfuerzo de flexión en vigas.

Khalifa y Nanni (2000) presentan esquemas de fortalecimiento y la configuración de vigas ensayadas como se aprecia en la figura 27. Todas sus muestras de laboratorio se ensayaron como viga simple usando cuatro puntos de carga aplicándose en ciclos progresivamente crecientes.

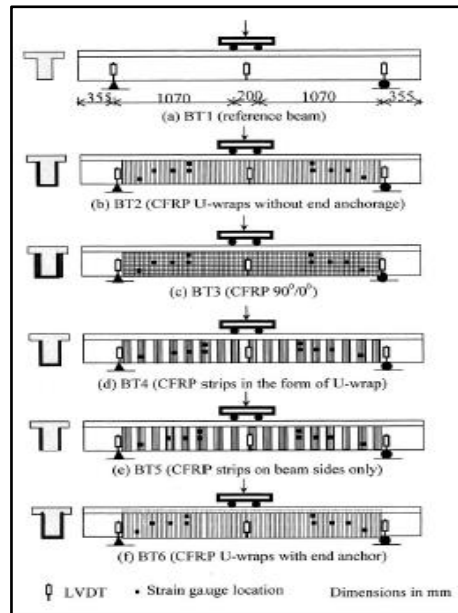


Figura 27: Configuración de Prueba y Esquemas de Fortalecimiento.

Adaptado de “Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites”, p.4, por Khalifa y Nanni, 2000.

Huaco (2013) propone que el material de CFRP es una alternativa innovadora a las soluciones tradicionales empleadas en el reforzamiento de estructuras existentes. El autor instaló láminas de CFRP en la diagonal y anclajes de CFRP de un muro de mampostería que anteriormente fue sometido a una prueba de cargas aplicadas horizontalmente, quedando este totalmente dañada.

La figura 28 muestra el estado y las condiciones que terminó el muro sin reforzar después de la prueba realizada por el autor.



Figura 28: Aplastamiento de Muro de Mampostería al final de la Prueba.

Adaptado de “Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices”, p.265, por Huaco, 2013.

Huaco (2013) explica que después de realizar la prueba, se instalaron láminas de CFRP y Anclajes de CFRP en ambas caras del muro. La figura 29 y 30 nos muestra la vista frontal y lateral de detalle de reforzamiento del muro de mampostería.

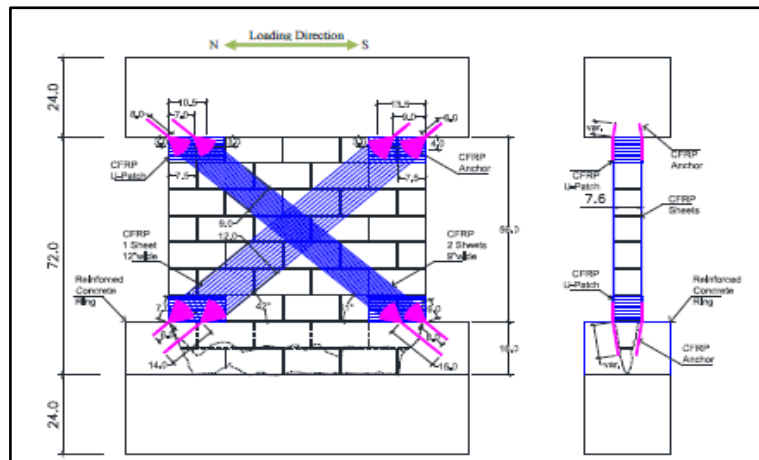


Figura 29: Vista frontal y vista lateral de los detalles de la Aplicación de los Materiales de CFRP.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices, p.282, por Huaco, 2013.

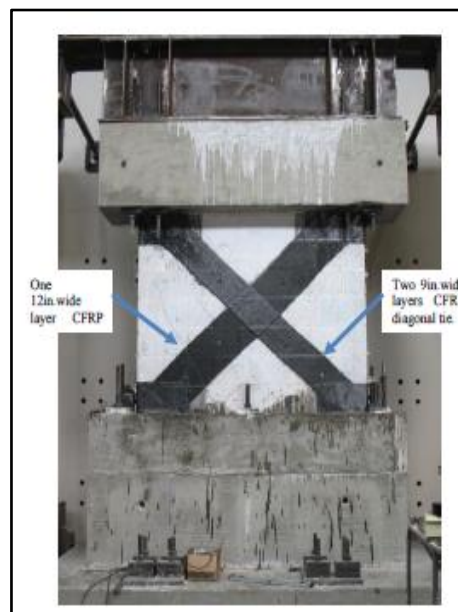


Figura 30: Vista frontal del Muro de Mampostería remodelado.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices, p.289, por Huaco, 2013.

De acuerdo con el autor Huaco (2013) las láminas diagonales de CFRP funcionaron como arriostramientos puntuales de tensión axial, mientras que los anclajes de CFRP transmitieron la tensión a las láminas diagonales de CFRP al soporte superior e inferior del muro. Los resultados mostrados por el autor en la prueba muestran que se obtuvo mejores resultados que la prueba anterior, muro sin reforzar.

2.1.3.2 Anclajes CFRP

2.1.3.2.1 Definición e Importancia

Kim (2006) explica que el anclaje de CFRP consiste en un rollo de hoja de CFRP, saturado con epoxi, insertado en el hormigón y extendido a lo largo de la hoja de CFRP. La figura 31 muestra el anclaje de CFRP antes de la instalación.



Figura 31: Anclaje CFRP antes de la Instalación.

Adaptado de “Rehabilitation of Poorly Detailed RC Structures Using CFRP Materials”, p.6, por Kim, 2006.

Dos años después el mismo autor Kim (2008) demostró que la resistencia y la capacidad de deformación de un miembro de hormigón aumenta a medida que mejora el tipo de anclaje. Teniendo como resultado que la carga máxima aplicada aumento a medida que aumentaba la cantidad de material de CFRP en el anclaje.

Otros autores explican el mismo concepto que Kim, la investigación de Huaco (2013) explica que el anclaje de CFRP consiste en una hoja de CFRP doblada. El autor explica que el anclaje se satura con epoxi y se inserta en el hormigón.

El método tradicional de reforzamiento con CFRP utilizados en el país, así como en otros países latinoamericanos, consiste en la unión de las láminas de CFRP con la superficie del elemento de hormigón. Esta unión se obtiene utilizando un pegamento especial epoxi. El rendimiento de este método es óptimo y confiable para reforzar estructuras existentes. No obstante, cuando el elemento de la estructura reforzada está sometido bajo mucha carga y deformaciones, la lámina de CFRP puede desprenderse. Los anclajes de CFRP proporcionan un medio alternativo de transferir la tensión de la lámina al concreto para que el despegado no controle el modo de falla (Huaco, 2013). Como se puede apreciar en la figura 32.

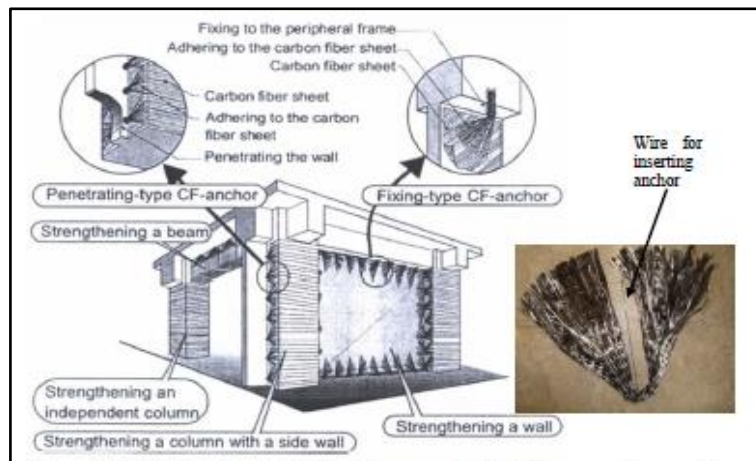


Figura 32: Anclajes de CFRP aplicados a columnas y paredes para una mejor sujeción de la láminas de CFRP y tira de CFRP para la instalación.

Adaptado de “Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Decives, p.89, por Huaco, 2013.

Otras investigaciones sobre la capacidad de anclaje CFRP se llevaron a cabo por Ozdemir y Akyuz (2005) donde investigaron los efectos de la resistencia del hormigón a la compresión, profundidad de anclaje, diámetro de anclaje, y el número de fibras en la capacidad de resistencia a la tracción del ancla CFRP.

Como bien menciona huaco (2013, como se citó en Kim,2008) la fuerza y la capacidad de deformación de un elemento concreto aumentan a medida que mejora el tipo de anclaje.

2.1.3.2.2 Capacidad del Ancla CFRP

2.1.3.2.2.1 Ancla de CFRP bajo fuerzas de corte

Huaco (2009) desarrolló un método para evaluar la resistencia de los anclajes utilizando vigas de hormigón liso reforzadas externamente con láminas de CFRP unidas con epoxi y anclajes de CFRP. Bajo carga en la viga, el autor aplicó una fuerza de tracción en las láminas de CFRP y una fuerza de corte en los anclajes de CFRP. Huaco explica que las fuerzas en los anclajes de CFRP se definieron por la carga aplicada a la viga y se compararon con las fuerzas basadas en la tensión medida en láminas de CFRP. Obteniendo una resistencia del hormigón muy alta (11,4 ksi) para evitar la rotura por cortante del hormigón. El autor también utilizó una envoltura de plástico para aplicar la lámina de CFRP sin adherir a la superficie del concreto; De esta manera, los anclajes de CFRP recibieron la fuerza de tracción total de la hoja de CFRP. La figura 33 muestra el esquema para el uso de envoltura plástica.

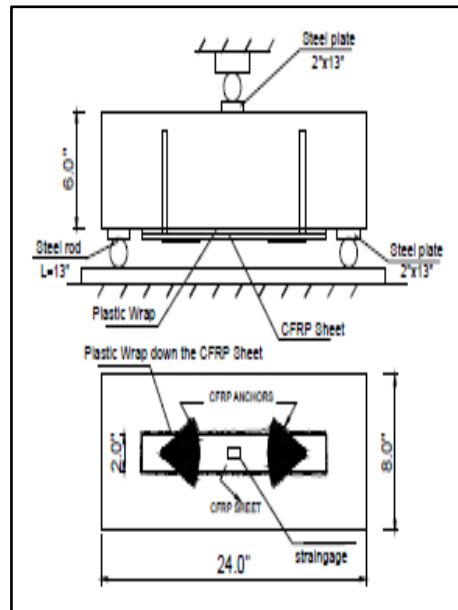


Figura 33: Esquema de Especímenes para Casos Utilizando Envoltura de Plástico.

Adaptado de “Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices, p.94, por Huaco, 2013.

Todas las pruebas realizadas por Huaco (2013) se realizaron en una máquina de pruebas universal. El autor explica que la viga estaba sostenida por un rodillo y un pasador como se muestra en la Figura 34. Huaco menciona que, en la mayoría de sus pruebas, la carga y las reacciones se aplicaron a través de placas de apoyo fijadas a la superficie del hormigón. Midió la deflexión en el punto medio del haz y adjunto galgas extensión métrica a la hoja de CFRP.



Figura 34: Muestra en Máquina de Prueba.

Adapado de “Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices, p.95, por Huaco, 2013.

Según huaco (2013, como se citó en Huaco, 2009) se probó más de 30 haces con diferentes cantidades de materiales CFRP, cambiando las dimensiones de ancho para las tiras CFRP

para la chapa y anclaje, y diferentes diámetros para los agujeros en la viga de concreto. Para esas muestras, el ancho de las láminas de CFRP eran de 2 pulgadas y el ancho de los anclajes de CFRP eran de menos de 1 pulgada, de modo que la falla del anclaje ocurriría antes de que el concreto fallara por corte o la lámina de CFRP se rompiera. Además, la mitad de esas muestras tenían una hoja de plástico colocada entre la superficie de hormigón y la hoja de CFRP para crear una interfaz despegada de modo que. La fuerza de tracción en las láminas de CFRP fue soportada únicamente por los anclajes de CFRP.

2.1.3.2.2 Ancla de CFRP bajo Fuerza de Extracción

Ozdemir y Akyuz (2005) estudiaron el efecto de la resistencia a la compresión del hormigón, el diámetro y la profundidad del anclaje y la cantidad de fibras sobre la resistencia a la tracción de los anclajes de CFRP. Huaco (2013) hace referencia al estudio realizado por Ozdemir y Akyuz (2005) donde la capacidad de tracción del anclaje CFRP aumentó linealmente hasta que la profundidad alcanzó una longitud de unión efectiva de 100 mm a medida que aumentaba la profundidad de empotramiento. Más allá de esta longitud, la capacidad de tracción no aumentó (Huaco, 2013). En la Figura 35 se muestra la configuración de prueba utilizada por Ozdemir y Akyuz (2005). La carga se aplica al anclaje CFRP usando un clip de tubería para sujetar el ancla a la barra de carga.

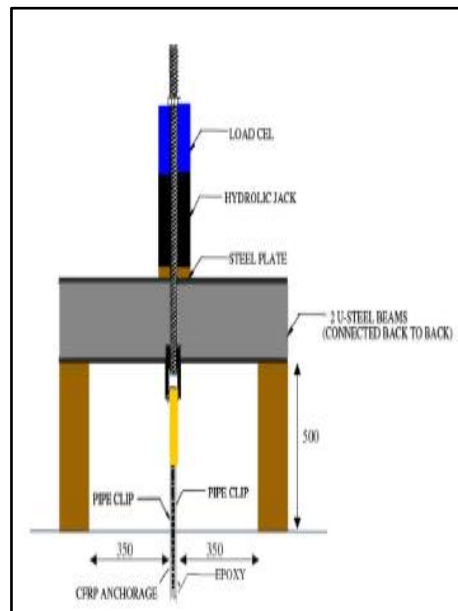


Figura 35: Configuración de Prueba.

Adaptado de “Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices, p.105, por Huaco, 2013.

2.1.3.3 Control de Calidad

El reforzamiento de elementos estructurales con CFRP, es un material innovador de refuerzo estructural sísmico para edificaciones antiguas. El comportamiento compuesto de la mampostería reforzada se basa tanto en el anclaje como en la adhesión del material de refuerzo al sustrato de mampostería. (Guerreiro, Proença, Ferreira y Sousa, 2017).

Guerreiro, J et al. (2017) concluye que la fijación adhesiva es bastante fiable y que la sujeción adhesiva con anclaje directamente a la malla de fibra de carbono es la que dio mejores resultados. Por ello, el uso de este método para el reforzamiento de la Biblioteca Agraria Nacional es importante debido a que tiene un mejor desempeño de resistencia a la tracción.

Uno de los aspectos críticos para la implementación de esta técnica es la preparación de la superficie donde se colocará las chaquetas de CFRP ya que, si no hay una buena preparación de esta, puede provocar la falla por falta de adherencia en la superficie.

Se deben de enfatizar algunos temas de especial preocupación sobre las diferencias de implementación del proceso de fortalecimiento debido que la efectividad de esta nueva técnica de refuerzo depende en gran medida de su ejecución (Guerreiro et al., 2017)

Del mismo modo, Huaco (2013) recomienda que para un uso óptimo de CFRP, el control de calidad de la implementación es importantes para el rendimiento de aplicación del CFRP. Sin una instalación de alta calidad, la capacidad del CFRP se ve comprometida y es posible que no alcance la capacidad deseada. Como se puede ver en la figura 36.



Figura 36: Desunión del ventilador de anclaje debido a epoxy de mala calidad.

Adaptado de “Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices, p.104, por Huaco, 2013.

2.2 PROPUESTA DE MODELAMIENTO NO LINEAL COLUMNA Y MUROS

2.2.1 Propuesta N° 01: Reforzamiento de elementos estructuras utilizando Planchas y Anclajes de Acero

2.2.1.1 Evaluación y Diseño de Columnas con Planchas y Anclajes de Acero

En este estudio realizado por Aboutaha (1994), muestra que el efecto de diferentes variables en el rendimiento de las muestras de pruebas es evaluado y discutido para el desempeño de una columna reforzada con planchas de acero. Así mismo el autor menciona que los enfoques para el diseño de las planchas metálicas para el reforzamiento de columnas con un empalme inadecuado con resistencia a la cizalladura también son discutidos. Del mismo modo el autor hace conocer que los resultados basados en estas pruebas que conducen a este estudio, preliminarmente las pautas de diseño para el uso de las chaquetas de acero para el reforzamiento sísmico de columnas de concreto reforzado no dúctiles son presentados. El autor también presenta el modelo analítico para el diseño de reforzamiento sísmico de columnas con empalmes de vuelta inadecuado usando chaquetas de acero rectangular con y sin pernos de anclajes.

Reparación de empalme más corto

El autor Aboutaha (1994) menciona que las columnas analizadas para su estudio fueron detalladas de acuerdo con los códigos establecidos por la American Concrete Institute ACI 318-56 y ACI 318-63. El autor también menciona que algunas de las columnas a flexión con inadecuado traslape de empalme tuvieron una inadecuada resistencia del concreto por debajo de 3000 psi. Además, menciona que la longitud del empalme para estas columnas fue solo del 75% de la longitud del empalme requerido por el reglamento del antiguo código del ACI para columnas con resistencia a la compresión del concreto menor a 3000psi. Sin embargo, el autor, menciona que la propuesta de chaquetas de acero fue efectiva para esas columnas. En forma general, el autor determina que el uso de los resultados de este estudio para el fortalecimiento sísmico de estas columnas que no conocemos los requerimientos del viejo código ACI debería ser analizado con cuidado.

Diseño de chaquetas de acero sin pernos de anclaje

El autor Aboutaha (1994) detalla que la necesidad para adherir pernos de anclaje se hace visible en este estudio. Así mismo el autor menciona que el diseño de chaquetas de acero liso sin pernos de anclaje es presentado en esta sección. El autor también detalla que el

enfoque de diseño considera la contribución del refuerzo transverso en el confinamiento de la zona de empalme.

Aboutaha (1994) con el propósito de encontrar el espesor de las chaquetas de acero, especifica que la fricción de corte en los empalmes se debería estimar primero. El diseño de fricción de corte debería de ser el único asociado con el desarrollo de $1.25F_y$ la resistencia a la tracción de la barra longitudinal.

Así mismo en el proceso de diseño Aboutaha (1994) determina y explica que las chaquetas de acero pierden su efectividad en los empalmes de confinamiento de la columna en una dilatación crítica de la tracción cerca de parte inferior del empalme. Experimentalmente se encontró que la dilatación crítica de tracción se encontraba a tracción de 770 micro, el cual fue el equivalente a 22 ksi aproximadamente. La profundidad total de todas las columnas investigadas en este estudio estaba a 18 pulgadas. Las secciones de las columnas más profundas requieren una plancha de acero más gruesa para ser tan efectivo como las planchas de acero de columnas de 18 pulgadas de profundidad, especifica el autor.

Por último, el autor Aboutaha (1994) presenta en un ejemplo mostrando como resultado que una chaqueta de acero de $\frac{1}{4}$ " sin pernos de anclaje es efectivo para el fortalecimiento de columnas de 18"x18", pero no es efectivo para el fortalecimiento de columnas más amplias o más profundas a 18 pulgadas.

Diseño de chaquetas de acero con pernos de anclaje

Aboutaha (1994) explica que el diseño de chaquetas de acero con pernos de anclaje es muy similar al diseño de chaquetas de acero sin pernos de anclaje. Como se ilustra en la figura 37, la fuerza de los pernos de anclaje en la chaqueta de acero se deforma con la columna de concreto y mejora el confinamiento de los empalmes. La mayoría de estos mejoro el rendimiento que se debe al incremento en el equivalente del factor de fricción de corte sobre la posible división de grietas en el plano de las barras empalmadas. En ambos casos tanto en la parte superior e inferior los pernos de anclaje contribuyen a la deformación de la chaqueta de acero. También, en la parte inferior los pernos de anclaje, instalados sin la longitud de empalme proporciona confinamiento directo en las barras de empalme. Sin embargo, este confinamiento directo es pequeño debido al empotramiento de longitud corta de los pernos de anclaje más allá del plano de empalme.

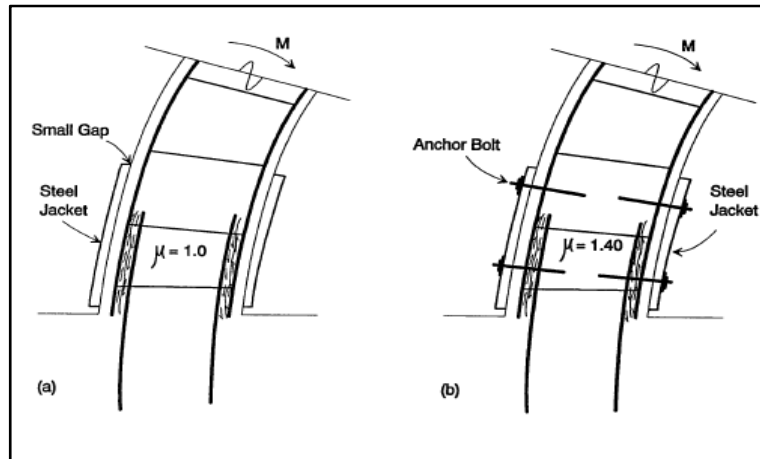


Figura 37: Región de Empalme de Columnas Reparadas a flexión por el uso de: a) Chaqueta de acero liso b) Chaqueta de Acero con Pernos de Anclajes.

Adaptado de “Seismic Retrofit of Non-Ductile Reinforced Concrete Columns Using Rectangular Steel Jackets”, p.339, por Aboutaha, 1994.

De igual manera Aboutaha (1994) menciona que un factor equivalente de fricción de corte de 1.40 fue establecido para ser apropiado para columnas reparadas con chaquetas de acero y pernos de anclaje.

En el Figura 38 muestra un detalle de un adhesivo para pernos de anclaje en la región de empalme. La falla de la unión entre el perno de anclaje y el concreto circundante es considerado el estado limite primario. Así, la máxima fuerza que puede ser absorbido por el perno de anclaje es:

$$T_{ab} = u_b * r * d_{ab} * L_{ab}$$

Donde

- u_b = tensión de enlace entre el perno de anclaje y el concreto (ksi)
- d_{ab} = diámetro nominal del perno de anclaje, aunque la superficie del diámetro actual de la fractura sea más larga.
- L_{ab} = longitud de empotramiento actual del perno de anclaje. Moderado desde el centro de la barra de empalme dentro del núcleo de la columna de concreto.

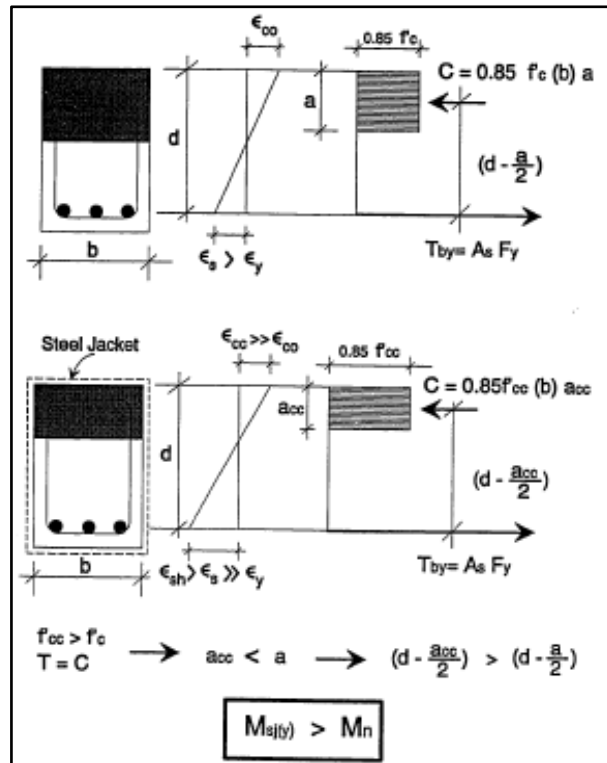


Figura 38: Capacidad de Flexión de secciones R/C a) Ordinario b) Encajetado de acero.

Adaptado de " Seismic Retrofit of Non-Ductile Reinforced Concrete Columns Using Rectangular Steel Jackets ", p.342, por Aboutaha, 1994.

Pernos de anclajes adhesivos

Aboutaha (199) explica que de igual manera de cómo se presentó en secciones previas, cuando los pernos de anclajes adhesivos son requeridos, ellos proporcionan al menos dos niveles, encima de la parte superior del empalme y dentro del parte inferior medio de la longitud de empalme. En planta, se encontró que proporcionar los pernos de anclaje en 12 pulgadas fue adecuado para confinar el empalme. La figura 39 muestra el detalle de un perno de anclaje adhesivo en un traslape de empalme de la columna. Como se muestra en la figura, una arandela de acero de espesor 4"x4"x1/2" fue usado con cada perno de anclaje para distribuir la fuerza del perno sobre el área grande. Así mismo el autor explica que si se hubiese asumido que la efectividad de la zona confinada está delimitada por líneas de 45 grados que irradian desde el borde de la lavadora de 4 ", el ancho de la zona confinada en la ubicación del empalme sería de aproximadamente 12 pulgadas de espaciamiento entre los pernos de anclaje trabajaron muy bien para la columna reparada con un inadecuado traslape de empalme.

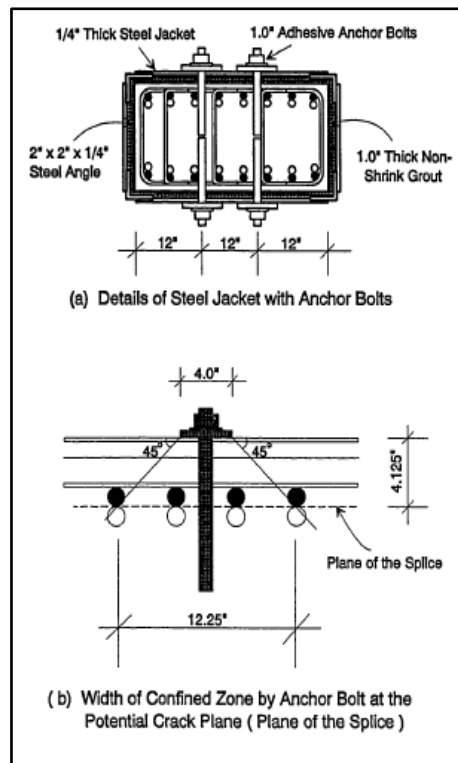


Figura 39: Ancho de la Zona de confinamiento por un solo perno de anclaje.

Adaptado de "Seismic Retrofit of Non-Ductile Reinforced Concrete Columns Using Rectangular Steel Jackets", p.346, por Aboutaha, 1994.

Del mismo modo Aboutaha (1994) explica que los pernos utilizados en esta investigación experimental fueron de 1,0 pulgadas de diámetro. la longitud total del perno era de 12 pulgadas, y se incrustó 8 pulgadas en la columna de concreto. El perno se incrustó aproximadamente 5 pulgadas más allá del plano de las barras empalmadas. la distancia se conoce como: L_{ab} = longitud de empotramiento del perno de anclaje más allá del plano de la barra empalmada (en pulgadas)

El autor Aboutaha (1994) especifica que como el fallo del enlace entre el perno de anclaje y el concreto circundante se considera el estado límite primario, es muy importante mantener el nivel de esfuerzos de enlace lo suficientemente bajo para evitar este estado límite. una tensión de adherencia de $16\sqrt{f_c}$ se considera apropiada para los pernos de anclaje incrustados en el concreto, ya que, en este caso particular, la falla de adherencia puede ocurrir al cortar un cilindro de concreto de un diámetro ligeramente mayor que el diámetro exterior del perno de anclaje. la falla real de la unión se produciría en la interfaz adhesivo-concreto del perno. y la superficie de fractura real se ubicaría ligeramente en el material de concreto. Algunas variables, como d_{ab} , L_{ab} y el espaciado horizontal entre los pernos, no se

investigaron a fondo en este estudio, pero se cree que se necesitan algunas limitaciones para garantizar un rendimiento aceptable en las columnas adaptadas.

Dos métodos alternativos de carga, carga vertical y la carga lateral como se muestra en la figura 40, inicialmente se consideró que aplicaba tensión a los empalmes de vuelta. La carga lateral se seleccionó para este estudio, aunque la carga vertical podría crear una condición de estrés en los empalmes de vuelta que era más similar a la condición cuando una columna debajo de los empalmes de vuelta fue eliminado. Sin embargo, la carga lateral fue seleccionada debido a siguientes razones. Primero, más de una prueba fue posible usando una columna debajo de la carga lateral porque solo un lado de los empalmes de regazo estaba en tensión cuando se aplicó la carga lateral y cuando se invirtió la carga, el otro lado estaba en tensión. Por lo tanto, se podrían evaluar más variables de prueba utilizando dos lados de una columna por aplicando la carga lateral en ambas direcciones. En este estudio, los especímenes de columna fueron probado bajo carga lateral monotónica o cíclica. Bajo carga monotónica, una columna era probado en tres condiciones diferentes: según se construyó, reparación después de la carga hasta el empalme, y fortalecimiento previo a la carga. Bajo carga cíclica, diferentes métodos de fortalecimiento. Se evaluaron utilizando cada lado de una columna. Se presentan los detalles del programa de carga. Segundo, bajo carga lateral, una relación de deriva frente a la respuesta de carga lateral se obtuvo para una columna. Esta información proporcionó una clara indicación del desempeño de la columna antes y después de la rehabilitación y fue fácil de comparar con los resultados de las pruebas de otros estudios con carga similar. En tercer lugar, la configuración de la prueba y las muestras podrían ser comparadas a los reportados por Aboutaha (1994) en los cuales se usaron chaquetas de acero.

La diferencia en la condición de tensión de los empalmes de vuelta bajo carga vertical y la carga lateral fue de momento variable a lo largo de la región de empalme de vuelta el efecto del momento variable fue estudiado por Ferguson y Krishnaswamy (1971). De acuerdo con sus estudios, la longitud del empalme de vuelta puede disminuirse multiplicando la longitud del empalme por un factor, $\frac{1}{2}(1+k)$ y k es la relación de tensiones en los extremos de la región de empalme de vuelta ($0.5 < k < 1$). La figura 41, si el momento de flexión en la parte inferior de la columna es solo el rendimiento, la tensión en la barra de empalme de vuelta en ese punto es f_y y la tensión en la otra barra de empalme de vuelta en la parte superior del empalme es $y \frac{L-L_s}{L} f_y$ ($k = \frac{L-L_s}{L}$). En nuestro programa de prueba, k fue igual a 0.78 ($L = 108$ in. y $L_s = 24$ in.) y la longitud del empalme de vuelta podría reducirse en un 11%.

Aunque menos la longitud de desarrollo era necesaria en una condición de momento variable que en una constante condición del momento, se seleccionó la carga lateral porque el efecto de la variable momento era pequeño para las dimensiones del espécimen seleccionadas.

Diferentes enfoques para fortalecer y reparar empalmes de vuelta inadecuados en

Columnas cuadradas y rectangulares de hormigón armado con combinaciones de chaquetas CFRP y se estudiaron los anclajes de CFRP. Tres columnas cuadradas (1-A-S8-M, 2-A-S8-M y 3-BS10-M) y tres columnas rectangulares (4-C-R20-M, 5-C-R20-C y 6-C-R20-C) fueron fabricado y rehabilitado utilizando chaquetas de CFRP solamente, anclas de CFRP solamente, o por una combinación de chaquetas CFRP y anclajes CFRP. Ambos dañados y sin daños Las columnas fueron reforzadas y probadas.

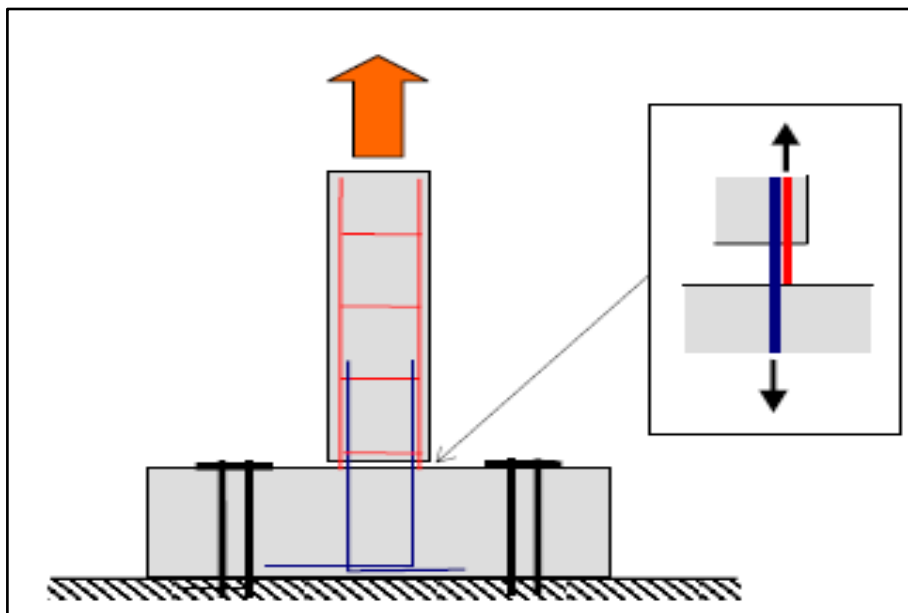


Figura 40: Deformación de Carga Vertical.

Adaptado de " Use of CFRP to provide continuity in Existing Reinforced Concrete Members Subjected to Extreme Loads ", p.187, por Kim, 2008.

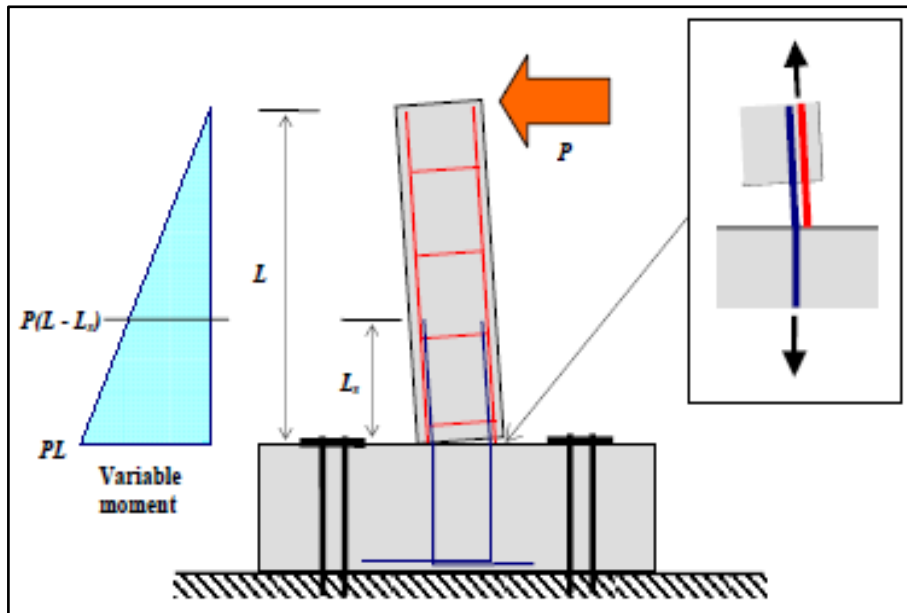


Figura 41: Deformación de Carga Lateral.

Adaptado de " Use of CFRP to provide continuity in Existing Reinforced Concrete Members Subjected to Extreme Loads ", p.187, por Kim, 2008.

Variables de la Prueba

Las variables de prueba fueron las siguientes: 1. Forma de la sección y número de empalmes de vuelta; 2. Programas de carga (monotónicos o cíclicos); 3. Métodos de rehabilitación (uso de chaquetas CFRP). y / o anclajes, método de diseño).

Especímenes de prueba

La geometría y las dimensiones de las muestras de prueba se proporcionan en la figura 42. Las barras longitudinales en la columna y las barras de la zapata fueron empalmadas por encima de la junta de construcción entre la columna y la zapata. Todo el empalme longitudinal. las barras fueron # 8 y la longitud de los empalmes de vuelta fueron de 24 pulg. En la región de empalme de vuelta, el refuerzo transversal fue provisto por barras # 3 a 16 pulg. espaciado con el primer lazo a 4 in. en la zapata. El diseño de las columnas se basó en las disposiciones de la ACI 318-63.

Se fabricaron tres tipos de columnas de hormigón armado. Dimensiones de las columnas y los detalles del refuerzo transversal se muestran en la figura 42. Seis columnas, dos Tipo A (1-A-S8-M y 2-A-S8-M) con 8 empalmes, una Tipo B (3-BS10-M) con 10 empalmes y tres tipos C (4-C-R20-M, 5-C-R20-C y 6-C-R20-C) con 20 empalmes fueron probados. Un resumen de las muestras se detalla en la figura 42 en ejemplar notación, las características de una columna de prueba se indican a continuación:

- Número de muestra
- Tipo de columna (Tipo A, B o C),
- Forma de la sección (Cuadrado o Rectángulo)
- Número de empalmes de vuelta (8, 10 o 20 empalmes de vuelta en una columna)
- Tipo de carga (Monotónica o Cíclica).

Specimen	Section type	Size of specimen	Number of lap splices	Type of loading	Test condition	Compressive strength of concrete	Age on test day
1-A-S8-M	Type A	18 in. x 18 in. (Square)	8	Monotonic	As-built	5,300 psi	56 days
					Repair and strengthening	5,600 psi	79 days
2-A-S8-M	Type A	18 in. x 18 in. (Square)	8	Monotonic	As-built	4,700 psi	28 days
					Repair and strengthening	5,300 psi	47 days
3-B-S10-M	Type B	18 in. x 18 in. (Square)	10	Monotonic	As-built	4,200 psi	28 days
					Repair and strengthening	4,500 psi	39 days
4-C-R20-M	Type C	18 in. x 36 in. (Rectangle)	20	Monotonic	As-built	4,600 psi	53 days
					Repair and strengthening	4,600 psi	69 days
5-C-R20-C	Type C	18 in. x 36 in. (Rectangle)	20	Cyclic	Strengthening	5,600 psi	63 days
6-C-R20-C	Type C	18 in. x 36 in. (Rectangle)	20	Cyclic	Strengthening	5,600 psi	82 days

Specimen notation: A: Type A; B: Type B; C: Type C (Figure 4.5)
 S: Square; R: Rectangle
 8: 8 lap splices; 10: 10 lap splices; 20: 20 lap splices
 M: Monotonic loading; C: Cyclic loading

Figura 42: Resumen de los Ensayos en Columnas.

Adaptado de " Use of CFRP to provide continuity in Existing Reinforced Concrete Members Subjected to Extreme Loads ", p.189, por Aboutaha, 1994.

El diseño de resistencia a la compresión del concreto fue de 4.000 psi. Lo medido las resistencias a la compresión del concreto en el día de la prueba se muestran en la figura 43. Dos de las columnas se fabricaron al mismo tiempo (3 piezas fundidas: 1-A-S8-M y 2-A-S8-M; 3-B-S10-M y 4-C-R20-M; 5- C-S20-C y 6- C-R20-C). 2-A-S8-M fue probado antes de 1-A-S8-M y las otras columnas se probaron en el mismo orden de numeración que muestra la figura 42, se proporcionan dos valores de resistencias a la compresión para 1-A-S8-M, 2-A-S8-M, 3-B-S10-M y 4-C-R20-M porque estas columnas se probaron como están construidas y después de la rehabilitación.

Se utilizó refuerzo de grado 60 para el reforzamiento longitudinal (# 8) y transversal (# 3). La resistencia a la tracción medida del refuerzo longitudinal fue de 63 ksi y el de refuerzo

transversal fue de entre 66 ksi y 74 ksi. Una medida la curva de tensión-deformación del refuerzo longitudinal (# 8) se muestra en la figura 44 y 45.

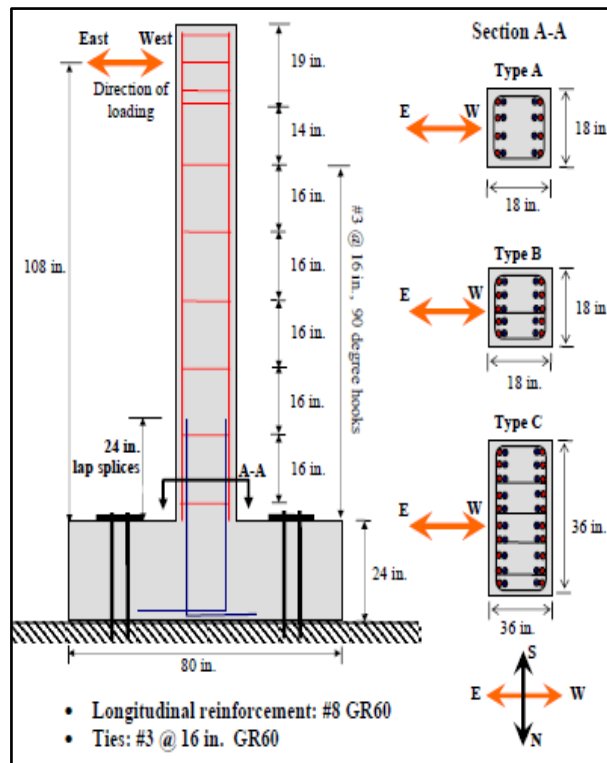


Figura 43: Dimensión de las Columnas ensayadas.

Adaptada de " Use of CFRP to provide continuity in Existing Reinforced Concrete Members Subjected to Extreme Loads ", p.190, por Kim, 2008.

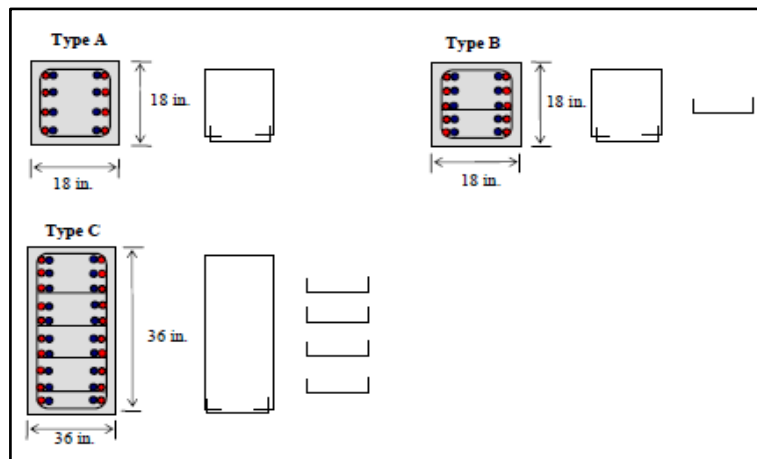


Figura 44: Detalles del Reforzamiento Transversal. Adaptado de " Use of CFRP to provide continuity in Existing Reinforced Concrete Members Subjected to Extreme Loads ", p.191, por Kim, 2008.

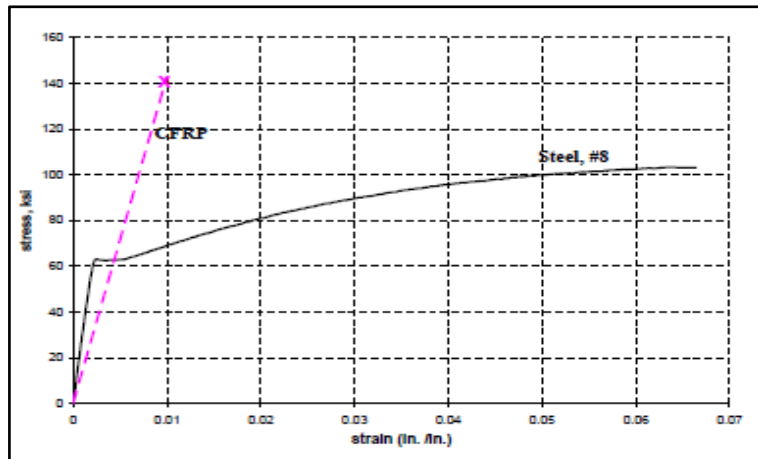


Figura 45: Diagrama de Curvas de Acero y CRFP.

Adaptado de "Use of CFRP to provide continuity in Existing Reinforced Concrete Members Subjected to Extreme Loads", p.191, por Kim, 2008.

2.2.2 Propuesta N° 02: Reforzamiento de elementos estructurales utilizando Planchas y Anclajes de polímeros de fibra de carbono (CFRP)

2.2.2.1 Planchas y Anclajes de Polímeros de fibra de Carbono

Uno de los ensayos experimentales que nos muestra la efectividad del reforzamiento de elementos estructurales con polímeros de fibra de carbono o con CFRP (por sus siglas en inglés) son los ensayos realizado por Huaco (2013) en donde nos muestra el antes y el después de aplicar el reforzamiento con este material.

Los detalles de procedimiento del ensayo de laboratorio nos muestran lo siguiente:

Procedimiento de Recuperación de Columna para RC-1

Descripción general de la adaptación RC-1

De acuerdo con Huaco (2013) la figura 46 se muestra la columna dañada después de la primera prueba, las barras con hebillas en la parte inferior y la cubierta desconchada en la parte superior. El concreto suelto fue removido en la región inferior de las bisagras. La parte superior de la columna se enderezó utilizando gatos para que la columna tuviera una alineación vertical con la base.



Figura 46: Condición de la columna antes del reforzamiento.

Adaptado de “Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices”, p.137, por Huaco, 2013.

En la figura 47 Huaco (2013) describe las dos zonas de articulación de la columna que tenían diferentes patrones de daño, por lo tanto, se utilizaron dos procedimientos de modificación. La Figura 47 muestra los dos tipos diferentes de reparación utilizados para RC-1. Se instaló una chaqueta de CFRP en la zona de bisagra superior de la columna y el concreto y el refuerzo se reemplazaron en la región de bisagra inferior muy dañada. Se utilizaron empalmes mecánicos para reemplazar las barras dobladas.

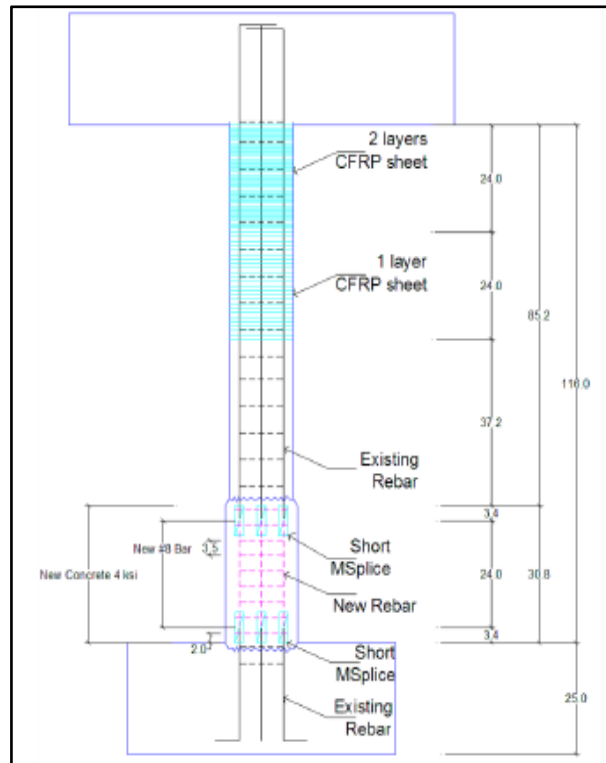


Figura 47: Reforzamiento utilizando empalmes mecánicos cortos y materiales CFRP.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.138, por Huaco, 2013.

Para la columna RC-1 de acuerdo con el ensayo realizado por Huaco (2013), el extremo superior de la columna donde se derrumbó la cubierta, pero no se combó, se retiró el concreto suelto y se usó el mortero de reparación para reemplazar el concreto removido. No hubo ningún intento de inyectar epoxy en las grietas en la parte superior de la columna. La región dañada se envolvió con dos capas de láminas de CFRP que se extendieron 24 pulgadas desde la parte superior de la columna y una capa en la parte inferior de 24 pulgadas. Se instalaron anclajes CFRP intermedios a medio camino entre las esquinas. En la figura 48 se muestra detalles del procedimiento de revestimiento.

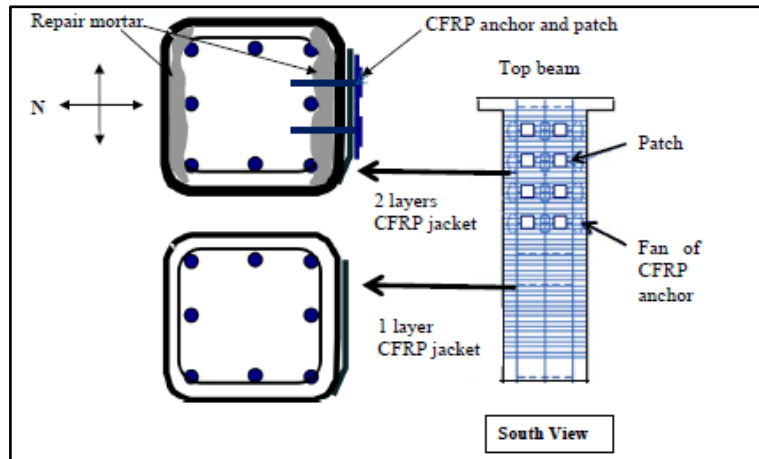


Figura 48: Detalles para el Reforzamiento de la parte Superior de la Columna.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.139, por Huaco, 2013.

Así mismo Huaco (2013) detalla que Los anclajes se formaron mediante tiras de CFRP de 17 pulgadas de largo dobladas en dos y 2 pulgadas de ancho. El orificio perforado en la columna tenía un diámetro de 1/2 pulg. Con una profundidad de 4 pulg. El borde del orificio tenía un filete de 1/2 pulgada. Se colocó un parche cuadrado de CFRP (4 pulgadas x 4 pulgadas) sobre el centro del anclaje de CFRP. Como se muestra en la figura 49.

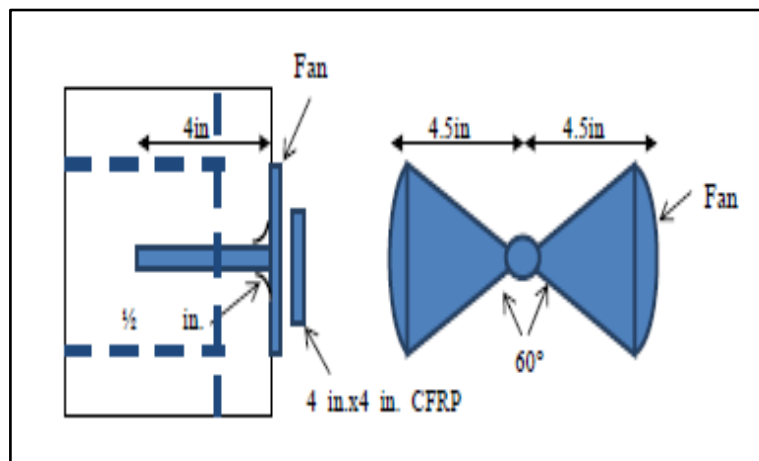


Figura 49: Detalles del Ancla CFRP.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.140, por Huaco, 2013.

Del mismo modo Huaco (2013) menciona que, en la parte inferior de la columna, se usaron empalmes mecánicos cortos para reemplazar las barras dobladas y para proporcionar continuidad a las barras longitudinales. La resistencia del nuevo hormigón era más alta que la columna de hormigón original. Así mismo, menciona que, La sección transversal se

incrementó 1 pulgada por lado para proporcionar una cobertura suficiente sobre los empalmes mecánicos. El nuevo refuerzo era el mismo tipo de barra existente: acero A-615 Grado 60. En la figura 50 se muestra detalles del procedimiento de revestimiento usado. El proceso se explica en el Apéndice B.

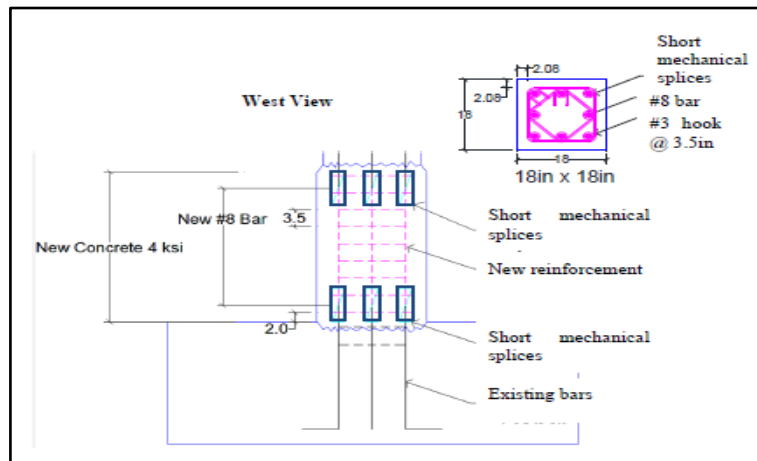


Figura 50: Detalles para el Reforzamiento en la parte inferior de la Columna.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.141, por Huaco, 2013.

Preparación de las Zonas de bisagra inferior y superior

Por otro lado, huaco (2013) muestra la preparación de la superficie de la parte superior e inferior de la columna donde se registró trituración de hormigón. Y barra de pandeo. Todo el concreto dañado fue removido. En la Figura 51 y 52 se muestran detalles del daño en la parte superior e inferior de la columna.



Figura 51: Condición de la bisagra superior de la Columna.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.142, por Huaco, 2013.

El hormigón triturado fue retiró de la zona inferior de la columna, sin embargo, fue necesario eliminar más hormigón para tener suficiente espacio libre para la instalación de los empalmes mecánicos cortos (Huaco, 2013). Así mismo, el autor muestra que la eliminación fue realizada con cuidado para evitar daños adicionales a la columna. En la Figura 52 se muestra que el pandeo lateral fue más dramático en la dirección de la carga lateral.

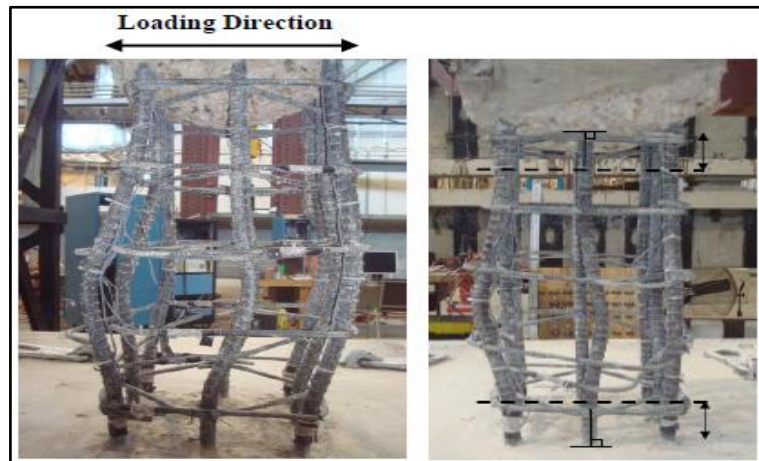


Figura 52: Barra con hebilla en la Parte Inferior de la Columna.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.143, por Huaco, 2013.

Reforzamiento de la parte superior de la columna con materiales CFRP

Huaco (2013) detalla que después de preparar la zona de la bisagra superior retirando el concreto desprendido y utilizando aire comprimido para eliminar el polvo, reemplazó la cubierta con un mortero comercial (Quikrete), que tenía una resistencia a la compresión de 4 ksi. En la Figura 53 se muestra el mortero aplicado sobre la superficie de la sección transversal de la columna. La imagen de la derecha muestra el área dañada después de que se colocó el mortero. El mortero cubrió esencialmente las 24 pulgadas superiores de la cubierta superior de la columna. Las cuatro esquinas de la columna se redondearon a un radio de 1/2in. para evitar una concentración de estrés en las esquinas de la envoltura de CFRP. En las áreas restantes que se envuelven con CFRP, las esquinas del concreto existente se redondearon.



Figura 53: Aplicación de mortero de reparación y CFRP en la parte superior.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.144, por Huaco, 2013.

Así mismo, Huaco (2013) menciona que para confinar mejor el concreto en la región de bisagra, se agregaron anclas a las caras que fueron sometidas a compresión debido a la flexión bajo la carga lateral. Del mismo modo, menciona que los orificios se perforaron como se muestra en la Figura 54 para insertar los anclajes CFRP. Los orificios tenían una profundidad de 4 pulg. Y tenían un diámetro de $\frac{1}{2}$ pulgada. Los anclajes se instalaron solo en la cara sur de la columna.



Figura 54: Agujeros perforados para la Instalación del Anclaje CFRP.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.145, por Huaco, 2013.

Posteriormente a lo ya mencionado, Huaco (2013) explica y detalla que la aplicación de los materiales de CFRP se realizó en el siguiente orden. Los orificios de anclaje se rellenaron con el epoxi antes de aplicar las hojas. Las hojas de CFRP para las 24 pulgadas superiores de la columna se saturaron con el epoxi y se aplicaron. Las hojas se solaparon en la cara donde se instalaron los anclajes (lado sur de la columna). Del mismo modo, el autor explica que inmediatamente después de la aplicación de la chaqueta CFRP en las primeras 24 pulgadas, la segunda zona de 24 pulgadas de la parte superior de la columna se cubrió con una capa de CFRP superpuesta en la cara sur. Finalmente se instalaron los anclajes CFRP. Estos detalles se muestran en las Figuras 55, 56 y 57.



Figura 55: Aplicación de la hoja de CFRP (Chaqueta) en la parte superior de la Columna.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.146, por Huaco, 2013.



Figura 56: Aplicación de los Anclajes CFRP.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.146, por Huaco, 2013.

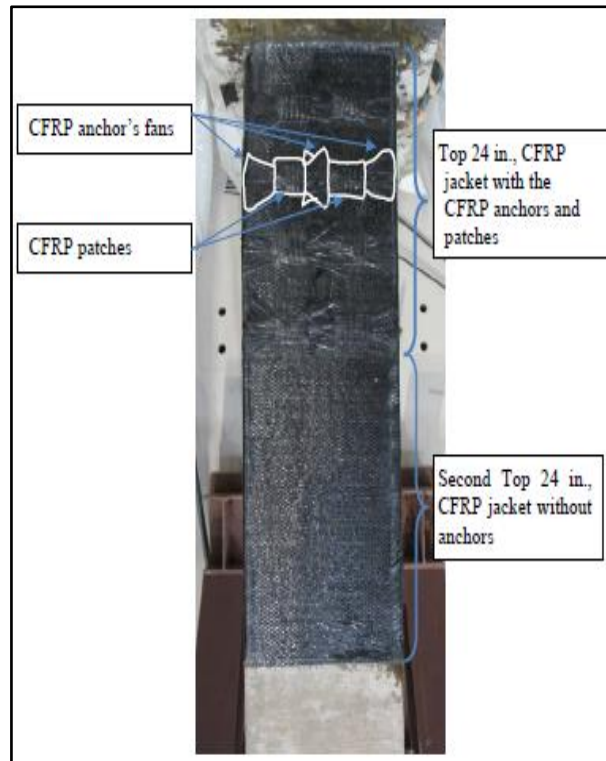


Figura 57: Parte Superior de la Columna después de la Instalación de Chapas y Anclajes CFRP.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.147, por Huaco, 2013.

Ensayo de Laboratorio de la columna RC-1R

Configuración de prueba para el sistema de prueba y adquisición de datos

Para la elaboración y configuración del ensayo el autor, Huaco (2013) muestra un espécimen reparado después de la instalación en el marco en L, detalle que se muestra en la figura 58.



Figura 58: Configuración de Prueba para la Columna RC-1R.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.152, 2013.

Instrumentación para la Prueba

Huaco (2013) específica y detalla que para realizar el ensayo se tuvieron que colocar potenciómetros lineales y de alambre para medir la deformación global y local de la columna. Las galgas extensiométricas externas se instalaron en las hojas de CFRP. También menciona que se instalaron galgas extensiométricas internas para medir la tensión de los empalmes mecánicos cortos y el nuevo refuerzo longitudinal. En la figura 59 se muestra las ubicaciones del potenciómetro lineal y de cable externo utilizado.

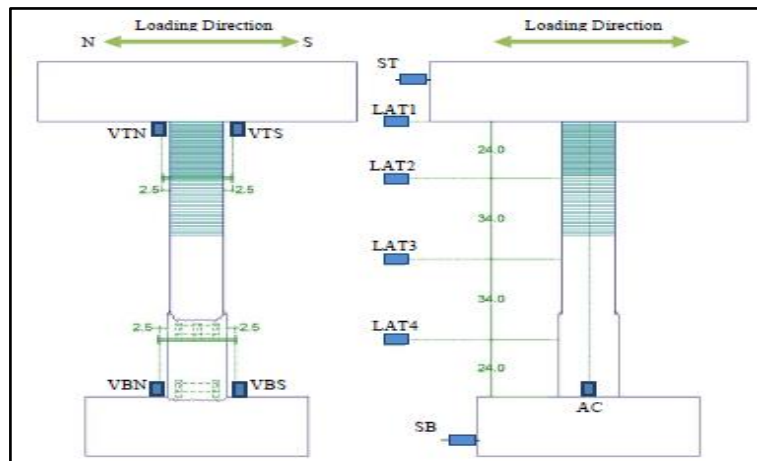


Figura 59: Ubicación del Potenciómetro lineal y de cable para deformación local (izquierdo) y global (derecha).

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.153, por Huaco, 2013.

En la Figura 60 muestra la ubicación de cada medidor de tensión para el refuerzo interno en la parte superior de la columna. Huaco (2013) detalla que las galgas extensiométricas ubicadas en las barras longitudinales se ubicaron a 2 pulgadas por encima de la base. Las ubicaciones de las galgas extensiométricas en las capas de CFRP se muestran en la Figura 61. Esos cuatro medidores se colocaron en el lado este de la columna. Finalmente, las galgas extensiométricas instaladas en el refuerzo de la parte inferior de la columna se muestran en la figura 62 y 63 respectivamente. Los medidores se instalaron en la mitad de la altura de los empalmes, como se muestra en la figura 62 y en la figura 63.

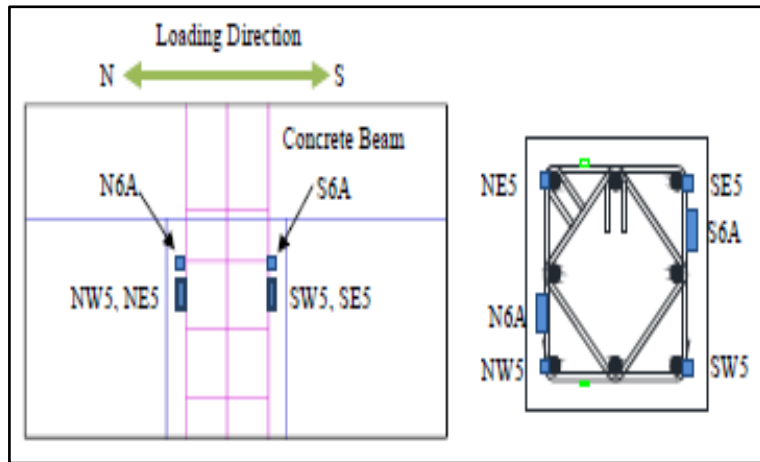


Figura 60: Ubicación de las galgas extensiométricas internas en la parte superior de la columna.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.154, por Huaco, 2013.

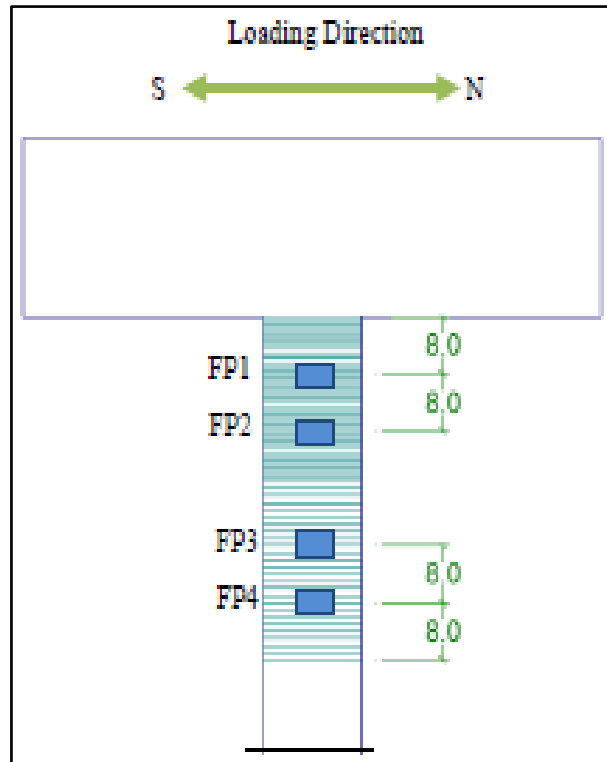


Figura 61: Ubicación de las galgas extensiométricas externas en la Chaqueta CFRP.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.154, por Huaco, 2013.

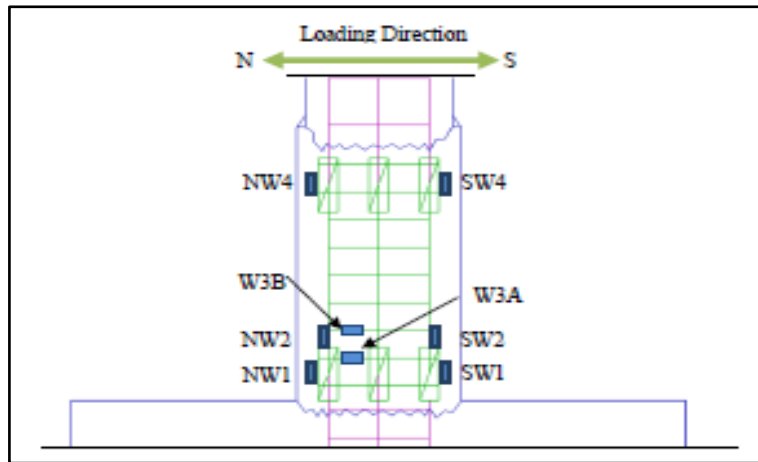


Figura 62: Ubicación de las galgas extensiométricas internas para la cara oeste de la parte inferior de la columna.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.155, por Huaco, 2013.

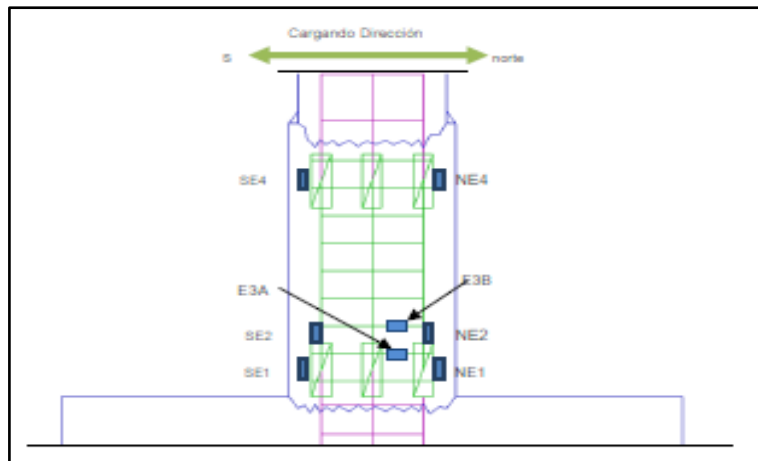


Figura 63: Ubicación de las galgas extensiométricas internas para la cara este de la parte inferior de la columna.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.155, por Huaco, 2013.

Resultado de la prueba – Comportamiento global del RC-1R

Los resultados de ensayo por Huaco (2013) fue que para la columna RC-1R comenzó con la aplicación de una carga axial de 150 kips a la columna. El comportamiento del miembro terminado fue casi lineal hasta un desplazamiento lateral de 1.66 pulg. O 1.43% de relación de deriva (sexto ciclo histerético). La fuerza de corte hacia el Norte fue de 46.85kips, y hacia el Sur fue de -38.55kips como se muestra en la figura 64. La tensión de las nuevas barras en la parte inferior de la columna alcanzó el valor de rendimiento para acero de grado 60.

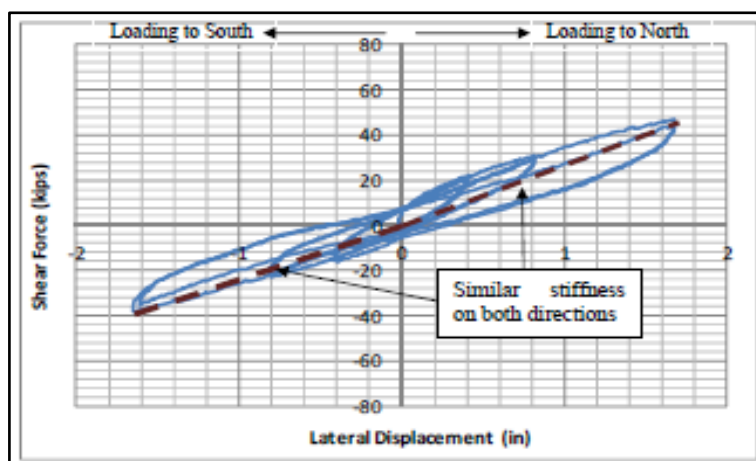


Figura 64: Fuerza de Corte vs Desplazamiento lateral de los primeros 6 ciclos histéresis.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.158, por Huaco, 2013.

Así mismo, el autor Huaco (2013) determina que la capacidad máxima de corte se alcanzó en los ciclos 6 y 7 de la columna: 60.9kips Norte y 56kips Sur. La deformación lateral fue de 2,80% de relación de deriva en ambas direcciones. La columna disipó más energía en el sexto ciclo histéresis que en el séptimo ciclo. Hubo cierta degradación de la capacidad de corte en el séptimo ciclo como se puede apreciar en la figura 65.

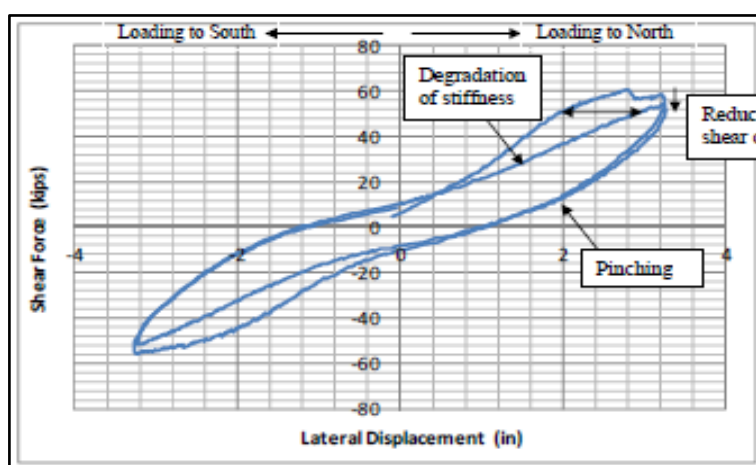


Figura 65: Fuerzas de Corte frente a Desplazamientos lateral en los ciclos histéresis sexto y Séptimo.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.159, por Huaco, 2013.

De igual manera Huaco (2013) indica que la degradación de la rigidez y la resistencia se observó en la deformación del 8º ciclo como se muestra en la figura 66 (relación de deriva del 5,5%) en ambas direcciones. El efecto de pellizco pareció aparecer para empujar la carga cuando se dejó caer la carga lateral, como se puede ver en la Figura 66. La Figura 67 muestra la columna deformada bajo carga hacia el norte (izquierda) y hacia el sur (derecha). Las

grietas que aparecieron cerca de la parte inferior se hicieron más anchas, mientras que, en la parte superior, el refuerzo de CFRP comenzó a desligarse.

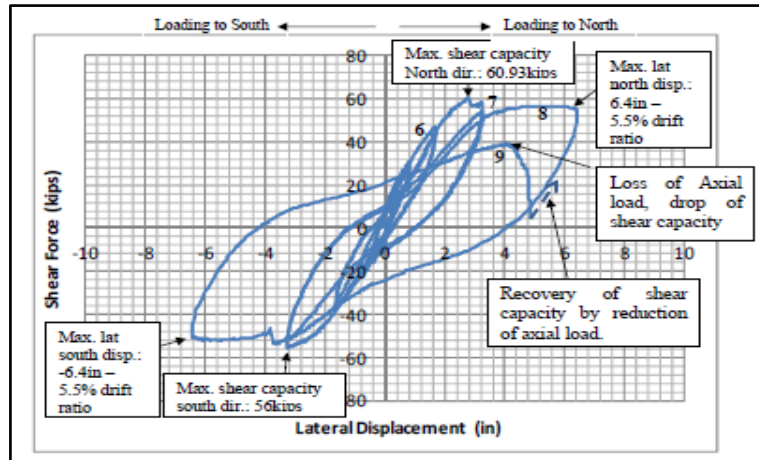


Figura 66: Ciclo de carga para la muestra RC-1R.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.160, por Huaco, 2013.

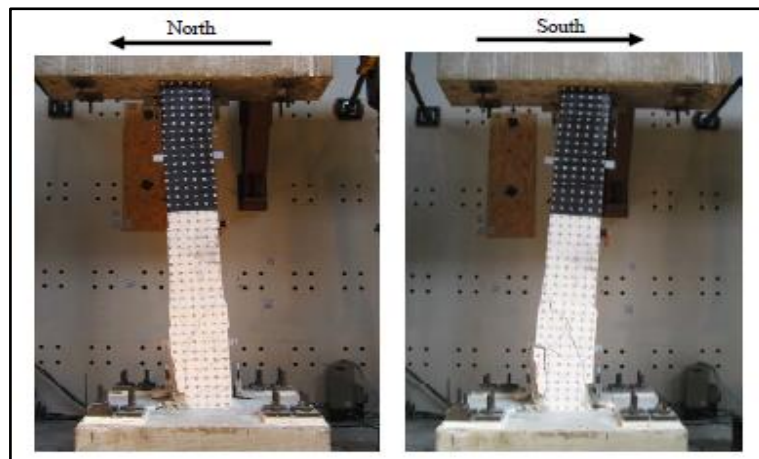


Figura 67: Condición de la muestra RC-1R después de empujar (izquierda) y tirar (derecha) el desplazamiento aplicado para una relación de 1/17.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.161, por Huaco, 2013.

Comportamiento de la parte superior de la columna

El ensayo demostró que, para el 5º ciclo, la tensión en las barras longitudinales originales alcanzó o sobrepasó el valor de rendimiento para acero de grado 60 (0,0021). En la figura 68 muestra los valores de las deformaciones por compresión y tensión (Huaco, 2013).

	Pushing toward	Pulling toward
	North	South
NW5	0.0000	0.0000
NE5	0.0023	-0.0017
SW5	-0.0027	0.0019
SE5	-0.0030	0.0021

Figura 68: Valores de deformación en el desplazamiento lateral máximo para el quinto ciclo histéresis para barras ubicadas en cada esquina de la parte superior de la columna.

Adaptado de “Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices”, p.170, por Huaco, 2013.

De acuerdo con los resultados obtenidos por Huaco (2013) No hubo daños observables después de cargar en dirección norte y sur en los ciclos 5 y 6. Sin embargo, durante la carga, se escucharon algunos estallidos que indicaban que se habían desligado algunas áreas de la chaqueta de CFRP. La cubierta de CFRP de 2 capas se inspeccionó tocando la superficie. Los sonidos huecos confirmaron que había ocurrido el desunido. La chaqueta de 1 capa de CFRP se mantuvo unida. Se observó un gran levantamiento en la columna y la interfaz de la viga superior.

Aunque la degradación de la fuerza y la rigidez ocurrió en el octavo ciclo (6.4 en deformación lateral y 5.56% de relación de deriva) de acuerdo con los resultados (Huaco, 2013); El sistema de revestimiento de CFRP en la parte superior de la columna funcionó bien sin ruptura del ancla o las chaquetas. En el noveno ciclo, cuando la muestra perdió capacidad axial, la camisa CFRP se mantuvo intacta. Como se muestra en la Figura 69.

En la figura 70 muestra la fuerza de corte frente al desplazamiento lateral de la mitad superior de la columna. Esta respuesta de la parte superior de la columna indica que no contribuyó a la pérdida de la capacidad de carga axial.



Figura 69: Buen estado de las láminas de CFRP y anclajes después del 9° ciclo histéresis.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.171, por Huaco, 2013.

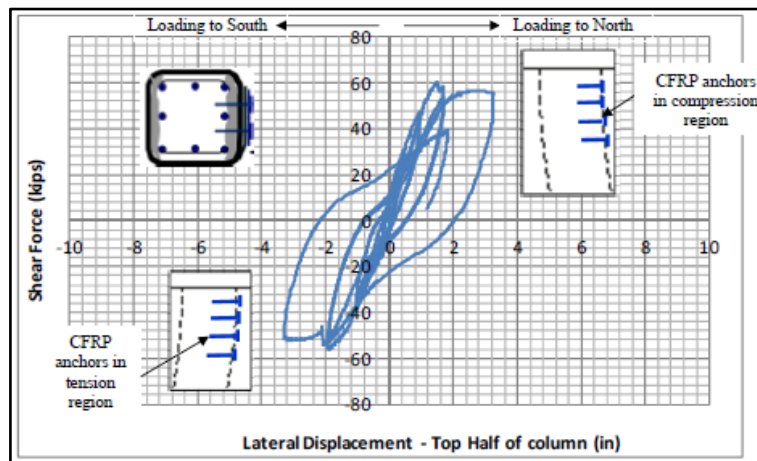


Figura 70: Fuerza de corte frente a la deformación lateral de la mitad superior de la muestra.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.171, por Huaco, 2013.

Así mismo el autor nos muestra sus resultados en la Figura 71. la figura muestra los valores de respuesta del comportamiento para la parte superior de la columna cuando se cargó en las direcciones norte y sur. Se puede observar que la curva de carga hacia el norte es más rígida que la carga hacia el sur. La razón es la presencia de anclajes CFRP en la cara sur del espécimen. Cuando la muestra se carga hacia el norte, los anclajes CFRP están en la región de compresión de la tensión, los anclajes proporcionaron capacidad de resistencia a la compresión. Sin embargo, la muestra se carga en el lado opuesto, el anclaje de CFRP está en la región de tensión. Los anclajes no proporcionan una importante capacidad de tensión a la sección.

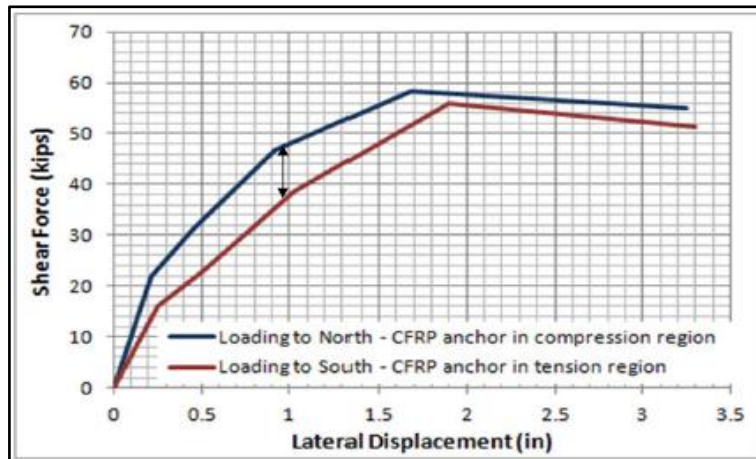


Figura 71: Sobres de la curva de la mitad superior de RC-1R para cargar hacia el norte y el sur.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.172, por Huaco, 2013.

De la misma manera Huaco (2013) muestra mediante una gráfica las deformaciones medidas en la camisa de CFRP el cual se muestran en la figura 72 y en la figura 73. La tensión máxima alcanzada en la camisa de 2 capas de CFRP fue de 0,0038 (galga de tensión FP1); y 0.0014 en la capa de CFRP de 1 capa muy por debajo de la tensión de fractura del CFRP. La mayor tensión en la cubierta de 2 capas indica que el CFRP estaba proporcionando capacidad de confinamiento y corte en esa región. Dado que había una gran fisuración en la parte superior de la columna, la contribución del concreto a la cizalla se redujo y el CFRP y el refuerzo transversal de acero tuvieron que llevar la cizalla aplicada. En la zona de la camisa de CFRP de 1 capa, las grietas fueron menos que la CFRP no contribuyó tanto a la capacidad de corte como lo indican las tensiones más bajas en la camisa de 1 capa.

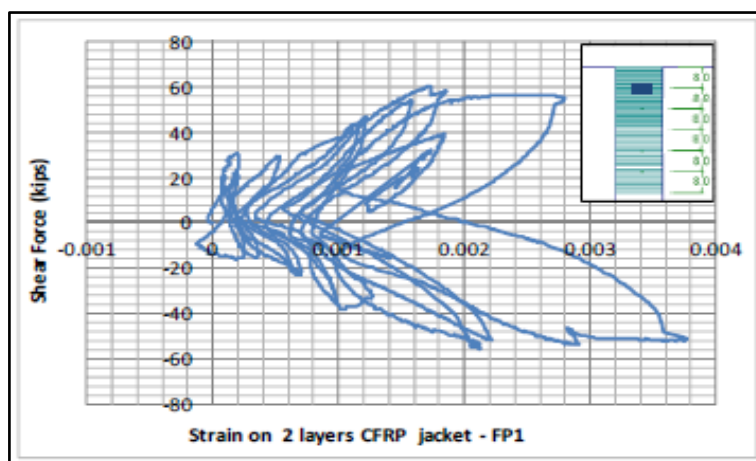


Figura 72: La tensión se mide 8 pulgadas por debajo del borde superior de la columna.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.173, por Huaco, 2013.

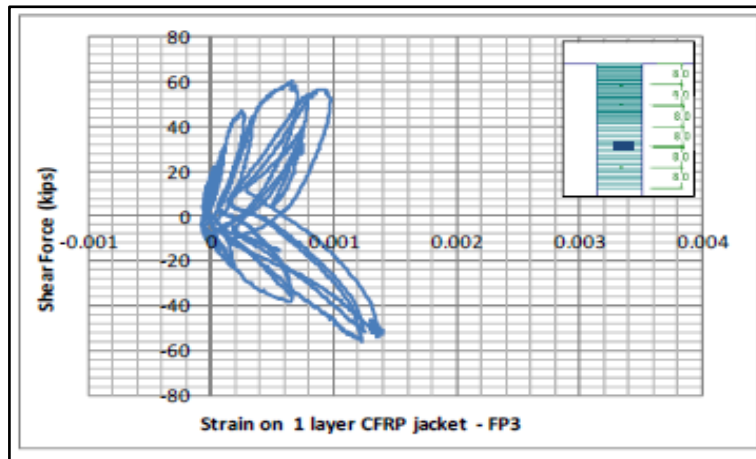


Figura 73: La tensión se mide 32 pulgadas por debajo del borde superior de la columna.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.174, por Huaco, 2013.

Huaco (2013) menciona que las cepas en la mayoría de las barras longitudinales en la parte superior de la columna rindieron como se muestra en la Figura 74 y en la Figura 75, donde las tensiones se trazan contra la cizalla aplicada en la columna. La porción de los anclajes CFRP en el núcleo de la columna proporcionó capacidad de flexión indirectamente ya que los anclajes ayudaron a confinar el núcleo. Una bisagra de flexión en la parte superior de la columna formada después de la formación de la bisagra de corte en la parte inferior. El lazo en la cara norte de la columna alcanzó una tensión de 0.0014, sin embargo, en la cara sur, el lazo alcanzó una presión de 0.0042 como se muestra en la figura 76 y 77.

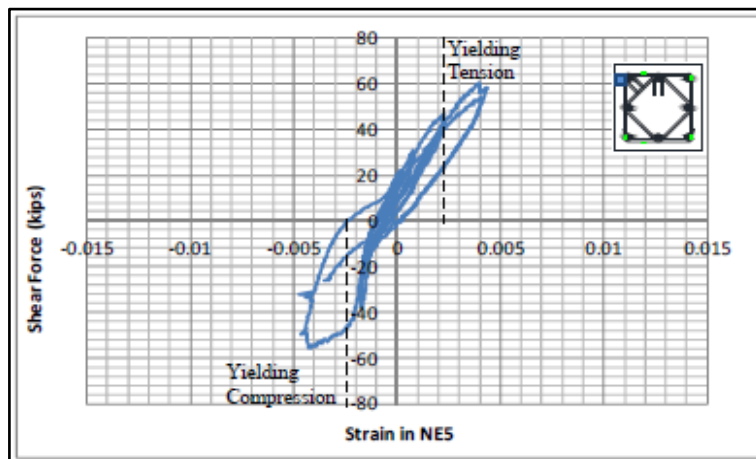


Figura 74: Tensión en la barra longitudinal en la parte superior de la columna: esquina noreste. Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.175, por Huaco, 2013.

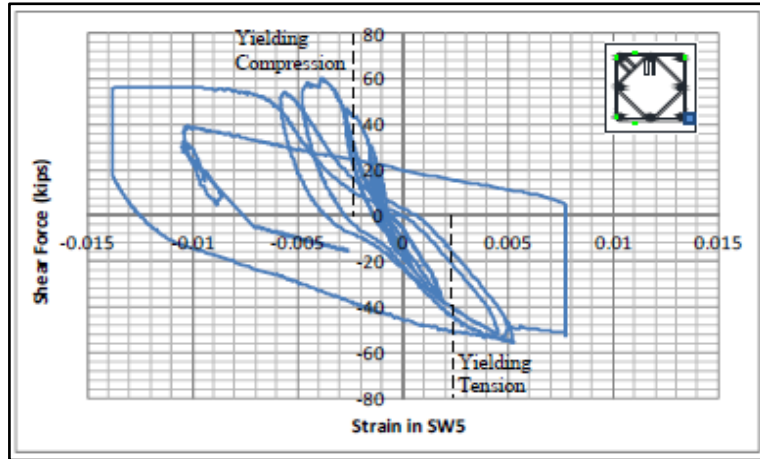


Figura 75: Tensión en la barra longitudinal en la columna superior - esquina suroeste.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Devices", p.175, por Huaco, 2013.

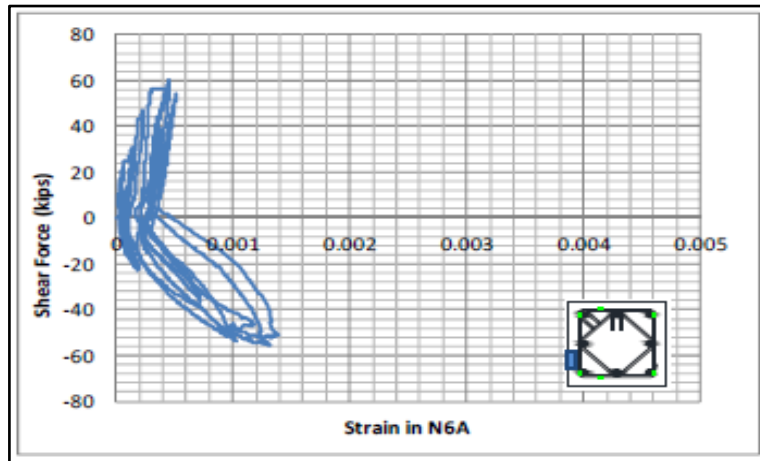


Figura 76: Tensión medida en el empate - cara norte.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.176, por Huaco, 2013.

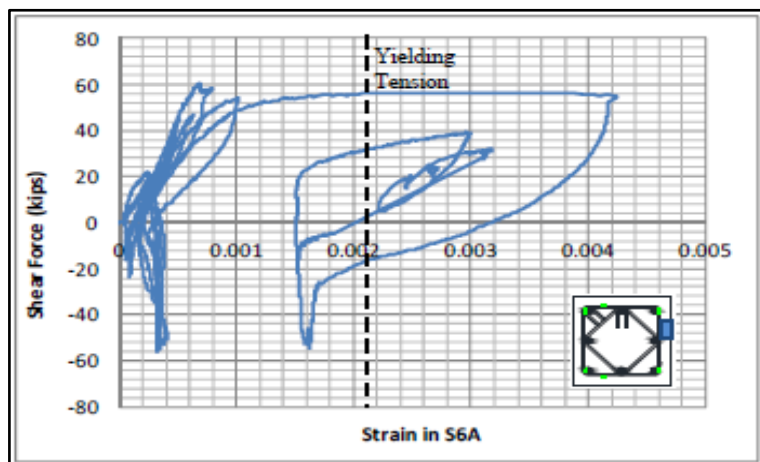


Figura 77: Tensión medida en la corbata - cara sur.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.176, por Huaco, 2013.

Curvas de Backbone

Huaco (2013) muestra en la figura 78 ambas definiciones de curvas de Backbone desarrolladas por ASCE41-07 y ASCE41-13. Las curvas del esqueleto ASCE41-07 se dibujaron a través de la intersección de la curva del primer ciclo (i) de la etapa de deformación con la curva del segundo ciclo de la etapa de la deformación (i-1), para todas las etapas i. La propuesta de ASCE41-13 define la curva principal como el foco del punto en el desplazamiento máximo durante el primer ciclo de cada incremento de carga. Ambos procedimientos se indican en el Figura 78.

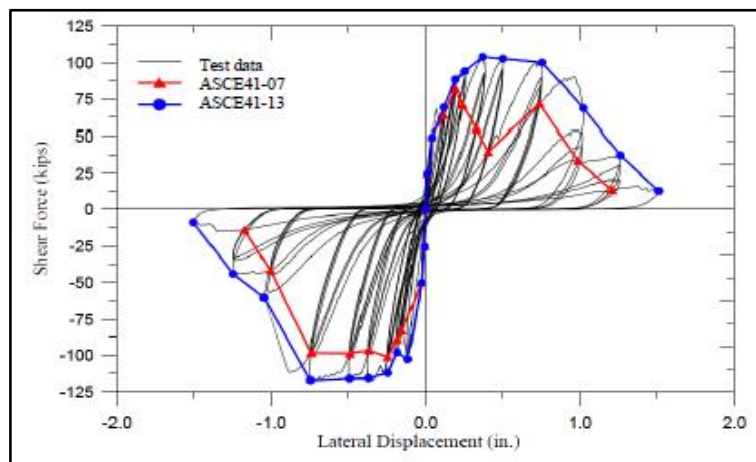


Figura 78: Curvas de Backbone ASCE41-07 and ASCE41-13.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.319, por Huaco, 2013.

Modificación de Comportamiento y rendimiento sísmico

Columna

De acuerdo con Huaco (2013) una curva de fuerza-desplazamiento idealizada para las columnas modernizadas se basó en la curva de la columna vertebral obtenida utilizando las disposiciones ASCE41-13. Además, se desarrolló una curva bilineal elástico-plástico.

Huaco (2013) muestra en la figura 79 el primer método, que sigue las disposiciones de ASCE41-07 y ASCE41-13. Este método consiste en la selección de tres líneas para representar la respuesta. La primera línea representa el comportamiento elástico y lineal del miembro, definido como la línea que une el origen de las coordenadas y aproximadamente el 60% del rendimiento del miembro ($0.6V_y$). La pendiente de la curva elástica es la rigidez efectiva (K_e). El segundo se extiende desde el punto de cesión del miembro hasta el punto de capacidad máxima del miembro. La pendiente es una fracción (α_1) de la rigidez efectiva.

La rama descendente representa la degradación de la capacidad debido al deslizamiento, la elevación y la deformación por cizallamiento. Para definir V_y y Δ_y , se utiliza la disipación de energía, desde la curva principal (área debajo de la curva). La curva de fuerza-desplazamiento idealizada (curva tri-lineal) debe tener el mismo valor de energía disipada (área encerrada) que la curva principal.

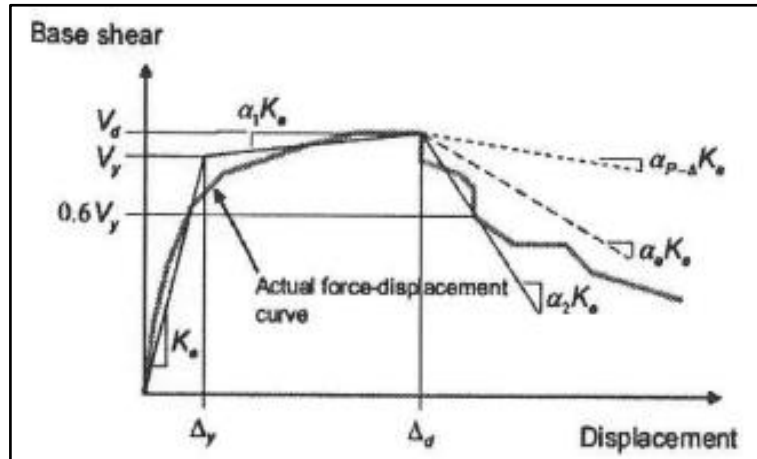


Figura 79: Curva de desplazamiento de fuerza idealizada (ASCE41-07 y ASCE41-13).

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.325, por Huaco, 2013.

En la Figura 80 Huaco (2013) muestra una aproximación elástico-plástica (bilineal) de la respuesta medida. Este procedimiento se utiliza en la investigación de modificación. La primera línea comienza desde el origen y se extiende a través de la curva principal en un punto a la mitad de la carga máxima de corte medida (V_r). La segunda línea se extiende horizontalmente para apuntar cerca de la deformación máxima medida. Una vez más, están debajo de la curva principal y deberían ser iguales a las de la aproximación bilineal. Elwood (Elwood, et.al, 2006) definió para fines de modificación el valor de K_r como la rigidez efectiva de las columnas.

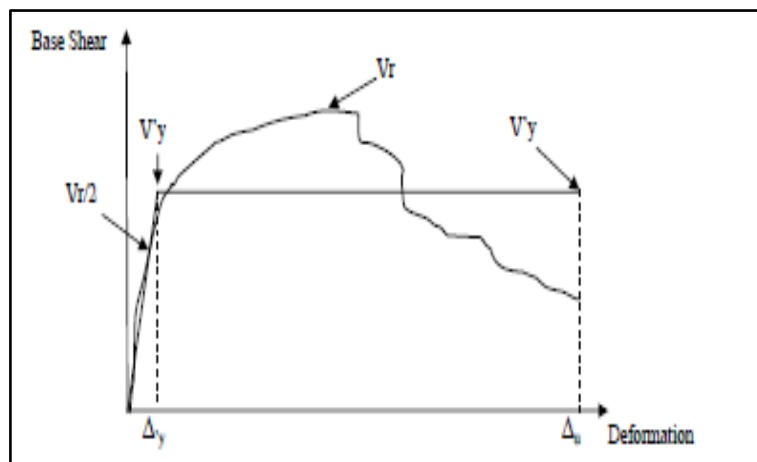


Figura 80: Curva idealizada de elástico-plástico.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.326, por Huaco, 2013.

Casos de Columna

Curvas de Backbone ASCE41-07 Y ASCE41-13

Huaco (2013) presenta un conjunto de Figuras de fuerza de corte frente a desplazamiento lateral con las curvas de la columna vertebral que se muestran para los especímenes reforzados analizados. Cada Figura muestra las curvas de la red troncal siguiendo las disposiciones de ASCE41-07 (amarillo) y ASCE41-13 (rojo).

Los protocolos de carga aplicados a las pruebas fueron apropiados para construir ASCE41-07 y ASCE41-13. Para cada espécimen, las curvas de la espina dorsal ASCE41-07 y ASCE41-13 se construyeron sin problemas hasta que no se produjo una falla mayor.

Las primeras 4 Figuras son las pruebas realizadas en este estudio. La figura 81 muestra los resultados de las pruebas de experimentos realizados con muestras existentes RC-1. La figura 82, figura 83 y figura 84 muestran el espécimen de rendimiento de RC-1R y el comportamiento de las regiones de bisagra superior e inferior.

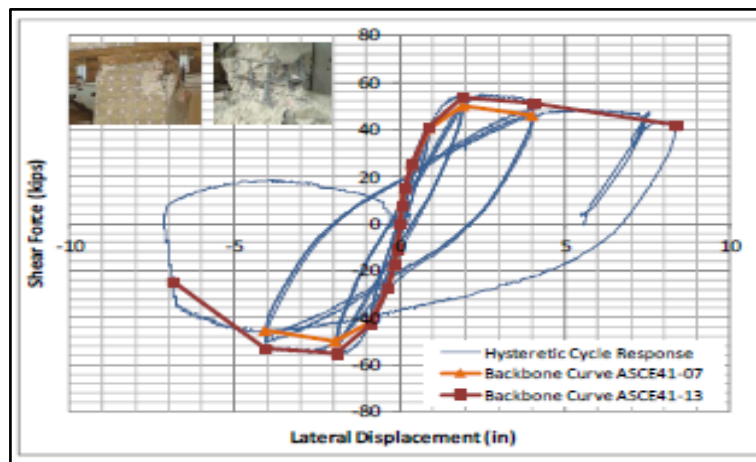


Figura 81: Curvas de Backbone para RC-1.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.330, por Huaco, 2013.

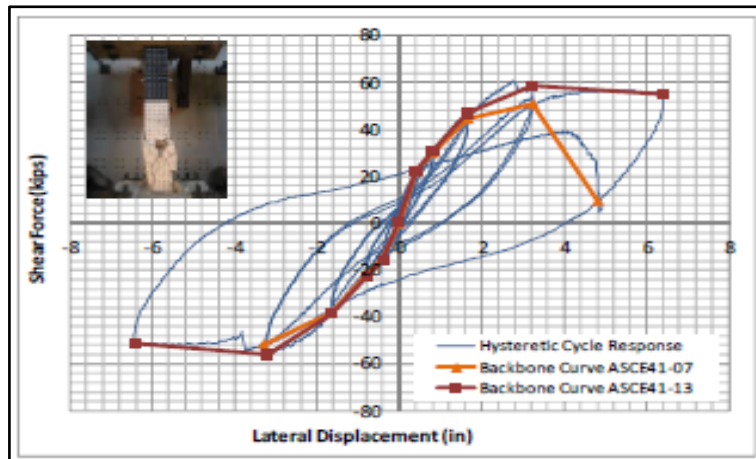


Figura 82: Curvas de Backbone RC-1R.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.331, por Huaco, 2013.

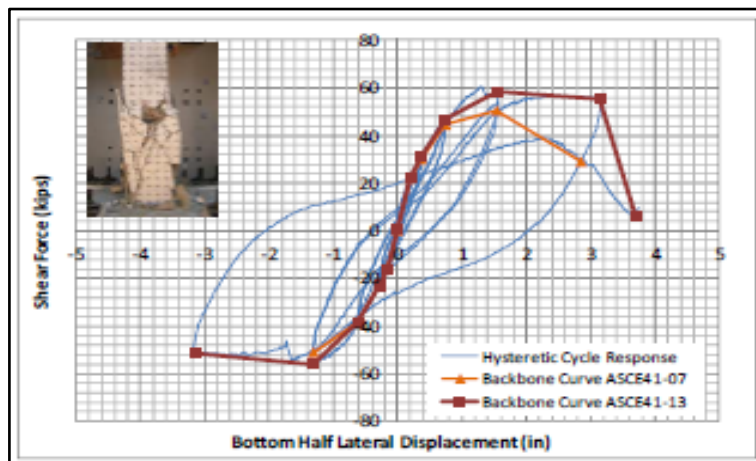


Figura 83: Curvas de Backbone para RC-1R-Mitad Inferior.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.332, por Huaco, 2013.

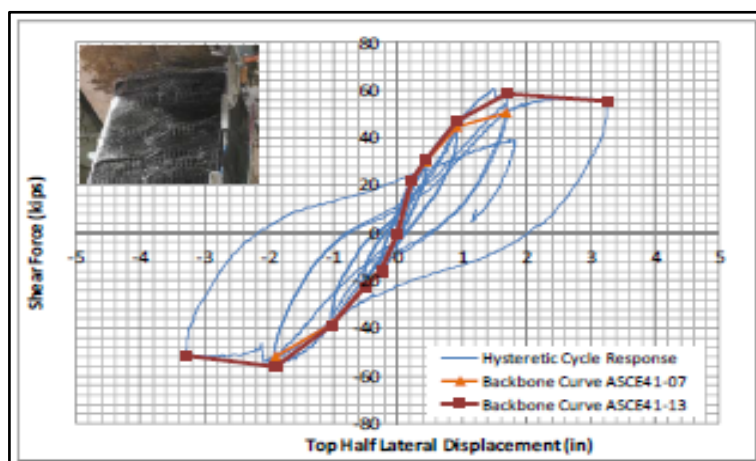


Figura 84: Curvas de Backbone para RC-1R Mitad Superior.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.332, por Huaco, 2013.

3 METODOLOGÍA

En el presente capítulo, se mostrará de donde será obtenida la información sobre la zona de estudio y de las variables involucradas para el análisis en el tema de investigación. Así mismo, se presentan las posibles alternativas a utilizar para el reforzamiento de la Biblioteca Agrícola Nacional (BAN) tales como el uso de chaquetas de acero, fibra de carbono o incremento de la sección de los elementos previo a una evolución estructural usando el software Etabs. Así mismo, se presentará la elección de una de las alternativas a utilizar para el reforzamiento de la edificación en mención.

3.1 Material

3.1.1 Población

La población para este estudio es la Biblioteca Agrícola Nacional, que cuenta con un área de 1980m² y 4 pisos con una altura de 15.50m.

3.1.2 Muestra

La selección de la muestra son en la dirección X el eje 3 y en la dirección Y el eje B. Estos ejes hacen referencia de los puntos críticos a analizar para el estudio en mención.

3.2 Método

3.2.1 Nivel de Investigación

El nivel de investigación para este estudio hace referencia a dos tipos:

Exploratoria:

El nivel de investigación se caracteriza por la implementación de un método de reforzamiento no convencional. Método poco usado en el Perú y mayormente usado en Estados y Japón. El uso de anclajes de CFRP en las chaquetas del mismo material (CFRP) aumenta considerablemente la resistencia al corte de los elementos estructurales.

Descriptiva:

El nivel de investigación se caracteriza por el hecho de que describes el comportamiento estructural de la edificación ante un posible evento sísmico involucrando los parámetros físicos que la limitan.

3.2.2 Diseño de Investigación

El diseño del tema de investigación hace referencia a un tipo:

Documental

El diseño para la investigación de la tesis está basado en la obtención de información previo a estudios de análisis de datos obtenidos de estudios realizados en la BAN. El estudio consiste en estudios de microzonificación del distrito La Molina realizado por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento en el año 2015, así mismo en el año 2016 se presenta un estudio realizado en los interiores de la BAN de extracción Diamantina para el análisis y presentación de un posible reforzamiento de la edificación.

3.2.3 Variables de Estudio y Operacionalización

Las variables por considerar se presentan en la siguiente tabla:

VARIABLE	DIMENSIÓN*	INDICADOR	UNIDAD DE MEDIDA	INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN
Dependiente (VD) - Área	Cantidad de superficie que posee la estructura.	La superficie que posee la estructura	Metros cuadrados (m ²)	Observación Indirecta
Dependiente (VD) - Desplazamiento	Desplazamiento que posee la estructura	Límites de desplazamientos en la estructura	Metros (m)	Observación Indirecta
Independiente (VI) - Grietas	Cantidad de grietas en el elemento estructural	Deterioro del elemento estructural	Unidad (und)	Observación Directa
Dependiente (VD) - Esfuerzos Internos	Esfuerzos a la que está sometido los elementos.	Cantidad de esfuerzos a la que está sometido los elementos.	Ton.f-m y Ton.f	Observación Indirecta
Dependiente (VD) - Área del Acero	Área del acero dentro del elemento estructural	Área del acero requerido en el elemento estructural.	Centímetro cuadrados (cm ²)	Observación Indirecta

Tabla 1: Variables de Estudio y Operacionalización.

Elaboración Propia.

3.2.4 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

En las técnicas e instrumentación para la recolección de la información de diseño de reforzamiento se basa en los desplazamientos límites que establece la normativa peruana de diseño de edificaciones. En este caso se hace referencia a la Norma Técnica Peruana E.030 y a los estudios previos realizados a la edificación tales como: extracción de muestras diamantinas, verificación del estado de la estructura, etc.

Técnicas: en este caso el método a utilizar es un método no convencional, implementación de anclajes de fibra de carbono (anclajes de CFRP), método no utilizado en el Perú, método utilizado en algunos lugares de Estados Unidos y Japón. Este método se caracteriza por ser

un método limpio y de fácil instalación incrementando la resistencia al corte y flexión de los elementos estructurales.

3.2.5 Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos

Para el procesamiento: se recolectarán todos los datos necesarios en tablas de registros de la resistencia a la compresión del concreto y cantidad de acero. Por tal razón se harán uso de cálculos matemáticos para transformar dicha información como datos de entrada para el tema de investigación de la edificación.

Para el análisis: se considera la variación de desplazamientos laterales registrados en años anteriores en base a la Norma E.030 de aquel año con los desplazamientos obtenidos del análisis en base a la Norma E.030 actualizada para establecer o diagnosticar un estado en el que se encuentra cada elemento y la cantidad de acero requerido en cada elemento de la estructura.

4 RESULTADOS

4.1 Evaluación Estructural de la Biblioteca Agrícola Nacional (BAN)

4.1.1 Análisis Lineal Estático

El análisis sísmico se efectuó según la Norma Técnica E-030, se utilizaron los siguientes parámetros:

4.1.1.1 Coeficientes Sísmicos

En la actualidad, los eventos sísmicos han sido un tema de análisis para la mejora estructural en toda edificación, es necesario el diseño de este por medio de la norma actual de Sismo Resistencia, la cual nos permite hallar ciertos parámetros necesarios para el cálculo en el diseño de la infraestructura de manera que pueda resistir a los sismos y así evitar toda pérdida humana. Estos coeficientes forman la ecuación 1.

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} * P \dots \dots Ecuación 1$$

Ecuación 1: Cortante Basal

FACTOR DE ZONA (Z)

Según la Norma E.030 el país se encuentra dividido en 4 zonas. La zonificación propuesta se encuentra basada en la distribución espacial observada, las características generales de los

movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia al epicentro, así como la información geotectónica.

El proyecto a ser evaluado se encuentra ubicado en el departamento de Lima, provincia de Lima, distrito la Molina. De acuerdo con su ubicación la estructura se encuentra en la Zona 4 y según la tabla de Normativa usaremos un factor $Z=0.45$. Como se muestra en la figura 85 y la tabla 2.

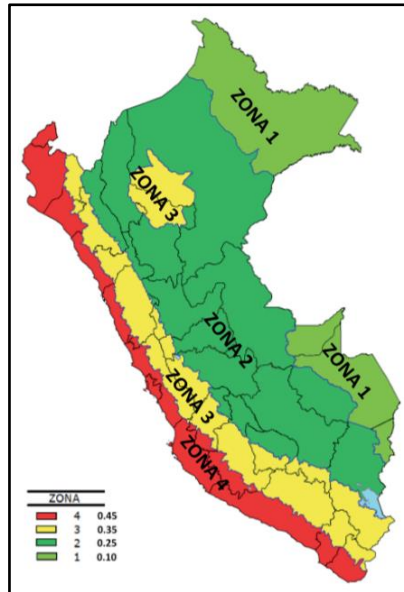


Figura 85: Mapa de Zonificación según el Factor de (Z).

Adaptado de la “Norma Técnica Peruana”, por NTP E.030, 2018.

Factores de Zona "Z"	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Tabla 2: Factor de Zona “Z” de la Biblioteca Agrícola Nacional.

Adaptado de la “Norma Técnica Peruana”, por NTP E.030, 2018.

FACTOR DE SUELO (S)

Teniendo en consideración la microzonificación sísmica del distrito la Molina, estudio realizado por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento en el 2015, determino que el distrito en mención está dividido en 4 Zonas, siendo la ubicación de la Biblioteca

Agraria Nacional (BAN) en la zona 4, zona más desfavorable del distrito. Así mismo estipula lo siguiente:

La capacidad portante del terreno en esta zona es baja, para una cimentación corrida de 0.60 m varía de 0.60 Kg/cm² a 0.8Kg/cm², especialmente en las áreas cubiertas por arenas finas de baja compacidad (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2015)

De acuerdo con lo mencionado, el perfil del suelo de cimentación de la estructura es S2, suelo intermedio, tal y como lo especifica la Norma E.030. la figura 86 muestra las características del suelo para un perfil tipo S2.

c. Perfil Tipo S₂: Suelos Intermedios
 A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT \bar{N}_{60} , entre 15 y 50.
- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada \bar{S}_u , entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

Figura 86: Perfil del Suelo de la Biblioteca Agrícola Nacional.

Adaptado de la "Norma Técnica Peruana", por NTP E.030, 2018.

Así mismo, se identificó previamente la Zona y el Suelo con lo que se puede obtener el Factor del Suelo "S=1.05" y los valores de los periodos Tp=0.6 y TL=2.00 de acuerdo con la tabla 3 y 4.

Factores de Suelo "S"				
Zona \ Suelo	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 3: Factor de Suelos (S).

Adaptado de "Norma Técnica Peruana", por NTP E.030, 2018.

Periodos "Tp" y "TL"				
Periodo	Perfil del Suelo			
	S0	S1	S2	S3
Tp (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
TL (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Tabla 4: Periodo "Tp" y "TL".

Adaptado de "Norma Técnica Peruana", por NTP E.030, 2018.

FACTOR DE USO (U)

De acuerdo con la Norma Técnica Peruana E 030 y la importancia que tiene la Biblioteca Agrícola Nacional, edificación esencial, el tipo de estructura es categoría A, debido a que la edificación será declarada patrimonio cultural, por ello debe ser capaz de soportar un sismo de gran intensidad en el futuro, llevando al análisis de una Sub-categoría de A2. Siendo el factor de uso de $U=1.5$. la figura 87 muestra el tipo de categoría y el factor a utilizar para el análisis, según parámetros establecidos por la NTP E.030.

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	1,5

Figura 87: Categoría de las Edificaciones y Factor (U).

Adaptado de "Norma Técnica Peruana", por NTP 0.30, 2018.

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)

Para calcular este factor, debemos tener en cuenta que está en función al periodo de la estructura. Al mismo tiempo, la norma nos indica un proceso previo para hallar el factor C. Una vez obtenidos los factores TP y TL, y al tener la altura total de la estructura (hn), obtendremos el periodo fundamental de vibración, de modo que con este periodo resultará finalmente calcular y el valor de C. Como se puede apreciar en la figura 88.

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Figura 88: Formula para el Cálculo de Periodo Fundamental de la Edificación (T).

Adaptado de la "Norma Técnica Peruana", por NTP 0.30, 2018.

La edificación por medio de las 2 direcciones "x" e "y" solo muestra un sistema a porticado, por lo tanto: $C_T=45$.

En consecuencia, siendo la altura total del edificio 15.42m el periodo Fundamental de vibración es: $T=0.343$ seg.

Finalmente podremos hallar el factor "C", al ser "T" menor que T_p , tendremos un coeficiente de amplificación sísmica de $C=2.5$ los detalles de este parámetro se muestran en la figura 89 y en la tabla 5.

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Figura 89: Formulas para el Cálculo del Factor de Amplificación Sísmico "C".

Adaptado de la "Norma Técnica Peruana", por NTP E.030, 2018.

Período Fundamental de Vibración (T)		
Número de Pisos:	5.00	
Altura del 1er piso:	1.02	m
Altura del piso típico:	3.60	m
hn =	15.42	m
CT =	45.00	
T =	0.343	seg

Tabla 5: Resumen del Cálculo del Período Fundamental de Vibración (T).

Elaboración Propia.

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS (R)

El sistema de estructuración de la edificación en ambos ejes, pues se identificó como sistema de muros estructurales en los ejes X - Y respectivamente tal cual se muestra en la tabla 6 y los resultados en la tabla 7.

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción Ro
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8

Concreto Armado:	Pórticos	8
	Dual	7
	De Muros Estructurales	6
	Muros de Ductilidad Limitada	4
Albañilería Armada o Confinada		3
Madera (Por Esfuerzos Admisibles)		7

Tabla 6: Coeficientes Básicos de Reducción de los diferentes Sistemas Estructurales.

Adaptado de la "Norma Técnica Peruana", por NTP E.030, 2018.

Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (Ro)	
Sistema estructural	Ro
De muros estructurales	6

Tabla 7: Sistema estructural de la Biblioteca Agrícola Nacional.

Elaboración Propia.

De acuerdo con la tabla anterior, el sistema estructural de la Biblioteca Agrícola Nacional es de muros estructurales, siendo este su coeficiente de reducción sísmica, $R_o = 6$.

PESO DE LA ESTRUCTURA (P)

Para calcular este parámetro, se debe realizar un Metrado de los elementos estructurales existentes de la Biblioteca Agrícola Nacional (BAN). La información que se presente a continuación son datos obtenidos del estudio de diamantinas y esclerómetro brindadas por el área de estructuras de la misma universidad. Para el análisis de cargas a la que está sometida la estructura será en función de acuerdo con la NTP: E0.20, análisis de cargas, la tabla 8 detalla las cargas que serán utilizada en este análisis.

Concreto Armado

Resistencia a la compresión del concreto: Ver detalle en el Anexo 2

Acero de refuerzo Grado 60: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Peso Específico del concreto: 2400 kg/cm^3

Elasticidad del concreto: $250\,998 \text{ kg/cm}^2$

Elasticidad del Acero $2\,039,000.00 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson del Concreto: 0.2

Módulo de Poisson del acero: 0.3

Cargas

Piso terminado (acabados): 100 kg/cm²

Tabiquería: 100 kg/m²

Sobrecarga: 750 kg/cm²

Techo: 100 kg/m²

La siguiente tabla muestra las cargas vivas mínimas repartidas, en Kilo Pascales (KPa) o Kilo-gramo Fuerza sobre metro cuadrado (Kgf/m²), para el uso de una biblioteca.

Bibliotecas	Carga: Kpa (Kgf/m ²)
Salas de lectura	3,0 (300)
Salas de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)

Tabla 8: Cargas Mínimas Aplicadas a Estructuras de Bibliotecas.

Adaptado de la "Norma Técnica Peruana", por E.020, 2018.

REDUCCIÓN DE SOBRECARGA

La BAN por ser una estructura de emblemática de tipo A, de acuerdo con la normativa NTP: E0.30, se considera también en este análisis el 50% de la carga viva actuante que será aplicada en la estructura como parte del peso de la estructura. La figura 90 muestra el detalle de esta consideración de reducción de la sobrecarga.

4.3 Estimación del Peso (*P*)

El peso (*P*), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

Figura 90: Consideración para la Estimación del Peso de la Estructura.

Adaptado de la "Norma Técnica Peruana", por NTP E.030, 2018.

METRADOS DE LA BIBLIOTECA AGRÍCOLA NACIONAL (BAN)

A continuación, se mostrarán los metrados calculados de la Biblioteca Agrícola Nacional para cada nivel. Ver el anexo 1.

Resumen de Metrados

En la tabla 9 se muestra el resumen de metrados de la Biblioteca Agrícola Nacional.

TABLA DE RESUMEN		
Nivel	CM (ton)	0.5*CV (ton)
Techo	1059.79	102.16
Story4	908.36	297.48
Story3	1185.66	1254.08
Story2	1000.25	421.17
Story1	833.50	313.20
Peso Total	4987.56	2,388.09

Tabla 9: Resumen de Metrados de la Biblioteca Agrícola Nacional (BAN).

Elaboración Propia.

4.1.1.2 Resultados del Análisis Lineal Estático

La siguiente tabla, tabla 10 muestra el Resumen de los Parámetros obtenidos, previo análisis, de la NTP-E030 y a la vez muestra el resultado del coeficiente obtenido ZUCS/R.

Parámetros	Dirección de la edificación	
	Eje X	Eje Y
Z =	0.45	0.45
U =	1.50	1.50
C =	2.50	2.50
S =	1.05	1.05
R =	6.00	6.00
C/R	0.42	0.42
C/R >= 0.11	Ok Cumple	Ok Cumple
ZUCS/R	0.295	0.295

Tabla 10: Resumen de Parámetros Sísmicos de la Biblioteca Agrícola Nacional.

Elaboración Propia.

ESTIMACIÓN DEL PESO DE LA ESTRUCTURA

De acuerdo con el resultado de Metrados de cargas, Carga Viva y Carga Muerta que actúan en la estructura, tenemos lo siguiente.

La carga viva (CV) actúa en la edificación como peso de la estructura en 50%, según la clasificación del edificio ya descrito en líneas anteriores. La tabla 11 muestra el resumen del cálculo para la estimación del peso: $P = CM + 50\%CV$.

Estimación del Peso (P)		
Carga Muerta=	4987.56	ton
Porcentaje de la carga Viva en:	Edificaciones de Categoría "A" y "B"	
Porcentaje:	50%	
Carga Viva=	4776.18	ton
P =	7375.65	ton

Tabla 11: Estimación del Peso de la Estructura (P).

Elaboración Propia.

CORTANTE EN LA BASE

De acuerdo con el Reglamento Peruano de la Norma E.030, la cortante en la base se calcula de la siguiente manera, como se muestra en la ecuación 1.

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} * P \dots \dots Ecuación 1$$

Donde P, es el peso de la Estructura.

De acuerdo con la formula presentada, se tiene que la cortante en la base para cada dirección es de 2178.12ton, la tabla 12 muestra el resultado de este análisis para ambas direcciones.

Cortante Basal (V basal):		
V base "X" =	2178.12	ton
V base "Y" =	2178.12	ton

Tabla 12: Cortante Basal de la Biblioteca Agrícola Nacional en la Dirección X y Dirección Y.

Elaboración Propia.

DETERMINACIÓN DE IRREGULARIDADES

Las Irregularidades para la edificación están basadas en el reglamento de la Norma E.030 para la determinación de Irregularidades en Planta (Ip) e Irregularidades en Altura (Ia).

Las Tablas 13 y 14 muestran las Irregularidades de piso blando en ambas direcciones, obtenidas mediante el análisis estático en el software Etabs.

Irregularidad de Piso Blando para Ambas Direcciones.

IRREGULARIDAD - PISO BLANDO					
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	PISO BLANDO	
Techo	Sx	X	0.001223		
Story 4	Sx	X	0.00075		
Story 3	Sx	X	0.000435	Regular	
Story 2	Sx	X	0.000528	Regular	Regular
Story 1	Sx	X	0.00025	Regular	Regular

Tabla 13: Irregularidad "PISO BLANDO" en la Dirección X.

Elaboración Propia.

IRREGULARIDAD - PISO BLANDO					
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	PISO BLANDO	
Techo	Sy	Y	0.000308		
Story 4	Sy	Y	0.000471		
Story 3	Sy	Y	0.000297	Regular	
Story 2	Sy	Y	0.000283	Regular	Regular
Story 1	Sy	Y	0.000199	Regular	Regular

Tabla 14: Irregularidad "PISO BLANDO" en la Dirección Y.

Elaboración Propia.

Se observa que la Biblioteca Agrícola Nacional no Presenta Irregularidad de Piso Blando.

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO

En la Tabla 15 se presenta el análisis de irregularidad de masa o peso, resultados obtenidos del software Etabs, siendo este el mismo para ambas Direcciones.

MASA O PESO				
Story	Diaphragm	Mass X ton- s ² /m	Mass Y ton- s ² /m	
Techo	D5	137.059	137.059	

Story 4	D4	107.346	107.346	Regular
Story 3	D3	201.333	201.333	Irregular
Story 2	D2	152.720	152.720	Regular
Story 1	D1	116.192	116.192	Regular

Tabla 15: Irregularidad de "MASA O PESO".

Elaboración Propia.

Se observa que la Biblioteca Agrícola Nacional Presenta Irregularidad de Masa o Peso.

IRREGULARIDAD DE PISO DEBIL

En la Tabla 16 y 17 presenta el análisis de irregularidad de piso débil para ambas Direcciones, los resultados de análisis presentados son resultados de la parte superior, en el techo de cada piso.

PISO DEBIL				
Story	Load Case/Combo	Location	VX Kg.f	
Techo	Sx	Top	-684.8609	
Story 4	Sx	Top	-1216.1337	Regular
Story 3	Sx	Top	-1803.9524	Regular
Story 2	Sx	Top	-2112.0314	Regular
Story 1	Sx	Top	-2218.9392	Regular

Tabla 16: Irregularidad de "PISO DEBIL" en la dirección X.

Elaboración Propia.

PISO DEBIL				
Story	Load Case/Combo	Location	VY kg.f	
Techo	Sy	Top	-684.8609	
Story 4	Sy	Top	-1216.1337	Regular
Story 3	Sy	Top	-1803.9524	Regular
Story 2	Sy	Top	-2112.0314	Regular
Story 1	Sy	Top	-2218.9392	Regular

Tabla 17: Irregularidad de "PISO DEBIL" en la dirección Y.

Elaboración Propia.

Se observa que la Biblioteca Agrícola Nacional no presenta Irregularidad de Piso Débil.

IRREGULARIDAD TORSIONAL

En la tabla 18 muestra la irregularidad torsional para la Biblioteca agrícola Nacional. El desplazamiento elegido (DESP ELEGIDO) es el máximo obtenido de los desplazamientos relativos máximos y mínimos de cada entrepiso. La tabla también muestra el desplazamiento de la carga muerta (DESP CM) y el desplazamiento relativo de la carga muerta (DESP REL CM). Por último, en la tabla se muestra el cálculo del 50% del desplazamiento máximo obtenido mediante la fórmula: $50\% \text{DESPL MAX} = 0.007 * 50\% H$, donde H es la altura del techo de cada piso con respecto al nivel del suelo. Los resultados del análisis de irregularidad torsional se muestran en la tabla.

TORCIONAL							
Piso	Altura (m)	DESP ELEGIDO (mm)	DESP CM (mm)	DESP REL CM (mm)	50%DESPL MAX	COND 1	COND 2
Techo	15.42	0.000694	0.006123	0.001568	0.054	REGULAR	REGULAR
Story 4	11.82	0.002641	0.004555	0.001679	0.041	IRREGULAR	REGULAR
Story 3	8.22	0.000831	0.002876	0.001523	0.029	REGULAR	REGULAR
Story 2	4.62	0.00185	0.001353	0.001152	0.016	IRREGULAR	REGULAR
Story 1	1.02	0.000255	0.000201	0.000201	0.004	IRREGULAR	REGULAR

Tabla 18: Irregularidad "TORSIONAL" para ambas direcciones X - Y.

Elaboración Propia.

Se observa que la Biblioteca Agrícola Nacional presenta Irregularidad Torsional en la Primera condición y en la Segunda condición es regular, entonces no existe irregularidad.

4.1.2 Análisis Lineal Dinámico

4.1.2.1 Coeficientes Sísmicos

Los parámetros sísmicos para el análisis dinámico se mantienen, excepto el coeficiente de reducción R, debido a las irregularidades presentadas en el análisis estático. La tabla 19 y 20 muestra las irregularidades en altura y planta respectivamente obtenidas para la dirección X.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Ia
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	1.00
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez.	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	1.00

Tabla 19: Irregularidad en Altura para la Dirección X.

Elaboración Propia.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Ip
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	1.00
Esquinas Entrantes	1.00
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	1.00

Tabla 20: Irregularidad en Altura para la Dirección Y.

Elaboración Propia.

Nota: Las Irregularidades para la Dirección Y es la misma obtenida del Análisis en la Dirección X.

La tabla 21 muestra las irregularidades en altura y en planta respectivamente para cada dirección, asimismo muestra el coeficiente de reducción sísmico reducido en ambas direcciones.

Coeficiente de Reducción "Rx"		Coeficiente de Reducción "Ry"	
Ro=	6	Ro=	6
Ia=	0.9	Ia=	0.9
Ip=	0.75	Ip=	0.75
Rx=	4.05	Ry=	4.05

Tabla 21: Coeficiente de Reducción "R" en ambas direcciones.

Elaboración Propia.

La tabla 22 muestra el resumen de los parámetros de sitio sísmicos para el análisis dinámico y resultados de coeficientes, y la Pseudoaceleración para ambas direcciones.

Parámetros Sísmicos "X"		Parámetros Sísmicos "Y"	
Z=	0.45	Z=	0.45
U=	1.5	U=	1.5
C=	2.5	C=	2.5
S=	1.05	S=	1.05
Rx=	4.05	Ry=	4.05
ZUCS/Rx=	0.438	ZUCS/Ry=	0.438
C/R=	0.617	C/R=	0.617
Sax=	4.29 m/s ²	Say=	4.29 m/s ²

Tabla 22: Parámetros de Sitio y Coeficientes Sísmicos de la Biblioteca Agrícola Nacional.

Elaboración Propia.

Con los parámetros anteriores propuestos del análisis dinámico en basa a la Normativa Técnica Peruana E.030, Se procede a graficar la curva de comportamiento del espectro de diseño sísmico, en la figura 91 se muestra dicha curva.

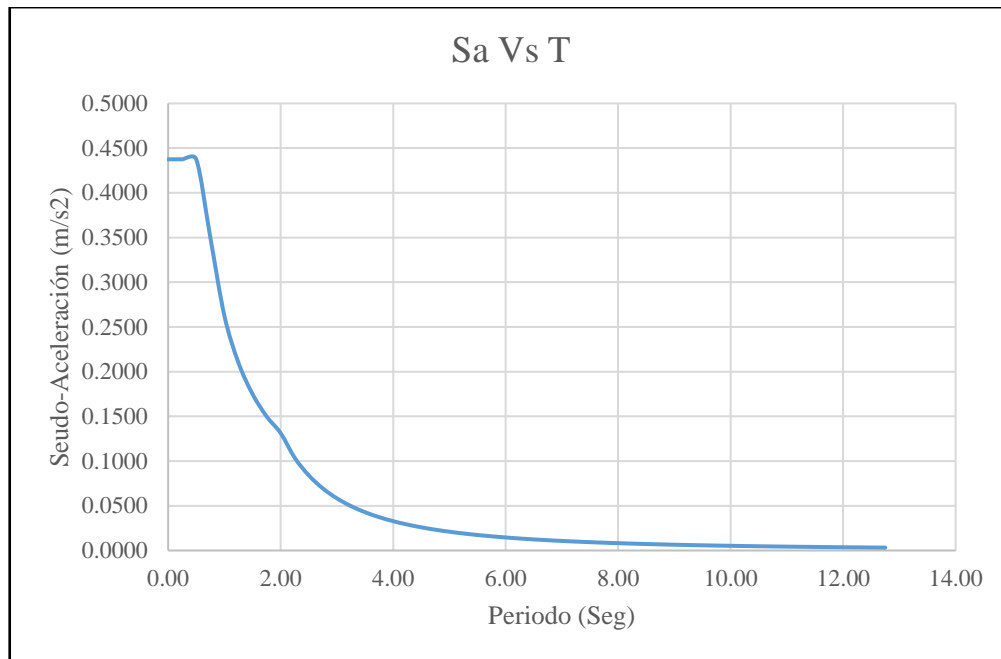


Figura 91: Curva del Espectro de Diseño Sísmico de la Estructura (Sa vs T).

Elaboración Propia.

4.1.2.2 Resultados del Análisis Lineal Dinámico

Ingresando las dimensiones de las secciones de los elementos ya descritos en el metrado de cargas y el tipo de materiales utilizados, concreto armado de resistencia a la compresión de $f'c=204.75\text{kg/cm}^2$ para las vigas, 175 kg/cm^2 para las placas y 182.40kg/cm^2 para las columnas, y acero corrugado Grado 60. Una vez dibujado cada elemento estructural en el software Etabs, con sus respectivas propiedades, obtenemos el modelo y la vista tridimensional de la estructura. La grafica 92 muestra la vista 3D de la estructura.

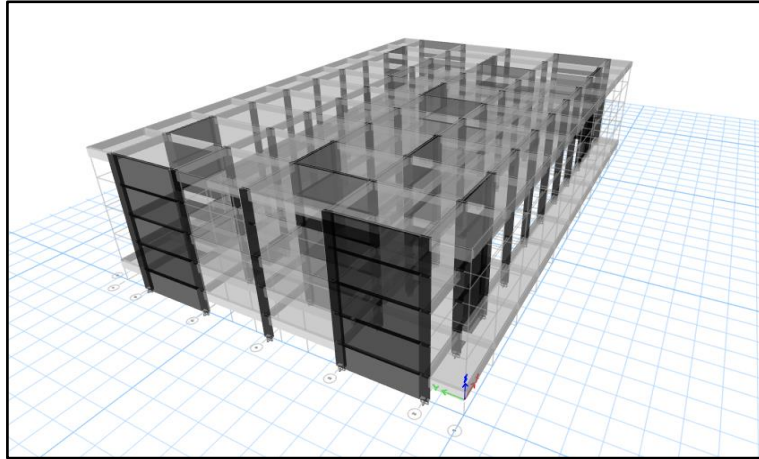


Figura 92: Modelo de la Biblioteca Agrícola Nacional en el Software Etabs.

Elaboración Propia.

Para mayor detalle de la estructura ver anexo N° 03 y 04 son planos referenciales a arquitectura y estructura respectivamente de la Biblioteca Agrícola Nacional (BAN).

Cálculo del Factor de Amplificación Sísmica o Dinámica

Para una edificación Irregular el porcentaje de masa participativa será del 90%, especificado en la Norma Técnica Peruana E.030 del reglamento sísmico resistente. La tabla 23 muestra el resumen de cálculo del factor de amplificación Dinámica (FAD) para ambas direcciones, direcciones X e Y respectivamente, obtenidas del análisis estático y dinámico.

Tipo de Estructura:	Irregular	
% participativa =	90%	
Load Case/Combo	FX (ton.f)	FY (ton.f)
ESTATICO		
Sx++	-2221.4521	0
Sy++	0	-2221.4521
DINAMICO		
DINAMICO X Max	1855.8048	842.1367
DINAMICO Y Max	842.1366	1814.4547
FADX =	-1.0773	
FADY =	-1.1019	

Tabla 23: Cálculo del Factor de Amplificación Dinámica en ambas direcciones.

Elaboración Propia.

El valor del FAD será ingresado al modelamiento de análisis en software Etabs con el fin de aumentar la aceleración en la superficie del terreno de análisis donde se apoya la estructura, permitiendo aumentar la duración del sismo y las características de movimiento.

4.1.2.3 Control de Desplazamiento

Verificación de los Desplazamientos de la Estructura

Los desplazamientos máximos para cada dirección están dados por el producto de grados de libertad, máxima tolerancia de la deriva (0.007) y el número de pisos. Por el cual tenemos que el desplazamiento máximo es de:

Números de Grados de Libertad = 3

Número de Pisos = 5

Equivalencia de 1m =100cm.

$D_{Max} = 3 * 5 * 0.007 * 100 = 10.5 \text{ cm}$

La tabla 24 muestra el resumen de los desplazamientos de la estructura en la dirección X, resultados obtenidos del análisis en software Etabs.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	En X (m)
				m	m	
Techo	1	3	Dinámico X Max	0.005687	0.002959	0.0255915
Techo	2	9	Dinámico X Max	0.005714	0.002959	0.025713
Techo	3	15	Dinámico X Max	0.005745	0.002959	0.0258525
Techo	4	21	Dinámico X Max	0.005687	0.002811	0.0255915
Techo	5	27	Dinámico X Max	0.005714	0.002811	0.025713
Techo	6	33	Dinámico X Max	0.005745	0.002811	0.0258525
Techo	7	39	Dinámico X Max	0.005687	0.002665	0.0255915
Techo	8	45	Dinámico X Max	0.005714	0.002665	0.025713
Techo	9	51	Dinámico X Max	0.005745	0.002665	0.0258525
Techo	10	57	Dinámico X Max	0.005687	0.002521	0.0255915
Techo	11	63	Dinámico X Max	0.005714	0.002521	0.025713
Techo	12	69	Dinámico X Max	0.005745	0.002521	0.0258525

Tabla 24: Desplazamiento de la estructura en el Eje X.

Elaboración Propia.

La tabla 25 muestra el resumen de Desplazamiento de la estructura en la otra dirección, Eje Y, resultados obtenidos del software Etabs.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	En Y (mm)
				mm	mm	
Techo	1	3	Dinámico Y Max	0.00221	0.00497	0.0223785
Techo	2	9	Dinámico Y Max	0.002464	0.00497	0.0223785
Techo	3	15	Dinámico Y Max	0.002774	0.00497	0.0223785
Techo	4	21	Dinámico Y Max	0.00221	0.00463	0.0208125
Techo	5	27	Dinámico Y Max	0.002464	0.00463	0.0208125
Techo	6	33	Dinámico Y Max	0.002774	0.00463	0.0208125
Techo	7	39	Dinámico Y Max	0.00221	0.00428	0.019269
Techo	8	45	Dinámico Y Max	0.002464	0.00428	0.019269

Techo	9	51	Dinámico Y Max	0.002774	0.00428	0.019269
Techo	10	57	Dinámico Y Max	0.00221	0.00395	0.017757
Techo	11	63	Dinámico Y Max	0.002464	0.00395	0.017757
Techo	12	69	Dinámico Y Max	0.002774	0.00395	0.017757

Tabla 25: Desplazamiento de la estructura en el Eje Y.

Elaboración Propia.

La verificación de los Desplazamientos Máximos obtenidos en ambas direcciones, ejes X e Y respectivamente, se muestran en la tabla 26.

Desplazamientos Máximos	Und (m)	Und (m)	Verificación
Eje "X"	0.027	2.697	Cumple
Eje "Y"	0.022	2.238	Cumple
Máximo	0.105	0.105	

Tabla 26: Verificación de los Desplazamientos Máximos.

Elaboración Propia.

Se observa que los desplazamientos obtenidos de la Biblioteca Agrícola Nacional – BAN cumplen con lo especificado en la norma técnica peruana.

Verificación de los Drift de la Estructura

De acuerdo con lo estipulado en la Norma Técnica Peruana E0.30 el máximo desplazamiento relativo no debe de exceder la fracción de altura de entrepiso (distorsión) de 0.007 para concreto armado. En el caso no se cumpla lo estipulado y es una estructura existente se deberá realizar un análisis de reforzamiento de la estructura para disminuir la flexibilidad de este. Las derivas o distorsiones para cada eje y por piso se presentan en las tablas 27 y 28.

Verificaciones de Derivas Eje X

VERIFICACION DE DERIVAS					
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift		
			elastico	inelastico	
PISO 4	ESPECX Max	X	0.000441	0.002	ok
PISO 4	ESPECX Max	Y	0.000201	0.001	ok
PISO 4	ESPECY Max	X	0.000199	0.001	ok
PISO 4	ESPECY Max	Y	0.00032	0.001	ok
PISO 3	ESPECX Max	X	0.000455	0.002	ok
PISO 3	ESPECX Max	Y	0.000205	0.001	ok
PISO 3	ESPECY Max	X	0.000206	0.001	ok
PISO 3	ESPECY Max	Y	0.000322	0.001	ok
PISO 2	ESPECX Max	X	0.000438	0.002	ok
PISO 2	ESPECX Max	Y	0.000238	0.001	ok
PISO 2	ESPECY Max	X	0.0002	0.001	ok
PISO 2	ESPECY Max	Y	0.000295	0.001	ok
PISO 1	ESPECX Max	X	0.000319	0.001	ok
PISO 1	ESPECX Max	Y	0.000183	0.001	ok
PISO 1	ESPECY Max	X	0.000145	0.001	ok
PISO 1	ESPECY Max	Y	0.000211	0.001	ok
SOTANO	ESPECX Max	X	0.000168	0.001	ok
SOTANO	ESPECX Max	Y	3.60E-05	0.000	ok
SOTANO	ESPECY Max	X	7.90E-05	0.000	ok
SOTANO	ESPECY Max	Y	4.90E-05	0.000	ok

Tabla 27: Verificación de los Drift en el Eje X e Y sin considerar factores de reducción.
Elaboración Propia.

Verificaciones de Derivas Eje Y

VERIFICACION DE DERIVAS					
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift		
			elastico	inelastico	
PISO 4	ESPECX Max	X	0.000463	0.00188	ok
PISO 4	ESPECX Max	Y	0.000202	0.00082	ok
PISO 4	ESPECY Max	X	0.000200	0.00081	ok
PISO 4	ESPECY Max	Y	0.000327	0.00132	ok
PISO 3	ESPECX Max	X	0.000479	0.00194	ok
PISO 3	ESPECX Max	Y	0.000206	0.00083	ok
PISO 3	ESPECY Max	X	0.000207	0.00084	ok
PISO 3	ESPECY Max	Y	0.000329	0.00133	ok
PISO 2	ESPECX Max	X	0.000464	0.00188	ok
PISO 2	ESPECX Max	Y	0.000243	0.00098	ok
PISO 2	ESPECY Max	X	0.000203	0.00082	ok
PISO 2	ESPECY Max	Y	0.000301	0.00122	ok
PISO 1	ESPECX Max	X	0.000338	0.00137	ok
PISO 1	ESPECX Max	Y	0.000189	0.00077	ok
PISO 1	ESPECY Max	X	0.000148	0.00060	ok
PISO 1	ESPECY Max	Y	0.000216	0.00087	ok
SOTANO	ESPECX Max	X	0.000180	0.00073	ok
SOTANO	ESPECX Max	Y	0.000039	0.00016	ok
SOTANO	ESPECY Max	X	0.000081	0.00033	ok
SOTANO	ESPECY Max	Y	0.000052	0.00021	ok

Tabla 28: Verificación de los Drift en el Eje X e Y considerando factores de reducción.
Elaboración Propia.

Como podemos observar, tanto en el eje x como en el eje y las derivas cumplen con lo estipulado en la norma E.030.

4.1.2.4 Fuerzas Internas

Las fuerzas internas son fuerzas que mutuamente se ejercen entre sí las diferentes partículas del cuerpo o sistema, en este caso los elementos estructurales. Las fuerzas internas analizadas en el presente estudio son Fuerzas Cortantes y Momentos flectores para los diferentes elementos de la estructura.

Haciendo un análisis de visualización de todos los elementos estructurales y por ejes determinamos lo que se especifica líneas más abajo la presentación de dos ejes en ambas direcciones. A continuación, se presentarán las gráficas diagramas de las fuerzas cortantes y momentos flectores obtenidas del software Etabs, para columnas Vigas y Placas para dos ejes.

4.1.2.4.1 Columnas

Para el elemento estructural Columnas, se está analizando el eje B, ya que muestra la fuerza cortante, momentos flectores más desfavorables como se muestra en las figuras 93 y 94.

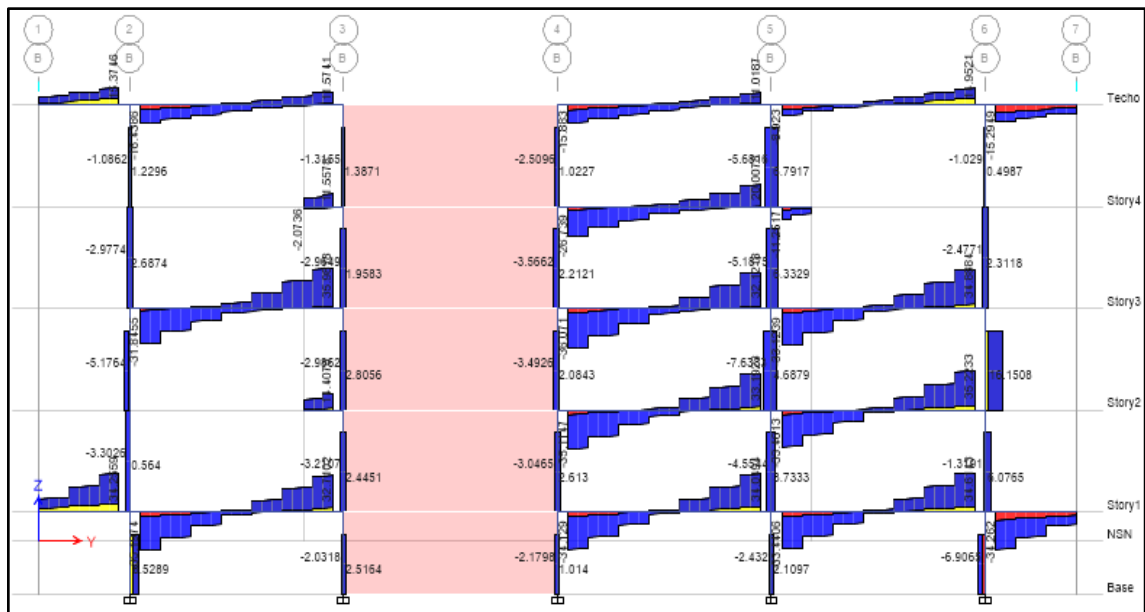


Figura 93: Diagrama de Fuerza Cortante (tonf) en el eje B.

Elaboración Propia.

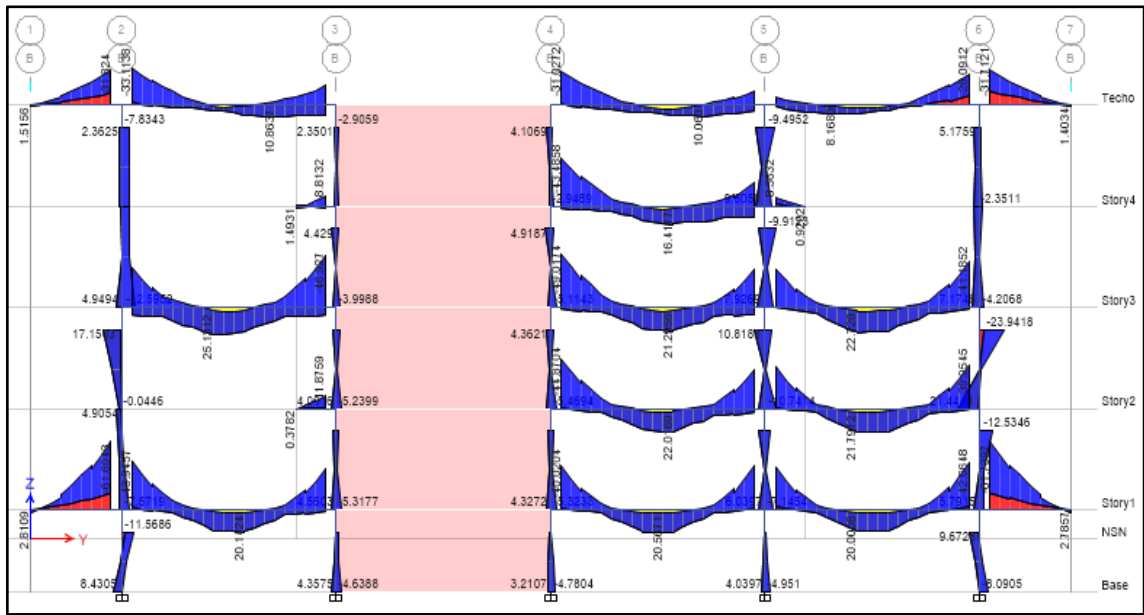


Figura 94: Diagrama de momentos Flectores (tonf-m) en el eje B.

Elaboración Propia.

4.1.2.4.2 Vigas

Para el elemento estructural Vigas, se está analizando el eje 3, ya que muestra la fuerza cortante, momentos flectores más desfavorables como se muestra en la figura 95.

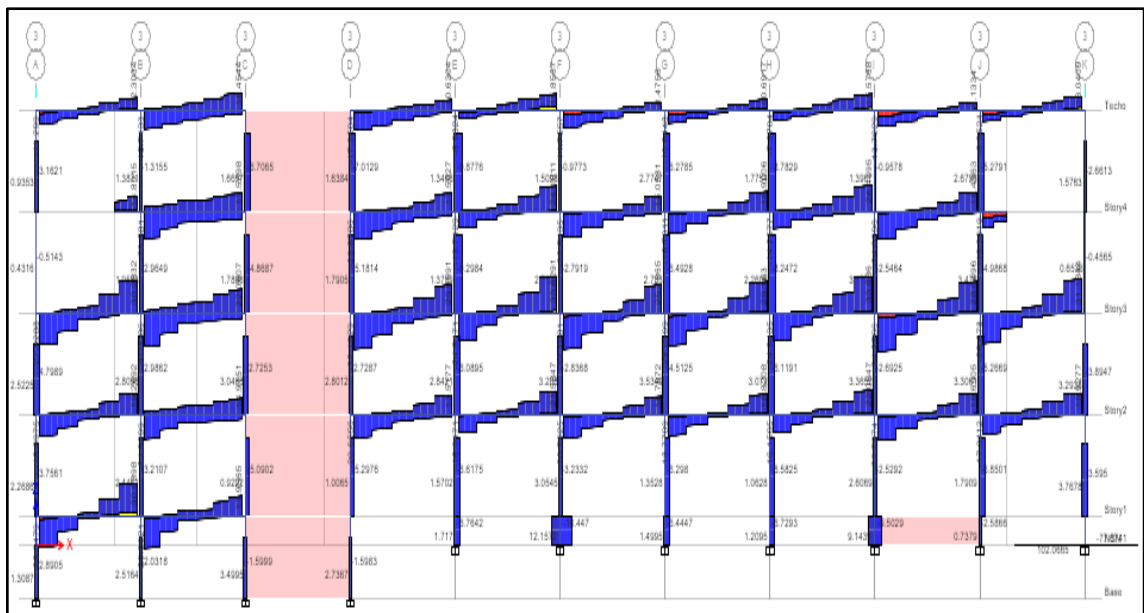


Figura 95: Diagrama de Fuerzas Cortantes (tonf) en el eje 3.

Elaboración Propia.

4.1.2.4.3 Muros

Para el elemento estructural Muros o Placas, se está analizando el eje 3, ya que muestra la fuerza cortante, momentos flectores más desfavorables como se muestra en la figura 96.

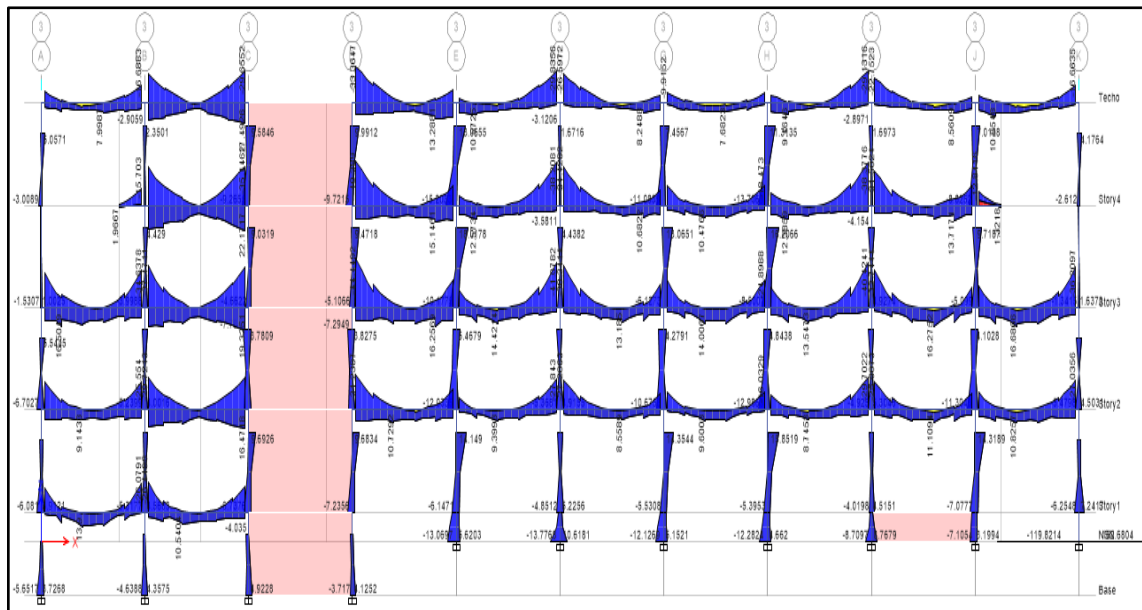


Figura 96: Diagrama de momentos Flectores (tonf-m) en el eje 3.

Elaboración Propia.

4.1.2.5 Evaluación Estructural de los Elementos

Teniendo en cuenta los diagramas anteriores (en ambas direcciones) observamos que los elementos están soportando una cierta cantidad de fuerzas cortantes y momentos flectores (las más desfavorables), por el cual es necesario hacer una verificación del diseño de los elementos existentes para evaluar la resistencia de los materiales de diseño (concreto y acero).

4.1.2.5.1 Vigas

Diseño de Vigas por Flexión y Corte

Las vigas son elementos cuya función principal es la de transmitir cargas de gravedad hacia las placas y columnas; además cumplen la función de absorber los esfuerzos generados por las deformaciones laterales de los pórticos en los que se encuentran producidos por los sismos. Las vigas serán diseñadas para resistir esfuerzos de flexión y corte, considerando el efecto de las cargas de gravedad y sismo, para ello consideraremos las combinaciones establecidas en NTP-E.060 del reglamento nacional de concreto armado:

$$U = 1.4 CM + 1.7CV \dots \dots Ec. 2$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS \dots \dots Ec. 3$$

$$U = 0.9CM \pm CS \dots \dots Ec. 4$$

Ecuación 2: Combinaciones de Cargas

Ecuación 3: Combinaciones de Carga

Ecuación 4: Combinaciones de Carga

Diseño por Flexión

Para el cálculo del refuerzo por flexión se procede de forma similar, calculando el parámetro Ku y usando tablas de diseño para obtener la cuantía de acero, de acuerdo con la NTP-E0.60.

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} \dots \dots Ec. 5$$

$$Ku \rightarrow \rho$$

$$As = \rho bd$$

Ecuación 5: Cálculo del Parámetro Ku

Donde:

- Mu : Momento último de la viga.
- b : ancho de la base de la viga.
- d : distancia desde el centro de la barra de acero en tracción hasta la parte superior de la viga.
- ρ : cuantilla de acero.
- As : área del acero.
- $Ku = 0.90 \cdot f'_c \cdot W(1-0.59W)$, siendo “ W ” índice de refuerzo y “ f'_c ” resistencia a la compresión del concreto.

Los límites para el cálculo del área del acero establecidos, máximo y mínimo, lo encontramos ya definidos en el reglamento de diseño de concreto armado NTP-0.60:

$$As_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}bd}{fy} \dots \dots Ec. 6$$

$$As_{max} = 0.75\rho_{bal}bd$$

Ecuación 6: Cálculo del Acero Mínimo

Para una resistencia a la compresión del concreto $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ y un esfuerzo a la tracción del acero grado G60 $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, el área de acero mínimo y acero máximo establecidos son los siguientes:

$$A_{smin} = 0.24\%bd$$

$$A_{smax} = 1.59\%bd$$

Adicionalmente el Capítulo 21 de la NTP.E.060-2009 presenta las disposiciones especiales para el diseño sísmico, con el fin de asegurar un comportamiento dúctil en la estructura. Sobre el refuerzo por flexión en vigas de edificios con sistema de muros estructurales, se indica lo siguiente:

- Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor que el A_{smin} .
- No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos

Estas disposiciones se resumen en la siguiente figura 97.

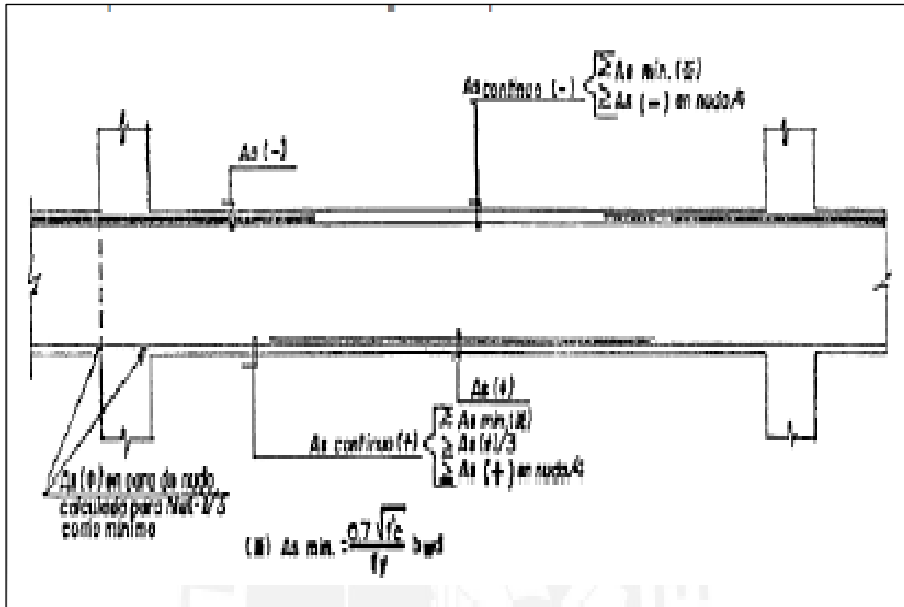


Figura 97: Representación gráfica de diseño en vigas.

Adaptado de la Norma Técnica Peruana, por NTP E.060, 2009.

Diseño por Corte

Normalmente las vigas son sometidas a fuerzas cortantes mayores a los que el concreto puede resistir, por lo tanto, es necesario proporcionar al elemento refuerzo por corte mediante estribos de acero. La resistencia al corte de la sección vendrá dada por la suma de los aportes del concreto y el acero. De acuerdo con la NTP-E0.60 el aporte del concreto se calcula de igual manera que para losas macizas.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bwd \dots \dots Ec. 7$$

Ecuación 7: Cálculo de la Cortante

Donde:

- V_c : cortante del concreto.
- f'_c : resistencia a la compresión del concreto.
- bw : ancho del alma o ancho de la base de la viga
- d : distancia desde el centro de la barra de acero en tracción hasta la parte superior de la viga

La NTP. E.060 en su artículo 11.5.7.2. especifica la siguiente expresión para el cálculo del aporte del refuerzo por corte perpendicular al eje de la viga.

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \dots \dots Ec. 8$$

Ecuación 8: Cálculo de la Resistencia Nominal a Cortante

Donde:

- A_v : área de refuerzo por cortante.
- f_y : Resistencia a la tracción del acero.
- d : distancia desde el centro de la barra de acero en tracción hasta la parte superior de la viga
- V_s : resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.
- s : espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento

Además, se sabe que “ A_v ” es el área de refuerzo por corte dentro del espaciamiento proporcionada por la suma de las áreas de las ramas de los estribos ubicados en el alma. Si se usan estribos simples, se encuentran dos ramas dentro del espaciamiento. Por consiguiente, el área será igual a dos veces el área de la barra “ A_b ” usada en el estribo.

De acuerdo con la NTP-E0.60 en toda la sección de la viga se deberá cumplir lo siguiente:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u \dots \dots Ec. 9$$

Ecuación 9: Cálculo de la Cortante Última

Siendo V_u , la fuerza cortante última de diseño, hallada a una distancia “ d ” medida desde la cara de los apoyos. Si tenemos el valor de V_u para una sección determinada y de V_c que es constante para toda la viga, entonces podemos obtener el valor de la resistencia requerida V_s en dicha sección y, por consiguiente, el espaciamiento requerido para asegurar dicha resistencia. La NTP-E0.60 nos brinda las ecuaciones para el cálculo de la resistencia requerida y su espaciamiento.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots \dots Ec.10$$

Ecuación 10: Cálculo de la Resistencia Nominal a Cortante

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \dots \dots Ec. 11$$

Ecuación 11: Cálculo de Espaciamiento de Estribos

Además, se tiene que cumplir que el valor de “ V_s ” requerido no podrá ser mayor a $2.1\sqrt{f'c}bwd$ en ningún caso según el artículo 11.5.7.9 de la NTP-E0.60. Esto equivale decir

que la fuerza cortante máxima que puede presentarse en una viga para cumplir con este requerimiento es:

$$V_{umax} = 2.6\phi\sqrt{f'c}bwd \dots Ec. 12$$

Ecuación 12: Cálculo de la Cortante Máxima

Esta disposición busca controlar las fisuras bajo condiciones de servicio y evitar fallas por compresión en el concreto. De no cumplir con esta disposición se requerirá aumentar la sección de la viga o aumentar la resistencia del concreto.

Por otro lado, si se necesitase reforzar la sección y se cumple con el requerimiento de la NTP.E.060 en sus artículos 11.5.5.1 y 11.5.5.3 que limita la separación de los estribos a usarse con el fin de asegurar que las grietas formadas a 45° por la acción de las fuerzas cortantes sean tomadas por al menos un estribo.

$$S_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60cm ; \text{ si } V_s \leq 1.1\sqrt{f'c}bwd \dots Ec. 13$$

$$S_{max} = \frac{d}{4} \text{ ó } 30cm ; \text{ si } V_s \leq 1.1\sqrt{f'c}bwd$$

Ecuación 13: Cálculo separación Máxima

A continuación, presentaremos el análisis por flexión y corte de las vigas existentes en la Biblioteca Agrícola Nacional (BAN), el análisis se realizará evaluando las vigas más crítica o desfavorable.

Esta verificación busca conocer si las vigas existentes cumplen las condiciones de diseño establecidas por la Norma Técnica Peruana E.060.

En caso de no cumplir con lo especificado según la NTP.E.060, estos resultados sería un indicativo de que los elementos vigas necesitan de un reforzamiento para cumplir con las licitaciones a las que se encuentra sometida.

Verificación de la viga más crítica en la dirección X-X

La ubicación del elemento en el software Etabs, se muestra en la tabla 29.

Ubicación el Elemento	
Story	3
Viga en el Eje	2

Entre los ejes	A-B
----------------	-----

Tabla 29: Ubicación de la viga a evaluar.

Elaboración propia.

Analizada la estructura en el software Etabs, ubicamos la viga para su respectivo análisis. El software nos permite obtener la gráfica de la envolvente de momentos y cortante con sus respectivos valores de carga aplicada para un elemento. La figura 98 muestra la gráfica envolvente de la viga cuya ubicación se muestra en la tabla 26.

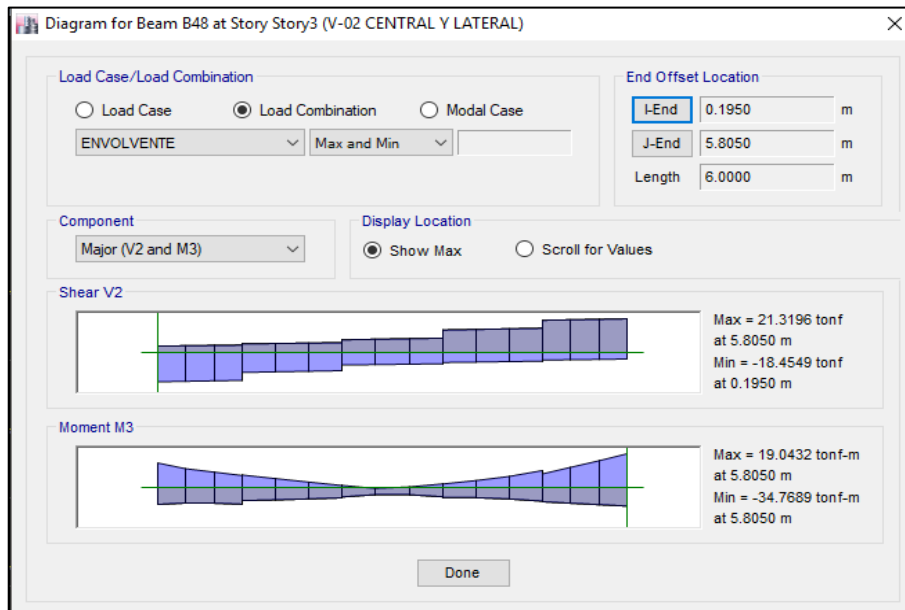


Figura 98: Diagrama de Momentos y Cortantes máximos de la viga.

Adaptado del software Etabs V.18.0.0, Elaboración Propia.

Verificación a flexión

De la figura 98 extraemos los esfuerzos de momentos positivos y negativos de la viga en tonf-m, tanto en los extremos de la viga como en el centro. La tabla 30 muestra el resumen de momentos internos actuantes en la viga.

	M izq.	M central	M der
MU(+) (tonf-m)	18.46	7.48	20.44
MU(-) (tonf-m)	26.17	0.52	36.11

Tabla 30: Momentos Positivos y Negativos de la Viga (tonf-m).

Elaboración propia.

La tabla 31 muestra las propiedades del acero a utilizar, así como la del concreto, también se muestra las características de la viga como la altura, ancho y longitud de la viga.

$f'c$ (kg/cm ²)	204.75
f_y (kg/cm ²)	4200
b (m)	0.39
h (m)	0.79
Longitud (m)	5.81
S (5 años a más)	2
Recubrimiento (cm)	5

Tabla 31: Características de los elementos internos y externos de la viga.

Elaboración Propia.

Para calcular el área del acero en el elemento viga, usaremos el criterio de Whitney, diseño de viga en flexión, la formulación o ecuación que define Whitney, ecuación 5, mostrado líneas arriba y reemplazando el índice de refuerzo se obtiene la siguiente ecuación.

$$Mu = \phi * b * d^2 * f'c * w(1 - 0.59w) \dots \text{Ec.14}$$

Ecuación 14: Criterio de Whitney

La ecuación 14, una ecuación cuadrática, resolviendo la ecuación obtenemos dos valores para el índice de refuerzo, tomando como elección el menor valor de ellos. Además, el índice de refuerzo es igual a siguiente formulación:

$$w = \rho * \frac{f_y}{f'c} \dots \text{Ec.15}$$

Ecuación 15: Cálculo del Índice de Refuerzo

Donde ρ es la cuantilla del acero, siendo la cuantía igual a: $\rho = A_s / (b * d)$, el cual despejando la ecuación tenemos que el área de acero, en cm², es igual a:

$$A_s = \rho * b * d \dots \text{Ec.16}$$

Ecuación 16: Cálculo de Área del Acero

Para obtener el área de acero requerido, para uno del momento de la tabla 32. Siendo $M_u = +18.46$ tonf-m utilizamos la ecuación 14. Obteniendo como resultado el índice de refuerzo w . efectuando el cálculo tenemos:

$$w_1 = 0.0505$$

$$w_2 = 1.6444$$

Escogemos el menor valor, w_1 , de la ecuación 15 despejamos la cuantilla y lo calculamos, teniendo como resultado:

$$\rho = 0.0025$$

Para calcular el área del acero, utilizamos la ecuación 16, reemplazamos los valores respectivos obtenemos como resultado lo siguiente:

$$As = \rho * b * d = 0.0023 * 39 * (79 - 5) = 6.95 \text{ cm}^2$$

Para calcular el acero mínimo, acero balanceado y acero máximo utilizamos las expresiones de la ecuación 6. Reemplazando los valores respectivos tenemos los siguientes resultados.

$$As_{min} = \frac{0.7x\sqrt{204.75}}{4200} x 72.41 x 40 = 6.74 \text{ cm}^2$$

$$As_{balanceado} = \frac{0.85x204.75}{4200} x 0.85x \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) x 39x72.41 = 58.51 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 0.5x60.01 = 29.26 \text{ cm}^2$$

La tabla 32 muestra el resumen de los resultados para la viga evaluada, así mismo presenta el resumen de momento último, $M_u = 17.41 \text{ tonf-m}$, el cual líneas arriba se presentó como modelo para calcular el área del acero requerido, máximo y mínimo. Así mismo la tabla 32 muestra el resumen de cálculos efectuados para los distintos esfuerzos de momentos de la viga, que se presentan en la tabla 30, para calcular el área de acero que se requiere en la sección de la viga.

	M izq	M central	M derecha
<i>Mu (+) (kg-cm)</i>	1846000.00	748000.00	2044000.00
<i>Mu (-) (kg-cm)</i>	2617000.00	52000.00	3611000.00
<i>Cuantilla+</i>	0.0025	0.0010	0.0027
<i>Cuantilla-</i>	0.0035	0.0001	0.0050
As req (+)	6.95	2.76	7.72
As req (-)	9.98	0.19	14.01
Mcr	11.76	11.76	11.76
1.2Mcr	13.93		
As min	6.74		

<i>As balanceado (cm2)</i>	58.51
<i>As max (cm2)</i>	29.26

Tabla 32: Resumen de resultados - Diseño de viga.

Elaboración Propia.

La tabla 33 presenta los resultados del acero requerido, superior e inferior, para los distintos momentos internos de la viga que se presenta en la tabla 30, tanto en los extremos como en el centro.

	M izq.	M central	M der
<i>As req superior</i>	6.95 cm ²	6.74 cm ²	7.72 cm ²
<i>As req inferior</i>	9.99 cm ²	6.74 cm ²	14.04 cm ²

Tabla 33: Acero requerido para la viga más crítica.

Elaboración propia.

Verificación por corte

La viga ubicada, tabla 29, presenta en uno de sus extremos, de acuerdo con la gráfica 98, una mayor fuerza de corte, siendo este $V_u = 21.76$ tonf. Para realizar la verificación por corte, primero calculamos la fuerza cortante proporcionada por el concreto mediante la ecuación 7.

$$V_c = 0.53x\sqrt{204.75x40x72.41} = 21417.36kg$$

La fuerza cortante proporcionada por el concreto será castigada por un factor de seguridad, siendo este: $\phi = 0.85$.

$$\phi V_c = 0.85x21417.36 = 18204.76kg$$

Para calcular la Resistencia requerida al corte, utilizaremos la ecuación 10, teniendo como resultado lo siguiente.

$$V_s = \frac{21760}{0.85} - 21417.36 = 4182.64kg$$

Utilizando la ecuación 12, podremos calcular la Resistencia al corte máximo siendo este mayor a la Resistencia requerida al corte

$$V_s \text{ max} = 2.4x\sqrt{204.75x40x72.41} = 96984.28kg$$

$$V_s < V_s \text{ max}$$

La tabla 34 presenta el resumen de los resultados calculados para la verificación de la viga, tabla 29, sometida a corte.

Vud	21760 ton. f	
Vc	21417.36	kg
ϕVc	18204.76	kg
Vs	4182.64	kg
Vs max	96984.28	kg
Vs < Vs max	OK, Cumple	

Tabla 34: Verificación de las cortantes Vs y Vsmax de la viga.

Elaboración propia.

Asimismo, la tabla 35 muestra el diámetro mínimo del acero a usar para el elemento estructural viga, además muestra el área de acero para colocación de un estribo en la zona de confinamiento.

estribo de:	3/8	pulg
área estribo	0.7126	cm ²
numero de estribos	1	
área del acero en corte: Av =	1.43	cm ²

Tabla 35: Diámetro del acero mínimo esperado en la sección de la viga analizada.

Elaboración Propia.

Verificación de la viga más crítica en la dirección Y-Y

La ubicación del elemento en el software Etabs, se muestra en la tabla 36

Ubicación el Elemento	
Story	3
Viga en el Eje	A
Entre los ejes	3-4

Tabla 36: Ubicación de la Viga a Evaluar.

Elaboración Propia.

Analizada la estructura en el software Etabs, ubicamos la viga para su respectivo análisis. El software nos permite obtener la gráfica de la envolvente de momentos y cortante con sus respectivos valores de carga aplicada para un elemento. La figura 99 muestra la gráfica envolvente de la viga cuya ubicación se muestra en la tabla 36.

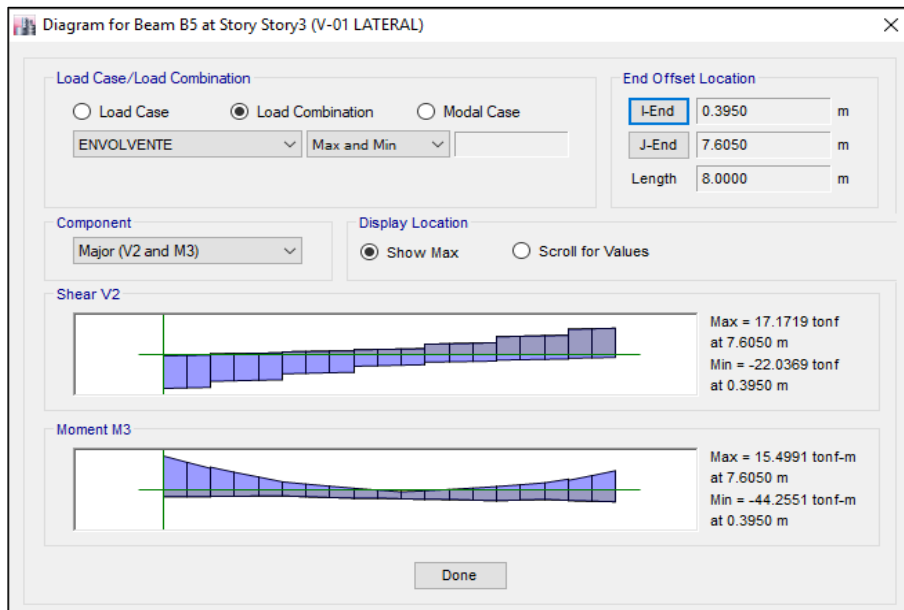


Figura 99: Diagrama de Momentos y Cortantes máximos de la Viga.

Adaptado de software Etabs V.18.0.0, Elaboración Propia.

Verificación a flexión

De la figura 99 extraemos los esfuerzos de momentos positivos y negativos de la viga en tonf-m, tanto en los extremos de la viga como en el centro. La tabla 37 muestra el resumen de momentos internos actuantes en la viga.

	M izq.	M central	M derecha
MU (+) (tonf-m)	9.54	10.86	16.55
MU (-) (tonf-m)	45.75	0.07	25.52

Tabla 37: Momentos Positivos y Negativos de la Viga (tonf-m).

Elaboración Propia.

La tabla 38 muestra las propiedades del acero a utilizar, así como la del concreto, también se muestra las características de la viga como la altura, ancho y longitud de la viga.

f_c (kg/cm ²)	204.75
f_y (kg/cm ²)	4200
b (m)	0.39
h (m)	0.79
Longitud (m)	5.81
S (5 años a más)	2
Recubrimiento (cm)	5

Tabla 38: Características de la Viga.

Elaboración Propia.

Del mismo modo que analizamos la viga en la dirección X-X para el cálculo del área de acero utilizando el criterio de Whitney, volvemos a resolver la ecuación 14 para los valores de momentos flectores de la tabla 37.

Para obtener el área de acero requerido, para uno del momento de la tabla 37. Siendo $M_u = +9.54$ tonf-m utilizamos la ecuación 14. Obteniendo como resultado el índice de refuerzo w . efectuando el cálculo tenemos:

$$w_1 = 0.0251$$

$$w_2 = 1.6699$$

Escogemos el menor valor, w_1 , de la ecuación 15 despejamos la cuantilla y lo calculamos, teniendo como resultado:

$$\rho = 0.0013$$

Para calcular el área del acero, utilizamos la ecuación 16, reemplazamos los valores respectivos obtenemos como resultado lo siguiente:

$$A_s = \rho * b * d = 0.0013 * 39 * (79 - 5) = 3.54 \text{ cm}^2$$

Para calcular el acero mínimo, acero balanceado y acero máximo utilizamos las expresiones de la ecuación 6. Reemplazando los valores respectivos tenemos los siguientes resultados.

$$A_{smin} = (0.7 * \sqrt{204.75}) / 4200 * 72.41 * 40 = 6.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{sbalanceado} = 0.85 * 210 / 4200 * 0.85 * (0.003 / (0.003 + 0.0021)) * 39 * 72.41 = 58.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.5 * 60.01 = 29.26 \text{ cm}^2$$

La tabla 39 muestra el resumen de los resultados para la viga evaluada, así mismo presenta el resumen de momento último, $M_u = 9.54$ tonf-m, el cual líneas arriba se presentó como modelo para calcular el área del acero requerido, máximo y mínimo. Así mismo la tabla 32 muestra el resumen de cálculos efectuados para los distintos esfuerzos de momentos de la viga, que se presentan en la tabla 37, para calcular el área de acero que se requiere en la sección de la viga.

	M izq.	M central	M derecha
<i>MU (+) (kg-cm)</i>	954000.00	1086000.00	1655000.00

<i>MU (-) (kg-cm)</i>	4575000.00	7000.00	2552000.00
<i>Cuantilla+</i>	0.0013	0.0014	0.0022
<i>Cuantilla-</i>	0.0064	0.0000	0.0034
As req (+)	3.54	4.04	6.21
As req (-)	18.08	0.03	9.72
Mcr	11.76	11.76	11.76
1.2Mcr	13.93		
As min	6.74		
<i>As balanceado (cm2)</i>	58.51		
<i>As max (cm2)</i>	29.26		

Tabla 39: Resumen de Resultados - Diseño de Viga.

Elaboración Propia.

La tabla 40 presenta los resultados del acero requerido, superior e inferior, para los distintos momentos internos de la viga que se presenta en la tabla 37, tanto en los extremos como en el centro.

As req (+)	6.74 cm ²	6.74 cm ²	6.74 cm ²
As req (-)	18.12 cm ²	6.74 cm ²	9.73 cm ²

Tabla 40: Acero Requerido para la viga crítica.

Elaboración Propia.

Verificación por corte

La viga ubicada, tabla 36, presenta en uno de sus extremos, de acuerdo con la gráfica 99, una mayor fuerza de corte, siendo este $V_u = 22.41$ tonf. Para realizar la verificación por corte, primero calculamos la fuerza cortante proporcionada por el concreto mediante la ecuación 7

$$V_c = 0.53x\sqrt{204.75x 39x72.41} = 21417.36kg$$

La fuerza cortante proporcionada por el concreto será castigada por un factor de seguridad, siendo este: $\phi = 0.85$.

$$\phi V_c = 0.85x21690.21 = 18204.76kg$$

Para calcular la Resistencia requerida al corte, utilizaremos la ecuación 10, teniendo como resultado lo siguiente:

$$V_s = \frac{21410}{0.85} - 21690.21 = 4947.34kg$$

Utilizando la ecuación 12, podremos calcular la Resistencia al corte máximo siendo este mayor a la Resistencia requerida al corte.

$$V_s \max = 2.4x\sqrt{204.75x39x72.41} = 96984.34kg$$

$$V_s < V_s \max$$

La tabla 41 presenta el resumen de los resultados calculados para la verificación de la viga, tabla 37, sometida a corte.

Vud	22410 ton.f	
Vc	21417.36	kg
φVc	18204.76	kg
Vs	4947.34	kg
Vs max	96984.28	kg
Vs < Vs max	OK, Cumple	

Tabla 41: Verificación de las cortantes Vs y Vsmax de la viga.

Elaboración Propia.

Asimismo, la tabla 42 muestra el diámetro mínimo del acero a usar para el elemento estructural viga, además muestra el área de acero para colocación de un estribo en la zona de confinamiento.

estribo de:	3/8	pulg
área estribo	0.7126	cm2
numero de estribos	1	
área del acero en corte: Av =	1.43	cm2

Tabla 42: Diámetro del acero mínimo esperado en la sección de la viga analizada.

Elaboración Propia.

4.1.2.5.2 Columnas

Las columnas trabajan resistiendo principalmente fuerzas axiales tanto de compresión como de tracción, el diseño de estas se hace considerando los efectos de corte, cargas axiales y momentos flectores, a estos últimos dos efectos combinados se le denomina flexo compresión y de diseño es similar al diseño por flexión.

Asimismo, usaremos la Norma Técnica Peruana E.060 para verificar los parámetros y si el diseño cumple con lo establecido.

Como lo mencionado anteriormente analizaremos el eje B y el eje 2, ya que se encuentran las fuerzas más desfavorables para la verificación.

La figura 100 muestra la vista en planta de la Biblioteca Agrícola Nacional.

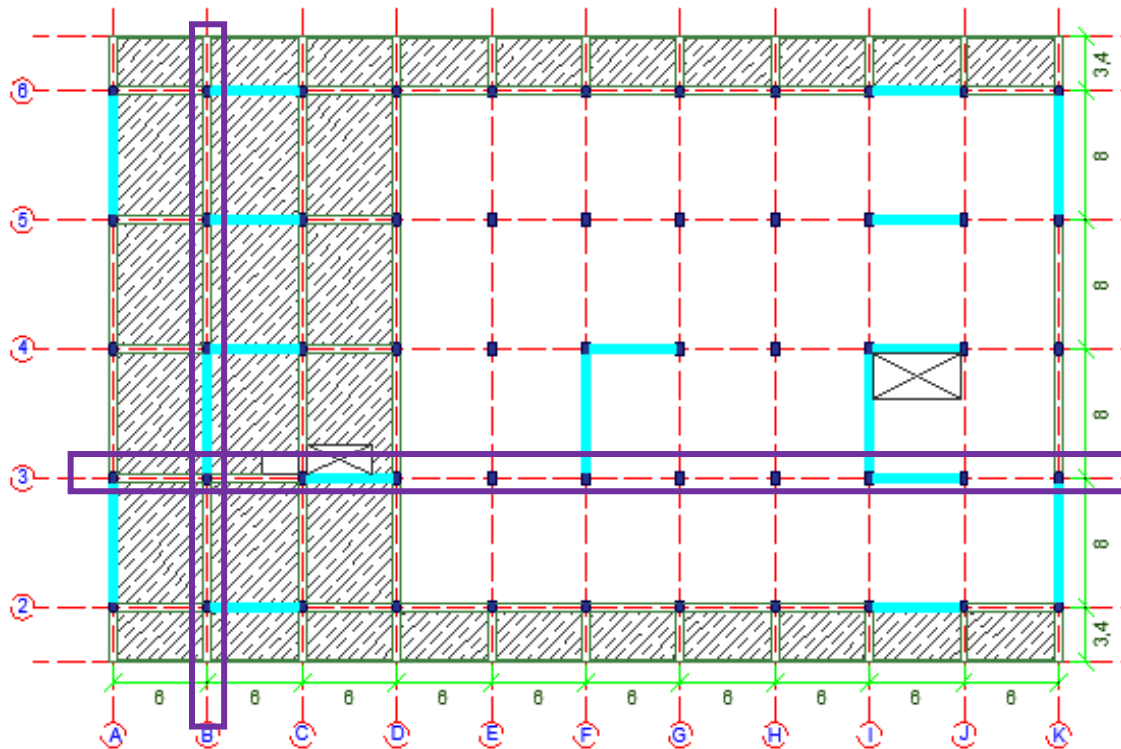


Figura 100: Vista en Planta de la Biblioteca Agrícola Nacional y los ejes a evaluar.

Elaboración Propia.

COLUMNA TIPICA

En los siguientes cálculos se analizarán dos columnas críticas de la estructura de la Biblioteca Agrícola Nacional.

Columna N° 01: EJE 3 – EJE B

Columna N° 02: EJE 3 – EJE I

Las columnas serán diseñadas para resistir cargas axiales y esfuerzos de flexión y corte como se mencionó anteriormente, considerando el efecto de las cargas de gravedad y sismo, para ello consideramos las siguientes combinaciones presentadas en la tabla 43 y 44.

Story	Load Case/Combo	Station	P	P	V2	V2	V3	M2	M2	M3	M3
		m	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Piso 1	COM1-DIN	0	-50.9024	50.90	-0.5211	0.52	0.0427	-0.0877	0.09	-0.0896	0.09
Piso 1	COM2-DINA	0	2.1371	-2.14	0.8047	0.80	1.0502	1.8431	1.84	2.3114	2.31
Piso 1	COM2-DINA	0	-86.1175	86.12	-1.5214	1.52	-0.9977	-1.9953	2.00	-2.3483	2.35
Piso 1	COM3-DINA	0	2.1371	-2.14	0.8047	0.80	1.0502	1.8431	1.84	2.3114	2.31
Piso 1	COM3-DINA	0	-86.1175	86.12	-1.5214	1.52	-0.9977	-1.9953	2.00	-2.3483	2.35
Piso 1	COM4-DINA	0	54.2837	-54.28	2.6936	2.69	0.542	0.8643	0.86	5.4804	5.48
Piso 1	COM4-DINA	0	-138.2641	138.26	-3.4102	3.41	-0.4896	-1.0165	1.02	-5.5174	5.52
Piso 1	COM5-DINA	0	54.2837	-54.28	2.6936	2.69	0.542	0.8643	0.86	5.4804	5.48
Piso 1	COM5-DINA	0	-138.2641	138.26	-3.4102	3.41	-0.4896	-1.0165	1.02	-5.5174	5.52

Piso 1	COM6-DINA	0	25.5144	-25.51	1.2644	1.26	1.003	1.8717	1.87	2.5233	2.52
Piso 1	COM6-DINA	0	-62.7402	62.74	-1.0617	1.06	-1.0448	-1.9667	1.97	-2.1365	2.14
Piso 1	COM7-DINA	0	25.5144	-25.51	1.2644	1.26	1.003	1.8717	1.87	2.5233	2.52
Piso 1	COM7-DINA	0	-62.7402	62.74	-1.0617	1.06	-1.0448	-1.9667	1.97	-2.1365	2.14
Piso 1	COM8-DINA	0	77.661	-77.66	3.1532	3.15	0.4949	0.8929	0.89	5.6923	5.69
Piso 1	COM8-DINA	0	-114.8868	114.89	-2.9505	2.95	-0.5367	-0.9879	0.99	-5.3055	5.31
Piso 1	COM9-DINA	0	77.661	-77.66	3.1532	3.15	0.4949	0.8929	0.89	5.6923	5.69
Piso 1	COM9-DINA	0	-114.8868	114.89	-2.9505	2.95	-0.5367	-0.9879	0.99	-5.3055	5.31
Piso 1	ENVOLVENTE-DINA	0	77.661	-77.66	3.1532	3.15	1.0502	1.8717	1.87	5.6923	5.69
Piso 1	ENVOLVENTE-DINA	0	-138.2641	138.26	-3.4102	3.41	-1.0448	-1.9953	2.00	-5.5174	5.52

Tabla 43: Datos generales de la Columna N° 01: EJE 3 – EJE B.

Elaboración Propia.

Story	Load Case/Combo	Station m	P		V2		V3	M2		M3	
			tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Piso 1	COM1-DIN	0	-25.897	25.90	1.2343	1.23	0.514	0.2058	0.21	1.0618	1.06
Piso 1	COM2-DINA	0	23.0397	-23.04	2.0456	2.05	1.9735	0.6989	0.70	2.1514	2.15
Piso 1	COM2-DINA	0	66.0412	66.04	4.1528	4.15	1.1366	0.3612	0.36	3.8563	3.86
Piso 1	COM3-DINA	0	23.0397	-23.04	2.0456	2.05	1.9735	0.6989	0.70	2.1514	2.15
Piso 1	COM3-DINA	0	66.0412	66.04	4.1528	4.15	1.1366	0.3612	0.36	3.8563	3.86
Piso 1	COM4-DINA	0	48.0055	-48.01	7.2536	7.25	1.1471	0.6537	0.65	6.4698	6.47
Piso 1	COM4-DINA	0	-91.007	91.01	9.3608	9.36	0.3102	-0.316	0.32	8.1747	8.17
Piso 1	COM5-DINA	0	48.0055	-48.01	7.2536	7.25	1.1471	0.6537	0.65	6.4698	6.47
Piso 1	COM5-DINA	0	-91.007	91.01	9.3608	9.36	0.3102	-0.316	0.32	8.1747	8.17
Piso 1	COM6-DINA	0	34.5082	-34.51	2.5036	2.50	1.7204	0.6015	0.60	2.7115	2.71
Piso 1	COM6-DINA	0	54.5727	54.57	3.6948	3.69	1.3897	0.4586	0.46	3.2963	3.30
Piso 1	COM7-DINA	0	34.5082	-34.51	2.5036	2.50	1.7204	0.6015	0.60	2.7115	2.71
Piso 1	COM7-DINA	0	54.5727	54.57	3.6948	3.69	1.3897	0.4586	0.46	3.2963	3.30
Piso 1	COM8-DINA	0	59.474	-59.47	7.7116	7.71	0.894	0.5563	0.56	7.0298	7.03
Piso 1	COM8-DINA	0	79.5385	79.54	8.9028	8.90	0.5633	0.4134	0.41	7.6146	7.61
Piso 1	COM9-DINA	0	59.474	-59.47	7.7116	7.71	0.894	0.5563	0.56	7.0298	7.03
Piso 1	COM9-DINA	0	79.5385	79.54	8.9028	8.90	0.5633	0.4134	0.41	7.6146	7.61
Piso 1	ENVOLVENTE-DINA	0	59.474	-59.47	7.7116	7.71	1.9735	0.6989	0.70	7.0298	7.03
Piso 1	ENVOLVENTE-DINA	0	-91.007	91.01	9.3608	9.36	1.3897	0.4586	0.46	8.1747	8.17

Tabla 44: Datos generales de la Columna N° 02: EJE 3 – EJE I.

Elaboración Propia.

Para el diseño por flexo compresión se utilizarán los Diagramas de interacción. La norma limita la cantidad de acero longitudinal a cuantías entre 1% y 6% del área bruta de la sección.

El Diagrama de interacción de la columna C (Eje 3-B) para ambas direcciones, para una

distribución de refuerzo de $12\phi 3/4''$ y el mismo caso es con la columna C (Eje 3-I) para ambas direcciones, para una distribución de refuerzo de $4\phi 3/4''$ y $8\phi 5/8''$

A continuación, en las figuras 101 y 102 se muestran los diagramas de Interacción de la Columna C (Eje 3-B) (0.79x0.39m).

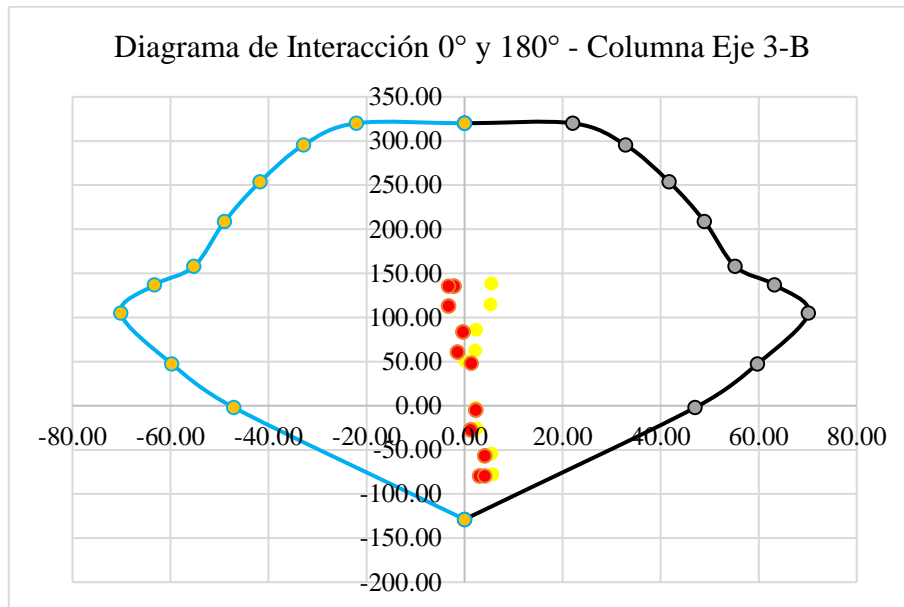


Figura 101: Diagrama de Interacción 0° y 180° - Columna Eje 3-B.

Elaboración Propia.

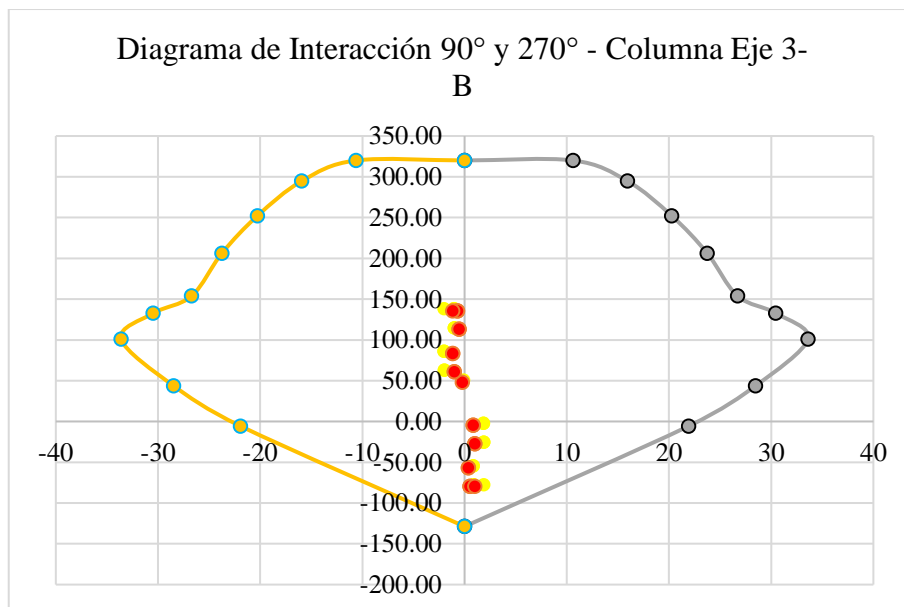


Figura 102: Diagrama de Interacción 90° y 270° - Columna Eje 3-B.

Elaboración Propia.

A continuación, en las figuras 103 y 104 se muestran los diagramas de Interacción de la Columna C (Eje 3-I) (0.79x0.39m).

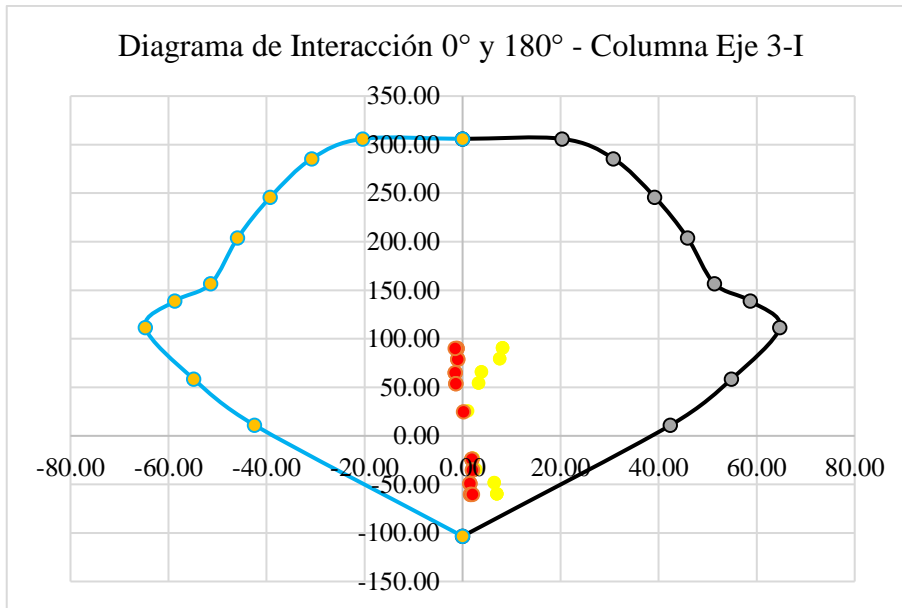


Figura 103: Diagrama de Interacción 0° y 180° - Columna Eje 3-I.

Elaboración Propia.

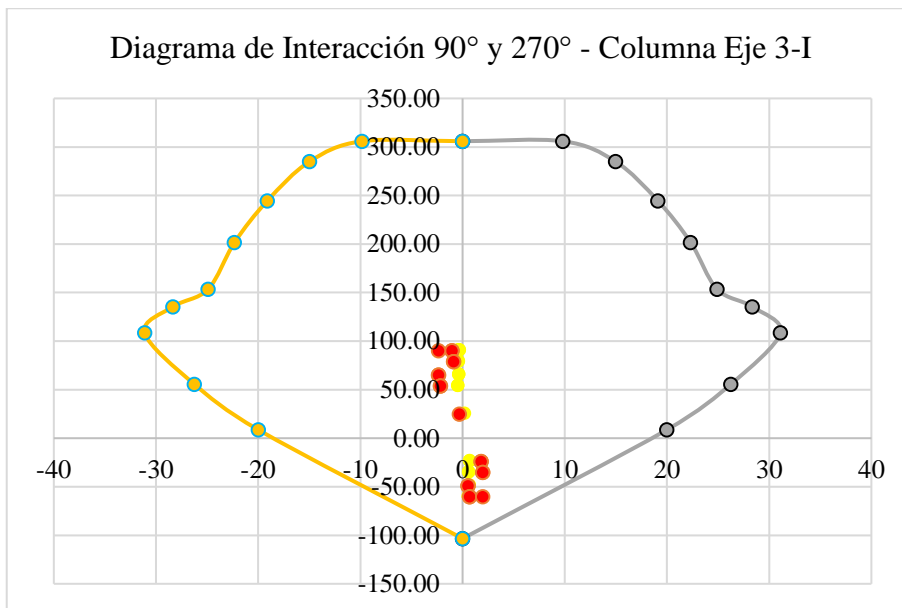


Figura 104: Diagrama de Interacción 90° y 270° - Columna Eje 3-I.

Elaboración Propia.

Diseño por Corte

Calculamos las fuerzas cortantes considerando las capacidades en los nudos de la columna.

Tenemos los valores de carga última (P_u) para cada combinación, y de los diagramas de interacción (ver diagramas) se obtienen las capacidades M_{nx-x} y M_{ny-y}

Presentaremos los M_{nx-x} para el mayor P_u de cada columna.

Columna N° 01: EJE 3 – EJE B

En la Tabla 45 se muestran los datos generales para el cálculo del acero de estribo para la columna:

Datos Generales:

b :	79	cm
h :	39	cm
r :	4	cm
h_n :	3.60	m

acero long:	3/4"	pulgada
f :	1.9	cm
as :	2.9	cm ²

estribos :	3/8"	pulgada
f :	0.95	cm

d1 :	73.1	cm
d2 :	33.1	cm

Tabla 45: Datos generales - Columna Eje 3-B.

Elaboración Propia.

Requisitos para las columnas de edificios con sistema resistente a fuerzas laterales de pórticos y duales. (Norma Técnica Peruana E.060. Como se muestra en la figura 105.

Longitud de Confinamiento (Lo): La longitud Lo no debe ser menor que la mayor de a, b, c					
Normativa: 21.6.4.4 (E. 060)					
a	max (B, H)	=	79	cm	
b	h/6	=	60.00	cm	
c	500 mm	=	50	cm	
Se escoge el mayor valor de a, b, c				=	79 cm
	Lo	>	79	cm	
	Lo	=	79	cm	
Separacion del refuerzo transversal no debe exceder la menor de a, b, c					
Normativa: 21.6.4.2 (E. 060)					
a	min (B, H) /3	=	13	cm	
b	6 dbl	=	11.4	cm	
c	100 mm	=	10	cm	
Se escoge el menor valor de a, b, c				=	10 cm
	So	<	10	cm	
	So	=	8	cm	
Separacion del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento					
Normativa: 21.6.4.5 (E. 060)					
a	10 dbl	=	19	cm	
b	250 mm	=	25	cm	
	S	<	19	cm	
Límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante / General					
Normativa: 11.5.5.1. (E. 060)					
a	min (d1, d2)/2	=	16.55	cm	$V_s \leq 1.10 \sqrt{f'c} b_w d$
b	600 mm	=	60	cm	
El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento:				<	16.55 cm
Normativa: 11.5.5.3. (E. 060)					
a	min (d1, d2)/4	=	8.275	cm	$V_s > 1.10 \sqrt{f'c} b_w d$
b	300 mm	=	30	cm	
El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento:				<	8.275 cm
Número de Estribos de Confinamiento : (Lo-5)/So, (redondear)					
#de estribos de conf.		=	10	estribos	
Estribos Finales:					
1@0.05, 10@0.10, rto@0.30					

Figura 105: Cálculo del diseño por corte - Estribos de la Columna Eje 3-B.

Elaboración Propia.

Columna N° 02: EJE 3 – EJE I

En la tabla 46 se muestran los datos generales para el cálculo del acero de estribo para la columna:

Datos Generales:

b :	79	cm
h :	39	cm
r :	4	cm
hn :	3.60	m
acero long:	5/8"	pulgada
f :	1.59	cm
as :	2	cm2
estribos :	3/8"	pulgada
f :	0.95	cm
d1 :	73.255	cm
d2 :	33.255	cm

Tabla 46: Datos generales - Columna Eje 3-I.

Elaboración Propia.

Requisitos para las columnas de edificios con sistema resistente a fuerzas laterales de pórticos y duales. (Norma Técnica Peruana E.060. Como se muestra en la figura 106.

Longitud de Confinamiento (Lo): La longitud Lo no debe ser menor que la mayor de a, b, c					
Normativa: 21.6.4.4 (E. 060)					
a	max (B, H)	=	79	cm	
b	h/6	=	60.00	cm	
c	500 mm	=	50	cm	
Se escoge el mayor valor de a, b, c				=	79 cm
	Lo	>	79	cm	
	Lo	=	79	cm	
Separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de a, b, c					
Normativa: 21.6.4.2 (E. 060)					
a	min (B, H) /3	=	13	cm	
b	6 db1	=	9.54	cm	
c	100 mm	=	10	cm	
Se escoge el menor valor de a, b, c				=	9.54 cm
	So	<	10	cm	
	So	=	8	cm	
Separación del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento					
Normativa: 21.6.4.5 (E. 060)					
a	10 db1	=	15.9	cm	
b	250 mm	=	25	cm	
	S	<	16	cm	
Límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante / General					
Normativa: 11.5.5.1. (E. 060)					
a	min (d1, d2)/2	=	16.6275	cm	$V_s \leq 1.10 \sqrt{f'c} b_w d$
b	600 mm	=	60	cm	
El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento:				<	16.6275 cm
Normativa: 11.5.5.3. (E. 060)					
a	min (d1, d2)/4	=	8.31375	cm	$V_s > 1.10 \sqrt{f'c} b_w d$
b	300 mm	=	30	cm	
El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento:				<	8.31375 cm
Número de Estribos de Confinamiento : (Lo-5)/So, (redondear)					
#de estribos de conf.			=	10	estribos
Estribos Finales:					
1@0.05, 10@0.10, rto@0.30					

Figura 106: Cálculo del diseño por corte - Estribos de la Columna Eje 3-I.

Elaboración Propia.

Resumen del diseño de columnas de la Biblioteca Agrícola Nacional.

Columna N° 01: EJE 3 – EJE B

Acero: Ø ¾"

Varillas: 12

Estribos: 3 Ø 3/8", 1@0.05, 10@0.10, rto@0.30

Columna N° 02: EJE 3 – EJE I

Acero: Ø ¾” y Ø 5/8”

Varillas: 4 y 8

Estribos: 3 Ø 3/8”, 1@0.05, 10@0.10, rto@0.30

4.1.2.5.3 Muros

Los muros de corte son aquellos elementos estructurales los cuales soportan cargas verticales y horizontales principalmente provenientes de cargas sísmicas; estos muros aportan la rigidez en la estructura mejorando notablemente su comportamiento ante las solicitaciones de sismo. Estos muros son conocidos como placas que ayudan a su vez a controlar los desplazamientos que se producen durante un evento sísmico.

Diseño por Flexión y Corte

Los datos generales para el diseño por flexión y corte se muestran en la 47 y 48. Los diagramas de interacción se muestran en las figuras 107 y 108.

Story	Pier	Load Case/Combo		Location	P	P	M2	M3
Story1	P1	COM1-DIN	0	Top	-469.174	469.174	-0.5176	-51.3878
Story1	P1	COM2-DINA	Max	Top	-126.1777	126.1777	7.1732	508.8954
Story1	P1	COM2-DINA	Min	Top	-640.3578	640.3578	-7.8845	-596.9207
Story1	P1	COM3-DINA	Max	Top	-126.1777	126.1777	7.1732	508.8954
Story1	P1	COM3-DINA	Min	Top	-640.3578	640.3578	-7.8845	-596.9207
Story1	P1	COM4-DINA	Max	Top	-77.6282	77.6282	4.1523	377.3753
Story1	P1	COM4-DINA	Min	Top	-688.9073	688.9073	-4.8637	-465.4006
Story1	P1	COM5-DINA	Max	Top	-77.6282	77.6282	4.1523	377.3753
Story1	P1	COM5-DINA	Min	Top	-688.9073	688.9073	-4.8637	-465.4006
Story1	P1	COM6-DINA	Max	Top	100.8795	-100.8795	7.6304	527.4996
Story1	P1	COM6-DINA	Min	Top	-413.3006	413.3006	-7.4273	-578.3165
Story1	P1	COM7-DINA	Max	Top	100.8795	-100.8795	7.6304	527.4996
Story1	P1	COM7-DINA	Min	Top	-413.3006	413.3006	-7.4273	-578.3165
Story1	P1	COM8-DINA	Max	Top	149.429	-149.429	4.6095	395.9795
Story1	P1	COM8-DINA	Min	Top	-461.8501	461.8501	-4.4065	-446.7964
Story1	P1	COM9-DINA	Max	Top	149.429	-149.429	4.6095	395.9795
Story1	P1	COM9-DINA	Min	Top	-461.8501	461.8501	-4.4065	-446.7964
Story1	P1	ENVOLVENTE-DINA	Max	Top	149.429	-149.429	7.6304	527.4996
Story1	P1	ENVOLVENTE-DINA	Min	Top	-688.9073	688.9073	-7.8845	-596.9207

Tabla 47: Combinaciones para el diseño de placa - TOP.

Elaboración Propia.

Story	Pier	Load Case/Combo		Location	P	P	M2	M3
Story1	P1	COM1-DIN	0	Bottom	-506.9135	506.9135	-1.4053	12.6929
Story1	P1	COM2-DINA	Max	Bottom	-159.8737	159.8737	13.7423	917.0508
Story1	P1	COM2-DINA	Min	Bottom	-674.0538	674.0538	-16.0133	-900.3131
Story1	P1	COM3-DINA	Max	Bottom	-159.8737	159.8737	13.7423	917.0508

Story1	P1	COM3-DINA	Min	Bottom	-674.0538	674.0538	-16.0133	-900.3131
Story1	P1	COM4-DINA	Max	Bottom	-111.3242	111.3242	5.9962	1524.6079
Story1	P1	COM4-DINA	Min	Bottom	-722.6033	722.6033	-8.2672	1507.8702
Story1	P1	COM5-DINA	Max	Bottom	-111.3242	111.3242	5.9962	1524.6079
Story1	P1	COM5-DINA	Min	Bottom	-722.6033	722.6033	-8.2672	1507.8702
Story1	P1	COM6-DINA	Max	Bottom	76.6184	-76.6184	14.4608	904.7482
Story1	P1	COM6-DINA	Min	Bottom	-437.5617	437.5617	-15.2948	-912.6157
Story1	P1	COM7-DINA	Max	Bottom	76.6184	-76.6184	14.4608	904.7482
Story1	P1	COM7-DINA	Min	Bottom	-437.5617	437.5617	-15.2948	-912.6157
Story1	P1	COM8-DINA	Max	Bottom	125.1679	125.1679	6.7147	1512.3053
Story1	P1	COM8-DINA	Min	Bottom	-486.1112	486.1112	-7.5487	1520.1728
Story1	P1	COM9-DINA	Max	Bottom	125.1679	125.1679	6.7147	1512.3053
Story1	P1	COM9-DINA	Min	Bottom	-486.1112	486.1112	-7.5487	1520.1728
Story1	P1	ENVOLVENTE-DINA	Max	Bottom	125.1679	125.1679	14.4608	1524.6079
Story1	P1	ENVOLVENTE-DINA	Min	Bottom	-722.6033	722.6033	-16.0133	1520.1728

Tabla 48: Combinaciones para el diseño de placa - BOTTOM.

Elaboración Propia.

	Pua	Vua	Mua	Mu	Mn	Mn/Mua	R	Mn/Mua final	Vu = Vua (Mn/Mua)
M3	111.3242	342	3100	1524.6079	2178.01129	0.70258429	6	0.702584286	240.2838257
	722.6033	313	2500	-1507.8702	-2154.10029	-0.86164011	6	-0.861640114	-269.6933558
	125.1679	334	1500	1524	2177.14286	1.45142857	6	1.451428571	484.7771429
								Vu max	484.7771429

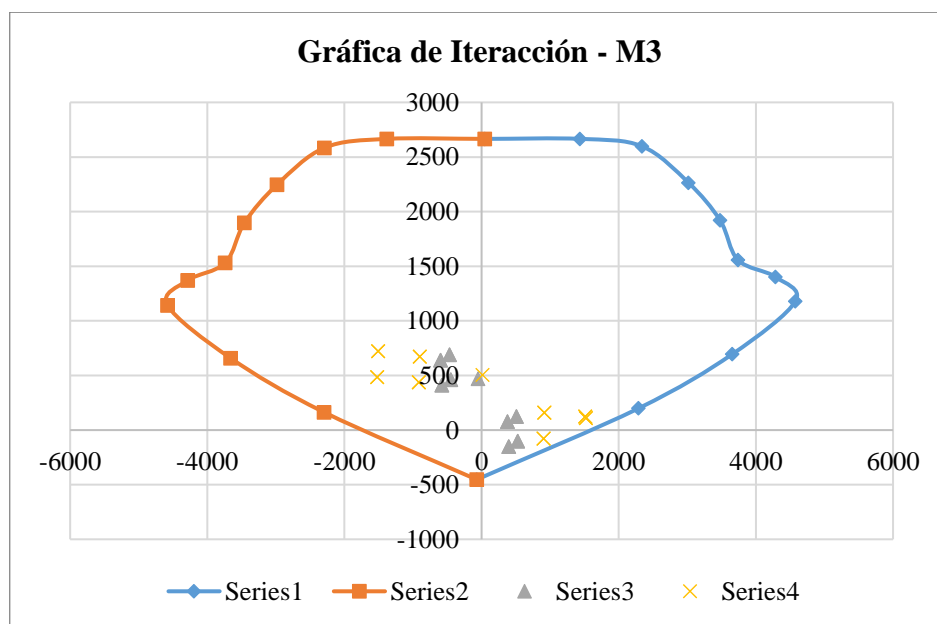


Figura 107: Gráfica de interacción - M3.

Elaboración Propia.

	Pua	Vua	Mua	Mu	Mn	Mn/Mua	R	Mn/Mua final	Vu = Vua (Mn/Mua)
M2	5.9962	5.85	160	5.9962	8.566	0.0535375	6	0.0535375	0.313194375
	14.4608	5.96	140	-8.2672	-11.8102857	-0.08435918	6	-0.084359184	-0.502780735
	13.7423	6.31	100	6.7147	9.59242857	0.09592429	6	0.095924286	0.605282243
								Vu max	0.605282243

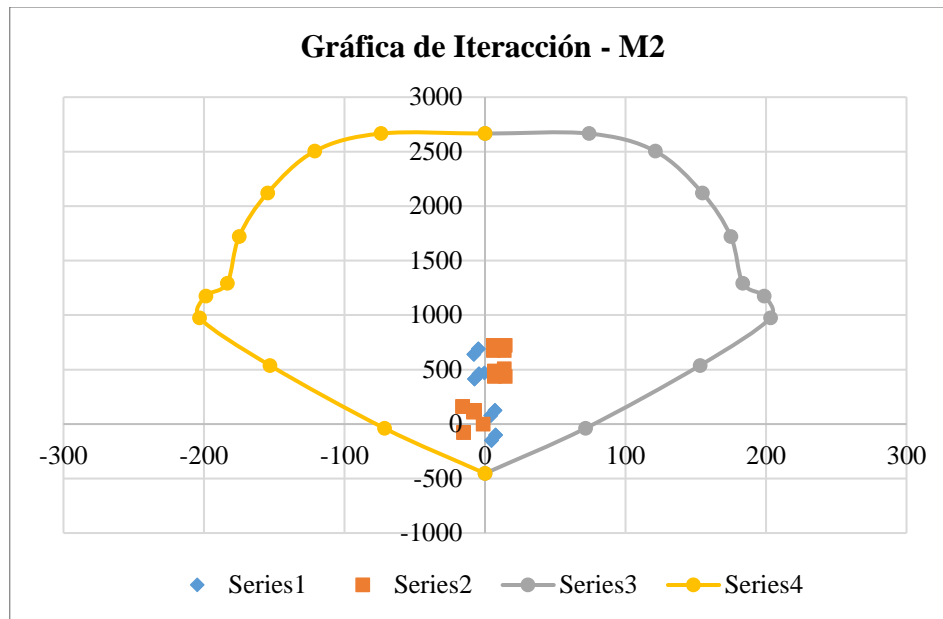


Figura 108: Gráfica de interacción - M2.

Elaboración Propia.

Diseño por Corte

Se debe calcular el mayor valor de Vu por piso como se muestra a continuación:

Piso	Vn (ton)	Vc (ton)	hm (m)	hm/lm	α_c	11.10.5 Vc max (ton)	Verificación de Vc < Vc max
1	570.326	175.001	15.42	1.928	0.53	218.751	Cumple

Piso	Vu (ton)	11.10.7 $0.27\sqrt{f'c} Acw$	11.10.8 Refuerzo para cortante según	11.10.10.1	Vs (ton)	11.5.7.9 Vs max (ton)	Verificación de Vs < Vs max
1	484.78	111.439	11.10.10	Indispensable	395.325	693.399	Cumple

11.10.10.1 **11.10.10.2**

11.10.10.1

11.10.4

Piso	ph	ph min	Verificación de ph	ph final	Vs final (ton)	Vc (ton)	Vn final (ton)	Vn max (ton)	Verificación de Vn
1	0.003	0.0018	Cumple	0.0030	393.12	175.001	568.121	1073.117	Cumple

11.10.10.5		Acero horizontal			11.10.10.2		Libro de diseño de concreto armado		
Piso	N° de Hileras	Aceros	Ash (cm2)	S (cm)	S ₁ max (cm)	S ₂ max (cm)	S ₁ max (cm)	S ₂ max (cm)	S ₃ max (cm)
1	2	φ 3/8"	0.71	12.14	117	40	160	117	45

11.10.10.3		11.10.10.3		11.10.10.1	11.10.9	
Piso	pv min	pv	Verificación pv ≤ ph	pv final	Estribos	
1	0.0025	0.0026	Cumple	0.0026	No confinado	

21.9.4.3		Acero vertical			11.10.10.4		Libro de diseño de concreto armado		
Piso	N° de Hileras	Aceros	Asv (cm2)	S (cm)	S ₁ max (cm)	S ₂ max (cm)	S ₁ max (cm)	S ₂ max (cm)	S ₃ max (cm)
1	2	φ 1/2"	1.27	24.64	117	40	266.67	117	45

Resultado final del diseño de la placa:

Columna - Placa

10 Ø 3/4"

Estribos: Ø3/8" @ 15 o 17.5

Muro – Placa

V: Ø 3/8 @ 15cm

H: Ø 5/8 @ 7.5 o 10cm

4.2 Propuesta de Modelamiento No Lineal Columnas y Muros

4.2.1 Ensayos de Laboratorio con Fibras de Carbono (CFRP)

4.2.1.1 Comportamiento del Modelo y Rendimiento del Sismo

4.2.1.1.1 Columnas

Como se menciona en capítulo 2, apéndice 2.2.1.1, sección **Modificación de Comportamiento y Rendimiento Sísmico**. Para las columnas modernizadas el autor Huaco

(2013) idealiza una curva de fuerza-desplazamiento basándose en la curva de la columna vertebral utilizando las disposiciones ASCE41-13.

El primer método presentado por el autor Huaco (2013) sigue las disposiciones del ASCE41-07 y ASCE41-13. Las características de este método se explican con el mayor detalle en la sección mencionada líneas arriba.

La finalidad del método presentado por el autor es representar mediante grafica la curva de fuerza-desplazamiento idealizada, una curva tri-lineal. La figura 79 muestra dicha curva.

Huaco (2013) presenta una curva bilineal elástico-plástico cuyo fin de uso es conocer la investigación de modificación. La figura 80 muestra la curva bilineal idealizada elastico-plastico. Las características y procedimientos para el uso de esta curva se explican con mayor en la sección mencionada líneas arriba.

4.2.1.1.2 Muros

De acuerdo con Huaco (2013) se utilizan dos métodos para definir los parámetros de modelado o el modelo de comportamiento para el muro de mampostería remodelado. El primer método es la curva idealizada de fuerza-desplazamiento, que consiste en el mismo procedimiento utilizado para la columna modificada. El segundo método consiste en una curva elástico-plástico bilineal.

De acuerdo con Huaco (2013) La figura 109 muestra diferentes casos de curvas elástico-plásticas utilizadas para muros de mampostería. Shedid (2008) definió varias curvas bilineales para modelos computacionales. El que se usa para esta investigación se basa en una deformación máxima correspondiente a la deformación cuando la resistencia se degrada al 80% de la capacidad máxima medida (V_{max} y $\Delta y_{0.8u}$). La primera línea se define por el punto de la curva principal cuando la primera barra de acero interna alcanza el rendimiento. Sin embargo, para los miembros modernizados, se usa un valor de $V_{max}/2$ para el punto de intersección. La segunda línea es el acabado horizontal a $0.8V_{max}$. La energía disipada bajo la curva principal a $\Delta y_{0.8u}$ se usa para determinar el valor de V_y que tiene la misma energía disipada que la curva inferior.

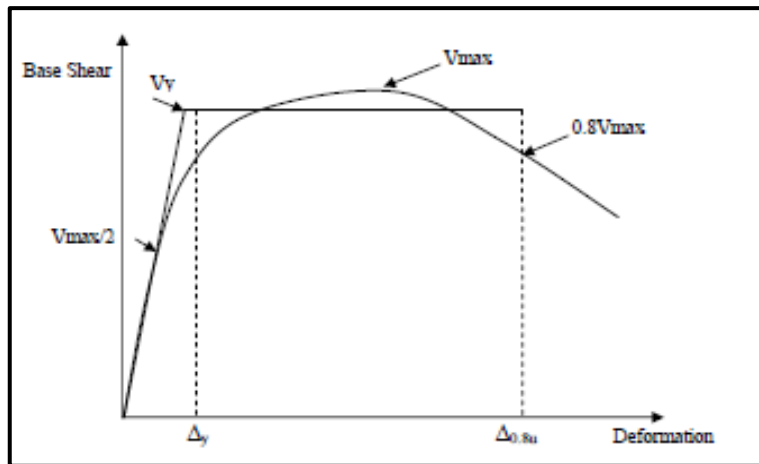


Figura 109: Curva Idealizada de elástico - plástico.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p328, por Huaco, 2013.

4.2.1.2 Casos de Columnas

En el estudio realizado por Huaco (2013) se presenta un conjunto de 3 FIGURAS de fuerza de corte frente a desplazamiento lateral con las curvas de la columna vertebral que se muestran para los especímenes reforzados analizados. Cada FIGURA muestra las curvas de la red troncal siguiendo las disposiciones de ASCE41-07 (amarillo) y ASCE41-13 (rojo).

Los protocolos de carga aplicados a las pruebas fueron apropiados para construir ASCE41-07 y ASCE41-13. Para cada espécimen, las curvas de la espina dorsal ASCE41-07 y ASCE41-13 se construyeron sin problemas hasta que no se produjo una falla mayor.

La figura 110 muestra el comportamiento de la muestra 2-A-S8-M probada por Kim (2008). La figura 111 muestra la muestra FC-17 probada por Aboutaha (1994), y finalmente la figura 112 muestra los resultados de la prueba de la Columna 2-R probada por He (2013). Las pruebas realizadas por Kim y Aboutaha se realizaron en el Laboratorio de Ingeniería Estructural de Ferguson. La prueba de He se llevó a cabo en la Universidad de Missouri.

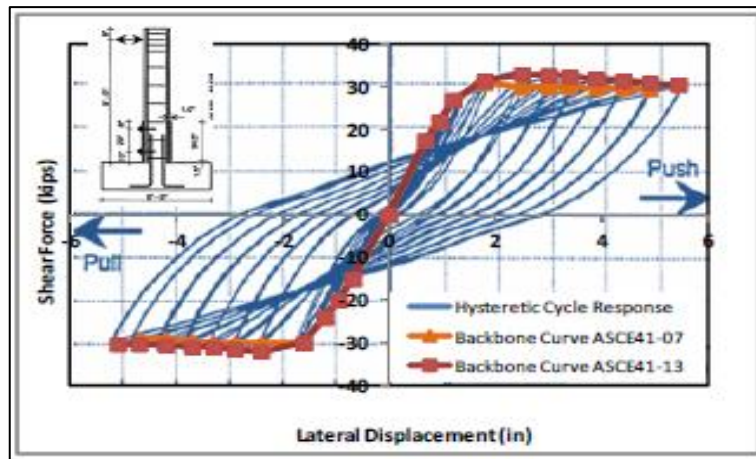


Figura 110: Curvas de Backbone para FC-17.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.334, por Aboutaha, 1994.

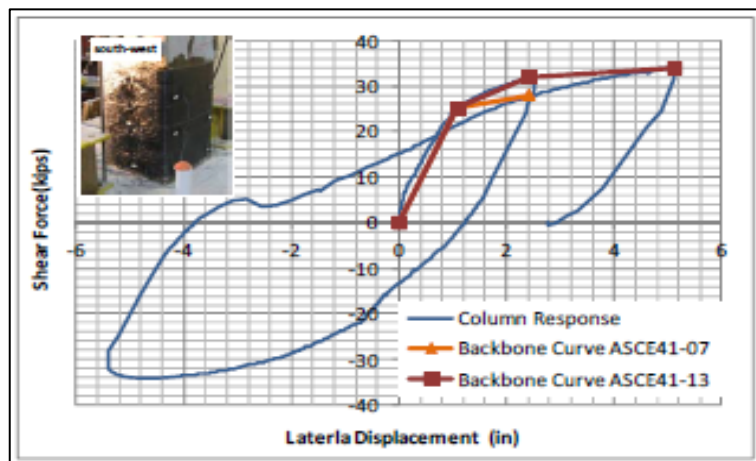


Figura 111: Curvas de Backbone para 2-A-S8.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.334, por Kim, 2008.

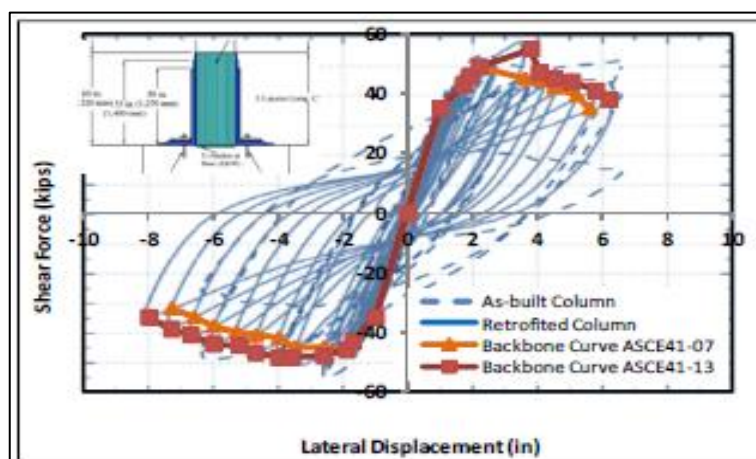


Figura 112: Curvas de Backbone para la columna 2-R.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.335, por He, 2013.

El autor Huaco (2013) hace mención que la figura 113 muestra los valores de fuerza de corte máxima y el desplazamiento lateral para el caso. Se ve que las disposiciones dadas en ASCE41-13 para construir las curvas de la red troncal son menos conservadoras que ASCE41-07. Las diferencias en la fuerza de corte entre ambas disposiciones varían de 1.06 a 1.21 y para el desplazamiento lateral varían de 1.1 a 2.1. Estas comparaciones son útiles para entender las diferencias entre los dos tipos de curvas de backbone. Para las fuerzas de corte máximas (Vmax), las diferencias no son grandes, entre las curvas del esqueleto de ASCE41-07 y la propuesta de ASCE41-13 y no es demasiado conservadora. Sin embargo, para el desplazamiento máximo, las diferencias pueden ser de 1.1 (casi lo mismo) a 2.1, siendo demasiado conservadoras para las disposiciones de la norma ASCE41-07 para la construcción de curvas de la red troncal.

	ASCE41-07		ASCE41-13		Ratio for	Ratio for
	Vmax (kips)	Max Disp. (in)	Vmax (kips)	Max Disp. (in)	Vmax (x)	Max Disp. (*)
RC-1	50.00	4.10	55.23	8.35	1.10	2.04
RC-2	48.00	1.97	52.32	4.11	1.09	2.09
RC-1R	51.60	4.82	58.45	6.43	1.13	1.33
RC-1R Bottom Half	51.00	1.54	58.45	3.15	1.15	2.04
RC-1R Top Half	51.60	1.89	58.45	3.30	1.13	1.74
RC-2R-SMS	55.50	2.45	61.28	3.62	1.10	1.48
RC-2R-LMS	61.00	4.70	71.08	7.62	1.17	1.62
FC-17	31.00	4.90	33.00	5.45	1.06	1.11
2-A-SB-M	28.00	2.40	33.88	5.11	1.21	2.13
Column 2-R	49.00	7.30	55.00	8.00	1.12	1.10

(x) Ratio for Vmax = Vmax(ASCE41-07) / Vmax(ASCE41-13)
 (*) Ratio for Max. Disp. = Max. Disp.(ASCE41-13) / Max. Disp.(ASCE41-07)

Figura 113: Resumen de los valores máximos de fuerzas de corte y desplazamiento lateral según ASCE41-07 y ASCE41-13.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.336, por Huaco, 2013.

4.2.1.2.1 Normalización de la Capacidad de Corte para Pruebas de Columnas Usando la fuerza computada de Salida (as-built)

Huaco (2013) explica que para comparar la efectividad de los procedimientos de adaptación utilizando fibra de carbono y empalmes mecánicos, se comparan la capacidad de corte frente al desplazamiento lateral para las diferentes pruebas. El valor de la capacidad lateral experimental medida se normaliza utilizando la capacidad lateral nominal de la sección confinada según la construcción de cada columna modificada o existente. Para calcular la capacidad nominal, se utilizaron las dimensiones medidas y las propiedades del material. El desplazamiento lateral se normalizó calculando la relación de deriva para cada caso de columna.

El autor también hace mención que la figura 114 muestra las curvas de la red troncal normalizadas siguiendo las disposiciones de ASCE41-07, y la figura 115 muestra el correspondiente para ASCE41-13 (Huaco, 2013).

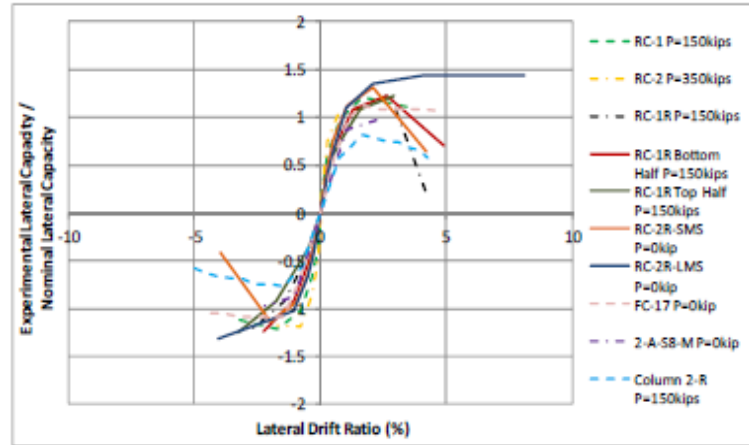


Figura 114: Curvas de Backbone ASCE41-07 normalizadas (as - built).

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.338, por Huaco, 2013.

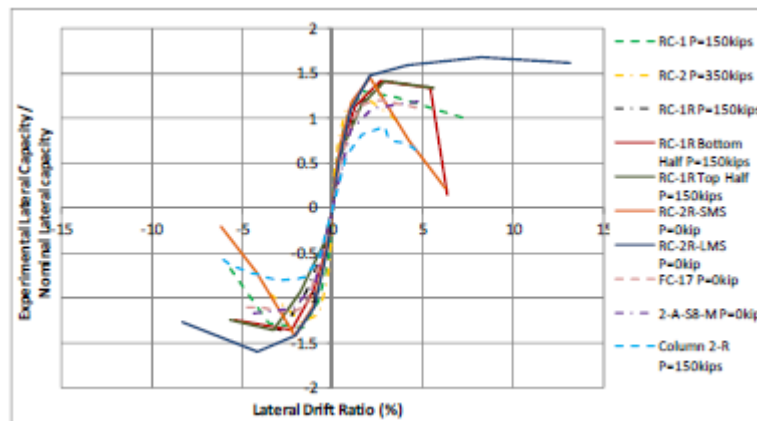


Figura 115: Curvas de Backbone ASCE41-13 normalizadas (as-built).

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.338, por Huaco, 2013.

4.2.1.2.2 Curvas de Desplazamiento de fuerza idealizadas y Curvas elástico – plástico para columnas

Como se discutió en 4.2.1.2.1, se proponen dos tipos de modelos de comportamiento para las zonas de bisagra. La curva elástico-plástica y curva de fuerza-desplazamiento. Las curvas idealizadas se basaron en las curvas principales y se normalizaron al valor medido de rendimiento para cada sección Q/Q_y . Las curvas resultantes se denominan curvas:

Deformación de fuerza generalizada para elementos o componentes de hormigón en ASCE41-13.

COLUMNA RC-1R TOP HALF

Huaco (2013) muestra que la figura 116 muestra las curvas idealizadas para la curva principal utilizando ASCE41-13 para RC-1R mitad superior. Cada curva tiene la misma rigidez efectiva y máximo desplazamiento. Sin embargo, los valores de V_y difieren. La curva de fuerza-desplazamiento V_y es más alta que la de Elástico-Plástico V_y . Sin embargo, ambas áreas bajo las curvas serán las mismas. Y en la figura 117 se muestra las curvas generalizadas para cada método.

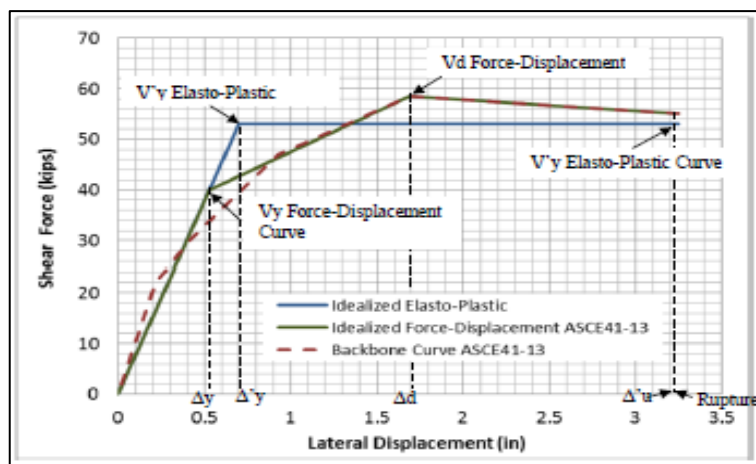


Figura 116: Curvas Idealizadas para RC-1R mitad superior.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.349, por Huaco, 2013.

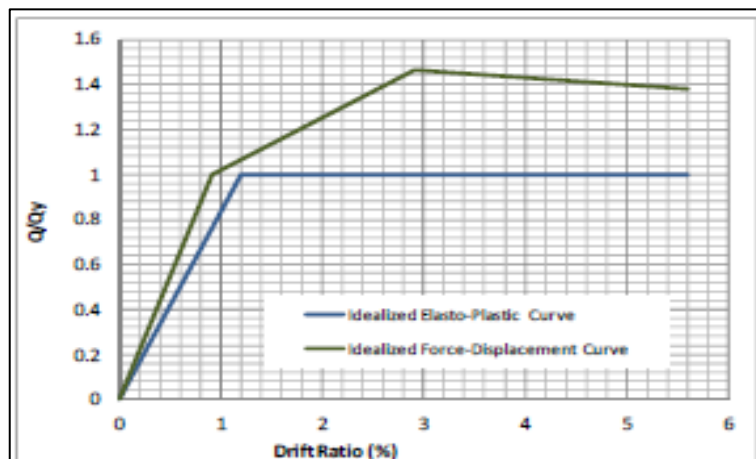


Figura 117: Curvas de fuerza - deformación generalizadas para RC-1R mitad superior.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.351, por Huaco, 2013.

COLUMNA RC-1R BOTTON HALF

Huaco (2013) explica que en la figura 118 muestra las curvas idealizadas para la columna RC-1R mitad inferior las curvas de Backbone ASCE41-13. Se puede observar la tendencia de cada imagen, teniendo la misma rigidez efectiva y máximo desplazamiento. Tanto la curva de Desplazamiento de fuerza como la de Elástico-Plástico tienen el mismo valor de V_y .

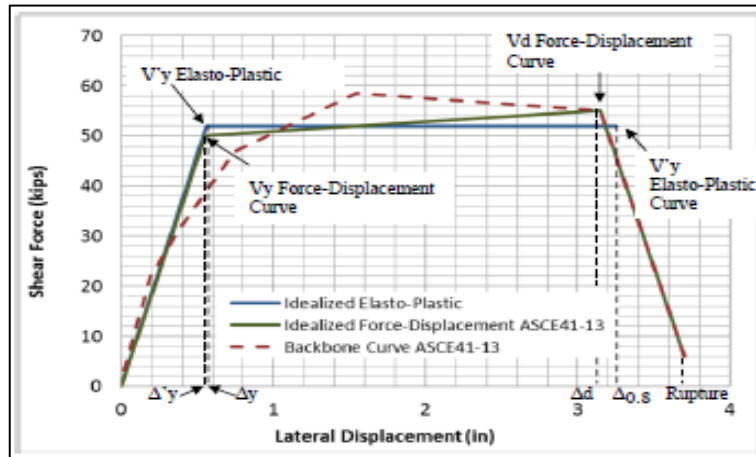


Figura 118: Curvas Idealizadas para RC-1R mitad inferior.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.353, por Huaco, 2013.

Procedimiento similar fue operado para esta zona de bisagra. Los valores de las curvas idealizadas se normalizaron a cada V_y respectivamente. La figura 119 muestra las curvas generalizadas para cada método.

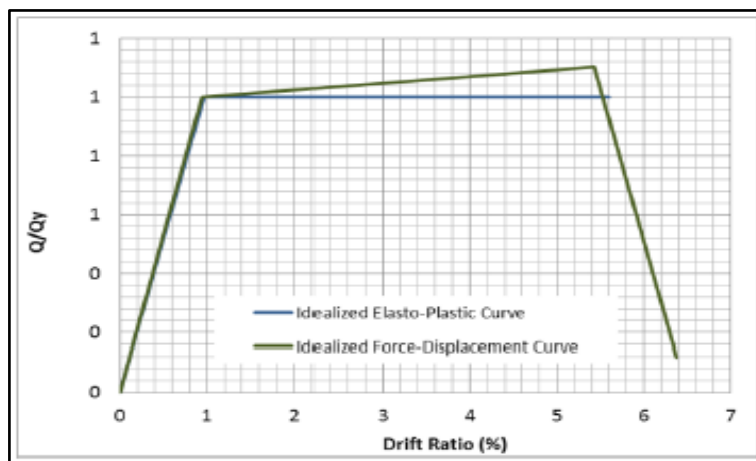


Figura 119: Relación de fuerzas - deformación generalizadas para RC-1R mitad inferior.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.355, por Huaco, 2013.

COLUMNA RC-2R-SMS

La figura 120 muestra las curvas idealizadas para la curva de la red troncal RC-2R-SMS ASCE41-13. Se puede observar la tendencia de cada imagen, teniendo una rigidez efectiva similar y valores de V_y con V_y . Debe explicarse que el desplazamiento máximo considerado para la curva elástico-plástico idealizada fue el antepenúltimo punto de la curva principal. El último punto de la curva principal representó una alta pérdida de fuerza de corte para comparar la energía disipada considerando una gran deformación. La meseta de esta curva sería por un valor de V_y más bajo, obteniendo una curva elástico-plástica no representativa para este sistema (Huaco, 2013).

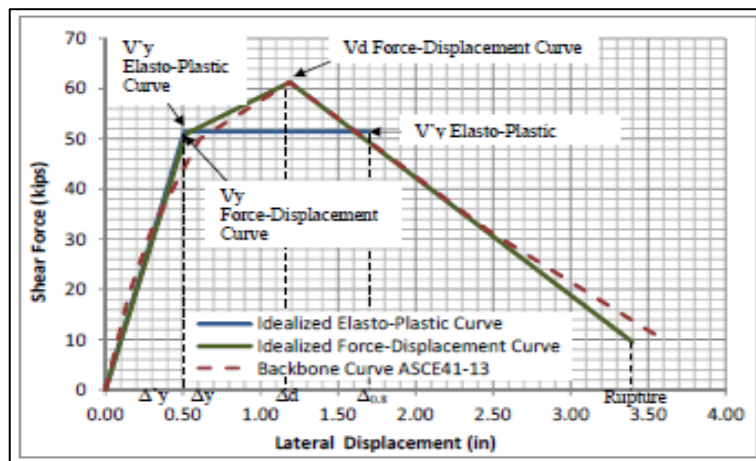


Figura 120: Curvas Idealizadas para RC-2R-SMS.

Adaptada de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.358, por Huaco, 2013.

Procedimiento similar fue operado para esta zona de bisagra. Los valores de las curvas idealizadas se normalizaron a V_y y V_y respectivamente. La figura 121 se muestra las curvas generalizadas para cada método.

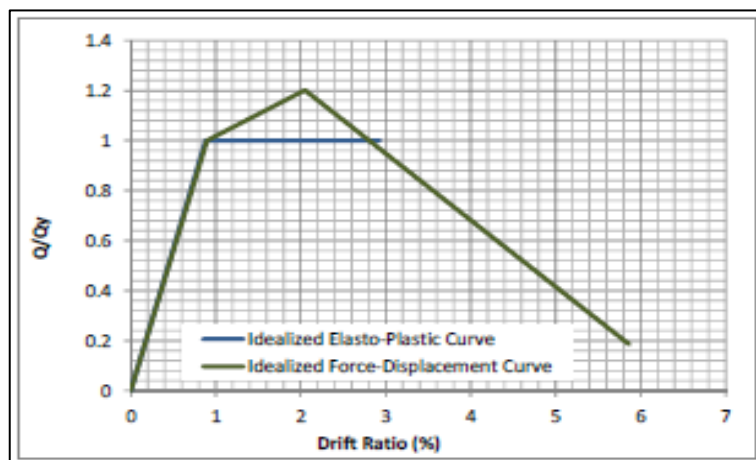


Figura 121: Relaciones de fuerza - deformación generalizadas para RC-2R-SMS.

Adaptada de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.360, por Huaco, 2013.

COLUMNA RC-2R-LMS

La figura 122 muestra las curvas idealizadas para la curva principal RC-2R-LMS. Se puede observar la tendencia de cada imagen, teniendo la misma rigidez efectiva y el máximo desplazamiento. Sin embargo, difieren los valores de V_y y V_d . La curva de fuerza-desplazamiento V_y es más baja que la de Elástico-Plástico V_y . (Huaco, 2013).

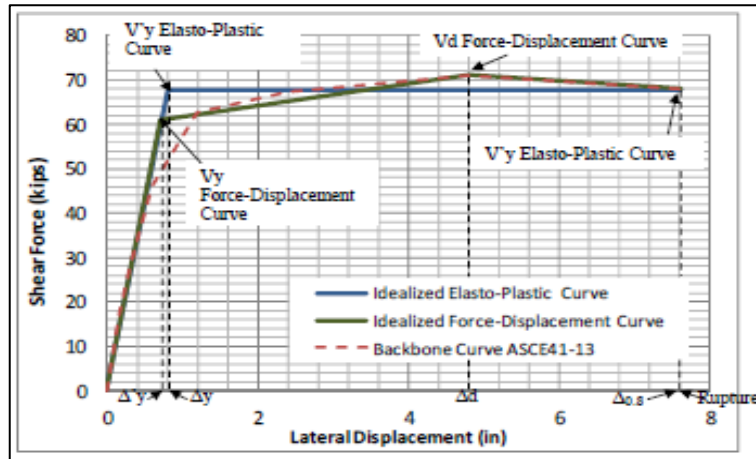


Figura 122: Curvas Idealizadas para RC-2R-LMS.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.363, por Huaco, 2013.

Los valores de las curvas idealizadas se normalizaron para cada V_y y V_d respectivamente. Asimismo, la figura 123 se muestra las curvas generalizadas para cada método. (Huaco, 2013).

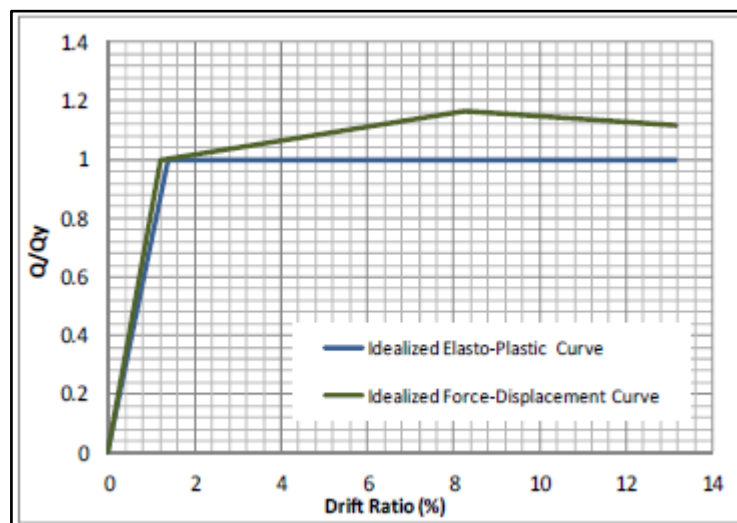


Figura 123: Relaciones de fuerza - deformación generalizadas para RC-2R-LSMS.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.365, por Huaco, 2013.

4.2.1.3 Caso de Muros de Albañilería

4.2.1.3.1 Curvas de Backbone para ASE41-07 y ASCE41-13

Se presentan los resultados de cuatro pruebas diferentes. Dos pruebas, RMW y RMW-R2, se realizaron en el Laboratorio de Ingeniería Estructural de Ferguson - UT Austin. Para 2 comparaciones se incluyen: una prueba de agitación en la Universidad de California en San Diego (UCSD) y una prueba en la Universidad Estatal de Washington (WSU) (Huaco, 2013)

Así mismo, Huaco (2013) explica que, para comprender mejor el comportamiento de este tipo de muro de mampostería, se comparan los resultados de la prueba de Shake Table UCSD W-2 y RMW que tienen la misma relación de aspecto ($h / L = 1$). Los resultados de WSU Specimen 6 se comparan con RMW-R2 porque ambos tienen la misma relación de aspecto ($h / L = 0.78$) y el mismo tipo de refuerzo.

Los protocolos de carga aplicados a las pruebas fueron apropiados para construir ASCE41-07 y ASCE41-13. Para cada espécimen, las curvas de la espina dorsal ASCE41-07 y ASCE41-13 se construyeron sin problemas hasta que no se produjo una falla mayor. (Huaco, 2013)

Del mismo modo, Huaco (2013) explica las siguientes figuras 124, 125, 126 y 127 muestra las curvas de la red troncal siguiendo las disposiciones de ASCE41-07 y ASCE41-13. La línea naranja representa la curva correspondiente a ASCE41-07 y la línea marrón representa la curva correspondiente a ASCE41-13.

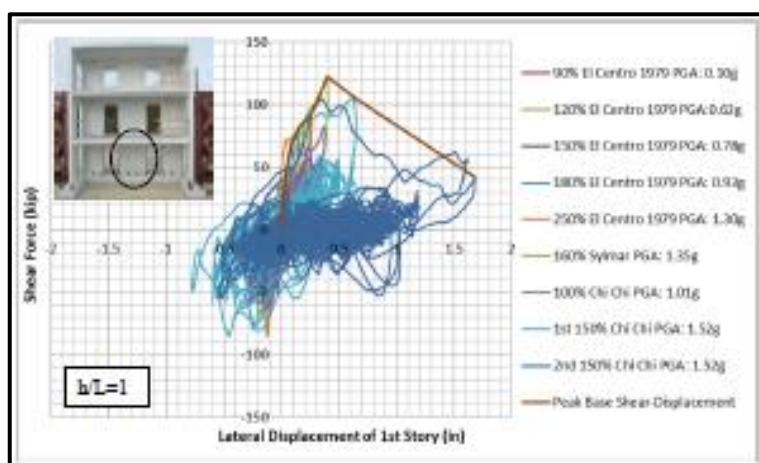


Figura 124: Curvas de Backbone para UCSD W-2.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.373, por Huaco, 2013.

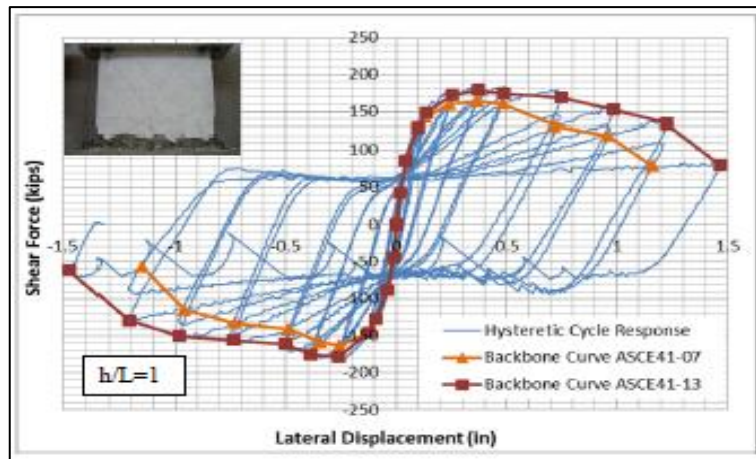


Figura 125: Curvas de Backbone para RMW.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.373, por Huaco, 2013.

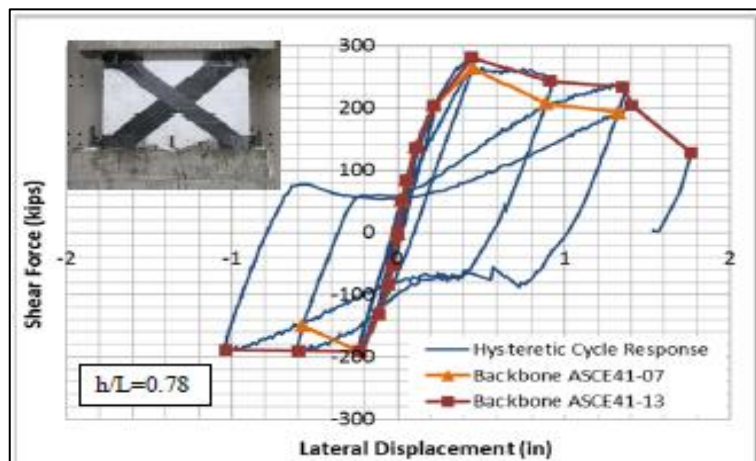


Figura 126: Curvas de Backbone para RMW-R2.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.374, por Huaco, 2013.

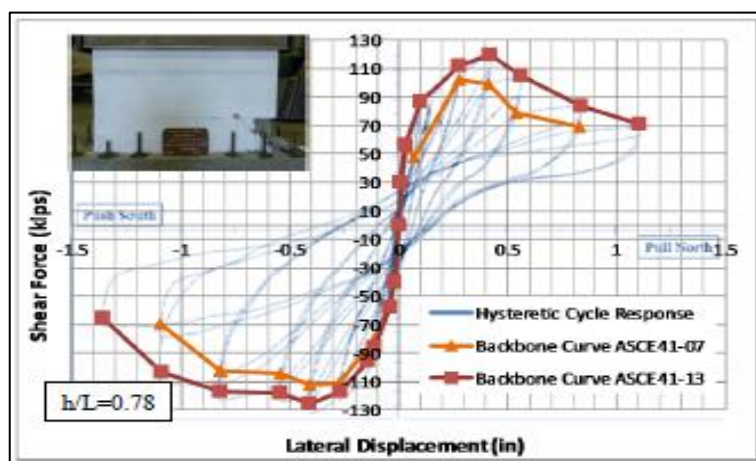


Figura 127: Curvas de Backbone presentando para la muestra 6 de WSU.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.374, por Huaco, 2013.

La Tabla 49 muestra los valores de la fuerza de corte máxima y el desplazamiento lateral máximo para el caso. Se ve que las disposiciones dadas en ASCE41-13 para construir las curvas de la red troncal son menos conservadoras que ASCE41-07. Las diferencias en la fuerza de corte entre ambas disposiciones varían de 1.1% a 1.3% y para el desplazamiento lateral varían de 1.2% a 1.3% (Huaco, 2013)

Tabla 49 muestra el resumen de los valores máximos de fuerzas de corte y desplazamiento lateral por ASCE41-07 y ASCE41-13.

	ASCE41-07		ASCE41-13		Ratio for	Ratio for
	Vmax (kips)	Max Disp. (in)	Vmax (kips)	Max Disp. (in)	Vmax (x)	Max.Disp.(*)
UCSD W-2	x	x	122.32	1.680	x	x
RMW	164.00	1.16	178.73	1.47	1.1	1.3
RMW-R2	263.82	1.32	281.43	1.76	1.1	1.3
WSU Specimen 6	111.70	1.10	125.52	1.36	1.1	1.2

(x) Ratio for Vmax = Vax(ASCE41-13) / Vmax(ASCE41-07)
 (*) Ratio for Vmax = Max.Disp.(ASCE41-13) / Max.Disp.(ASCE41-07)

Tabla 49: Resumen de los valores máximos de fuerzas de corte y desplazamiento lateral por ASCE41-07 y ASCE41-13.

Adaptado de " Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.375", por Huaco, 2013.

Comparaciones entre las curvas Backbone ASCE41-07 y ASCE41-13 de los diferentes casis de muros de mampostería – normalización de la carga de corte utilizando la capacidad lateral nominal del muro incorporado.

El valor de la capacidad lateral experimental medida se normaliza utilizando la capacidad lateral nominal de cada espécimen. Para calcular la capacidad lateral nominal, se consideraron las propiedades del material construido y la carga axial aplicada.

En la figura 128 y 129 que muestra el autor (Huaco, 2013), muestra las curvas de Backbone normalizadas siguiendo las disposiciones de ASCE41-07, y muestra las curvas correspondientes para ASCE41-13 respectivamente.

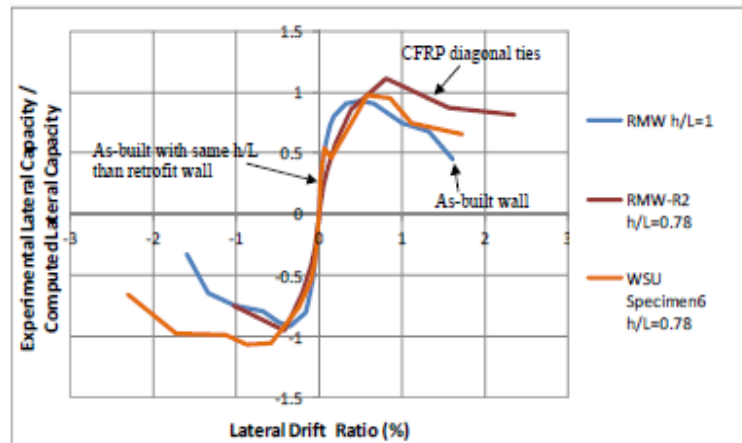


Figura 128: Curvas de Backbone normalizadas ASCE41-07.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.377, por Huaco, 2013.

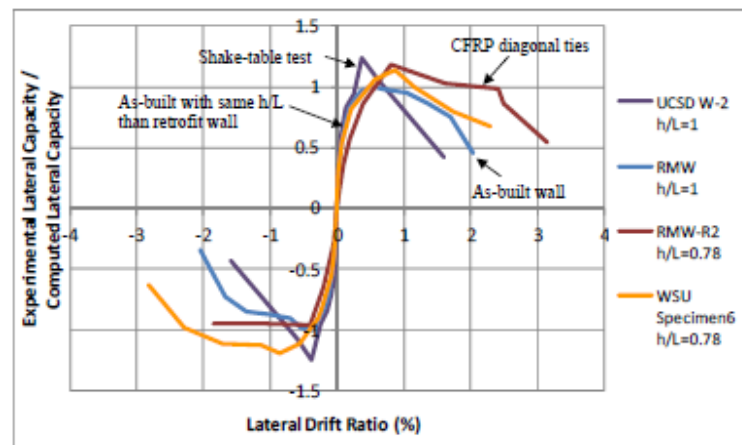


Figura 129: Curvas de Backbone normalizadas ASCE41-13.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.377", por Huaco, 2013.

Se puede observar que la rigidez inicial de la pared de mampostería reconstruida es mayor que la misma relación de aspecto. Especificación 6 de WSU. Además, en comparación con UCSD W-2 y la pared de mampostería RMW, la rigidez para RMW-R2 se reduce. Se esperaba que RMW-R2 tuviera una rigidez inicial más alta ya que una relación de aspecto más baja, pero la carga previa redujo la rigidez. (Huaco, 2013)

Huaco (2013) explica que también se observa que la RMW de la pared de mampostería reconstruida alcanzó una capacidad de cizallamiento pico más alta, ya que la relación de aspecto de RMW-R2 ($h / L = 0.78$) fue menor que la de RMW ($h / L = 1$).

La Tabla 50 muestra los valores máximos de la capacidad de carga lateral normalizada y el porcentaje de relaciones de deriva (Huaco, 2013).

	Related with as-built nominal capacity of	Related with height of specimens	
	Calculated Nom.Lat.Cap.	Exp.Lat.Load/ Nom.Lat.Cap.	Drift.Ratio %
RMW P=140kips	178.00	1.00	2.04
RMW-R2 P=140kips	237.00	1.19	3.15
UCSD W-2 P=56kips	98.00	1.24	1.60
WSU Spec.6 P=86kips	105.00	1.20	2.83

Tabla 50: Resumen de los valores máximos de la fuerzas de corte normalizadas y las relaciones de deriva para cada curva principal ASCE41-13.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.378", por Huaco, 2013.

Curvas de desplazamiento de fuerzas idealizadas y curvas de elástico – plástico ASCE41-13 para muro de mampostería RMW-R2.

De acuerdo con Huaco (2013) en su investigación se propusieron dos tipos de modelos de comportamiento para los muros de mampostería reconstruidos: los modelos de Elástico-Plástico y Fuerza-Desplazamiento. Las primeras curvas idealizadas se desarrollaron a partir de las curvas principales, y luego se normalizaron con el corte en el rendimiento para cada sección Q / Q_y . La deformación lateral está representada por las relaciones de deriva como se muestra en la figura 130.

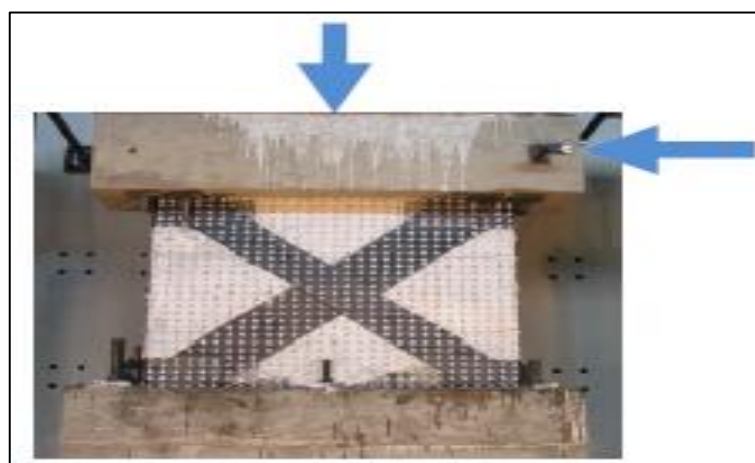


Figura 130: Zona de la cubierta de CFRP: Se aplican carga axial constante y carga lateral de ciclo.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.379, por Huaco, 2013.

La Figura 131 muestra las curvas idealizadas para la curva troncal ASCE41-13 RMW R2. Se puede observar la tendencia de cada imagen, teniendo una rigidez efectiva y un desplazamiento máximo. Sin embargo, tienen diferentes valores de V_y . La curva de fuerza-desplazamiento V_y es más baja que la de Elástico-Plástico $V'y$. La Tabla 48 y la Tabla 49 muestran las coordenadas de cada punto para la curva idealizada de Elástico-Plástico y Fuerza-Desplazamiento. La Tabla 50 muestra los valores de rigidez inicial y ductilidad de desplazamiento calculados a partir de ambas curvas idealizadas. Se observa que K_{eff} para la curva de elástico-plástico es ligeramente más alto en comparación con K_{eff} para la curva de fuerza-desplazamiento. Sin embargo, el valor de μ para la curva elástico-plástica es menor que en el caso de la curva de fuerza-desplazamiento. Esto se explica porque la metodología para dibujar la curva elástico-plástica consiste en trabajar hasta que el desplazamiento corresponda al 80% de la capacidad máxima de corte de la muestra. El desplazamiento máximo considerado para la curva de desplazamiento de fuerza corresponde al desplazamiento máximo medido en la prueba.

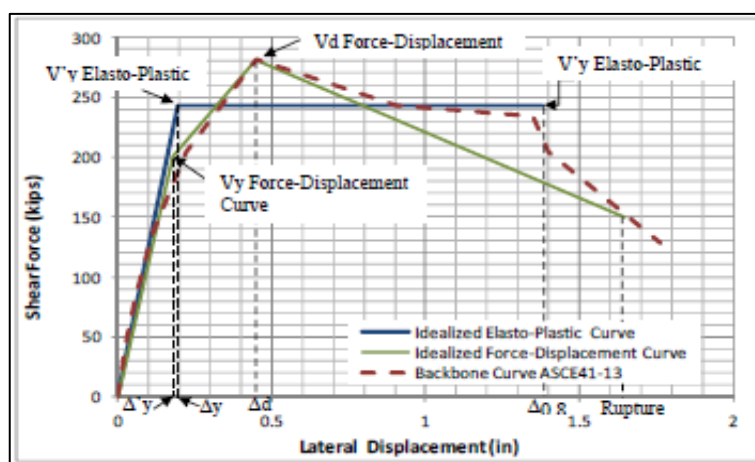


Figura 131: Curvas idealizadas para RMW-R2.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.380, por Huaco, 2013.

	Δ (in)	V (kips)	
Origin	0	0	
$\Delta'y$	0.20	243.00	$V'y$
$\Delta 0.8$	1.38	243.00	$V'y$

Tabla 51: Valores Principales de la Curva Elástico - Plástico idealizadas para RMW-R2.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.381, por Huaco, 2013.

	Δ (in)	V (kips)	
Origin	0	0	
Δ_y	0.18	200.00	V_y
Δ_d	0.45	281.43	V_d
Rupture	1.65	150.00	

Tabla 52: Valores Principales de la Curva de fuerza - desplazamiento idealizados para RMW-R2.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.381, por Huaco, 2013.

Elasto-Plastic		
K_{eff}	1246	kip/in
μ	7.08	
Force-Displacement		
K_{eff}	1111	kip/in
μ	9.17	

Tabla 53: Rigidez efectiva (K_{eff}) y ductilidad de desplazamiento (μ) para la muestra RMW-R2.

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.381, por Huaco, 2013.

Para la curva de plástico elástico: $\mu = \Delta_{0.8} / V_y$; Para la curva de fuerza-desplazamiento: $\mu = \text{ruptura} / \Delta_y$. Los valores de las curvas idealizadas se normalizaron a cada V_y respectivamente. La figura 132 muestra las curvas generalizadas para cada método.

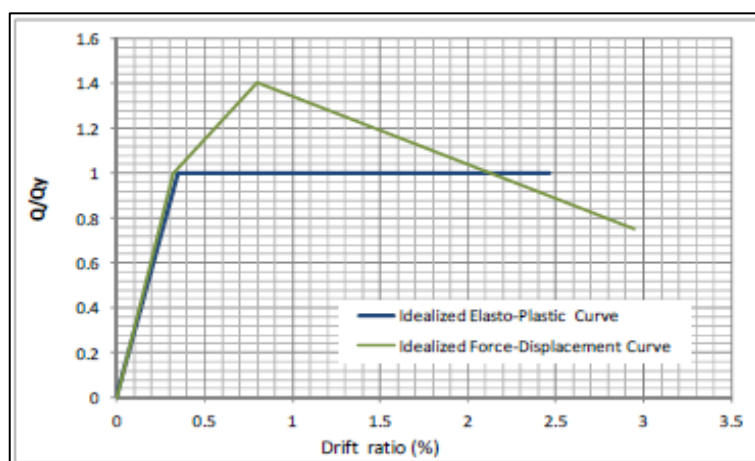


Figura 132: Curvas de fuerza - deformación generalizadas para RMW-R2.

Adaptada de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.382, por Huaco, 2013.

4.2.2 Ensayos de Laboratorio con Planchas Metálicas

4.2.2.1 Evaluación y Diseño de Columnas con Planchas de Acero

En este estudio realizado por Aboutaha (1994), muestra que el efecto de diferentes variables en el rendimiento de las muestras de pruebas es evaluado y discutido para el desempeño de una columna reforzada con planchas de acero. Así mismo el autor menciona que los enfoques para el diseño de las planchas metálicas para el reforzamiento de columnas con un empalme inadecuado con resistencia a la cizalladura también son discutidos. Del mismo modo el autor hace conocer que los resultados basados en estas pruebas que conducen a este

estudio, preliminarmente las putas de diseño para el uso de las chaquetas de acero para el reforzamiento sísmico de columnas de concreto reforzado no dúctiles son presentados. El autor también presenta el modelo analítico para el diseño de reforzamiento sísmico de columnas con empalmes de vuelta inadecuado usando chaquetas de acero rectangular con y sin pernos de anclajes.

Reparación de empalme más corto

El autor Aboutaha (1994) menciona que las columnas analizadas para su estudio fueron detalladas de acuerdo con los códigos establecidos por la American Concrete Institute ACI 318-56 y ACI 318-63. El autor también menciona que algunas de las columnas a flexión con inadecuado traslape de empalme tuvieron una inadecuada resistencia del concreto por debajo de 3000 psi. Además, menciona que la longitud del empalme para estas columnas fue solo del 75% de la longitud del empalme requerido por el reglamento del antiguo código del ACI para columnas con resistencia a la compresión del concreto menor a 3000psi. Sin embargo, el autor, menciona que la propuesta de chaquetas de acero fue efectiva para esas columnas. En forma general, el autor determina que el uso de los resultados de este estudio para el fortalecimiento sísmico de estas columnas que no conocemos los requerimientos del viejo código ACI debería ser analizado con cuidado.

Diseño de chaquetas de acero sin pernos de anclaje

El autor Aboutaha (1994) detalla que la necesidad para adherir pernos de anclaje se hace visible en este estudio. Así mismo el autor menciona que el diseño de chaquetas de acero liso sin pernos de anclaje es presentado en esta sección. El autor también detalla que el enfoque de diseño considera la contribución del refuerzo transversal en el confinamiento de la zona de empalme.

Aboutaha (1994) con el propósito de encontrar el espesor de las chaquetas de acero, especifica que la fricción de corte en los empalmes se debería estimar primero. El diseño de fricción de corte debería de ser el único asociado con el desarrollo de $1.25F_y$ la resistencia a la tracción de la barra longitudinal.

Así mismo en el proceso de diseño Aboutaha (1994) determina y explica que las chaquetas de acero pierden su efectividad en los empalmes de confinamiento de la columna en una dilatación crítica de la tracción cerca de parte inferior del empalme. Experimentalmente se encontró que la dilatación crítica de tracción se encontraba a tracción de 770 micro, el cual

fue el equivalente a 22 ksi aproximadamente. La profundidad total de todas las columnas investigadas en este estudio estaba a 18 pulgadas. Las secciones de las columnas más profundas requieren una plancha de acero más gruesa para ser tan efectivo como las planchas de acero de columnas de 18 pulgadas de profundidad, especifica el autor.

Por último, el autor Aboutaha (1994) presenta en un ejemplo mostrando como resultado que una chaqueta de acero de ¼" sin pernos de anclaje es efectivo para el fortalecimiento de columnas de 18"x18", pero no es efectivo para el fortalecimiento de columnas más amplias o más profundas a 18 pulgadas.

Diseño de chaquetas de acero con pernos de anclaje

Aboutaha (1994) explica que el diseño de chaquetas de acero con pernos de anclaje es muy similar al diseño de chaquetas de acero sin pernos de anclaje. Como se ilustra en la figura 133, la fuerza de los pernos de anclaje en la chaqueta de acero se deforma con la columna de concreto y mejora el confinamiento de los empalmes. La mayoría de estos mejoró el rendimiento que se debe al incremento en el equivalente del factor de fricción de corte sobre la posible división de grietas en el plano de las barras empalmadas. En ambos casos tanto en la parte superior e inferior los pernos de anclaje contribuyen a la deformación de la chaqueta de acero. También, en la parte inferior los pernos de anclaje, instalados sin la longitud de empalme proporciona confinamiento directo en las barras de empalme. Sin embargo, este confinamiento directo es pequeño debido al empotramiento de longitud corta de los pernos de anclaje más allá del plano de empalme.

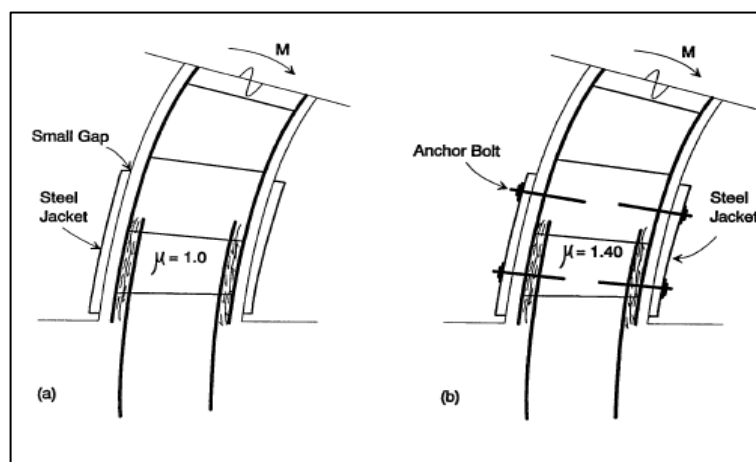


Figura 133: Región de empalme de columnas rapadas a flexión por el uso de: a) chaquetas de acero liso b) Chaqueta de acero con pernos de anclaje.

Adaptado de "Seismic Retrofit of Non-Ductile Reinforced Concrete Columns Using Rectangular Steel Jackets", p.339, por Aboutaha, 1994.

De igual manera Aboutaha (1994) menciona que un factor equivalente de fricción de corte de 1.40 fue establecido para ser apropiado para columnas reparadas con chaquetas de acero y pernos de anclaje.

En la figura 134 se muestra un detalle de un adhesivo para pernos de anclaje en la región de empalme. La falla de la unión entre el perno de anclaje y el concreto circundante es considerado el estado limite primario. Así, la máxima fuerza que puede ser absorbido por el perno de anclaje es:

$$T_{ab} = u_b * r * d_{ab} * L_{ab}$$

Donde

- u_b = tensión de enlace entre el perno de anclaje y el concreto (ksi)
- d_{ab} = diámetro nominal del perno de anclaje, aunque la superficie del diámetro actual de la fractura sea más larga.
- L_{ab} = longitud de empotramiento actual del perno de anclaje. Moderado desde el centro de la barra de empalme dentro del núcleo de la columna de concreto.

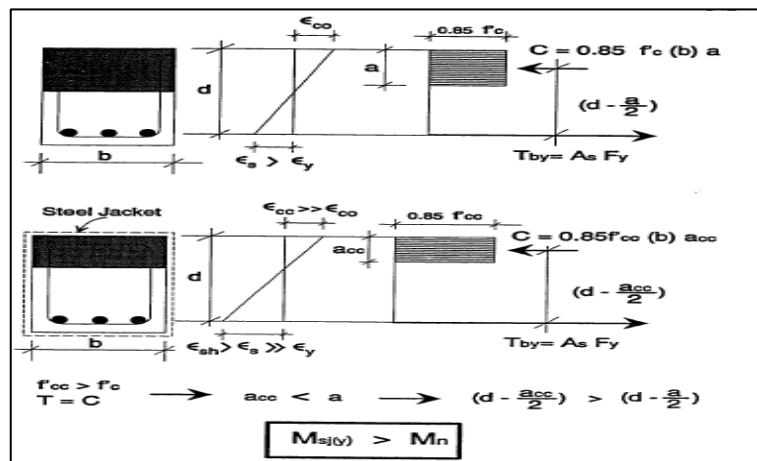


Figura 134: Capacidad de flexión de secciones R/C a) Ordinario b) Enchaquetado de acero.

Adaptado de "Seismic Retrofit of Non-Ductile Reinforced Concrete Columns Using Rectangular Steel Jackets", p.342, por Aboutaha, 1994.

Pernos de anclajes adhesivos

Aboutaha (199) explica que de igual manera de cómo se presentó en secciones previas, cuando los pernos de anclajes adhesivos son requeridos, ellos proporcionan al menos dos

niveles, encima de la parte superior del empalme y dentro del parte inferior medio de la longitud de empalme. En planta, se encontró que proporcionar los pernos de anclaje en 12 pulgadas fue adecuado para confinar el empalme. En la figura 135 se muestra el detalle de un perno de anclaje adhesivo en un traslape de empalme de la columna. Como se muestra en la figura una arandela de acero de espesor 4"x4"x1/2" fue usado con cada perno de anclaje para distribuir la fuerza del perno sobre el área grande. Así mismo el autor explica que si se hubiese asumido que la efectividad de la zona confinada está delimitada por líneas de 45 grados que irradian desde el borde de la lavadora de 4 ", el ancho de la zona confinada en la ubicación del empalme sería de aproximadamente 12 pulgadas de espaciamiento entre los pernos de anclaje trabajaron muy bien para la columna reparada con un inadecuado traslape de empalme.

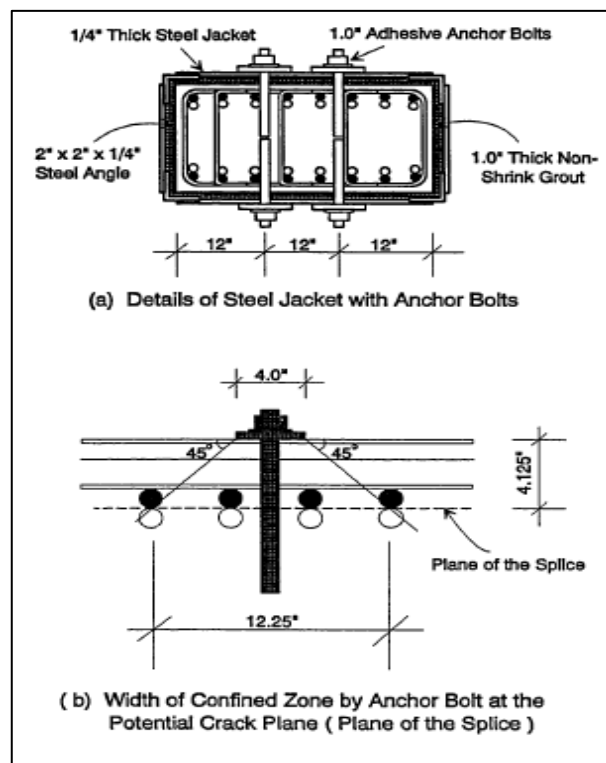


Figura 135: Ancho de la zona de confinamiento por un solo perno de anclaje.

Adaptado de "Seismic Retrofit of Non-Ductile Reinforced Concrete Columns Using Rectangular Steel Jackets", p.346, por Aboutaha, 1994.

Del mismo modo Aboutaha (1994) explica que los pernos utilizados en esta investigación experimental fueron de 1,0 pulgadas de diámetro. la longitud total del perno era de 12 pulgadas, y se incrustó 8 pulgadas en la columna de concreto. El perno se incrustó aproximadamente 5 pulgadas más allá del plano de las barras empalmadas. la distancia se

conoce como: L_{ab} = longitud de empotramiento del perno de anclaje más allá del plano de la barra empalmada (en pulgadas)

El autor Aboutaha (1994) especifica que como el fallo del enlace entre el perno de anclaje y el concreto circundante se considera el estado límite primario, es muy importante mantener el nivel de esfuerzos de enlace lo suficientemente bajo para evitar este estado límite. una tensión de adherencia de $16\sqrt{f_c}$ se considera apropiada para los pernos de anclaje incrustados en el concreto, ya que, en este caso particular, la falla de adherencia puede ocurrir al cortar un cilindro de concreto de un diámetro ligeramente mayor que el diámetro exterior del perno de anclaje. la falla real de la unión se produciría en la interfaz adhesivo-concreto del perno. y la superficie de fractura real se ubicaría ligeramente en el material de concreto. Algunas variables, como d_{ab} , L_{ab} y el espaciado horizontal entre los pernos, no se investigaron a fondo en este estudio, pero se cree que se necesitan algunas limitaciones para garantizar un rendimiento aceptable en las columnas adaptadas.

4.2.2.2 Programa Experimental: Columnas a Flexión (Con Inadecuado traslape de empalmes)

4.2.2.2.1 Introducción

El rendimiento general de columnas a flexión (con inadecuado traslape de empalme), incluyendo la carga lateral versus la respuesta de relación de deriva es presentado por Aboutaha (1994). La relación de deriva es definida como el desplazamiento de punta dividida por la altura de la columna, expresado como un porcentaje. El rendimiento de cada columna a flexión durante el ensayo es mostrado y discutido. Los detalles de la columna son mostrados sin la base del reforzamiento para una mayor exactitud.

Para mayor exactitud las columnas son diseñadas como sigue.

- Columna básica no reparada (BASIC-UR)
- Columna reforzada antes del terremoto (PRE-EQ-S)
- Columna reparada después del terremoto (POST-EQ-R)

4.2.2.2.2 Columna FC10 a Flexión

La columna FC10 es una columna a flexión reparado tipo A. después de la finalización del ensayo de la columna FC8, la columna fue reparado por el uso de una corta chaqueta de

acero y luego diseñado como una columna FC10. La altura de la plancha de acero fue de 27 pulgadas, 7.5 pulgadas más corta que la chaqueta prevista.

Las grietas de división se desarrollaron entre las barras empalmadas durante la prueba FC8. Primero se retiró la cubierta de hormigón y se expusieron las barras principales de refuerzo de la columna. el núcleo de hormigón de la columna estaba en condiciones relativamente buenas, por lo que no se eliminó ni se desprendió más hormigón detrás del plano de las barras empalmadas.

Durante la prueba de la columna FC10, las antiguas grietas por flexión existentes en la columna de concreto se abrieron a una carga de 15 kips. esto dio lugar a una rigidez inicial inferior a la de la columna FC8. a una carga de 25 kips, se observaron grietas de división vertical debajo de la camisa de acero en las ubicaciones de empalme de las barras. La carga aumentada a 35 kips causó el rendimiento de las barras longitudinales de la esquina. La columna mostró una respuesta esencialmente elástica hasta los ciclos de 40 kips. a medida que la carga aumentaba a 50 kips, la columna mostraba algunas deformaciones inelásticas. en la misma carga, las deformaciones en la atadura periférica alcanzaron la mitad de la deformación real. después, la columna mostró una pérdida de rigidez hasta que los ciclos alcanzaron una relación de deriva del 2,5%. en desplazamientos por encima del 2,5%, la degradación de la rigidez se asoció con la degradación de la resistencia. la prueba se detuvo a una relación de deriva del 3,5%, donde la caída en la resistencia alcanzó casi el 50%.

Los resultados de la columna FC10 fue razonablemente aceptada. Sin embargo, más de una columna en esta serie fue reparada y ensayada.

La figura 136 muestra los detalles de la columna FC10, pernos de anclaje en la zona de empalme y el diagrama de la curva de histéresis.

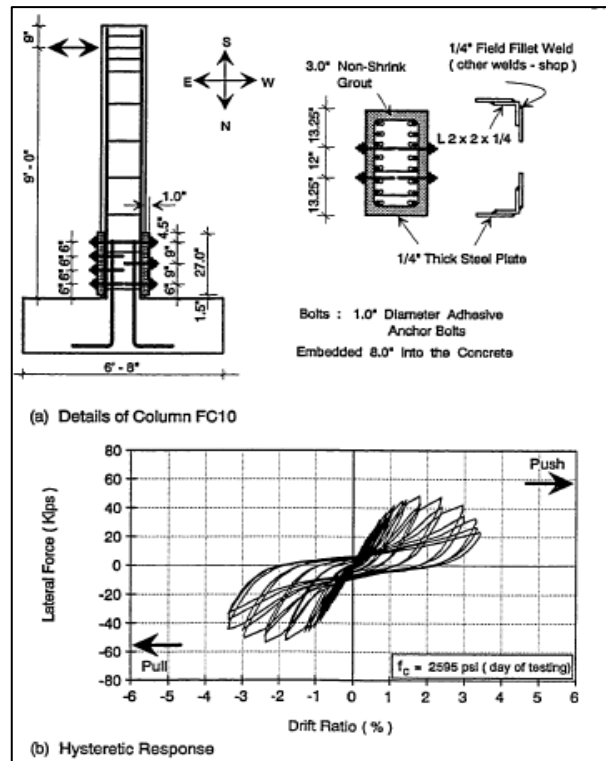


Figura 136: Reparación de una Flexión FC10.

Adaptación de "Seismic Retrofit of Non-Ductile Reinforced Concrete Columns Using Rectangular Steel Jackets", p.142", por Aboutaha, 1994.

4.2.2.3 Programa Experimental: Columna a Corte

4.2.2.3.1 Introducción

En esta sección presentamos el rendimiento general de las columnas en corte (con una resistencia inadecuada al corte) la respuesta de la columna de corte SC8 durante el ensayo es presentado y discutido. Los detalles de la columna son mostrados sin el refuerzo base para la exactitud.

Los resultados de la columna de ensayo son presentados en series con el fin de que sea evaluado. Para la exactitud del diseño de la columna se evaluó de la siguiente manera:

- Columna sin reforzamiento básico (BASIC-UR)
- Columna reforzada antes del terremoto (PRE-EQ-S)

La sección de la columna en corte es 36"x18". La columna SC8 fue ensayada en la dirección débil. La columna fue cargada bajo carga lateral cíclica invertida. La carga no axial fue aplicada para cualquiera de las columnas que muestra el autor (Aboutaha, 1994). El estudio de las variables principales de la columna de corte es:

- Dirección de la carga: débil / fuerte.
- Tramo de corte diferentes / relaciones de profundidad.
- Tipos diferentes de chaqueta o planchas de acero.
- Chaqueta de acero parcial.

4.2.2.3.2 Columna de Corte SC8 (PRE-EQ-S)

La columna SC8 es Una columna de cizalla tipo "A" reforzada. se reforzó utilizando una camisa de acero parcial que limita solo $2/3$ de la sección transversal de la columna. esto pretende representar una situación en la que un muro cortina / partición se enmarca en el tercio exterior de la sección transversal de la columna. Se utilizaron cinco tornillos pasantes de $3/4$ de pulgada en la columna de concreto en el extremo libre de la cubierta de acero. los pernos de anclaje probablemente serían ineficaces en este caso, ya que se comportarían como vínculos no continuos. Las primeras grietas por flexión se observaron en la interfaz columna / zapata, con una carga de 30 kips. Durante el ciclo a 40 kips. Las dos primeras grietas por flexión se formaron en el lado sur no confinado de la columna. se ubicaron a aproximadamente 10 pulgadas de la parte inferior de la columna. estas grietas se extendieron más profundamente en la sección transversal de la columna a medida que la carga se incrementó a 50 kips. Se formaron nuevas grietas en la columna aproximadamente a la mitad de la altura de la columna a medida que la carga aumentaba a 60 kips. Durante el ciclo hasta 70 kips, las grietas por flexión se extendieron en diagonal formando grietas por cizallamiento por flexión.

La figura 137 muestra los detalles de la columna SC8, pernos de anclaje en la zona de empalme y el diagrama de la curva de histéresis.

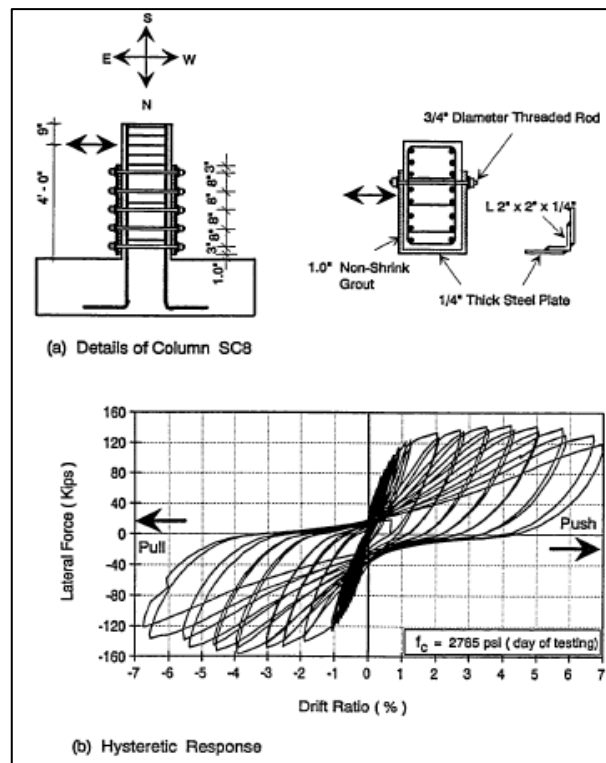


Figura 137: Columna de Corte SC8 reforzada.

Adaptado de "Seismic Retrofit of Non-Ductile Reinforced Concrete Columns Using Rectangular Steel Jackets", p.208, por Aboutaha, 1994.

4.3 Propuesta de Reforzamiento

4.3.1 Chaqueta de Planchas Metálicas

La columna SC8 es Una columna de cizalla tipo "A" reforzada. se reforzó utilizando una camisa de acero parcial que limita solo 2/3 de la sección transversal de la columna. esto pretende representar una situación en la que un muro cortina / partición se enmarca en el tercio exterior de la sección transversal de la columna. Se utilizaron cinco tornillos pasantes de 3/4 de pulgada en la columna de concreto en el extremo libre de la cubierta de acero. los pernos de anclaje probablemente serían ineficaces en este caso, ya que se comportarían como vínculos no continuos. Las primeras grietas por flexión se observaron en la interfaz columna / zapata, con una carga de 30 kips. Durante el ciclo a 40 kips. Las dos primeras grietas por flexión se formaron en el lado sur no confinado de la columna. se ubicaron a aproximadamente 10 pulgadas de la parte inferior de la columna. estas grietas se extendieron más profundamente en la sección transversal de la columna a medida que la carga se incrementó a 50 kips. Se formaron nuevas grietas en la columna aproximadamente a la mitad de la altura de la columna a medida que la carga aumentaba a 60 kips. Durante el ciclo hasta

70 kips, las grietas por flexión se extendieron en diagonal formando grietas por cizallamiento por flexión.

La figura 138 muestra los detalles de la columna SC8, pernos de anclaje en la zona de empalme y el diagrama de la curva de histéresis.

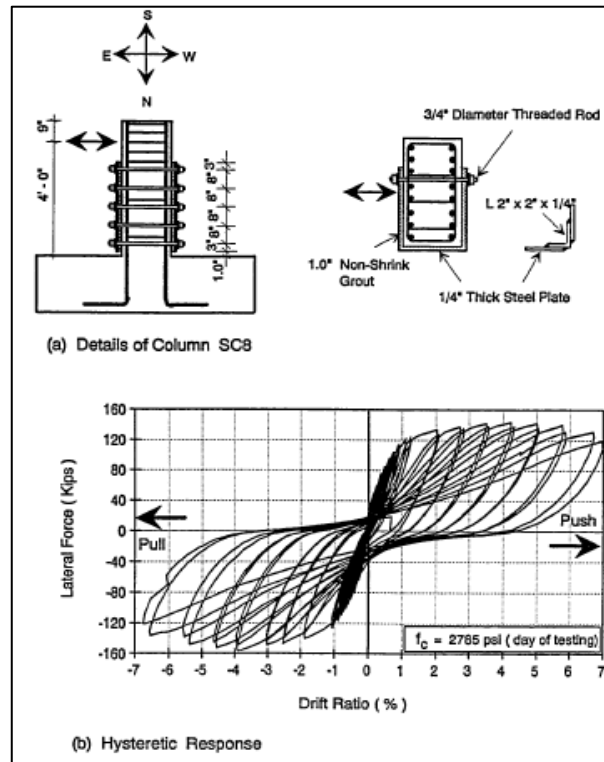


Figura 138: Columna de Corte SC8 reforzada.

Adaptada de "Seismic Retrofit of Non-Ductile Reinforced Concrete Columns Using Rectangular Steel Jackets", p.208, por Aboutaha, 1994.

4.3.2 Chaquetas de CFRP con Anclajes

Las características y comportamiento de chaquetas de CFRP se explica con mayor detalle en el capítulo 2, apéndice 2.2.1.1, sección **Modificación de Comportamiento y Rendimiento Sísmico en Columnas**.

4.3.3 Selección de Reforzamiento

Según el marco teórico resuelto anteriormente, se tomará en cuenta los siguientes reforzamientos con CFRP con anclajes y también Chaquetas Metálicas con anclajes. Estos reforzamientos están debidamente detallados en el marco teórico y ahora será modelado en la Biblioteca Agrícola Nacional para obtener resultados óptimos para la continuidad de la estructura.

4.4 Análisis No Lineal Estático “Pushover” Reforzamiento

4.4.1 Propuesta de Modelamiento No Lineal de Columnas Reforzadas

De acuerdo con las iteraciones que se realizó en la estructura tomando en criterio varios aspectos críticos en el diseño se vio con la finalidad de proponer un reforzamiento al elemento pasando de una rotura frágil a débil. Para poder cumplir con los requerimientos mínimos de las Normas Sísmicas del Perú.

4.4.2 Curvas de Capacidad Estructura Reforzada

La respuesta relacionada a los desplazamientos obtenidos por la fuerza cortante en la estructura es obtenida mediante el análisis no lineal (PUSHOVER) lo que conlleva a un análisis de vulnerabilidad.

El análisis de no-lineal (PUSHOVER) debe de reflejar adecuadamente el estado actual de la estructura (As Built), así como el estado reforzado con planchas y anclajes de CFRP, y planchas de acero.

Para el uso en el desarrollo de las curvas de capacidad se determinó varios modelos de análisis de Pushover que son necesarios para la estimación de resultados.

Los modelos para el análisis fueron en las siguientes condiciones mediante la ayuda del software SAP2000. La estructura sin alteración de sus elementos, estructura con vigas de 7.5x7.5 no rigidizadas, estructura con vigas de 7.5x7.5 con vigas rigidizadas. Las tres condiciones fueron utilizadas en el modelo As Built, reforzado con CFRP y reforzado con Steel obteniendo tres curvas de capacidad por modelo. Así mismo para tener mayor confianza en los resultados y conocer que estamos realizando el análisis correcto, se realizó para los tres modelos un análisis modal y aceleración obteniéndose tres curvas de capacidad más como se muestra en la figura 139.

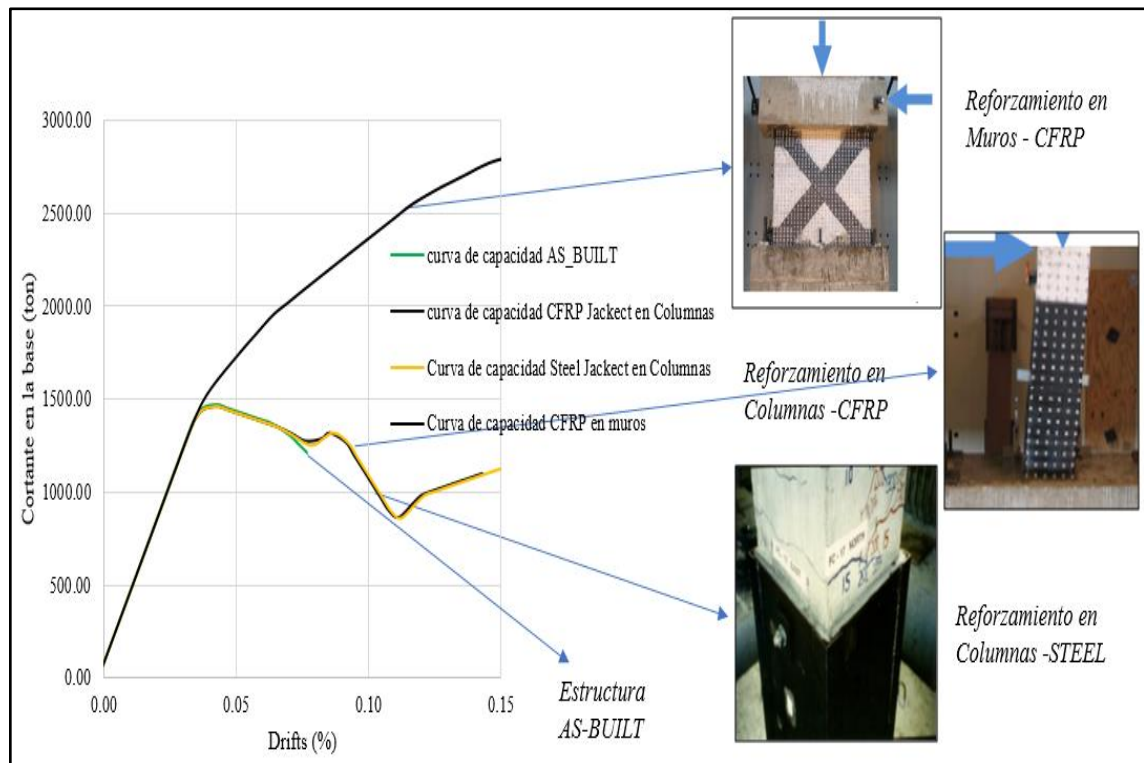


Figura 139: Curva de Capacidad - Viga Rígida.

Elaboración Propia.

4.5 Curva de Demanda

La curva de Demanda Sísmica se está tomando en consideración el “Catalogo Sísmico del Perú” el cual como Fuente de información es el CISMID PERÚ. Asimismo, estamos considerando una recopilación de los siguientes Registros Sísmico:

- Lima 1974 (Estación UNALM)
- Lima 1966 (Estación CERCADO DE LIMA)
- Lima 1974 (CASA HUACO)

A continuación, en la figura 140 se muestra los 3 registros sísmico que se tomará en consideración del Diseño para la Biblioteca Agrícola Nacional (BAN).

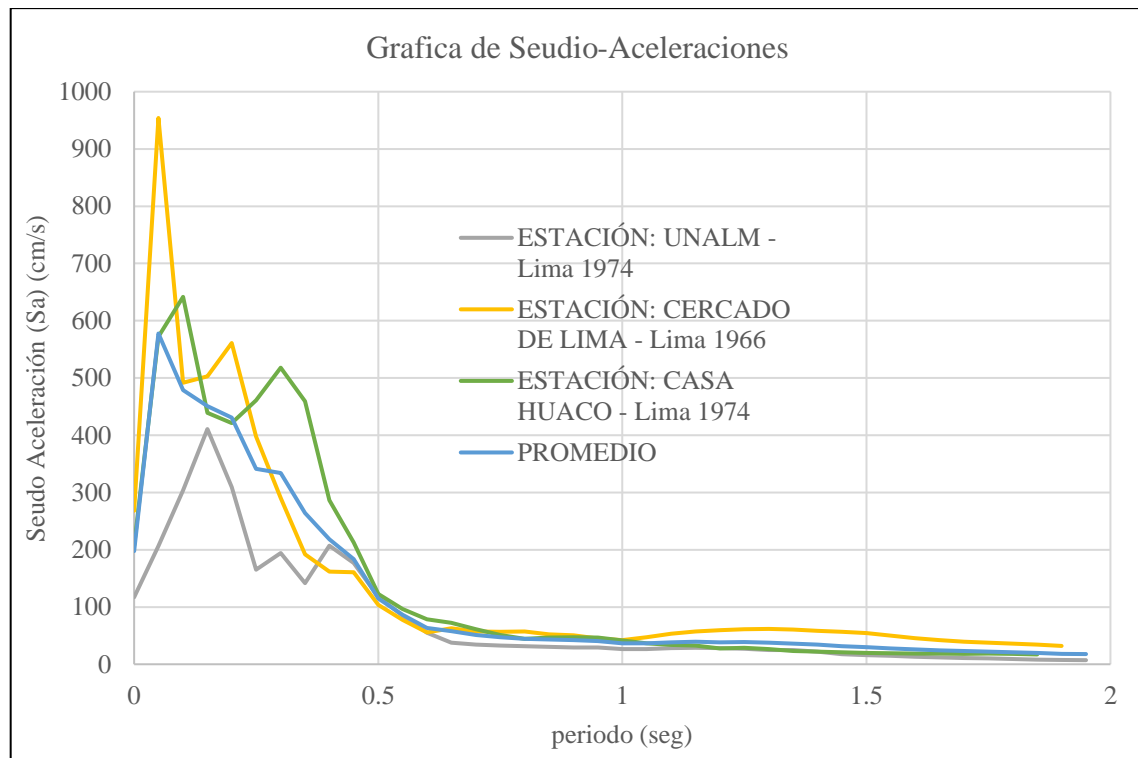


Figura 140: Seudo Aceleraciones del Catálogo Sísmico.

Elaboración Propia.

Las curvas de demanda se pueden representar en un acelerograma, datos que son obtenidos a partir de los registros de los terremotos que han ocurrido a lo largo de la historia mediante un Acelerógrafos.

Los terremotos considerados para el análisis de demanda de la estructura son:

Terremoto de Lima (1966) con una intensidad de 8.1 en la escala de Richter.

Estación:

- Estación Cercado de lima

Terremoto de Lima (3 de octubre de 1974) con una intensidad de 8.0 en la escala de Richter.

Estaciones:

- Estación de la Universidad Nacional Agraria La Molina (UNALM)
- Estación Casa Huaco

Terremoto de Arequipa (23 de junio de 2001) con una intensidad de 8.4 en la escala de Richter.

En la figura 141, 142 y 143 se muestran el comportamiento de respuesta para el sismo de Lima de 1974, cuya estación se encuentra ubicado dentro de la Universidad Agraria La Molina. Estas gráficas es la transformación de la base de datos del CISMID UNI a una curva de demanda a través de transformaciones matemáticas

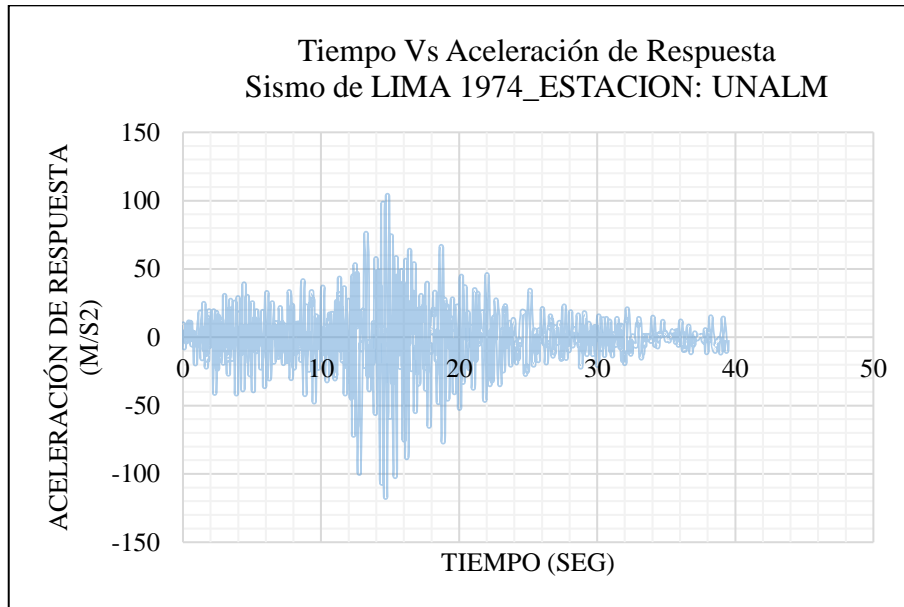


Figura 141: Historia de Aceleración del terremoto de 1974.

Elaboración Propia.

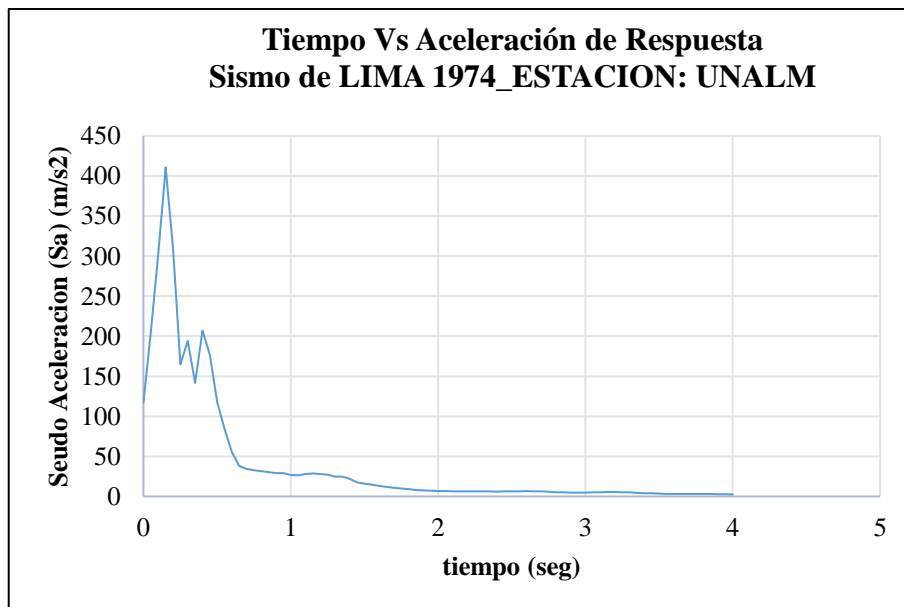


Figura 142: Historia de la Seudo-Aceleración del Terremoto de 1974.

Elaboración Propia.

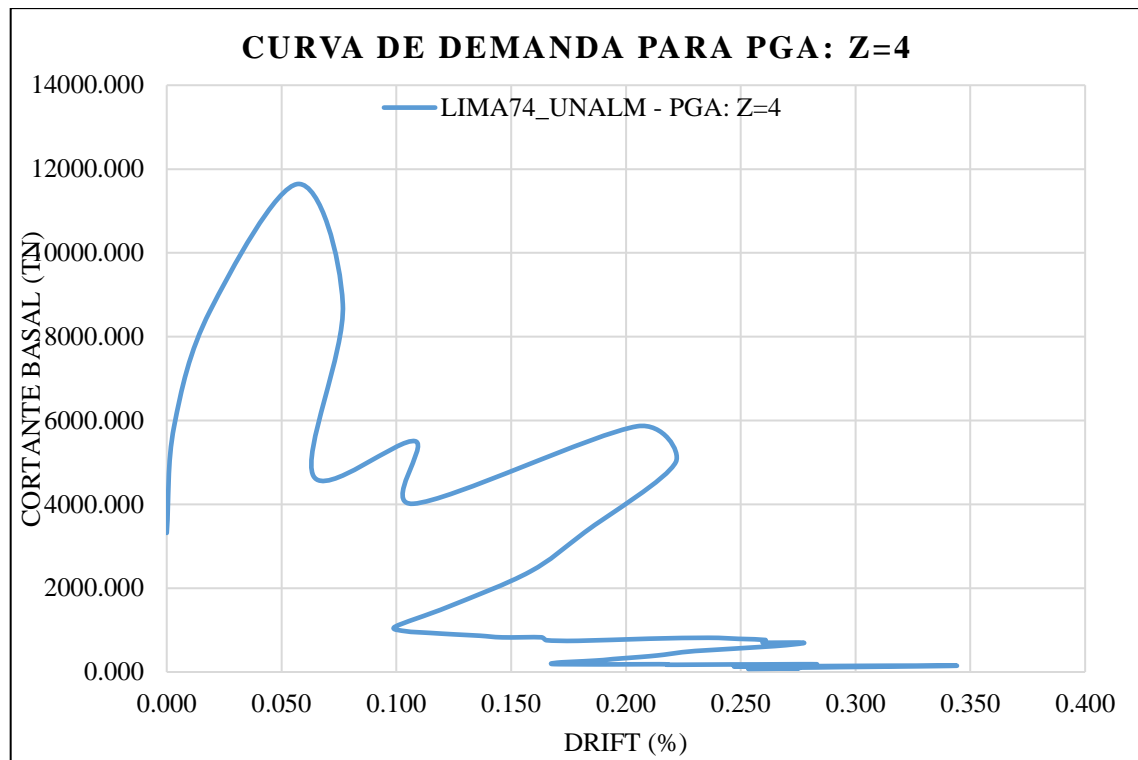


Figura 143: Curva de Demanda, Terremoto de Lima 1974.

Estación UNALM. Elaboración Propia.

4.6 Determinación de Peligro Sísmico

El diseño de la estructura basado en la resistencia sísmica (NTP E.030) tiene como objetivo principal establecer que la edificación sea capaz de resistir un evento sísmico importante sin que se produzca un colapso. El punto de desempeño estructural (método del espectro de capacidad ATC-40) representa el máximo desplazamiento de la estructura esperado, para una determinada demanda sísmica. Para este caso un terremoto ya ocurrido en la cercanía del edificio en estudio. (sismo de: LIMA de 1974, estación UNALM).

En la figura 144 se muestra el punto de desempeño de la estructura reforzada con CFRP (Drift vs Cortante en la Base) para el sismo de Lima 1974, Estación: UNALM.

En la figura 145 se muestra los puntos de desempeño de la estructura reforzada con CFRP (Drift vs Cortante en la Base) para el promedio del Catálogo sísmico del Perú, pero solo con los registros de LIMA 1974.

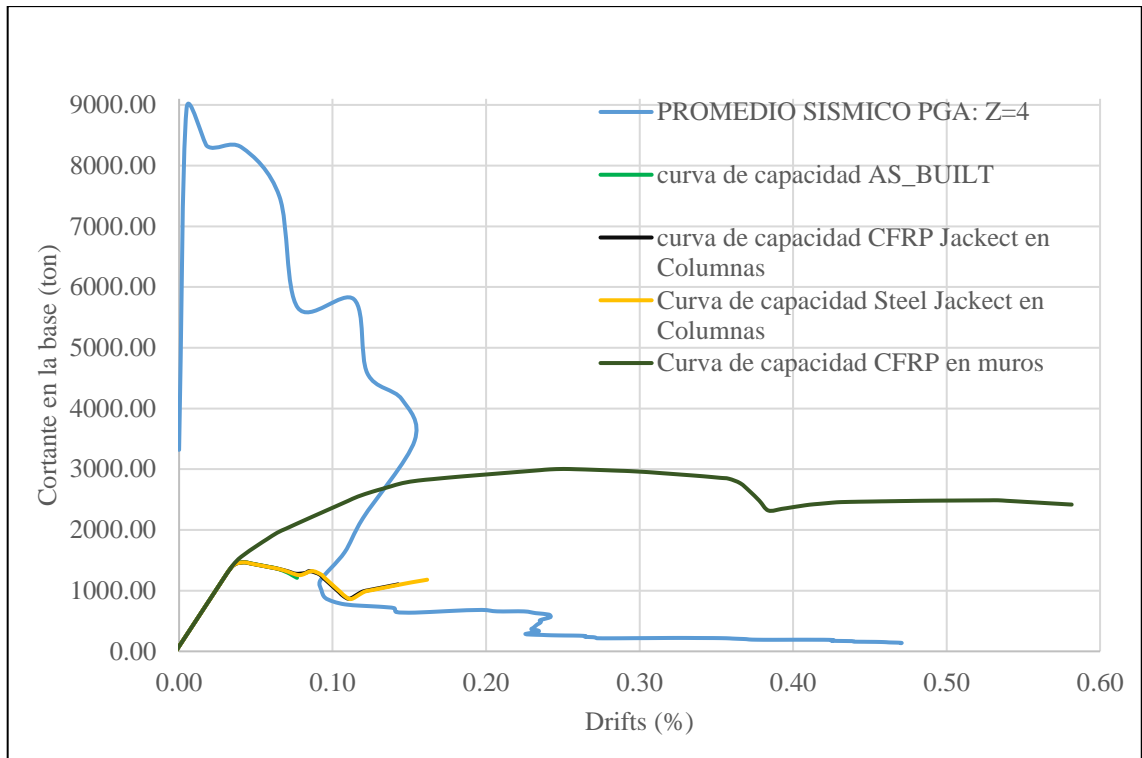


Figura 144: Curva De Capacidad Vs Demanda Para La Estructura Reforzada con CFRP.

Elaboración Propia.

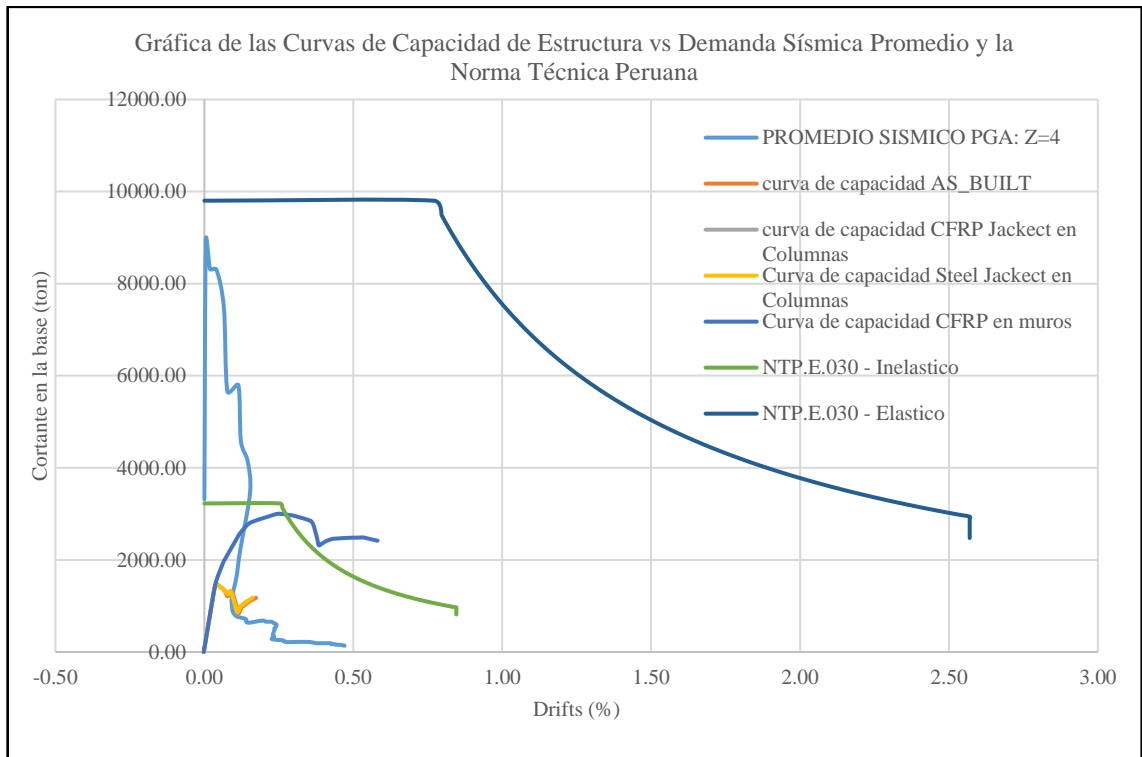


Figura 145: Gráfica de las Curvas de Capacidad de Estructura vs Demanda Sísmica Promedio y la Norma Técnica Peruana.

Elaboración Propia.

4.7 Degradación de la Estructura

Asimismo, se puede apreciar la degradación de la Biblioteca Agrícola Nacional con respecto al reforzamiento con fibra de carbón (CFRP). Como se muestra a continuación en las figuras 146, 147 y 148.

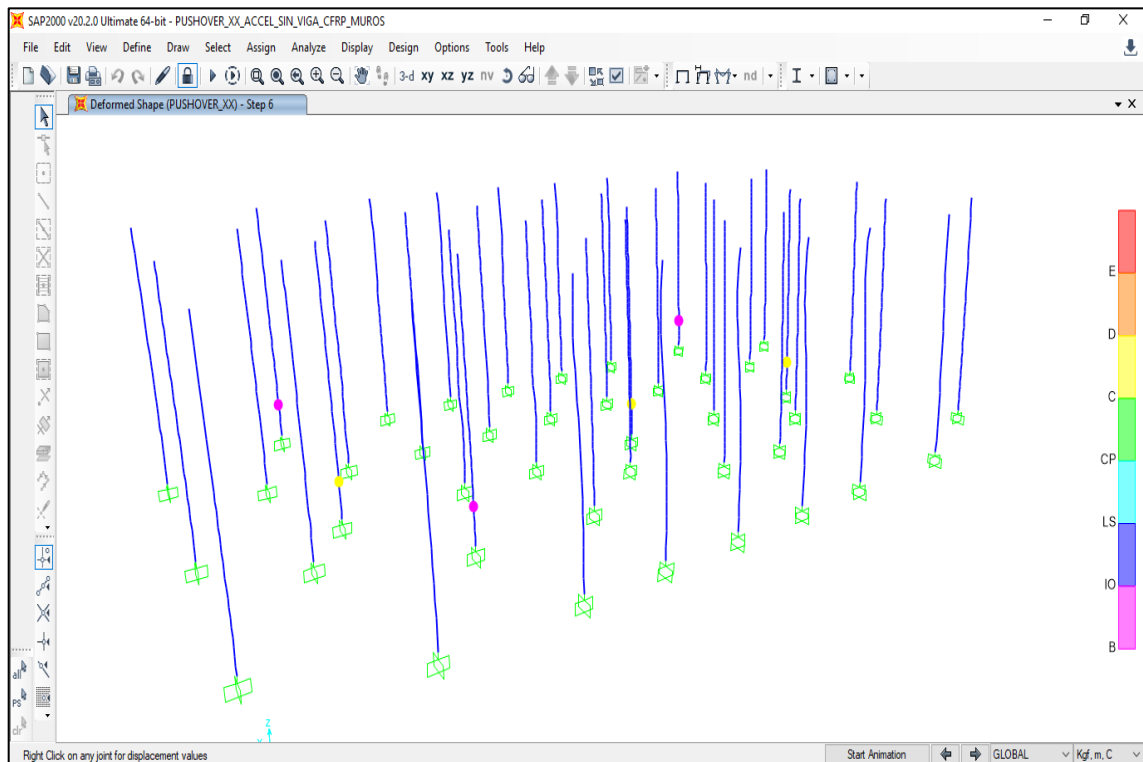


Figura 146: Degradación de la Biblioteca Agrícola Nacional (STEP 6 - Software SAP2000).

Elaboración Propia.

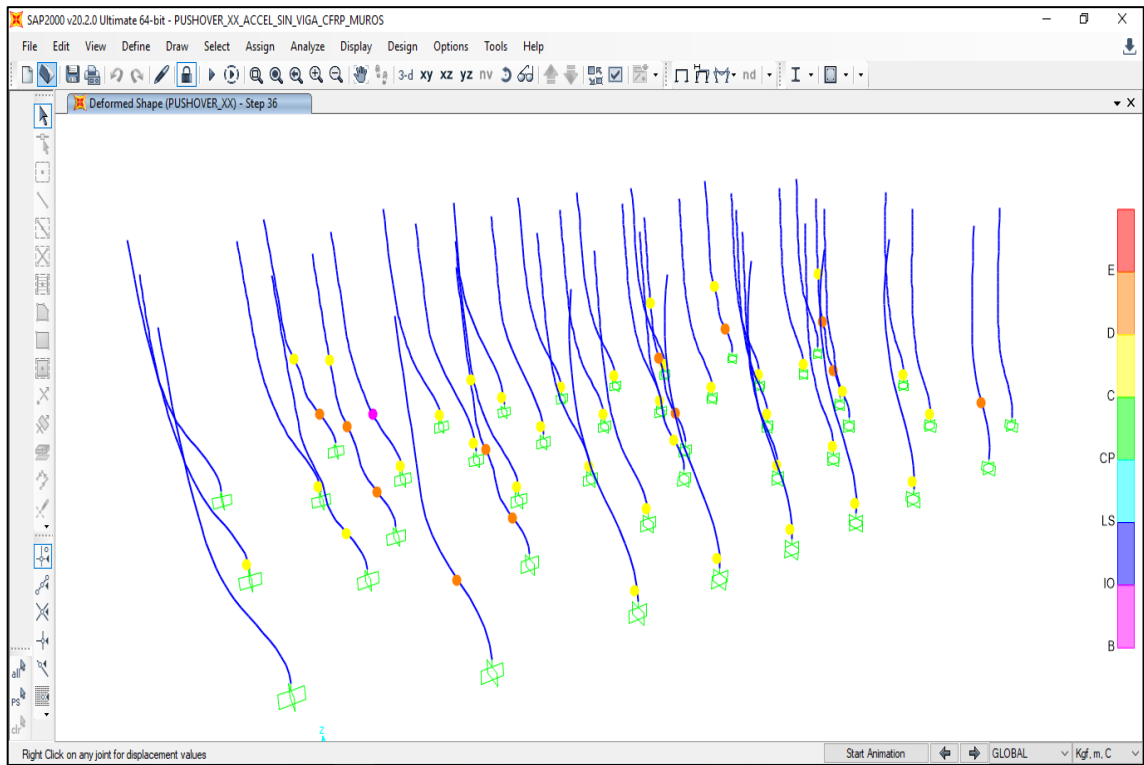


Figura 147: Degradación de la Biblioteca Agrícola Nacional (STEP 36 - Software SAP2000).

Elaboración Propia.

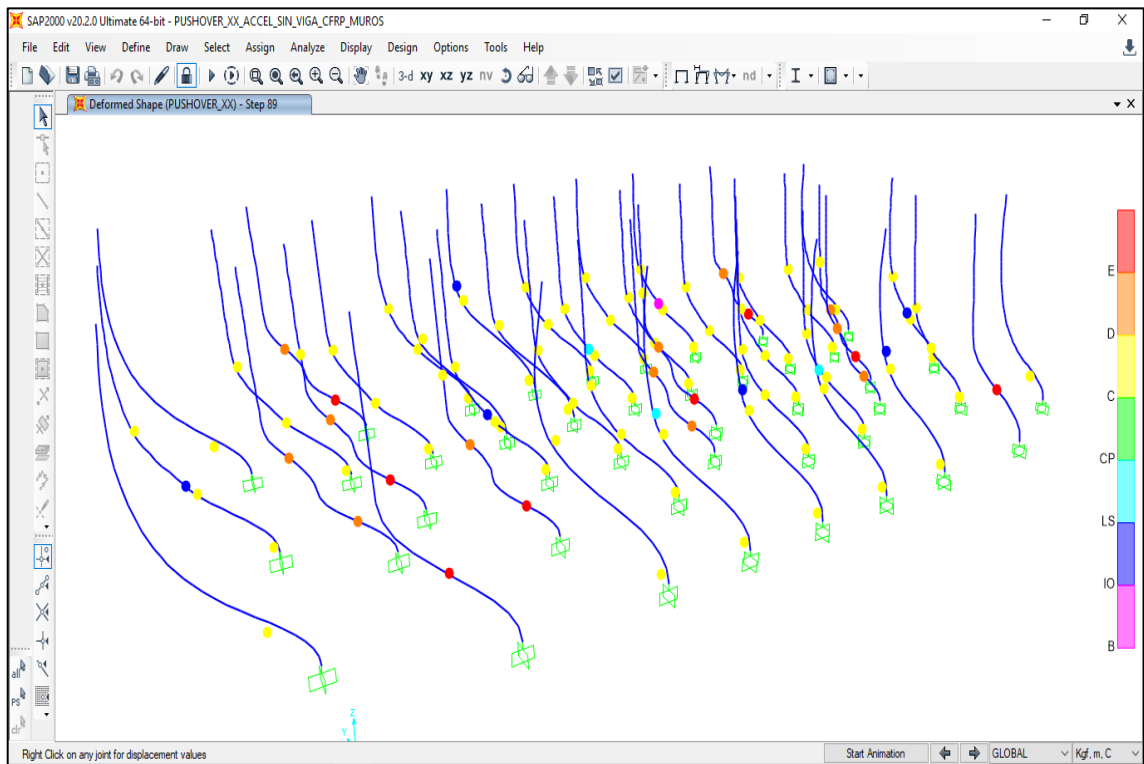


Figura 148: Degradación de la Biblioteca Agrícola Nacional (STEP 91 - Software SAP2000).

Elaboración Propia.

Leyenda de los colores del estado de daño de la estructura como se muestra en la figura 149.








Estado de Daño	% de daño	Representación
Colapso	100	
Muy Grave	60 - 100	
Grave	30 - 60	
Moderado	10 - 30	
Ligero	1 - 10	
Leve	0 - 1	
Sin Daño	0	

Figura 149: Leyenda de los colores del estado de daño de la Estructura.

Elaboración Propia.

Asimismo, podemos observar que elemento estructural falla primero, luego de varias iteraciones realizadas por el software. Y nos da una mejor perspectiva que elemento estructural necesita un adecuado análisis.

4.8 Discusión de Resultados

4.8.1 Verificación de Resultados

Para la verificación de los resultados se realizó el modelamiento de la estructura en el software Etabs en base a las condiciones o normativas que la limitan, tal sea el caso el uso de las Normas Técnicas Peruanas E.020, E.030 y E.060, así mismos el metrado de cargas y peso de la estructura.

La norma E.020 nos valida las cargas a las que estará sometida la estructura, Carga Viva CV y Carga Muerta (CM), en el modelamiento.

La Norma E.030 nos valida el análisis sísmico resistente en la zona donde se encuentra la edificación, zonas menos vulnerables y las vulnerables, así mismo nos determina el periodo estático de la edificación el cual deberá ser mayor al periodo dinámico de este para asegurar que tan dúctil es la edificación.

La norma E.060 nos valida los resultados obtenidos del software Etabs en base a las fuerzas de momentos últimos y fuerzas cortante ultimas para el cálculo del acero requerido en cada elemento estructural de la edificación.

La Norma ASCE 41-17 nos brinda la información necesaria para las curvas AS-BUILT para estructuras con ciertas condiciones de acuerdo al análisis PUSHOVER que se tiene in situ. Esta información obtenida será ingresada al software SAP2000.

4.8.2 Discusión

Los resultados obtenidos del análisis de la información recolectada, así mismo los resultados de modelamiento y hojas de cálculos desarrolladas nos permite determinar la mejor propuesta para el reforzamiento de la estructura antigua.

Los resultados de fuerzas internas de los elementos existentes obtenidos del modelamiento estructural de la estructura en el software Etabs son procesados para el cálculo del acero requerido, teniendo en consideración las limitaciones de análisis establecidas en la NTP: E.060. Posteriormente este resultado de acero requerido fue comparado con la información obtenida de los planos estructurales, información de cuantía de acero, para poder comparar y tener una mejor noción para el reforzamiento de la estructura antigua. La comparación de acero se realiza en base a la siguiente relación.

$$A_{acero_{plano}} \geq A_{acero_{minimo\ necesario}}$$

Si al realizar la comparación se observa que la desigualdad no se cumple, podemos estimar que el elemento estructural no cuenta con el acero mínimo requerido y no estaría cumpliendo con lo mínimo exigido en la normativa de diseño NTP: E.060 y NTP: E.030. Si después de la evaluación el elemento presenta resultados desfavorables es necesario realizar una intervención de reforzamiento para mejorar su comportamiento frente a un evento importante de sismo que se presente a futuro.

Otro de los resultados importantes para la evaluación de la estructura, son los resultados de desplazamiento relativos de cada entrepiso obtenidos del modelamiento estructural en el software Etabs (Drift o derivas). Los desplazamientos relativos de cada entrepiso son comparados con el máximo desplazamiento permitido exigido por la normativa NTP: E0.30. Si el desplazamiento relativo de un entrepiso supera el máximo desplazamiento permitido de 0.007 m/m se puede concluir que la estructura no cuenta con la suficiente rigidez para soportar un sismo de fuerte magnitud.

De los resultados obtenidos, la verificación de los resultados, la discusión de este y de acuerdo con la información de ensayo de diamantina brindada por la BAN la estructura presenta baja resistencia a la comprensión del concreto en algunos elementos importante, y además se le suma el deterioro natural de la edificación, así mismo, se deduce en base a los resultados obtenidos que la edificación no es lo suficientemente rígida como para soportar un sismo importante en el futuro. De acuerdo con lo mencionado, realizar un reforzamiento por incremento de las secciones del elemento no es recomendado, ni la construcción de nuevos elementos ya sea el caso de muros de corte ya que interrumpiría el uso de la edificación por un periodo de tiempo.

Como resultado final de la investigación realizada en base a información de tesis doctorales como la de: Aboutaha (1994), Huaco (2013) entre otros. Así mismo, la información recolectada y brindada por la misma universidad UNALM se propone un tipo de reforzamiento no convencional, poco utilizado en nuestro país. En la actualidad de nuestro país existe el reforzamiento de CFRP en diversas estructuras importantes dándole una mejor resistencia y comportamiento. No obstante, el uso de CFRP en nuestro país solo se limita a ser pegado con epoxi o pegamento especial para ser unido a la estructura y pueda trabajar como elemento de reforzamiento. En base a esta realidad sabemos que el reforzamiento de CFRP a la estructura es realizado con pegamento y que al pasar el tiempo tiende a despegarse y deja de ser funcional o el reforzamiento no trabaja al 100% de su capacidad. La propuesta que se propone es el uso de anclajes de CFRP como reforzamiento adicional al reforzamiento existente en planchas de CFRP en nuestro país debido a que este reforzamiento adicional ayuda a mejorar el comportamiento de la estructura reforzada, además evita el desprendimiento de la plancha de CFRP si en caso el pegamento epoxi deja de funcionar durante un evento sísmico importante. Además, el anclaje de CFRP aporta mayor resistencia y comportamiento al reforzamiento si solo fuese reforzamiento con planchas de CFRP y pegamento epoxi.

5 CONCLUSIONES

Objetivo N°01

- La verificación del periodo estático ($t = 0.343$ seg) es importante ya que este nos brinda el tiempo de vibración de la estructura y nos permite comparar este resultado con los periodos dinámicos de los modos de vibración obtenidos del análisis dinámico ($t_1 = 0.115$ seg y $t_2 = 0.111$). Los periodos de los modos no deben de superiores al estático ya

que esto determina que tan frágil o dúctil es la estructura durante el tiempo de vibración en posible sismo.

- Teniendo el modelo de la estructura finalizada en el software ETABs (análisis dinámico) se procedió a verificar los drift o desplazamientos relativos de cada entrepiso ya que este nos determina que tan rígida es la estructura. La normativa NTP: E0.30 especifica que este desplazamiento no debe ser superior a 0.007m/m. la siguiente tabla muestra los drift obtenidos para cada piso en la estructura.

Desplazamientos relativos en la dirección X

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift		
Techo	Dinamico X Max	X	0.000516	0.0024	<i>Cumple</i>
Story4	Dinamico X Max	X	0.000837	0.0038	<i>Cumple</i>
Story3	Dinamico X Max	X	0.000485	0.0022	<i>Cumple</i>
Story2	Dinamico X Max	X	0.000606	0.0028	<i>Cumple</i>
Story1	Dinamico X Max	X	0.000782	0.0036	<i>Cumple</i>

Elaboración propia

Desplazamientos relativos en la dirección Y

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift		
Techo	Dinamico Y Max	Y	0.000401	0.0018	<i>Cumple</i>
Story4	Dinamico Y Max	Y	0.000625	0.0029	<i>Cumple</i>
Story3	Dinamico Y Max	Y	0.000388	0.0018	<i>Cumple</i>
Story2	Dinamico Y Max	Y	0.00033	0.0015	<i>Cumple</i>
Story1	Dinamico Y Max	Y	0.00039	0.0018	<i>Cumple</i>

Elaboración propia

Se observa que estos resultados se pueden interpretar que la estructura cuenta con la rigidez necesaria debido a que todos los drift cumplen con lo establecido en la normativa mencionada líneas arriba. Por otro lado, se conoce que la resistencia a la compresión del concreto en algunos elementos está por debajo de los 210 kg/cm², información brindada por la UNALM, según se especifica en los ensayos de pruebas diamantinas realizada a diferentes elementos de la estructura. La siguiente tabla muestra la información de las pruebas diamantinas realizadas a diferentes elementos de la estructura en análisis. Ver Anexo N° 02.

Teniendo en cuenta los resultados de las muestras diamantinas presentadas en anexo N° 02 es necesario realizar un estudio o evaluación de funcionabilidad y una verificación del acero en los elementos in-situ y que esta misma cumpla con lo mínimo requerido por la NTP: E0.60.

- Se realizó el análisis estructural de diseño para algunos elementos de la estructura (2 por cada elemento) para realizar la verificación del acero mínimo requerido y que este cumpla con la normativa actual NTP: E0.60. Los resultados, así como el proceso de cálculo se puede verificar en el índice 4.1.2.4. Fuerzas internas. Se concluyó que estos elementos que fueron analizados no necesitan reforzamiento. No obstante, se tiene que realizar un estudio más profundo ya que no se cuenta con información del acero utilizado, la distribución y espaciamiento de cada uno de ellos ya que los métodos de construcción en aquellos tiempos, hace 50 años, eran muy distintos a los métodos actuales y las normativas de diseño se han actualizado con el pasar del tiempo.

Objetivo N°02:

- Se evaluó mediante investigación de tesis doctorales un posible reforzamiento con planchas metálicas y anclajes de CFRP. Aboutaha (1994) en su investigación realiza evaluaciones de muestras a escala real sin reforzamiento y con reforzamientos de elementos estructurales dañados. La evaluación del estudio Sin Reforzamiento demostró que la estructura era capaz de soportar cargas horizontales significativas. No obstante, el estudio de evaluación Con Reforzamiento del elemento evaluado y dañado del primer análisis sin reforzamiento demostró resultados positivos ya que este fue capaz de soportar mayores cargas al ensayo inicial sin reforzamiento. Los resultados de reforzamiento de su estudio, la curva normalizada de Curvas Histeresis, se utilizó para el reforzamiento de la estructura en análisis de esta investigación. La grafica de esta curva se puede visualizar en la figura 150. la siguiente grafica muestra la curva normalizada.

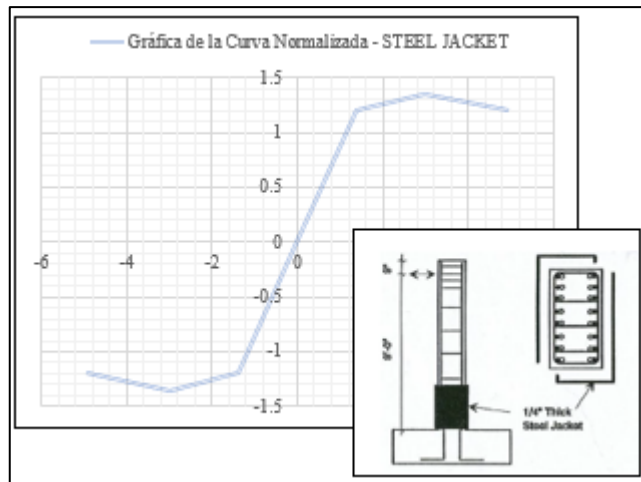


Figura 150: Curva Normalizada STEEL JACKET con Anclaje

Adaptado de "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.334, por Aboutaha, 1994.

- La segunda posible alternativa también se evaluó mediante investigación de tesis doctorales en reforzamiento de planchas y anclajes, ambos de CFRP. Huaco (2013) en su investigación realiza evaluaciones de muestras a escala real sin reforzamiento y con reforzamientos de elementos estructurales dañados. El proceso de evaluación de estudio de las muestras es similar al de Abouhata con la diferencia en el material de reforzamiento. Al igual que Abouhata tuvo mejores resultados con el elemento reforzado ya que este tuvo mejor comportamiento de resistencia frente a cargas horizontales. Sus resultados cuantitativos fueron mejores que si se hubiera reforzado con planchas metálicas ya que la estructura fallo a una carga mucho mayor. Los resultados de reforzamiento de su estudio, la curva normalizada de Curvas Histeresis, se utilizó para el reforzamiento de la estructura en análisis de esta investigación. La grafica de las curvas histéresis se muestran en la siguiente imagen, pero la gráfica normalizada perteneciente a esta se puede visualizar en la figura 151.

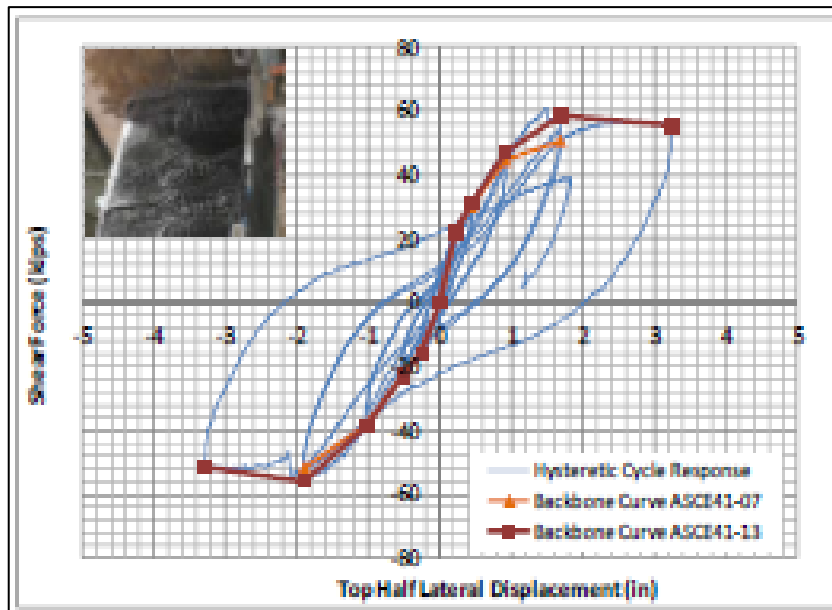


Figura 151: Curva Histéresis para Columna Reforzadas con CFRP con Anclajes

Adaptado de: "Procedures to Rehabilitate Extremely Damaged Concrete Members Using Innovative Materials and Device", p.332, por Huaco, 2013.

- Se evaluó ambos resultados, reforzamiento con Steel Jacket y anclajes de CFRP propuesta por Abouhata (1994) y reforzamiento con planchas y anclajes de CFRP propuesta por Huaco (2013). Ambos resultados son favorables para reforzamiento de estructuras dañadas o antiguas. No obstante, se propone el reforzamiento de planchas y anclajes de CFRP propuesta por Huaco (2013) debido a que sus resultados fueron superiores a comparación del otro autor.

Objetivo N°03

- El reforzamiento con Steel Jacket y anclajes de CFRP propuesta por Abouhata (1994), utilizando la información de su curva normalizada en nuestra estructura de la BAN tuvo resultados favorables. El modelo de análisis realizado en ETABs con reforzamiento de Steel jacket y anclajes de CFRP, solo en columnas, demostró un mejor comportamiento frente a cargas sísmicas que la estructura no reforzada como se muestra en la figura 152.

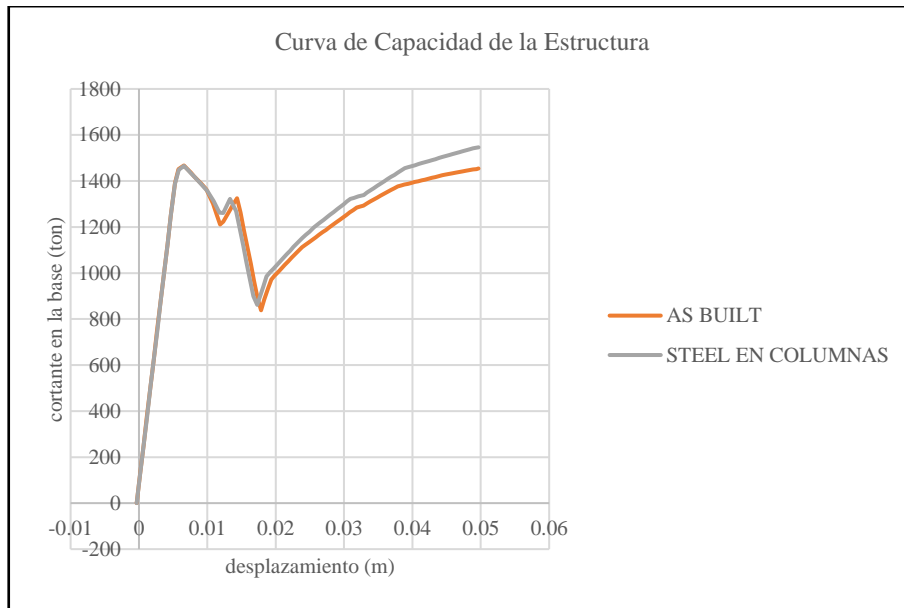


Figura 152: Curva de capacidad de la estructura reforzada con Steel Jacket y anclajes de CFRP en columnas, y estructura sin reforzar AS BUILT de la BAN

Fuente propia.

- La curva normalizada de reforzamiento con planchas y anclajes de CFRP en columnas y muros propuesta por Huaco (2013) y utilizada en esta investigación de reforzamiento de una estructura de más de 50 años se obtuvo un resultado superior a lo esperado. La grafica que se presenta a continuación muestra dicho comportamiento siendo este la mejor propuesta como se muestra en la figura 153.

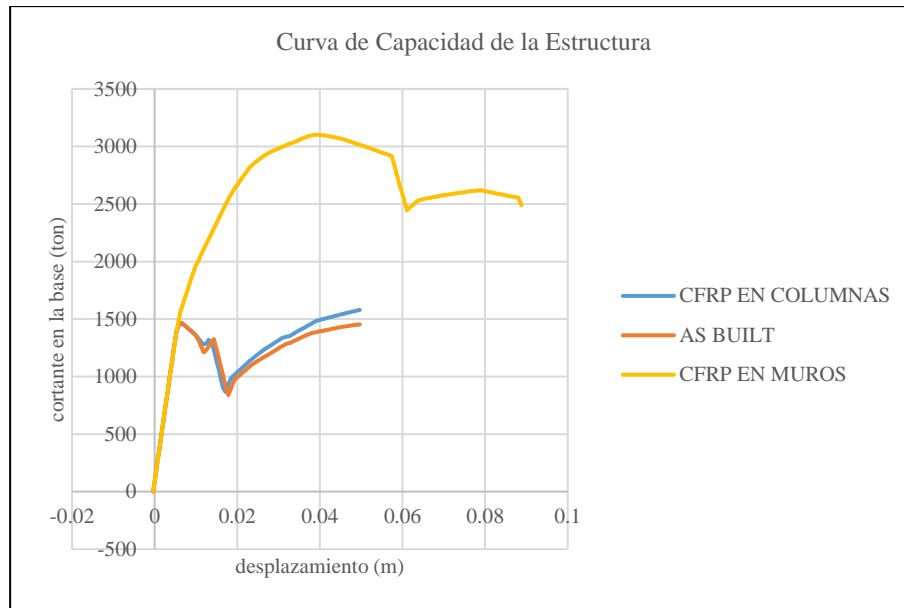


Figura 153: Curva de capacidad de la estructura reforzada con planchas y anclajes de CFRP en columnas y muros, y estructura sin reforzar AS BUILT de la BAN

Fuente propia.

- El comportamiento de la estructura frente a las dos propuestas de reforzamiento es favorable a comparación de la estructura no reforzada. No obstante, el reforzamiento con planchas y anclajes de CFRP tiene resultados más favorables y un mejor comportamiento para soportar cargas horizontales provocadas por sismo. La siguiente grafica muestra el comportamiento de la curva de capacidad de la estructura sin reforzar, reforzada con Steel jacket y anclajes de CFRP en columnas, y planchas y anclajes de CFRP en columnas y muros como se muestra en la figura 154.

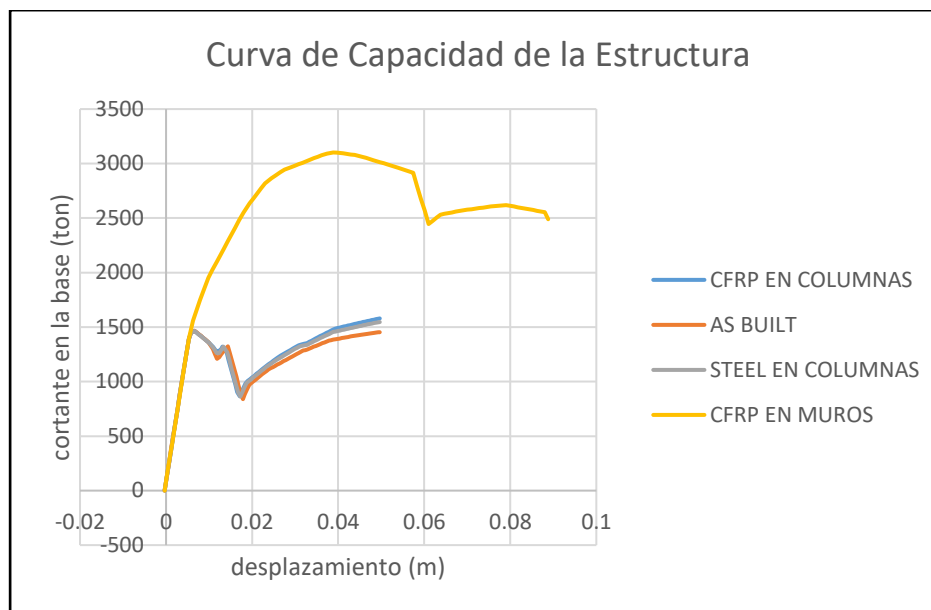


Figura 154: Curva de capacidad de la estructura reforzada y estructura sin reforzar AS BUILT de la BAN.
Fuente propia.

Objetivo N°04

- Se tuvo un enfoque más preciso sobre el comportamiento de la estructura y conocer la determinación del peligro sísmico, se tomó en consideración la base de datos de tres estaciones de registros sísmicos ubicados los más próximo o cercano a la estructura. El más importante o representativo en nuestro análisis es la estación ubicado dentro de la misma universidad, UNALM, donde se encuentra la estructura en evaluación. Esta información es brindada por el CISMID PERÚ y nos permite obtener la gráfica de la curva de Seudo-Aceleración del sismo ocurrido en LIMA en los años de 1974. Luego la curva es escalada a una curva de demanda para un PGA: $Z=4$ (para su parámetro de zonificación) Esta curva de demanda se superpone con la curva de capacidad de la estructura reforzada para conocer el punto de desempeño, intersección de las dos curvas. La siguiente tabla muestra el resultado de conversión del registro sísmico de Lima1974 sin escalar y escalado a un PGA: $Z=4$.

paso: 0.05				Drift (%)		Cortante (tn)		
Registro sísmico								
T	Sa (cm/s ²)	Sd (cm)	Sin Escalar	Escalado	Sin Escalar	Escalado		
0.00	117.084	0.000	0.000	0.000	880.30	3319.043		

0.05	206.715	0.013	0.001	0.003	1554.19	5859.863
0.10	303.726	0.077	0.005	0.019	2283.56	8609.863
0.15	410.780	0.234	0.015	0.057	3088.45	11644.571
0.20	309.551	0.314	0.020	0.077	2327.36	8774.983
0.25	165.026	0.261	0.017	0.064	1240.74	4678.059
0.30	194.222	0.443	0.029	0.108	1460.26	5505.695
0.35	141.644	0.440	0.029	0.107	1064.95	4015.237
0.40	206.830	0.838	0.054	0.205	1555.05	5863.118
0.45	176.803	0.907	0.059	0.222	1329.30	5011.933
0.50	117.524	0.744	0.048	0.182	883.61	3331.514
0.55	84.428	0.647	0.042	0.158	634.77	2393.328
0.60	55.107	0.503	0.033	0.123	414.32	1562.153
0.65	37.961	0.406	0.026	0.099	285.41	1076.100
0.70	34.316	0.426	0.028	0.104	258.01	972.784
0.75	32.889	0.469	0.030	0.115	247.28	932.331
0.80	31.639	0.513	0.033	0.125	237.87	896.873
0.85	30.508	0.558	0.036	0.137	229.37	864.813
0.90	29.135	0.598	0.039	0.146	219.05	825.899
0.95	29.177	0.667	0.043	0.163	219.37	827.091
1.00	26.712	0.677	0.044	0.165	200.84	757.229
1.05	26.239	0.733	0.048	0.179	197.28	743.803
1.10	28.010	0.858	0.056	0.210	210.59	794.013
1.15	28.808	0.965	0.063	0.236	216.59	816.634
1.20	27.919	1.018	0.066	0.249	209.91	791.429
1.25	26.947	1.067	0.069	0.261	202.60	763.881
1.30	24.803	1.062	0.069	0.260	186.48	703.111
1.35	24.592	1.135	0.074	0.278	184.90	697.135
1.40	21.827	1.084	0.070	0.265	164.10	618.735
1.45	17.668	0.941	0.061	0.230	132.84	500.840
1.50	15.911	0.907	0.059	0.222	119.63	451.050
1.55	14.558	0.886	0.057	0.217	109.45	412.676
1.60	13.253	0.859	0.056	0.210	99.65	375.701
1.65	11.967	0.825	0.054	0.202	89.97	339.229
1.70	10.849	0.794	0.052	0.194	81.57	307.554
1.75	10.018	0.777	0.050	0.190	75.32	283.979
1.80	9.055	0.743	0.048	0.182	68.08	256.683
1.85	8.101	0.702	0.046	0.172	60.91	229.656
1.90	7.557	0.691	0.045	0.169	56.82	214.224
1.95	7.107	0.685	0.044	0.167	53.44	201.476
2.00	6.765	0.685	0.044	0.168	50.86	191.776
2.05	6.562	0.699	0.045	0.171	49.34	186.021
2.10	6.497	0.726	0.047	0.177	48.85	184.167
2.15	6.418	0.752	0.049	0.184	48.26	181.940
2.20	6.400	0.785	0.051	0.192	48.12	181.426

2.25	6.453	0.828	0.054	0.202	48.52	182.934
2.30	6.546	0.877	0.057	0.214	49.21	185.556
2.35	6.384	0.893	0.058	0.218	48.00	180.975
2.40	6.106	0.891	0.058	0.218	45.91	173.082
2.45	6.169	0.938	0.061	0.229	46.38	174.865
2.50	6.350	1.005	0.065	0.246	47.74	180.011
2.55	6.367	1.049	0.068	0.256	47.87	180.499
2.60	6.565	1.124	0.073	0.275	49.36	186.104
2.65	6.511	1.158	0.075	0.283	48.96	184.581
2.70	6.248	1.154	0.075	0.282	46.97	177.107
2.75	5.834	1.118	0.072	0.273	43.86	165.375
2.80	5.334	1.059	0.069	0.259	40.10	151.208
2.85	4.961	1.021	0.066	0.250	37.30	140.628
2.90	4.755	1.013	0.066	0.248	35.75	134.806
2.95	4.583	1.010	0.066	0.247	34.46	129.930
3.00	4.632	1.056	0.068	0.258	34.82	131.300
3.05	5.048	1.189	0.077	0.291	37.95	143.086
3.10	5.287	1.287	0.083	0.315	39.75	149.859
3.15	5.367	1.349	0.087	0.330	40.35	152.127
3.20	5.401	1.401	0.091	0.343	40.61	153.112
3.25	5.261	1.408	0.091	0.344	39.55	149.131
3.30	4.966	1.370	0.089	0.335	37.34	140.780
3.35	4.548	1.293	0.084	0.316	34.19	128.911
3.40	4.100	1.200	0.078	0.294	30.82	116.212
3.45	3.838	1.157	0.075	0.283	28.86	108.802
3.50	3.513	1.090	0.071	0.267	26.42	99.596
3.55	3.284	1.048	0.068	0.256	24.69	93.104
3.60	3.285	1.079	0.070	0.264	24.70	93.135
3.65	3.267	1.102	0.071	0.270	24.56	92.610
3.70	3.227	1.119	0.073	0.274	24.26	91.464
3.75	3.162	1.126	0.073	0.275	23.78	89.647
3.80	3.078	1.126	0.073	0.275	23.14	87.264
3.85	2.973	1.116	0.072	0.273	22.35	84.273
3.90	2.848	1.097	0.071	0.268	21.41	80.730
3.95	2.709	1.071	0.069	0.262	20.37	76.788
4.00	2.556	1.036	0.067	0.253	19.22	72.452

Tabla de conversión del registro sísmico sin escalar y escalado a un PGA: $Z=4$ de la estación UNALM en 1974

Fuente propia.

la curva de demanda escalada a un PGA: $Z=4$ es superpuesta a la curva de capacidad de la estructura reforzada, la información de intersección de estas curvas se puede apreciar en la figura 144. La figura 144 también muestra la intersección de curvas para el otro tipo de reforzamiento, Steel jacket, y también para la estructura sin reforzar.

- El análisis de modelado se realizó para los dos tipos de reforzamiento, steel jacket con anclajes y planchas de CFRP con anclajes de CFRP, esto con la finalidad de tener una comparación de comportamiento de la curva de capacidad de ambos reforzamientos y una interpretación de ambos resultados al conocer su punto de desempeño o la determinación del peligro sísmico. Esta interpretación de comparación de curvas de capacidad de ambos reforzamientos con la curva de demanda escalada a un PGA: $Z = 4$ se puede apreciar en la figura 144. Así mismo la siguiente tabla muestra el resultado de las corridas en SAP2000 del análisis de PUSHOVER para cada uno de los reforzamientos presentados en esta investigación.

Datos de la estructura: "Pushover" (incluidos anclajes)							
As_Built		Con CFRP en Columnas		Con Steel en Columnas		Con CFRP en Muros	
Disp (m)	CorteBasal (ton)	Disp (m)	CorteBasal (ton)	Disp (m)	CorteBasal (ton)	Disp (m)	CorteBasal (ton)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	125.051	0.000	124.909	0.000	124.909	0.001	224.836
0.001	250.103	0.001	249.818	0.001	249.818	0.001	449.673
0.001	375.154	0.001	374.727	0.001	374.727	0.002	674.509
0.002	500.206	0.002	499.637	0.002	499.637	0.003	899.346
0.002	625.257	0.002	624.546	0.002	624.546	0.004	1124.182
0.003	750.309	0.003	749.455	0.003	749.455	0.005	1407.022
0.003	875.360	0.003	874.364	0.003	874.364	0.006	1558.544
0.004	1000.412	0.004	999.273	0.004	999.273	0.008	1748.282
0.004	1125.463	0.004	1124.182	0.004	1124.182	0.009	1844.126
0.005	1250.515	0.005	1249.091	0.005	1249.091	0.010	1953.515
0.005	1390.096	0.005	1387.627	0.005	1387.627	0.011	2021.508
0.006	1451.300	0.006	1448.990	0.006	1448.990	0.012	2101.539
0.007	1467.397	0.007	1465.264	0.007	1465.264	0.013	2217.377
0.007	1451.608	0.007	1449.550	0.007	1449.550	0.014	2282.941
0.008	1435.807	0.008	1433.821	0.008	1433.821	0.015	2348.505
0.008	1419.995	0.008	1418.078	0.008	1418.078	0.016	2413.845
0.009	1404.170	0.009	1402.319	0.009	1402.319	0.017	2479.184
0.009	1388.333	0.009	1386.546	0.009	1386.546	0.018	2549.724
0.010	1363.167	0.010	1357.371	0.010	1357.184	0.019	2628.101

0.011	1301.481	0.011	1317.116	0.011	1312.017	0.020	2670.699
0.011	1255.944	0.012	1277.960	0.012	1262.593	0.021	2713.296
0.012	1210.385	0.013	1289.712	0.012	1260.830	0.022	2771.073
0.012	1223.002	0.013	1321.322	0.013	1321.456	0.024	2813.144
0.013	1250.243	0.014	1272.268	0.014	1268.842	0.026	2836.997
0.013	1275.685	0.015	1198.900	0.015	1195.113	0.027	2862.797
0.014	1300.565	0.015	1125.446	0.015	1121.329	0.029	2884.669
0.014	1324.761	0.016	1051.905	0.016	1047.488	0.030	2896.578
0.015	1262.000	0.016	978.152	0.016	973.590	0.031	2908.487
0.015	1188.203	0.017	904.439	0.017	899.637	0.031	2920.394
0.016	1114.353	0.017	866.686	0.017	862.216	0.033	2936.969
0.016	1040.451	0.018	939.687	0.018	940.579	0.034	2948.852
0.017	966.496	0.018	984.410	0.019	986.071	0.035	2961.452
0.017	892.489	0.019	1006.338	0.019	1003.308	0.035	2973.272
0.018	838.343	0.020	1022.501	0.020	1019.471	0.036	2985.091
0.018	884.887	0.020	1038.663	0.020	1035.633	0.037	2996.909
0.019	929.629	0.021	1054.826	0.021	1065.142	0.039	3003.933
0.019	971.563	0.021	1070.897	0.022	1081.163	0.040	2999.473
0.020	987.724	0.022	1086.968	0.022	1097.184	0.041	2995.521
0.020	1003.885	0.022	1103.039	0.023	1113.204	0.042	2990.390
0.021	1019.655	0.023	1119.110	0.023	1134.371	0.043	2984.950
0.021	1035.426	0.023	1138.007	0.024	1151.858	0.043	2979.512
0.022	1051.196	0.024	1158.147	0.024	1165.663	0.044	2974.074
0.022	1066.967	0.024	1177.366	0.025	1179.468	0.045	2968.637
0.023	1082.352	0.025	1191.900	0.026	1197.874	0.047	2952.343
0.023	1097.115	0.025	1206.435	0.026	1219.403	0.048	2941.369
0.024	1111.457	0.026	1221.118	0.027	1230.962	0.049	2926.847
0.024	1122.722	0.027	1238.047	0.027	1242.521	0.050	2915.857
0.025	1133.538	0.027	1249.787	0.028	1254.080	0.051	2904.869
0.025	1144.353	0.028	1261.528	0.028	1265.639	0.053	2883.536
0.026	1155.168	0.028	1273.269	0.029	1277.198	0.054	2857.946
0.026	1165.983	0.029	1292.294	0.030	1298.905	0.055	2842.671
0.027	1176.798	0.029	1303.959	0.030	1310.362	0.056	2768.152
0.027	1187.614	0.030	1315.624	0.031	1321.793	0.057	2642.361
0.028	1198.429	0.031	1333.872	0.031	1326.562	0.058	2480.497
0.028	1209.244	0.031	1338.895	0.032	1332.731	0.059	2319.638
0.029	1220.059	0.032	1346.979	0.033	1338.736	0.061	2346.457
0.029	1230.875	0.033	1353.025	0.033	1349.300	0.061	2369.234
0.030	1241.674	0.033	1364.042	0.034	1359.863	0.062	2394.709
0.030	1252.415	0.034	1375.059	0.034	1370.080	0.063	2415.637
0.031	1263.157	0.034	1385.987	0.035	1379.696	0.064	2428.699
0.031	1273.898	0.035	1396.714	0.035	1389.170	0.065	2441.762
0.032	1284.491	0.035	1407.111	0.036	1398.645	0.066	2454.828
0.032	1288.309	0.036	1416.975	0.036	1408.119	0.067	2459.847

0.033	1293.118	0.036	1426.839	0.037	1417.593	0.068	2463.189
0.033	1302.917	0.037	1436.703	0.037	1427.068	0.069	2465.621
0.034	1311.130	0.037	1446.567	0.038	1436.542	0.070	2468.002
0.034	1319.343	0.038	1456.431	0.038	1446.016	0.071	2470.383
0.035	1327.556	0.038	1466.295	0.039	1455.491	0.071	2472.618
0.035	1335.769	0.039	1476.159	0.039	1459.940	0.072	2474.726
0.036	1343.982	0.039	1485.916	0.040	1464.390	0.073	2476.833
0.036	1352.195	0.040	1490.625	0.040	1468.839	0.074	2478.931
0.037	1360.408	0.040	1495.300	0.041	1473.289	0.075	2480.656
0.037	1368.621	0.041	1499.968	0.041	1477.681	0.076	2481.879
0.038	1376.834	0.041	1504.637	0.042	1482.062	0.077	2482.808
0.038	1380.504	0.042	1509.305	0.042	1486.443	0.078	2483.736
0.039	1384.174	0.042	1513.956	0.043	1490.824	0.079	2484.664
0.039	1387.843	0.043	1518.590	0.043	1495.180	0.080	2485.592
0.040	1391.513	0.043	1523.224	0.044	1499.510	0.080	2486.483
0.040	1395.183	0.044	1527.857	0.044	1503.841	0.081	2487.347
0.041	1398.853	0.044	1532.491	0.045	1508.143	0.082	2488.171
0.041	1402.522	0.045	1537.125	0.045	1512.391	0.083	2479.413
0.042	1406.192	0.045	1541.723	0.046	1516.639	0.084	2470.817
0.042	1409.862	0.046	1546.310	0.046	1520.847	0.085	2462.221
0.043	1413.532	0.046	1550.873	0.047	1525.030	0.086	2453.623
0.043	1417.201	0.047	1555.436	0.047	1529.213	0.087	2445.026
0.044	1420.871	0.047	1559.982	0.048	1533.293	0.088	2436.428
0.044	1424.541	0.048	1564.432	0.048	1537.362	0.089	2427.829
0.045	1427.921	0.048	1568.866	0.049	1541.250	0.089	2419.230
0.045	1430.847	0.049	1573.282	0.049	1544.427	0.090	2417.208
0.046	1433.570	0.049	1577.163	0.050	1546.257		
0.046	1436.293	0.050	1579.557				
0.047	1438.993						
0.047	1441.600						
0.048	1444.208						
0.048	1446.815						
0.049	1449.422						
0.049	1452.030						
0.050	1453.698						

- La estructura de la Biblioteca Agrícola Nacional (BAN) que en la actualidad tiene más de 50 años de antigüedad ya tuvo una intervención de reforzamiento incorporando nuevas placas o muros de cortes en unas de sus direcciones. Por otro lado, los resultados obtenidos en esta investigación de la estructura reforzada y sin reforzar, además del peligro sismo que este involucra, demuestra que esta estructura necesita una intervención

inmediata ya que la curva de capacidad de la estructura sin reforzar (As built) se encuentra próximo a los límites de falla si volviera a ocurrir un sismo de fuerte magnitud ocurrido en LIMA 1974 o similar al ocurrido en PISCO 2007. La siguiente figura muestra dicho comportamiento debido que la curva de capacidad de estructura sin reforzar frente a la curva de demanda del sismo de LIMA1974 escalada a un PGA: Z=4 no llegan a interceptarse.

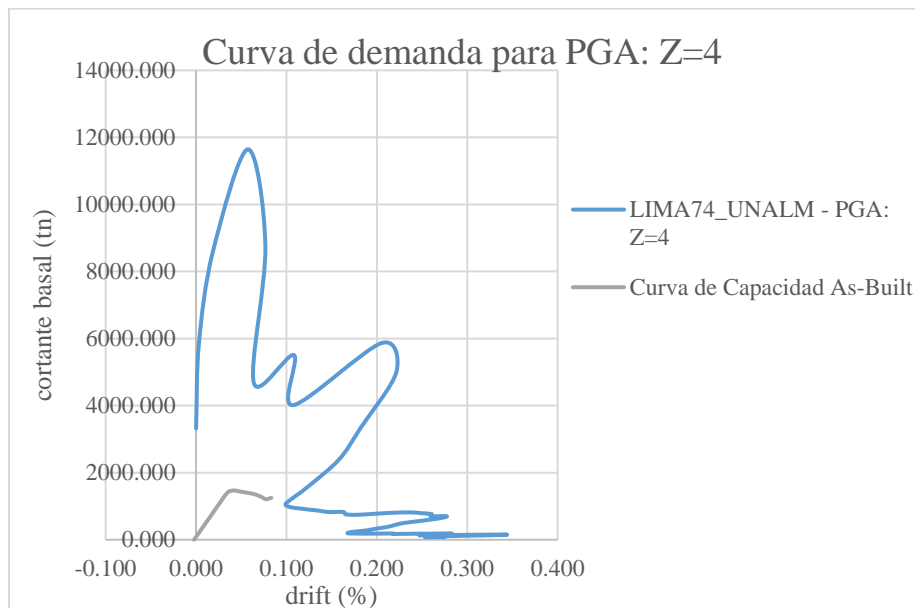


Figura 155: Curva de capacidad estructural de la estructura no reforzada As-Built vs La curva de demanda para el sismo ocurrió en LIMA 1974 escalado a un PGA: Z=4

Fuente: propia.

Por lo tanto, de esta grafica se interpreta que no hay un punto de desempeño y si lo hubiera este estaría en la zona de falla para la estructura no reforzada.

6 RECOMENDACIONES

Objetivo N°1

- En la modelación es recomendable tener en cuenta los criterios establecidos de diseño y análisis establecidos por las normativas vigentes como la NTP: E0.30, NTP: E0.60, NPT: E0.20 para detallar un mejor resultado del análisis y una respuesta cercana a la realidad de la estructura.

- Realizar un modelo exacto de la estructura mostraría un comportamiento de análisis mas real y mas cercano a lo que realmente sucedería. En nuestro estudio se idealizo la losa de cada piso en una sección equivalente a losa rígida con espesor de 10.00 cm. Esta idealización solo se realizo para el modelamiento del análisis dinámico.
- La poca información proporcionada y obtenida de la UNALM limitaron el análisis dinámico de la estructura ya que no se nos proporcionó acceso a los diferentes ambientes de la BAN. Por eso se recomienda en un posible estudio a futuro contar con acceso a los ambientes para conocer las distribuciones de cargas, posibles fisuras o deterioros de los elementos. Entre otros detalles.

Objetivo N°2

- La búsqueda de información para este estudio estuvo limitada por el tiempo. Por ello se recomienda con tiempos adecuados para desarrollar, analizar e interpretar los resultados de estudios de muestras presentados por los diferentes autores citados en esta investigación ya que con ello se contaría con el entendimiento de la interpretación de sus resultados y tener una mayor noción de entendimiento sobre el tema.
- Otra limitante que se tuvo para esta investigación fue la falta de información validada por expertos. Esto se debe a que el reforzamiento de planchas o laminas de CFRP con **Anclajes de CFRP** es poco utilizado, es un método no convencional, ya que mayor parte de los estudios de laboratorio son presentados en universidades de EEUU y JAPON y además es poco aplicado en estos países ya que se conoce poco sobre el tema y de los beneficios que este aporta a una estructura dañada o antigua. Por ello se recomienda el uso de este método a estructuras antiguas por ser limpio, de fácil y rápida instalación.
- La búsqueda de información para esta investigación demostró cuatro posibles tipos de reforzamiento, reforzamiento por incremento de la sección, reforzamiento con Steel jacket con anclajes, reforzamiento con planchas de CFRP con epoxi, y **reforzamiento de planchas de CFRP con anclajes de CFRP**. De acuerdo con los resultados de los autores se recomienda el reforzamiento con plancha y anclajes de CFRP en estructuras antiguas o dañadas ya que con este método de reforzamiento se obtiene mejores resultados a lo esperado.

Objetivo N°3

- Contar con el plano de distribución y colocación de acero en los distintos elementos de la estructura, hubiera aportado una mejor interpretación de comparación y análisis del acero real in-situ, y el acero requerido obtenido del modelamiento dinámico. Esto ayudaría a verificar si el elemento cumple las condiciones mínimas de diseño establecido en la NTP: E0.60. Sabemos que los criterios de diseño de hace 50 años a los actuales han tenido cambios significativos en distribución y colocación del acero de refuerzo. Por ello, es recomendable un estudio más profundo ya que esto ayudaría una mejor interpretación del comportamiento de la estructura.
- Se realizó el análisis de diseño y verificación del acero requerido solo a dos de cada elemento estructural debido a que no se contaba con el tiempo suficiente para realizar el análisis de todos los elementos. Por ello, se recomienda en un estudio a futuro realizar la evaluación de todos los elementos estructurales ya que así se obtendría datos más precisos para el reforzamiento de la estructura antigua.
- La evaluación de los elementos estructurales evaluados en esta investigación demostró que no necesita reforzamiento. Sin embargo, es necesario analizar los otros elementos que no son evaluados en esta investigación ya que de acuerdo con los ensayos de diamantina y esclerometría proporcionada por el área de estructuras de la UNALM se tiene esfuerzos de resistencia a la compresión del concreto por debajo de los 210 kg/cm².

Objetivo N°4

- El análisis de determinación de peligro sísmico para la estructura de la BAN se centro en tres estaciones de registros sísmicos:
 - Lima 1974 (estación UNALM)
 - Lima 1966 (estación CERCADO DE LIMA)
 - Lima 1974 (estación CASA HUACO)

Siendo estos los más cercanos a la estructura, sin embargo, hay eventos sísmicos importantes registrados a las afueras de Lima, siendo uno de ellos el ocurrido en Pisco 2007. Por ello, es recomendable en un estudio en el futuro agregar más registros sísmicos ya que estos proporcionarían una determinación más precisa del peligro sísmico o de la

intersección del punto de desempeño de la estructura, intersección de la curva de demanda con la curva de capacidad de la estructura reforzada.

- El análisis de degradación de la estructura en este estudio de investigación solo presenta la degradación en columnas con reforzamiento de planchas de CFRP y anclajes de CFRP. No obstante, se recomienda realizar el análisis de degradaciones de todos los elementos de la estructura en evaluación ya que esto nos permitirá tener una mejor interpretación de resultados de fallas en cada paso (STEP) de análisis realizado en el software SAP2000.
- Es recomendable tener una noción sobre la interpretación de resultados que nos brinda el software. De no ser así, estos resultados se pueden malinterpretar con resultados erróneos y pocos confiables el cual llevaría a un resultado de comportamiento de modelado erróneo de la estructura. Esto debido a que los resultados de análisis de reforzamiento normalmente son procesados por software como ETABs y SAP2000.

7 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Alocer, S.M. and Jirsa, J.O. “Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing” PMFSEL Report 91-1, Departamen of Civil Engineering, The University of Texas at Austin, July 1991, 219 pp. Recuperado el 12 de septiembre del 2018 de: https://scholar.google.com.pe/scholar?hl=es&as_sdt=0%2C5&q=Reinforced+Concrete+Frame+connections+Rehabilitated+by+Jacketing&btnG=
- Cai, Z. K., Wang, D., & Wang, Z. (2017). Full-scale seismic testing of concrete building columns reinforced with both steel and CFRP bars. *Composite Structures*, 178, 195-209. Recuperado el 12 de septiembre del 2018 de: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0263822317305147>
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (1999). Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems. *Civil and Environmental Engineering*, 53. Recuperado el 20 de agosto del 2018 de: https://digitalcommons.calpoly.edu/cgi/viewcontent.cgi?referer=https://scholar.google.com.pe/&httpsredir=1&article=1052&context=cenv_fac
- Gonzalez Cuevas, O. M., Guerrero Correa, J. J., Gomez Gonzalez, B., & Flores Diaz, F. A. (2000). Shear strength of concrete columns with steel jackets. In *Proceeding of 12th WCEE Conference*. Recuperado el 3 de septiembre del 2018 de:

https://scholar.google.com.pe/scholar?cluster=4729103340794932257&hl=es&as_sdt=2005&scioldt=0,5

- Guerreiro, J., Proença, J. M., Ferreira, J. G., & Gago, A. S. (2017). Bonding and anchoring of a CFRP reinforced render for the external strengthening of old masonry buildings. *Construction and Building Materials*, 155, 56-64. Recuperado el 10 de septiembre del 2018 de: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061817316380>
- Ha, G. J., Cho, C. G., Kang, H. W., & Feo, L. (2013). Seismic improvement of RC beam-column joints using hexagonal CFRP bars combined with CFRP sheets. *Composite Structures*, 95, 464-470. Recuperado el 21 de agosto del 2018 de: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0263822312003881>
- He, R., Grelle, S., Sneed, L. H., & Belarbi, A. (2013). Rapid repair of a severely damaged RC column having fractured bars using externally bonded CFRP. *Composite Structures*, 101, 225-242. Recuperado el 20 de agosto del 2018 de: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0263822313000937>
- Huaco Cárdenas, G. D. (2013). Procedures to rehabilitate extremely damaged concrete members using innovative materials and devices. Recuperado el 25 de agosto del 2018 de: <https://repositories.lib.utexas.edu/handle/2152/22866>
- Iacobucci, R. D., Sheikh, S. A., & Bayrak, O. (2003). Retrofit of square concrete columns with carbon fiber-reinforced polymer for seismic resistance. *Structural Journal*, 100(6), 785-794. Recuperado el 15 de septiembre del 2018 de: https://www.researchgate.net/profile/Shamim_Sheikh/publication/279705984_Retrofit_of_Square_Concrete_Columns_with_Carbon_Fiber-Reinforced_Polymer_for_Seismic_Resistance/links/56917d6308aee91f69a51e62/Retrofit-of-Square-Concrete-Columns-with-Carbon-Fiber-Reinforced-Polymer-for-Seismic-Resistance.pdf
- Juntanalikit, P., Jirawattanasomkul, T., & Pimanmas, A. (2016). Experimental and numerical study of strengthening non-ductile RC columns with and without lap splice by Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) jacketing. *Engineering Structures*, 125, 400-418. Recuperado el 8 de septiembre del 2018 de: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029616303467>
- Khalifa, A., & Nanni, A. (2000). Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites. *Cement and Concrete Composites*, 22(3), 165-174.

Recuperado el 10 de noviembre del 2018 de:
<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946599000517>

- Kim, I. (2008). Use of CFRP to provide continuity in existing reinforced concrete members subjected to extreme loads. Recuperado el 20 de diciembre del 2018 de:
<https://repositories.lib.utexas.edu/handle/2152/17915>
- Kim, Y., Ghannoum, W. M., & Jirsa, J. O. (2015). Shear behavior of full-scale reinforced concrete T-beams strengthened with CFRP strips and anchors. *Construction and Building Materials*, 94, 1-9. Recuperado el 16 de noviembre del 2018 de:
<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061815006820>
- Orton, S. L. (2007). Development of a CFRP system to provide continuity in existing reinforced concrete buildings vulnerable to progressive collapse (Doctoral dissertation). Recuperado el 18 de septiembre del 2018 de:
<https://repositories.lib.utexas.edu/handle/2152/3241>
- Orton, S., Jirsa, J. O., & Bayrak, O. (2009). Carbon Fiber-Reinforced Polymer for Continuity in Existing Reinforced Concrete Buildings Vulnerable to Collapse. *ACI Structural Journal*, 106(5). Recuperado el 12 de octubre del 2018 de:
<http://web.a.ebscohost.com/ehost/detail/detail?vid=0&sid=84914ef2-6650-40b0-8854-bcccef648639%40sessionmgr4009&bdata=Jmxhbmc9ZXM%3d#AN=44233115&db=egs>
- Rodrigues, H., Furtado, A., & Arêde, A. (2017). Experimental evaluation of energy dissipation and viscous damping of repaired and strengthened RC columns with CFRP jacketing under biaxial load. *Engineering Structures*, 145, 162-175. Recuperado el 17 de octubre del 2018 de:
<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029617315924>
- Saljoughian, A., & Mostofinejad, D. (2018). Grooving methods in square RC columns strengthened with longitudinal CFRP under cyclic axial compression. *Engineering Structures*, 174, 724-735. Recuperado el 10 de octubre del 2018 de:
<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S014102961830765X>
- Seible, F., Priestley, M. N., Hegemier, G. A., & Innamorato, D. (1997). Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets. *Journal of composites for construction*, 1(2), 52-62. Recuperado el 21 de octubre del 2018 de:
[https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(1997\)1:2\(52\)](https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)1090-0268(1997)1:2(52))

- Shannag, M. J., & Alhassan, M. A. (2005). Seismic upgrade of interior beam-column subassemblages with high-performance fiber-reinforced concrete jackets. *ACI structural journal*, 102(1), 131. Recuperado el 26 de octubre del 2018 de: https://www.researchgate.net/profile/Mohammad_Alhassan/publication/272265421_Seismic_Upgrade_of_Interior_Beam-Column_Subassemblages_with_High-Performance_Fiber_Reinforced_Concrete_Jackets/links/55f4dbfd08ae63926cf27216.pdf
- Tahnat, Y. B. A., Dwaikat, M. M., & Samaaneh, M. A. (2018). Effect of using CFRP wraps on the strength and ductility behaviors of exterior reinforced concrete joint. *Composite Structures*, 201, 721-739. Recuperado el 1 de noviembre del 20148 de: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0263822318311826>
- Tastani, S. P., & Pantazopoulou, S. J. (2008). Detailing procedures for seismic rehabilitation of reinforced concrete members with fiber reinforced polymers. *Engineering Structures*, 30(2), 450-461. Recuperado el 9 de noviembre del 2018 de: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029607001496>
- Yang, Y., Sneed, L., Saiidi, M. S., Belarbi, A., Ehsani, M., & He, R. (2015). Emergency repair of an RC bridge column with fractured bars using externally bonded prefabricated thin CFRP laminates and CFRP strips. *Composite Structures*, 133, 727-738. Recuperado el 6 de noviembre del 2018 de: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0263822315005899>.

8 ANEXO

ANEXO 1: Metrados de la Biblioteca Agrícola Nacional de los diferentes niveles.

PRIMER PISO (0.00 AL 1.02 M)									
ELEMENTO	LX	LY	LZ	N° VECES	ÁREA (M2)	FACTOR	PESO (KG/M3)	PARCIAL(KG)	PARCIAL(TN)
Losa 1	5.6	7.6	0.0875	12	510.72		2400	107251.20	107.25
	5.6	3.0425	0.0875	20	340.76		2400	71559.60	71.56
Ducto 1	2.8	1.8	0.0875	1	-5.04		2400	-1058.40	-1.06
Ducto 2	4.5	2.5	0.0875	1	-11.25		2400	-2362.50	-2.36
Ducto 3	5.6	2.5	0.0875	0	0		2400	0.00	0.00
Viga 01 Centrales (V-01)	7.2	0.79	0.39	11			2400	58563.65	58.56
	3	0.79	0.39	18			2400	39929.76	39.93
Viga 02 Central Y Lateral (V-02)	5.6	0.79	0.39	10			2400	41408.64	41.41
Viga 01 Laterales (V-01)	7.2	1.05	0.29	2			2400	10523.52	10.52
	3	1.05	0.29	4			2400	8769.60	8.77
Viga 01 Borde (V-01)	7.2	0.76	0.4	0			2400	0.00	0.00
Viga 02 borde (V-02)	5.6	0.76	0.315	20			2400	64350.72	64.35
Columnas	0.79	0.39	2.9325	55			2400	119262.43	119.26
Placa x									
Eje 2	5.6	0.4	2.9325	2			2400	31530.24	31.53
Eje 3	5.6	0.4	2.9325	2			2400	31530.24	31.53
Eje 4	5.6	0.4	2.9325	3			2400	47295.36	47.30
Eje 5	5.6	0.4	2.9325	2			2400	31530.24	31.53
Eje 6	5.6	0.4	2.9325	2			2400	31530.24	31.53
Placa y									
Eje A	7.2	0.4	2.9325	2			2400	40538.88	40.54
Eje B	7.2	0.4	2.9325	1			2400	20269.44	20.27
Eje F	7.2	0.4	2.9325	1			2400	20269.44	20.27
Eje I	7.2	0.4	2.9325	1			2400	20269.44	20.27
Eje K	7.2	0.4	2.9325	2			2400	40538.88	40.54
S/C 1 de Uso (Cuarto)		1	1	1	835.19	0.5	750	313196.25	313.20

SEGUNDO PISO (1.02 AL 4.62 M)									
ELEMENTO	LX	LY	LZ	N° VECES	ÁREA (M2)	FACTOR	PESO (KG/M3)	PARCIAL(KG)	PARCIAL(TN)
Losa 1	5.6	7.6	0.0875	24	1021.44		2400	214502.40	214.50
	5.6	1.1425	0.0875	10	63.98		2400	13435.80	13.44
	4.1	7.6	0.0875	1	31.16		2400	6543.60	6.54
	4.1	2.6425	0.0875	1	10.83		2400	2275.19	2.28
	5.6	4.6425	0.0875	1	26.00		2400	5459.58	-5.46
Ducto 1	2.8	1.8	0.0875	1	-5.04		2400	-1058.40	-1.06
Ducto 2	4.5	2.5	0.0875	1	-11.25		2400	-2362.50	-2.36
Ducto 3	5.6	2.5	0.0875	1	-14.00		2400	-2940.00	-2.94
Viga 01 Centrales (V-01)	0.39	7.2	0.79	20			2400	106479.36	106.48
	0.39	1.1425	0.79	9			2400	7603.29	7.60
Viga 02 Central Y Lateral (V-02)	5.6	0.39	0.79	30			2400	124225.92	124.23
Viga 01 Laterales (V-01)	0.29	7.2	1.05	4			2400	21047.04	21.05
Viga 01 Borde (V-01)	0.4	10.6	0.76	1			2400	7733.76	7.73
Viga 02 borde (V-02)	17.6	0.315	0.76	1			2400	10112.26	10.11
	59.6	0.315	0.76	1			2400	34243.78	34.24
Columnas	0.79	0.39	3.5125	55			2400	142850.57	142.85
Placa X Eje 2	5.6	0.4	3.5125	2			2400	37766.40	37.77
Eje 3	5.6	0.4	3.5125	1			2400	18883.20	18.88
Eje 4	5.6	0.4	3.5125	3			2400	56649.60	56.65
Eje 5	5.6	0.4	3.5125	0			2400	0.00	0.00
Eje 6	5.6	0.4	3.5125	2			2400	37766.40	37.77
Placa Y Eje A	7.2	0.4	3.5125	2			2400	48556.80	48.56
Eje B	7.2	0.4	3.5125	1			2400	24278.40	24.28
Eje F	7.2	0.4	3.5125	1			2400	24278.40	24.28
Eje I	7.2	0.4	3.5125	1			2400	24278.40	24.28
Eje K	7.2	0.4	3.5125	2			2400	48556.80	48.56
S/C 1 de Uso (Cuarto)	1	1	1	1	1123.12	0.5	750	421170.84	421.17
									1421.42

TERCER PISO (4.62 AL 8.22 M)									
ELEMENTO	LX	LY	LZ	N° VECES	ÁREA (M2)	FACTOR	PESO (KG/M3)	PARCIAL(KG)	PARCIAL(TN)
Losa 1	5.6	7.6	0.0875	40	1702.4		2400	357504.00	357.50
Ducto 1	2.8	1.8	0.0875	1	-5.04		2400	-1058.40	-1.06
Ducto 2	4.5	2.5	0.0875	1	-11.25		2400	-2362.50	-2.36
Ducto 3	5.6	2.5	0.0875	1	-14		2400	-2940.00	-2.94
Viga 01 Centrales (V-01)	7.2	0.79	0.39	33			2400	175690.94	175.69
Viga 02 Central Y Lateral (V-02)	5.6	0.79	0.39	42			2400	173916.29	173.92
Viga 01 Laterales (V-01)	7.2	1.05	0.29	4			2400	21047.04	21.05
Viga 01 Borde (V-01)	0	0.76	0.4	1			2400	0.00	0.00
Viga 02 borde (V-02)	0	0.76	0.315	9			2400	0.00	0.00
Columnas	0.79	0.39	3.5125	55			2400	142850.57	142.85
Placa x									
Eje 2	5.6	0.4	3.5125	2			2400	37766.40	37.77
Eje 3	5.6	0.4	3.5125	1			2400	18883.20	18.88
Eje 4	5.6	0.4	3.5125	3			2400	56649.60	56.65
Eje 5	5.6	0.4	3.5125	0			2400	0.00	0.00
Eje 6	5.6	0.4	3.5125	2			2400	37766.40	37.77
Placa y									
Eje A	7.2	0.4	3.5125	2			2400	48556.80	48.56
Eje B	7.2	0.4	3.5125	1			2400	24278.40	24.28
Eje F	7.2	0.4	3.5125	1			2400	24278.40	24.28
Eje I	7.2	0.4	3.5125	1			2400	24278.40	24.28
Eje K	7.2	0.4	3.5125	2			2400	48556.80	48.56
S/C 1 de Uso (Cuarto)	1	1	1	1	1672.11	0.5	750	1254083.00	1254.08
									2439.75

CUARTO PISO (8.22 AL 11.82 M)									
ELEMENTO	LX	LY	LZ	Nº VECES	ÁREA (M2)	FACTOR	PESO (KG/M3)	PARCIAL(KG)	PARCIAL(TN)
Losa 1	5.6	7.6	0.0875	16	680.96		2400	143001.60	143.00
	5.6	1.1425	0.0875	16	102.368		2400	21497.28	21.50
	1.15	7.6	0.0875	4	34.96		2400	7341.60	7.34
	1.15	1.15	0.0875	4	5.29		2400	1110.90	1.11
Ducto 1	2.8	1.8	0.0875	1	-5.04		2400	-1058.40	-1.06
Ducto 2	4.5	2.5	0.0875	1	-11.25		2400	-2362.50	-2.36
Ducto 3	5.6	2.5	0.0875	1	-14		2400	-2940.00	-2.94
Viga 01 Centrales (V-01)	7.2	0.79	0.39	15			2400	79859.52	79.86
	1.1	0.79	0.39	18			2400	14640.91	14.64
Viga 02 Central Y Lateral (V-02)	5.6	0.79	0.39	20			2400	82817.28	82.82
	1.3	0.79	0.39	6			2400	5767.63	5.77
Viga 01 Laterales (V-01)	7.2	1.05	0.29	0			2400	0.00	0.00
Viga 01 Borde (V-01)	7.6	0.76	0.4	4			2400	22179.84	22.18
	1.1425	0.76	0.4	4			2400	3334.27	3.33
Viga 02 borde (V-02)	5.6	0.76	0.315	16			2400	51480.58	51.48
	1.3	0.76	0.315	4			2400	2987.71	2.99
Columnas	0.79	0.39	3.5125	55			2400	142850.57	142.85
Placa X Eje 2	5.8	0.4	3.5125	2			2400	39115.20	39.12
Eje 3	5.8	0.4	3.5125	1			2400	19557.60	19.56
Eje 4	5.8	0.4	3.5125	3			2400	58672.80	58.67
Eje 6	5.8	0.4	3.5125	2			2400	39115.20	39.12
Placa Y Eje A	7.6	0.4	3.5125	2			2400	51254.40	51.25
Eje B	7.6	0.4	3.5125	1			2400	25627.20	25.63
Eje F	7.6	0.4	3.5125	1			2400	25627.20	25.63
Eje I	7.6	0.4	3.5125	1			2400	25627.20	25.63
Eje K	7.6	0.4	3.5125	2			2400	51254.40	51.25
S/C 1 de Uso (Cuarto)		1	1	1	793.288	0.5	750	297483.00	297.48
									1205.84

QUINTO PISO (TECHO) (11.82 AL 15.42 M)									
ELEMENTO	LX	LY	LZ	N° VECES	ÁREA (M2)	FACTOR	PESO (KG/M3)	PARCIAL(KG)	PARCIAL(TN)
Losa 1	5.6	7.6	0.0875	40	1702.4		2400	357504.00	357.50
	5.6	3.0425	0.0875	20	340.76		2400	71559.60	71.56
Ducto 1	2.8	1.8	0.0875	0	0		2401	0.00	0.00
Ducto 2	4.5	2.5	0.0875	0	0		2402	0.00	0.00
Ducto 3	5.6	2.5	0.0875	0	0		2403	0.00	0.00
Viga 01 Centrales (V-01)	7.2	0.79	0.39	33			2400	175690.94	175.69
	2.84	0.79	0.39	18			2400	37833.45	37.83
Viga 02 Central Y Lateral (V-02)	5.6	0.79	0.39	42			2400	173916.29	173.92
Viga 01 Laterales (V-01)	7.2	1.05	0.29	4			2400	21047.04	21.05
Viga 01 Borde (V-01)	0	0.76	0.4	0			2400	0.00	0.00
Viga 02 borde (V-02)	59.7	0.76	0.315	0			2400	0.00	0.00
Columnas	0.79	0.39	1.7125	55			2400	69646.01	69.65
Placa x									
Eje 2	5.6	0.39	1.7125	2			2400	17952.48	17.95
Eje 3	5.6	0.39	1.7125	1			2400	8976.24	8.98
Eje 4	5.6	0.39	1.7125	3			2400	26928.72	26.93
Eje 5	5.6	0.39	1.7125	0			2400	0.00	0.00
Eje 6	5.6	0.39	1.7125	2			2400	17952.48	17.95
Placa y									
Eje A	7.2	0.39	1.7125	2			2400	23081.76	23.08
Eje B	7.2	0.39	1.7125	1			2400	11540.88	11.54
Eje F	7.2	0.39	1.7125	1			2400	11540.88	11.54
Eje I	7.2	0.39	1.7125	1			2400	11540.88	11.54
Eje K	7.2	0.39	1.7125	2			2400	23081.76	23.08
S/C 1 de Uso (Cuarto)		1	1	1	2043.16	0.5	100	102158.00	102.16
									1161.95

ANEXO 2: Prueba Diamantinas y de Esclerómetro de la Biblioteca Agrícola Nacional.

INFORME DE ENSAYO											
SOLICITANTE		: UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA			EXPEDIENTE		061-2016/PERUINFINITOSAC				
DIRECCIÓN		: BIBLIOTECA AGRICOLA NACIONAL			PROYECTO		Evaluación Estructural de La Biblioteca de La Universidad Nacional Agraria La Molina				
FECHA DE RECEPCIÓN		: Lima, 20 de Julio del 2016			UBICACIÓN		BIBLIOTECA DE LA UNALM				
REFERENCIAS DE LA MUESTRA					EQUIPO DE COMPRESION						
ESTRUCTURA		: DIAMANTINAS			MARCA / MODELO		SOILTEST				
DESCRIPCIÓN		:			CERT. CALIBRACIÓN		392-CFP-2015				
ASTM C 39/C39M			ESFUERZO A LA COMPRESIÓN DE MUESTRAS CILÍNDRICAS DE CONCRETO								
Diamantinas	Elemento	Ubicación	Piso	Fecha de Muestreo	Carga de Rotura (kg)	Diametro (cm)	Altura (cm)	Relacion H/D	Area (cm ²)	Factor de Correccion	Resistencia a la Compresion (kg/cm ²)
D1	COLUMNA	EJE B - EJE 5	TERCERO	16/07/2016	4,170.0	5.02	10.5	2.1	19.8	1.0	211
D2	COLUMNA	EJE G - EJE 5	CUARTO	16/07/2016	4,470.0	5.03	9.0	1.8	19.9	1.0	225
D3	VIGA	EJE F, ENTRE EJES 3 - 4	TECHO	16/07/2016	4,370.0	5.02	10.3	2.1	19.8	1.0	221
D4	VIGA	EJE 4, ENTRE EJES A - B	SOTANO	16/07/2016	5,570.0	5.04	10.2	2.0	20.0	1.0	279
D5	LADO DE CIMENTACION	ENTRE EJES A - B, 3 - 4	SOTANO	16/07/2016	3,350.0	5.10	9.4	1.8	20.4	1.0	164
D6	COLUMNA	EJE B - EJE 4	SOTANO	16/07/2016	2,410.0	5.08	10.6	2.1	20.3	1.0	119
D7	VIGA	EJE 6, ENTRE EJES G - H	SEGUNDO	16/07/2016	2,790.0	5.06	8.9	1.8	20.1	1.0	139
D8	COLUMNA	EJE 5 - EJE K	SEGUNDO	16/07/2016	2,980.0	5.03	10.8	2.1	19.9	1.0	150
D9	COLUMNA	EJE 3 - EJE F	PRIMERO	16/07/2016	4,140.0	5.04	10.7	2.1	20.0	1.0	207
D10	VIGA	EJE 3, ENTRE EJES F - G	PRIMERO	16/07/2016	3,650.0	5.08	9.7	1.9	20.3	1.0	180
D11	ZAPATA N° 1			16/07/2016	2,060.0	4.34	10.2	2.4	14.8	1.0	139
- Ensayo efectuado por personal de PEINSAC con Almohadillas no Adherentes según Norma ASTM C 1231/C 1231M.											

Informe de Ensayos de Diamantinas en la Biblioteca Agrícola Nacional

INFORME DE ENSAYO

SOLICITANTE : UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
 PROYECTO : Evaluación Estructural de La Biblioteca Agrícola Nacional
 UBICACIÓN : La Molina – Lima
 FECHA DE ENSAYO : Julio 2016

DATOS DE LA MUESTRA

ESTRUCTURA : Columnas Diversas
 SUPERFICIE : Concreto Armado

DATOS DEL EQUIPO

MARCA : ZFlnstrument Co.
 MODELO/SERIE : ZCE-3-A / 2588

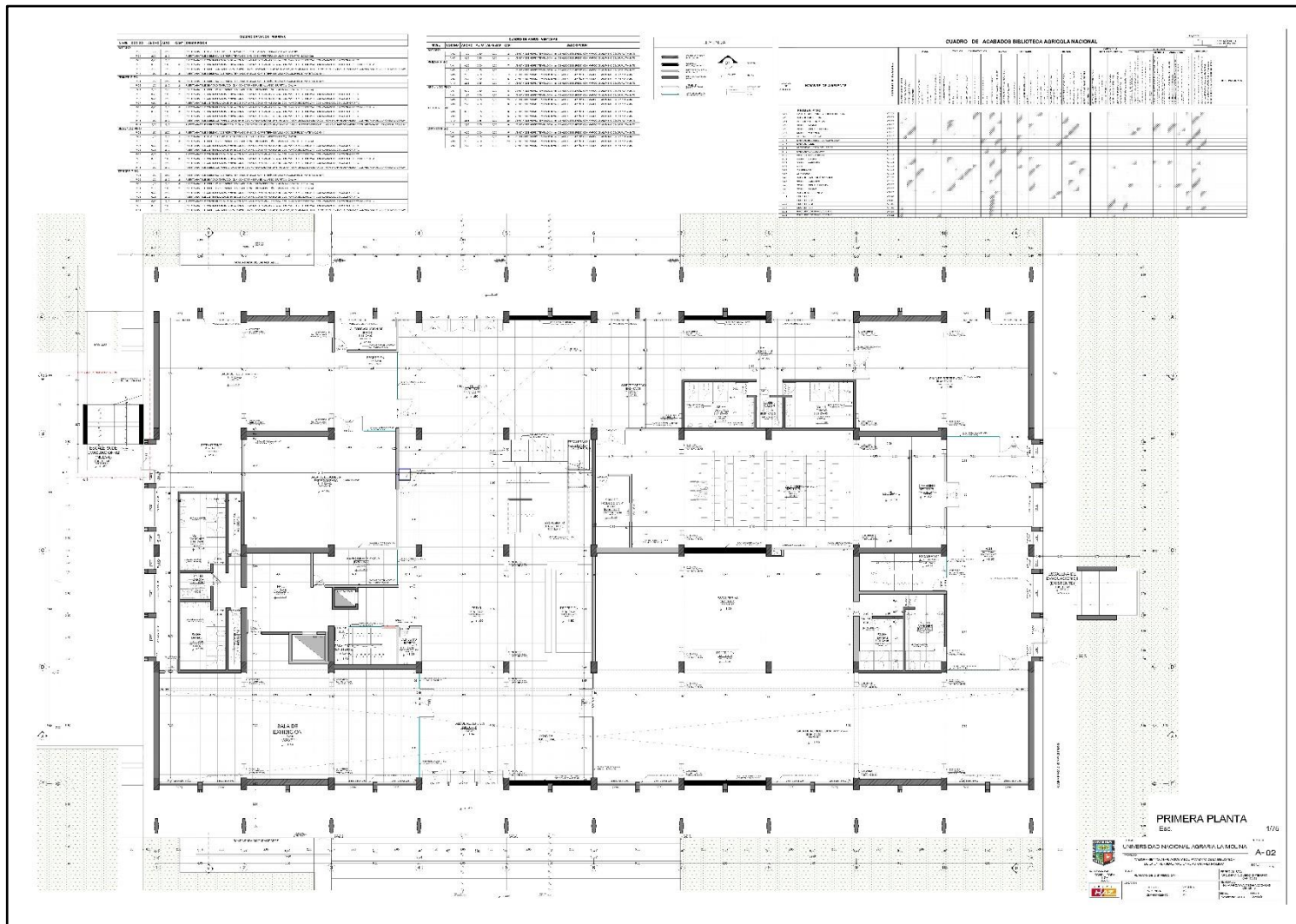
PRUEBA DE REBOTE SOBRE EL CONCRETO ENDURECIDO (ESCLERÓMETRO) (ASTM C 805)

ITEM	UBICACIÓN	NIVEL	AREA DE ENSAYO	ESTADO SUPERFICIAL / TEMPERATURA	NUMERO DE REBOTES	ANGULO DE REBOTE (α')	INDICE DE REBOTE	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (kg/cm ²)
1	VIGA EJE B, ENTRE EJES 3 – 4	SÓTANO	20x20cm	Seco 19°C	12	90	44	245
2	COLUMNA EJE 3, EJE B	SÓTANO	20x20cm	Seco 19°C	12	90	35	175
3	PLACA EJES 3, EJES D-E	SÓTANO	20x20cm	Seco 19°C	12	90	34	175
4	COLUMNA EJE 5, EJE F	SÓTANO	20x20cm	Seco 19°C	12	90	34	175
5	VIGA EJE G, ENTRE EJES 4-5	NIVEL 4	20x20cm	Seco 19°C	12	90	42	245
6	VIGA EJE 3, ENTRE EJES E-F	NIVEL 4	20x20cm	Seco 19°C	12	90	43	245
7	VIGA EJE 4, ENTRE EJES D-E	NIVEL 4	20x20cm	Seco 19°C	12	90	46	245
8	VIGUETA ENTRE EJES D-E Y 3-4	NIVEL 4	20x20cm	Seco 19°C	12	90	44	245

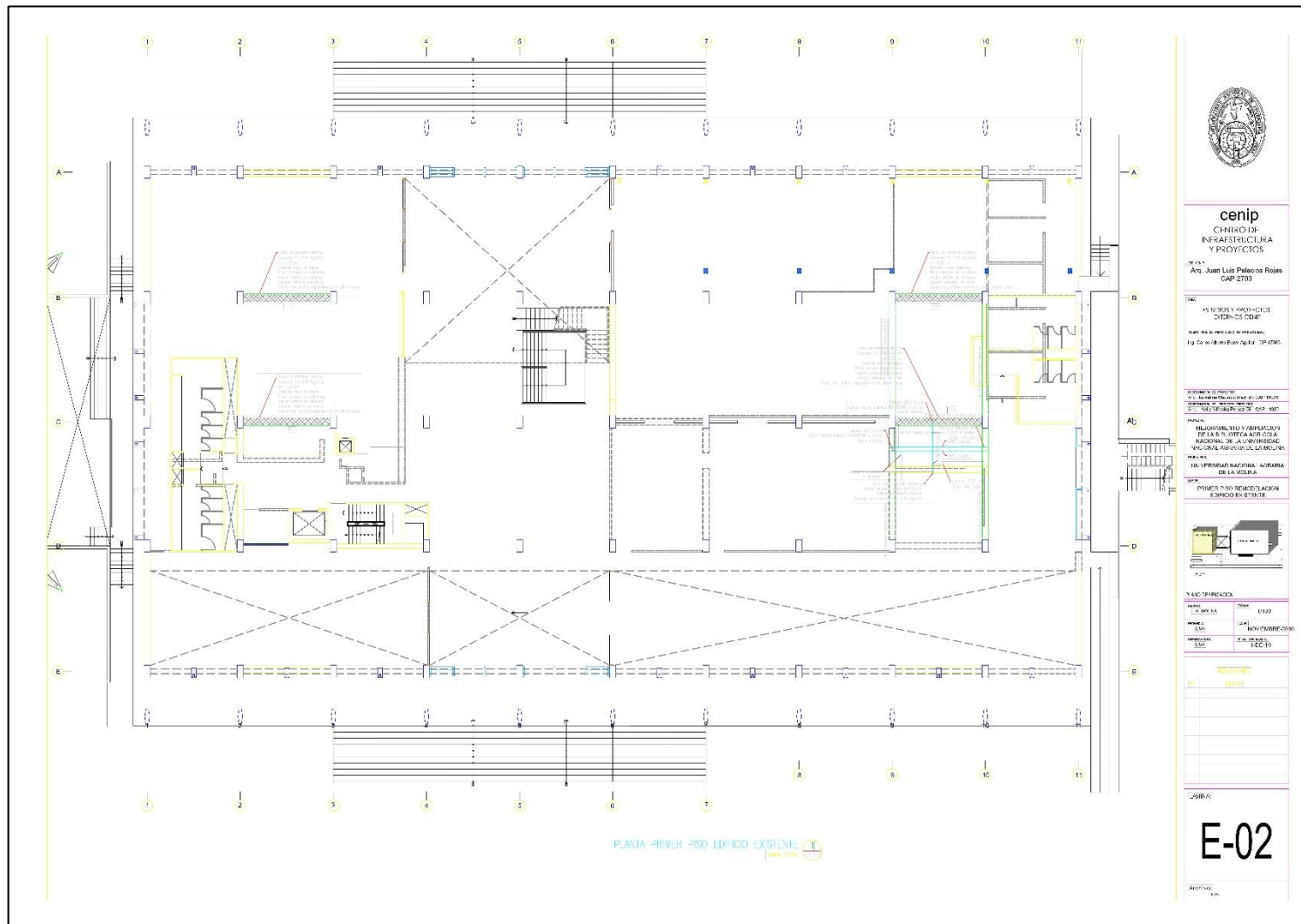
RESUMEN		
	DIAMANTINA	ESCLEROMETRIA
COLUMNA	182.4 kg/cm ²	220.5 kg/cm ²
VIGA	204.75 kg/cm ²	236.92 kg/cm ²
PLACA		175 kg/cm ²

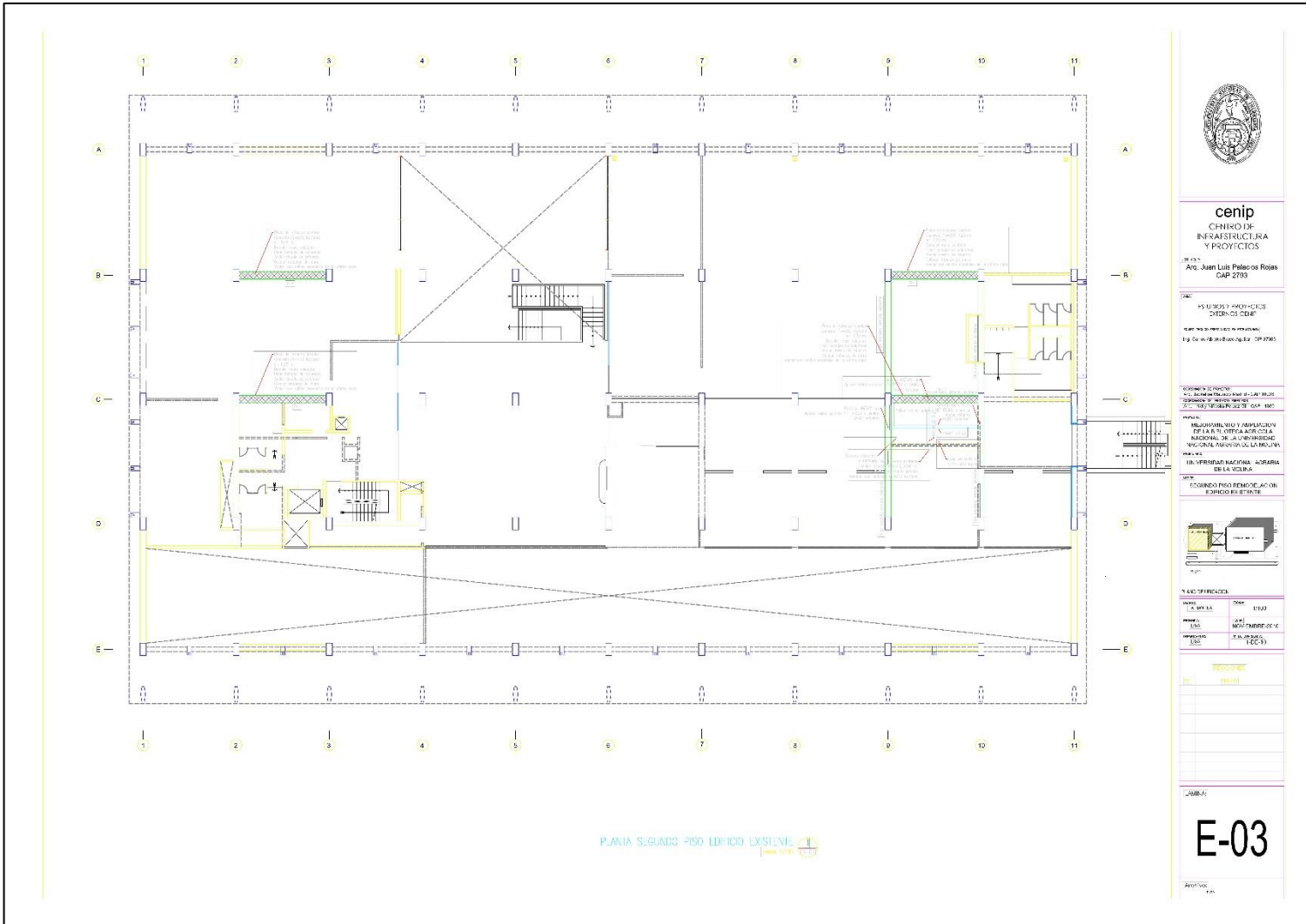
Resumen de los Ensayos de Diamantinas y Esclerómetro

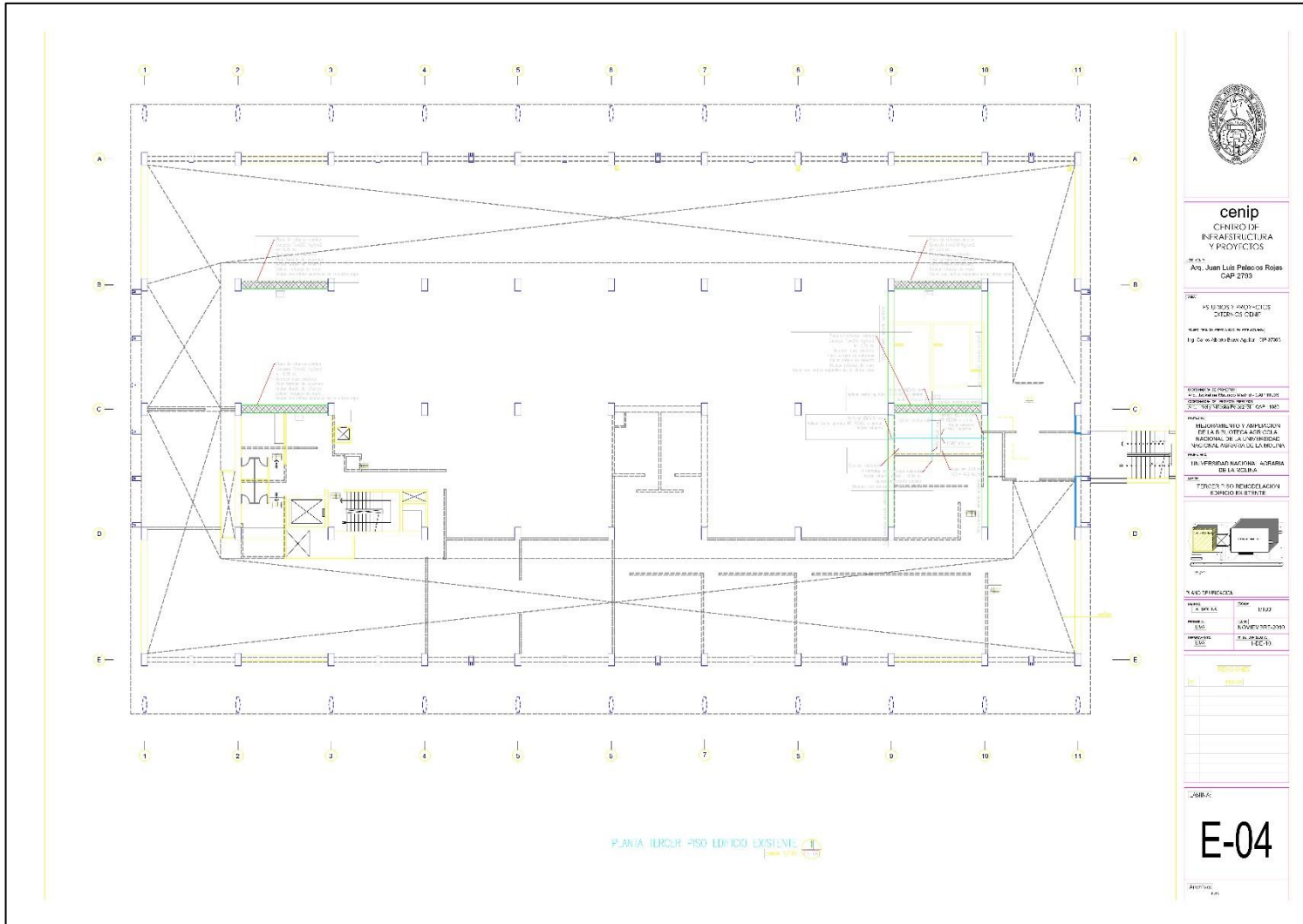
Anexo 3: PLANTA DE LA BIBLIOTECA AGRICOLA NACIONAL (BAN) – ARQUITECTURA

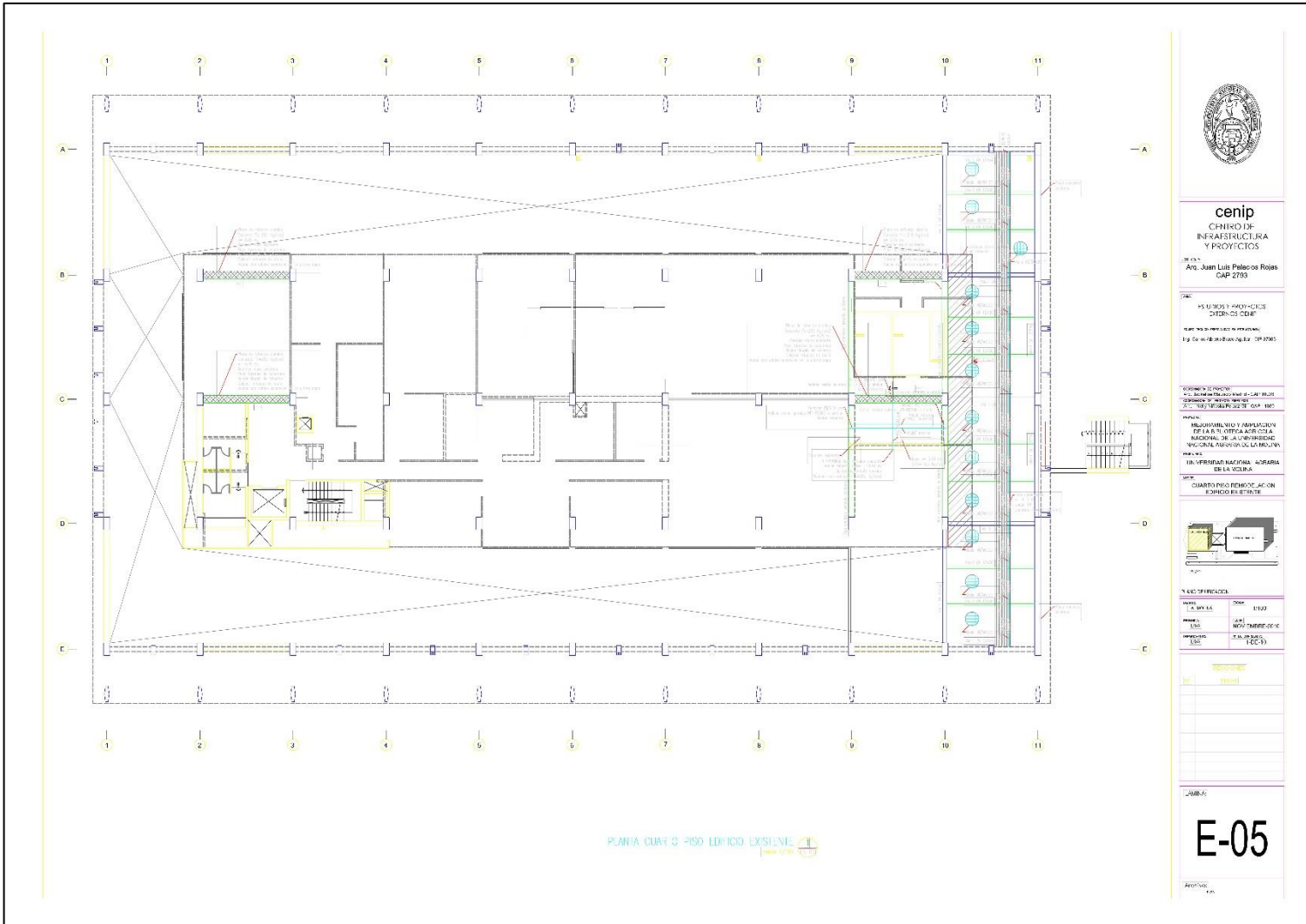


Anexo 4: PLANTA DE LA BIBLIOTECA AGRICOLA NACIONAL (BAN) – ESTRUCTURAS









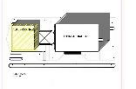
cenip
CENTRO DE
INFRAESTRUCTURA
Y PROYECTOS

PROY. Ato. Juan Luis Palacios Rojas
CAP 2793

TAC: 15 EMPLEOS Y ANEXOS DE SERVICIOS
DISEÑO DE OBRAS
C/01-010-000000-000000-000000-000000-000000
Eg. Carlos Sánchez Aguirre - CP 2790

EXENCIÓN TÉCNICA
C/01-010-000000-000000-000000-000000-000000
C/01-010-000000-000000-000000-000000-000000
C/01-010-000000-000000-000000-000000-000000
MELIORAMIENTO Y ADAPTACION
DEL LA B. TI. OFICINA ACERCIADA
NACIONAL DE LA UNIVERSIDAD
NACIONAL AGROPECUARIA LA MOLINA
EN VEREDAS NACIONALES ADEREBIA
DE LA ACERBA

OBJ: CUARTO PISO REMODELACION
EXTERIORES



VALOR REFERENCIAL			
ITEM	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR
1.00	1	M2	1200
2.00	1	M2	1200
3.00	1	M2	1200
4.00	1	M2	1200

FECHA	ESTADO	PROYECTO

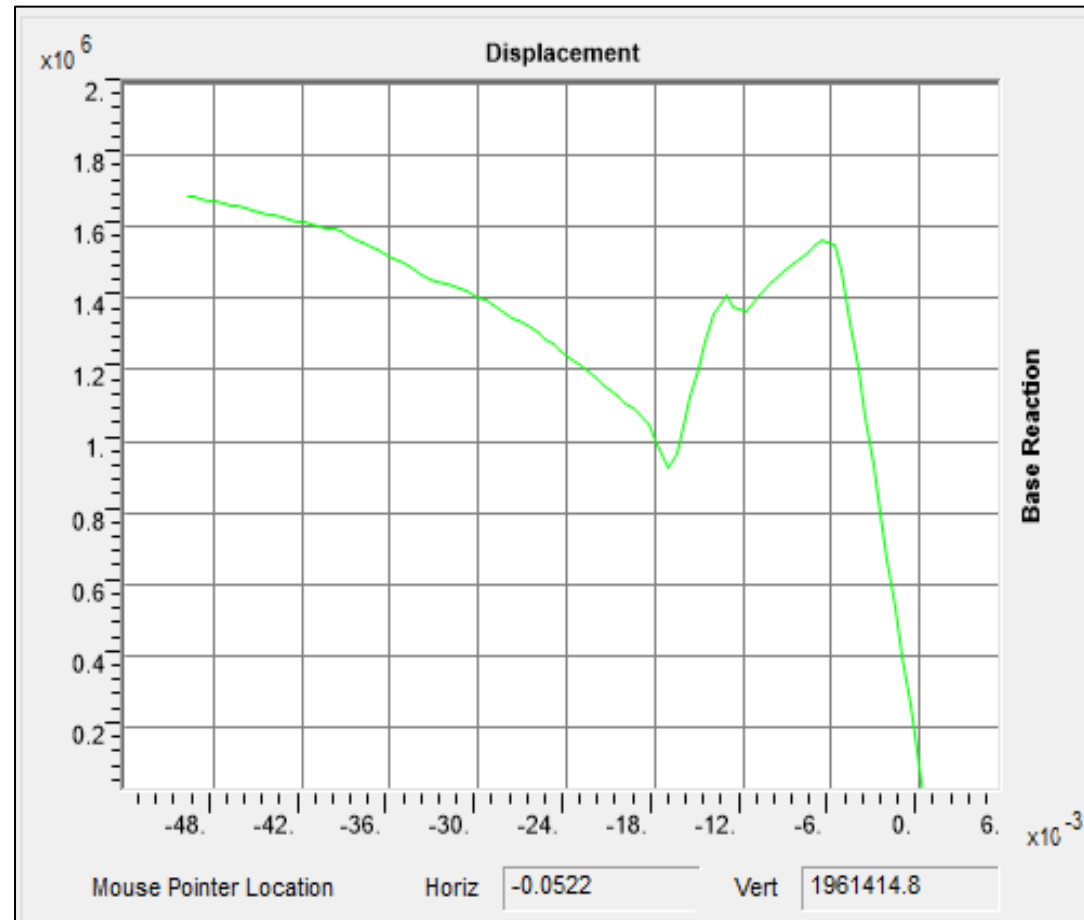
LABOR:

E-05

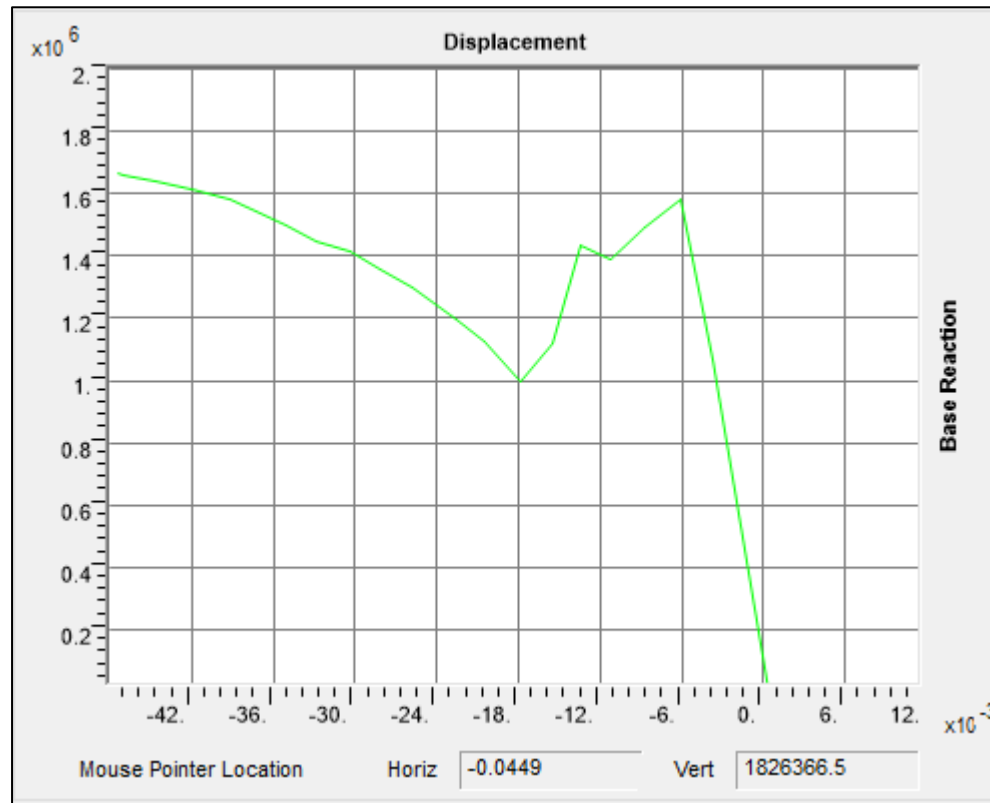
PROYECTO: ...

PLANTA CUARTO PISO EDIFICIO EXISTENTE

Anexo 4: Pruebas PUCHOVER (Aceleración y Modal) (Análisis Sin Viga)



Análisis No Lineal – Aceleración: Pushover XX_sin viga CFRP



Análisis No Lineal – Modal: Pushover XX_sin viga CFRP