

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA**  
**ESCUELA DE POSTGRADO**  
**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN**  
**ESTRUCTURAS**



**PROPUESTA DE REFORZAMIENTO BASADO EN DESEMPEÑO DEL**  
**EDIFICIO DE LA ESCUELA DE PSICOLOGÍA DE LA**  
**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN**  
**AGUSTÍN DE AREQUIPA, 2019**

**TESIS**

**Presentado por:**

**BACH. JUAN RAMIRO BARRIGA DIANDERAS**

**Asesor:**

**Ing. José Velásquez Vargas**

**Para Obtener el Grado Académico de:**

**MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN**  
**ESTRUCTURAS**

**TACNA – PERU**

**2019**

## **AGRADECIMIENTO**

Gracias a mis docentes, por su constancia en la enseñanza y guía en esta nueva etapa para mi vida profesional.

Mi eterno agradecimiento a mis padres, a Dios y a todas las personas que hicieron posible el cumplimiento de esta meta.

Al asesor, Ing. Msc. José Velásquez Vargas, por su apoyo constante brindado en la realización de esta tesis.

**DEDICATORIA**

A mis padres Ramiro y Militza y hermanos, por el  
esfuerzo, sacrificio, cariño y confianza que me  
brindan para cumplir mis metas, los valoro  
inmensamente.

A mis abuelos Elisa, Juan y Francisco, por sus  
sabios consejos que me motivaron a crecer más en  
mi vida profesional y cotidiana.

A Xiomara, por su apoyo incondicional y la  
mentalidad positiva que me ofrece para ser una  
persona de bien.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

	Pag.
RESUMEN.....	1
ABSTRACT.....	2
INTRODUCCIÓN.....	3
CAPITULO I: EL PROBLEMA.....	4
1.1.    PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	4
1.2.    FORMULACIÓN DEL PROBLEMA .....	7
1.2.1.    Interrogante principal.....	7
1.2.2.    Interrogantes secundarias .....	7
1.3.    JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	7
1.4.    OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN .....	8
1.4.1.    Objetivo general.....	8
1.4.2.    Objetivos específicos .....	8
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO .....	9
1.1.    ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN .....	9
1.2.    BASES TEÓRICAS .....	13
1.2.1.    Peligrosidad Sísmica:.....	13
1.2.2.    Diseño Sismo Resistente por Desempeño:.....	13
1.2.3.    Modelos de comportamiento del concreto armado .....	13
1.2.3.1.    Modelos Esfuerzo-Deformación del Acero.....	13

1.2.3.2.	Modelo de Esfuerzo-Deformación del concreto no confinado: ..	16
1.2.3.3.	Modelos Esfuerzo-Deformación del concreto confinado.....	20
1.2.4.	Análisis y diseño elástico lineal de la estructura.....	26
1.2.4.1.	Diseño de Concreto Reforzado: .....	34
1.2.4.2.	Diseño de Columnas.....	35
1.2.5.	Desempeño Sísmico .....	38
1.2.5.1.	Método del coeficiente de desplazamiento.....	38
1.2.5.2.	Diseño sísmico basado en el desempeño sísmico .....	40
1.2.5.3.	Métodos simplificados de análisis estático no lineal.....	51
1.2.5.4.	Método del Espectro Capacidad-Demanda. ....	52
1.2.6.	Análisis no Lineal de Edificaciones de Mampostería Confinada: ..	57
1.2.6.1.	Modelo de Columna Ancha:.....	58
1.2.6.2.	Modelado de mampostería con el método de muros de relleno en marcos RC .....	63
1.3.	DEFINICIÓN DE CONCEPTOS .....	66
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO .....		68
3.1.	HIPÓTESIS .....	68
3.1.1.	Hipótesis general.....	68
3.1.2.	Hipótesis específicas .....	68
3.2.	VARIABLES.....	68
3.2.1.	Identificación de la variable independiente.....	68
3.2.2.	Identificación de la variable dependiente.....	69
3.3.	TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	69
3.4.	NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	69
3.5.	ÁMBITO Y TIEMPO SOCIAL DE LA INVESTIGACIÓN .....	69

3.6.	POBLACIÓN Y MUESTRA .....	69
3.6.1.	Unidad de estudio.....	69
3.6.2.	Población.....	70
3.7.	PROCEDIMIENTO, TÉCNICA E INSTRUMENTOS.....	70
3.7.1.	Procedimiento .....	70
3.7.2.	Técnicas.....	70
3.7.3.	Instrumentos.....	70
	CAPÍTULO IV: RESULTADOS.....	71
4.1.	DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO EN CAMPO .....	71
4.2.	DISEÑO DE LA PRESENTACIÓN DE RESULTADOS .....	72
4.3.	RESULTADOS .....	72
4.4.	COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS (DISCUSIÓN) .....	110
	CAPÍTULO V: CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIONES.....	111
5.1.	CONCLUSIONES.....	111
5.2.	RECOMENDACIONES O PROPUESTA .....	112
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	113
	ANEXO.....	117
	PLANOS .....	118

## INDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Pesos Unitarios.....	28
<b>Tabla 2.</b> Cargas Vivas Mínimas Repartidas.....	28
<b>Tabla 3.</b> Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio (Z) .....	29
<b>Tabla 4.</b> Factor de Suelo.....	30
<b>Tabla 5.</b> Periodos “TP” y “TL” .....	30
<b>Tabla 6.</b> Categoría y sistema estructural .....	31
<b>Tabla 7.</b> Sistemas estructurales .....	31
<b>Tabla 8.</b> <i>Categoría y regularidad</i> .....	32
<b>Tabla 9.</b> Estimación de peso.....	32
<b>Tabla 10.</b> Coeficiente para estimar el periodo.....	32
<b>Tabla 11.</b> Límites de desplazamientos lateral de entrepiso .....	34
<b>Tabla 12.</b> El factor de reducción de resistencia.....	34
<b>Tabla 13.</b> Valores recomendados del factor $C_o$ .....	39
<b>Tabla 14.</b> Estados de daño y niveles de desempeño.....	42
<b>Tabla 15.</b> Niveles de desempeño de la edificación .....	46
<b>Tabla 16.</b> Niveles de movimiento sísmico .....	49
<b>Tabla 17.</b> Niveles recomendados de desempeños esperados .....	49
<b>Tabla 18.</b> Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica. ....	51
<b>Tabla 19.</b> Amortiguamiento para sistemas estructurales.....	56
<b>Tabla 20.</b> Factor de modificación de la respuesta elástica. ....	56
<b>Tabla 21.</b> Parámetros de la estructura sentido pórticos.....	76
<b>Tabla 22.</b> Parámetros de la estructura sentido muros de albañilería. ....	76
<b>Tabla 23.</b> Modos y periodos asociados. ....	78
<b>Tabla 24.</b> Derivas de ente piso sentido x-x. ....	79
<b>Tabla 25.</b> Derivas de ente piso sentido y-y. ....	79
<b>Tabla 26.</b> Cortante basal de la estructura. ....	79

<b>Tabla 27:</b> Cargas gravitacionales con modelos puntal tirante.....	88
<b>Tabla 28:</b> Cargas gravitacionales con modelos convencionales. ....	88
<b>Tabla 29</b> Masa por piso. ....	88
<b>Tabla 30</b> Modos y periodos asociados. ....	100
<b>Tabla 31</b> Derivas de entre piso sentido x-x, reforzado.....	100
<b>Tabla 32</b> Derivas de entre piso sentido y-y, reforzado.....	101
<b>Tabla 33</b> Cortante basal de la estructura reforzada. ....	101
<b>Tabla 34</b> Características mecánicas típicas de la estructura en la dirección x-x.	108
<b>Tabla 35</b> Características mecánicas típicas de la estructura en la dirección y-y.	109

## INDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Área de Intervención (Facultad de Psicología Relaciones Industriales y Ciencias de la Comunicación .....	6
<b>Figura 2.</b> Idealización del comportamiento elasto-plástico perfecto .....	14
<b>Figura 3.</b> Modelo Trilineal .....	15
<b>Figura 4.</b> Modelo Curva Completa .....	16
<b>Figura 5.</b> Curvas esfuerzo-deformación a compresión en cilindros estándar. ....	17
<b>Figura 6.</b> Modelo de Whitney .....	18
<b>Figura 7.</b> Modelo para concreto no confinado .....	18
<b>Figura 8</b> Modelo de Hognestad para la curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado a la compresión .....	20
<b>Figura 9</b> Modelo de Kent y Park .....	22
<b>Figura 10</b> Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para un concreto simple y uno .....	23
<b>Figura 11</b> Núcleo efectivo de concreto confinado para una sección rectangular. 25	
<b>Figura 12</b> Factor de confinamiento, "q" para elementos cuadrados y rectangulares. ....	26
<b>Figura 13</b> Idealización del sistema estructural. ....	27
<b>Figura 14</b> Zonas Sísmicas. ....	29
<b>Figura 15</b> Estado de esfuerzos del concreto y fuerzas del acero en el estado de falla. ....	35
<b>Figura 16</b> Falla balanceada de columnas .....	36
<b>Figura 17</b> Diagrama de interacción de columna .....	37
<b>Figura 18.</b> Espectro de capacidad .....	54
<b>Figura 19.</b> <i>Espectro de demanda sísmica</i> .....	55
<b>Figura 20</b> <i>Espectro de Capacidad-Demanda</i> .....	57

<b>Figura 21.</b> Curva de capacidad y estados límite considerados por los lineamientos FEMA.....	58
<b>Figura 22.</b> Modelo de columna ancha.....	59
<b>Figura 23.</b> Ancho equivalente de losas. ....	59
<b>Figura 24.</b> Factor de condiciones de apoyo.....	60
<b>Figura 25.</b> Cálculo de la rigidez de ciclo. ....	61
<b>Figura 26.</b> Idealización del modelo modificado de la columna ancha.....	62
<b>Figura 27.</b> Modelado de mampostería en relleno con puntales diagonales equivalentes (a la izquierda) y modelo continuo 2D (a la derecha). ....	63
<b>Figura 28.</b> Relación fuerza -desplazamiento del puntal diagonal medido en dirección horizontal.....	64
<b>Figura 29.</b> Ejemplo de grafica de deformación basada en sus fuerzas según los materiales. ....	65
<i>Figura 30</i> Escuela profesional de Psicología – vista lateral 1 .....	71
<i>Figura 31</i> Escuela profesional de Psicología – vista lateral 2 .....	71
<i>Figura 32</i> Escuela profesional de Psicología – vista posterior .....	72
<i>Figura 33</i> Vista en planta de la estructura analizada, donde se ven los elementos del sistema resistente.....	72
<b>Figura 34</b> Encofrados del 1er al 3er nivel.....	73
<b>Figura 35</b> Vista en planta de estructura ingresada al programa. ....	73
<b>Figura 36</b> Definición de las características del concreto.....	73
<b>Figura 37</b> Definición de las características del acero.....	74
<b>Figura 38</b> Definición de las propiedades de la albañilería. ....	74
<b>Figura 39</b> Secciones transversales de los elementos estructurales.....	75
<b>Figura 40</b> Cargas muertas provenientes de acabados, en piso típico y azotea.....	75
<b>Figura 41</b> Cargas vivas presentes en piso típico y azotea. ....	75
<b>Figura 42</b> Espectro de pseudoaceleraciones sentido x-x.....	76
<b>Figura 43</b> Espectro de pseudoaceleraciones sentido y-y.....	77
<b>Figura 44</b> Vista tridimensional de modelo analizado.....	77
<b>Figura 45</b> Cuatro primeras formas de modo de la estructura analizada.....	78
<b>Figura 46</b> Fuerza cortante estática sentido x-x.....	80

<b>Figura 47</b> Fuerza cortante dinámica sentido x-x.....	80
<b>Figura 48</b> Fuerza cortante estática sentido y-y.....	80
<b>Figura 49</b> Fuerza cortante dinámica sentido y-y.....	80
<b>Figura 50:</b> Curva de comportamiento del acero.....	81
<b>Figura 51:</b> Curva de comportamiento del concreto confinado. ....	82
<b>Figura 52</b> Curva de comportamiento del concreto no confinado.....	82
<b>Figura 53</b> Longitud de rotula plastica.....	83
<b>Figura 54</b> Modelo de fibras de la viga 25 x40 cm. ....	84
<b>Figura 55</b> Propiedades de la fibra en viga 25x40 cm.....	84
<b>Figura 56</b> Modelo de cómo se definió la sección.....	85
<b>Figura 57</b> Configuración de modelo de fibras. ....	85
<b>Figura 58</b> Ecuaciones para definir el puntal tirante, según martinelli. ....	86
<b>Figura 59</b> Configuración de puntal tirante. ....	86
<b>Figura 60</b> Modelo de lazos de histéresis. ....	87
<b>Figura 61</b> Curva de capacidad de la estructura en dirección X.....	89
<b>Figura 62</b> Curva de capacidad de la estructura en dirección Y.....	89
<b>Figura 63</b> Comportamiento de la estructura en dirección X, paso 05.....	90
<b>Figura 64</b> Comportamiento de la estructura en dirección X, paso 15.....	90
<b>Figura 65</b> Comportamiento de la estructura en dirección X, paso 30.....	91
<b>Figura 66</b> Comportamiento de la estructura en dirección Y en el paso 10. ....	91
<b>Figura 67</b> Comportamiento de la estructura en dirección Y en el paso 20. ....	92
<b>Figura 68</b> Calculo del desplazamiento lateral máximo sentido x-x.....	93
<b>Figura 69</b> Punto de desempeño máximo sentido x-x. ....	94
<b>Figura 70</b> Niveles de desempeño. ....	94
<b>Figura 71</b> Nivel de desempeño en el sentido x-x.....	95
<b>Figura 72</b> Calculo del desplazamiento lateral máximo sentido y-y.....	96
<b>Figura 73</b> Punto de desempeño máximo sentido y-y. ....	97
<b>Figura 74</b> Nivel de desempeño en el sentido y-y.....	97
<b>Figura 75</b> Elementos estructurales a reforzar, sentido x-x.....	98
<b>Figura 76</b> Refuerzo de columnas. ....	98
<b>Figura 77</b> Diagrama de iteración columna T. ....	99

<b>Figura 78</b>	Diagrama de iteración columna L. ....	99
<b>Figura 79</b>	1ra y 2da forma modal de la estructura reforzada. ....	100
<b>Figura 80</b>	Definición de las secciones para modelos de fibras. ....	102
<b>Figura 81</b>	Configuración de modelo de fibras, columna en T. ....	102
<b>Figura 82</b>	Configuración de modelo de fibras, columna en L. ....	102
<b>Figura 83</b>	Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección x-x. ....	103
<b>Figura 84</b>	Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección y-y. ....	103
<b>Figura 85</b>	Calculo del desplazamiento lateral máximo sentido x-x, reforzado..	104
<b>Figura 86</b>	Punto de desempeño máximo sentido x-x, reforzado.....	105
<b>Figura 87</b>	Nivel de desempeño x-x, reforzado.....	105
<b>Figura 88</b>	Calculo del desplazamiento lateral máximo sentido y-y.....	106
<b>Figura 89</b>	Punto de desempeño máximo sentido y-y. ....	107
<b>Figura 90</b>	Nivel de desempeño y-y. ....	107
<b>Figura 91</b>	Comparación de la curva de capacidad de la estructura reforzada y estructura original en el eje X. ....	108
<b>Figura 92</b>	Comparación de la curva de capacidad de la estructura reforzada y estructura original en el eje Y. ....	109

## RESUMEN

La presente tesis titulada “Propuesta de reforzamiento basado en desempeño del edificio de la escuela de psicología de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, 2019” tiene como objetivo evaluar si existen diferencias significativas entre el desempeño sísmico de la estructura de concreto armado existente y la propuesta de reforzamiento de la Escuela de Psicología de la UNSA (Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa).

Se consideró para el modelo la escuela de Psicología de la UNSA, para la dirección más larga eje X-X, son pórticos de concreto armado y en el lado más corto eje Y-Y, predominó los muros de albañilería, cabe resaltar que el diseño estructural que tuvo este pabellón de la UNSA fue por los años 90', así que tuvo consideraciones de parámetros sísmicos antiguos.

Continuando se procedió a realizar el análisis convencional de la estructura con la norma actual de sismorresistencia la E.030-2018, donde se obtuvo resultados, en el sentido de pórticos de concreto armado, no cumplió las derivas máximas que nos pide la norma, pero en el sentido de muros de albañilería cumplió las derivas máximas, pasando al análisis estático no lineal, se pudo ver que realmente en el sentido de muros de albañilería está aun dentro del punto de desempeño operacional, pero para el sentido de pórticos de concreto armado ya se encontraba el punto de desempeño en colapso, todo esto fue para un sismo de 2500 años.

Finalmente el reforzamiento para la edificación, se realizó en el sentido de los pórticos de concreto armado, ampliándose 25cm por lado a las columnas que eran de 30cm convirtiéndose en columnas tipo “T”, con una longitud en la dirección de análisis de pórticos de 80cm, haciendo el análisis convencional con la norma E.030, cumplió con las derivas máximas en ambos sentidos, aplicando el análisis estático no lineal en el sentido de pórticos de concreto armado, se encontró el punto de desempeño en seguridad de vida y en la dirección de muros de albañilería, permaneció en punto de desempeño en nivel operacional.

Palabras claves: análisis estático no lineal, punto de desempeño, deriva.

## ABSTRACT

The objective of this thesis entitled “Performance-based reinforcement proposal for the building of the psychology school of the National University of San Agustín de Arequipa, 2019” aims to assess whether there are significant differences between the seismic performance of the existing reinforced concrete structure and the proposal to reinforce the School of Psychology of the UNSA (National University of San Agustín de Arequipa).

The UNSA School of Psychology was considered for the model, for the longest direction axis XX, they are reinforced concrete porticos and on the shortest axis YY, the masonry walls predominated, it should be noted that the structural design that had this The UNSA pavilion was in the 90's, so it had considerations of ancient seismic parameters.

Continuing, the conventional analysis of the structure was carried out with the current seismic resistance standard E.030-2018, where results were obtained, in the sense of reinforced concrete frames, it did not meet the maximum drifts that the standard requires, but In the sense of masonry walls, it fulfilled the maximum drifts, passing to the non-linear static analysis, it could be seen that really in the sense of masonry walls, it is still within the operational performance point, but for the sense of reinforced concrete frames performance point was in collapse, all this was for a quake of 2500 years.

Finally, the reinforcement for the building was carried out in the sense of the reinforced concrete porticos, expanding 25cm per side to the columns that were 30cm, becoming "T" type columns, with a length in the direction of analysis of porticos of 80cm , making the conventional analysis with the E.030 standard, complied with the maximum drifts in both directions, applying the non-linear static analysis in the sense of reinforced concrete frames, the performance point in life safety and in the direction was found of masonry walls, remained at a point of performance at the operational level.

Key words: nonlinear static analysis, performance point, drift.

## INTRODUCCIÓN

La presente investigación “Propuesta de reforzamiento basado en desempeño del edificio de la escuela de psicología de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, 2019”.

Se procedió a utilizar el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), la norma de diseño sismorresistente la E.030 – 2018, donde nos indica los parámetros mínimos que debe de cumplir la edificación para poder darle seguridad al usuario.

Para poder comprobar todos estos resultados del análisis y ver en qué punto de desempeño se encuentra la edificación, se analizó con el método pushover más conocido como el análisis estático no lineal, que es aplicar rotulas plásticas en los nudos donde se presente mayores esfuerzos, para que así nos indique donde se generaran las primeras fallas en la edificación, teniendo esto se procedió a realizar el reforzamiento teniendo en cuenta los resultados previos del edificio actual.

## **CAPITULO I: EL PROBLEMA**

### **1.1.PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

El problema de la informalidad en el Perú es muy serio. Debido a que la presente problemática en el sector construcción, se da cuando el propietario que quiere construir su vivienda no cuenta con los medios económicos suficiente para construirla, motivo por el cual los materiales a utilizarse, son de limitados recursos y se apoyan en maestros de obra sin experiencia generando un riesgo, por adaptar modelos inadecuados, por no contar con especialistas que constaten las diferentes condiciones topográficas o de calidad del suelo que se puedan presentar.

Las exigencias de las nuevas tendencias arquitectónicas y estructurales de los edificios pueden ser resueltas estructuralmente y brindar la seguridad pertinente para los cálculos de diseño sísmico correspondiente. Asimismo, para el diseño de una edificación no solo hay que verificar la resistencia de los materiales de construcción sino la configuración estructural de cada uno de sus elementos estructurales de la edificación y su distribución considerara en el diseño arquitectónico. El conjunto de la realización del diseño arquitectónico y estructural brinda la seguridad necesaria y responder a las exigencias sísmicas.

Las normas se van actualizando con exigencias de reforzamiento, y esto ya es responsabilidad de los propietarios. Cada propietario debe recurrir a profesionales competentes calificados para que analicen sus estructuras y evalúen si requiere un refuerzo o no. En caso se proceda a un reforzamiento, este puede ser gradual debido a la problemática que implica reforzar un edificio y el costo del mismo.

Considerando lo mencionado, no todas las edificaciones están preparadas para afrontar un sismo de gran magnitud. Si bien en los últimos 30 años el Perú ha tenido un desarrollo económico enorme con relación a años anteriores, actualmente presenta una cantidad importante de edificaciones nuevas que responden a normas sísmicas adecuadas, hay otro grupo de edificaciones que fueron construidas con base en lo que se creía correcto para la época. Hoy en día a luz de los conocimientos sísmicos logrados, se sabe que gran porcentaje de estas estructuras ante sismos severos no van a responder adecuadamente. (Casabonne & Merino, 2019).

En los métodos de análisis que se deben emplear deben brindar resultados precisos y confiables, que pueden ser calculados por el modelo estático no lineal o método del empujón (pushover), como también se conoce el descrito en ATC-40 y otros documentos. A pesar de tener algunas limitaciones del método desde el punto de vista metodológico, exactitud y alcance de los resultados se obtuvo una mayor aceptación por sus resultados más allegados a la realidad sísmica de los edificios, si se compara con el método dinámico no lineal de tipo cronológico (análisis tiempo historia), permite conocer la variación del cálculo estructural de cualquier respuesta sísmica de la edificación como sus desplazamientos de piso, derivas, fuerza cortante, entre otros, considerados en el tiempo. (Rodríguez Infanzón, 2012)

Los métodos tradicionales y los aplicados en la Norma Peruana de Diseño Estructural son aproximados y como sabemos no contemplan el efecto de las excitaciones en el transcurso cronológico del tiempo, sabemos también que una estructura incursiona en el rango inelástico, estos métodos no son aplicables cuando estamos diseñando un elemento estructural y usamos una sección como valor único del material considerando como valor constante con respecto al tiempo, este caso es uno de tanto que no se considera la posibilidad de cambio de la sección con el paso del tiempo ni con el incremento de los parámetros de aceleración, fuerza, cortante o desplazamiento.

Cuando analizamos en el rango no lineal debemos de considerar al elaborar cada material o sección del modelo su comportamiento en función de la magnitud de los esfuerzos, es decir, que no se considera un dato constante sino basado en el comportamiento histórico ante situaciones sísmicas distintas, motivo que debemos de conocer el comportamiento de cada material cuando este es sometido a ciclos de fuerzas de carga y descarga que ocurre cuando se presenta un sismo. (Congona Cuellar & Yucra Pumacota , 2016)

Por lo expuesto líneas arriba el problema radica en que, a pesar de que existen metodologías probadas experimentalmente, que tienen una mejor aproximación en la predicción del comportamiento estructural, aún no han sido incorporadas en las normas de diseño para su implementación, con esto se trata de evaluar el comportamiento estructural en su dimensión inelástica que alcanza una estructura cuando es sometida a sismos de alta intensidad y modo de vibración pretendiendo incentivar el uso del diseño por desempeño tanto para el diseño de estructuras nuevas como para el reforzamiento de estructuras existentes en Universidades Públicas con varios años de antigüedad y con impactos sísmicos acumulados, como es la Universidad Nacional de San Agustín donde se aplicara este diseño, figura 1.



**Figura 1.** Área de Intervención (Facultad de Psicología Relaciones Industriales y Ciencias de la Comunicación  
*Fuente: Elaboración Propia*

## 1.2.FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

### 1.2.1. Interrogante principal

La interrogante principal que se pretende responder es:

¿Qué diferencias significativas existen entre el desempeño sísmico de la estructura de concreto armado existente con la propuesta de reforzamiento de la Escuela de Psicología de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa?

### 1.2.2. Interrogantes secundarias

Las interrogantes específicas que se pretenden responder son:

- a. ¿Cuál es el comportamiento sísmico de la estructura existente de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA haciendo uso del RNE E.030?
- b. ¿Qué propuesta de reforzamiento estructural es la más adecuada para la Escuela de Psicología de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa (UNSA)?
- c. ¿Cuál es la capacidad de deformación de la estructura existente con el reforzamiento de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA, haciendo uso del análisis estático no-lineal?
- d. ¿Cuál es la comparación del punto de desempeño de la estructura existente con el reforzamiento de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA, haciendo uso del método del coeficiente de desplazamiento?

## 1.3.JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Con este estudio se pretende mejorar el comportamiento sísmico de estructuras reforzadas en una edificación esencial, ya que es importante controlar de alguna manera las posibles fallas estructurales y parámetros establecidos en la norma sismorresistente, por lo cual es conveniente fomentar el uso de un análisis más sofisticado mediante el cual, podamos asegurar un mejor desempeño de las estructuras.

Es por eso que la aplicación y fomento de un análisis estático no lineal, toma importancia en nuestro medio, ya que aun estando ya diseñada la estructura, mediante la metodología de análisis estático no lineal, se podrá realizar la predicción y verificación del comportamiento en el rango inelástico, el cual puede evaluar el desempeño esperado del sistema estructural, para luego modelarla y determinar sus resultados sin necesidad de ocurrencia de un sismo severo, ya que es factible la aplicación de este método para trabajos en oficinas de diseño.

#### 1.4.OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

##### 1.4.1.Objetivo general

Evaluar si existen diferencias significativas entre el desempeño sísmico de la estructura de concreto armado existente con la propuesta de reforzamiento de la Escuela de Psicología de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.

##### 1.4.2.Objetivos específicos

- a. Evaluar el comportamiento sísmico de la estructura existente actual de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA, haciendo uso del RNE E.030.
- b. Proponer una propuesta de reforzamiento estructural para la Escuela de Psicología de la UNSA, incremento de la sección de columnas.
- c. Determinar la capacidad de deformación de la estructura existente de concreto armado con el reforzamiento de la escuela de Psicología de la UNSA, haciendo uso del análisis estático no-lineal.
- d. Comparar el punto de desempeño de la estructura existente con el reforzamiento de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA, haciendo uso del método del coeficiente de desplazamiento.

## **CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO**

### **1.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN**

Los antecedentes de referencia que se consideraron como base al estudio de esta investigación, fueron orientadas a determinar a aquellas tesis de estudios relacionados con el diseño estructural, la implementación de modelos y metodologías aplicadas para la evaluación de Análisis no lineal, los cuales se señalan a continuación:

La tesis “Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997”, desarrollada por Gustavo Juan Franklin Loa Canales en el año 2017. Tesis fue desarrollada para la obtención del grado de Magister en Ingeniería Civil por la Pontificia Universidad Católica del Perú, la presente investigación consistió en validar las tres opciones de reforzamiento que fueron propuestas mediante métodos de análisis no lineal de la estructura como método IDA, PBEE y método de espectro de capacidad. La investigación se basa en la metodología basada en desempeño sísmico. Se podría implementar un plan de gran envergadura de refuerzo incremental para minimizar el riesgo que existe en gran parte de la población de los resultados de los análisis. El método IDA se interpretará la respuesta estructural global y local, se estimarán los daños de la estructura en un sismo ocasional o sismo raro de gran envergadura. En la presente tesis se estimará costos de reparación de la estructura existente y la reforzada, para validar el beneficio económico y social del reforzamiento. (Loa Canales, 2017)

La tesis “Evaluación del desempeño sísmico en edificaciones esenciales mediante la aplicación del análisis inelástico por

desplazamientos”, desarrollada por Br. Alberto Pérez Mundaca en el año 2019. Tesis desarrollada para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras por la Escuela de Posgrado Universidad Cesar Vallejo, el estudio se ha realizado mediante la metodología de diseño estructural para el análisis estático incremental (pushover) basándose en los desplazamientos de la estructura, se determina la capacidad que tiene la estructura ante determinada sollicitación espectral de un sismo real o basándose en la norma, tal que permita realizar predicciones del comportamiento sísmico de la estructura, en la realidad actual de nuestro país las edificaciones se diseñan mediante el método de resistencia que determina la resistencia sísmica la cual prevé la rigidez de la estructura, con un análisis basado en predicciones y ductilidad estructural comprendida cuando actúa en el rango elástico mientras que la metodología de diseño estructural basada en desplazamientos se considera el comportamiento en el rango elástico e inelástico y requiere estimar su capacidad y ductilidad reales en conocimiento del comportamiento último de los materiales. (Perez Mundaca, 2019).

La tesis “Diseño estructural sísmico comparativo aplicando el método de desempeño estático no lineal (PBD) y el método convencional de un edificio de concreto armado de 10 niveles”, desarrollada por Edgar Manuel Congona Cuellar y Juan Carlos Yucra Pumacota en el año 2016. Tesis desarrollada para obtener el título profesional de Ingeniero Civil por la Universidad Nacional de San Agustín, el presente trabajo consta del diseño de la estructura con la norma Peruana, posterior análisis no lineal y la optimización de este diseño considerando un comportamiento en el rango inelástico de una edificación de 10 niveles con una estructuración basada en muros estructurales, columnas y vigas peraltadas para ambas direcciones del edificio, considerando la degradación de la rigidez de estos elementos al incursionar en el rango no lineal de los materiales al ser esforzados en distintas situaciones de sismo. En este trabajo indican en sus resultados las exigencias de rigidez de las normas peruanas conservadoras;

esta razón es necesario desarrollarse estudios adicionales con el fin de que permita edificios seguros, más económicos estableciéndose nuevos límites de deriva del diseño de los elementos estructurales. (Congona Cuellar & Yucra Pumacota , 2016)

La tesis “Análisis sísmico no lineal estático del puente grau y reforzamiento estructura”, desarrollada por Guerrero Mamani, Edison Jesús y Puma Condori, Maison Cosme en el año 2018. Tesis desarrollada para obtener el título profesional de Ingeniero Civil por la Universidad Nacional de San Agustín, el presente trabajo consiste en una investigación experimental en el sillar y argamasa, que conforman la mampostería tipo (sándwich). La presente tesis realizó ensayos a escala 1/2 en prismas de mampostería y también pruebas en 04 muros en escala 1/10, como carga lateral coplanar monotónica, sometiendo a cada elemento la carga de precompresión, para que los otros elementos estructurales últimos sean reforzados con un confinamiento de concreto armado habiendo realizado ensayos a carga lateral, para lograr conocer el incremento de su capacidad de resistencia y deformación. Para finalizar la tesis se tiene como resultados experimentales, y la implementación de metodología para la intervención del puente, que brindan resultados que podrían ser de utilidad para analizar otras estructuras del patrimonio de la región, así como conocimiento científico que podría ser incluida para establecer una norma estructural de elementos históricos de mampostería tipo (sándwich) en nuestro país y a nivel local. (Guerrero Mamani & Puma Condori, 2018)

La tesis “Análisis no lineal de edificios de muros de hormigón armado mediante beam-truss model”, desarrollada por Álvaro Ignacio Vargas Malebrán en el año 2018. Tesis desarrollada para obtener el grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería por la Pontificia Universidad Católica de Chile Escuela de Ingeniería, el presente trabajo de investigación se basa en el análisis no lineal de edificios de hormigón armado para evaluar el desempeño sísmico y acotarlo minimizando la

dificultad de las estructuras. Se enfocó en el BTM que se validó mediante la simulación de un muro en T basado en ensayos experimentales, la factibilidad del BTM fue considerado en un modelo numérico no lineal tridimensional de ambos edificios de estudio. Estos edificios fueron diseñados en referencia de la normativa chilena vigente y se sometieron a análisis estáticos no lineales con el programa computacional Opensees. Se finaliza que el BTM es un enfoque que presentan dificultades de convergencia, que complica su aplicación práctica. Finalizando los resultados del análisis estático no lineal concluye con la distribución del esfuerzo de corte entre muros, la variación de la carga axial y el modo de falla es diferente para el edificio estructurado de muros T y el estructurado con muros rectangulares. (Álvaro Ignacio, 2018)

La tesis “Diseño de Reforzamiento Estructural de un edificio de departamento 4 plantas ubicado en el sector Quitumbe, Ciudad de Quito, Provincia de Pichincha”, desarrollada por Luis Felipe Borja Escobar y María José Torres Tamayo en el año 2015. Tesis desarrollada para obtener el grado de título de ingeniero civil mención estructuras por la Escuela Politécnica Nacional -Facultad De Ingeniería Civil y Ambiental, la presente tesis inicia con la ubicación de una estructura representativa de Quito, la que fue construida informalmente, con el sistema tradicional de losas planas con vigas banda, mediante un análisis e investigación poder determinar el estado existente de la estructura y su vulnerabilidad ante la presencia de un eventual sismo. Con anteriormente se realizó la seguridad sísmica y el diagnóstico estructural teniendo como resultado que la estructura cuenta con: alta flexibilidad lateral e inadecuado comportamiento dinámico, por motivo se indicó que la estructura presenta una alta vulnerabilidad sísmica. Como resultado al análisis de cada una de las alternativas de reforzamiento se analizó, que el enchapado de mampostería es rigidizado y alivia al pórtico de la estructura, presentándose la solución a nivel de estructura, a lo contrario del encamisado de columnas, a diferencia del enchapado de mampostería, no

brindo el objetivo de rigidizar y aliviar al pórtico, pues es un reforzamiento a nivel de elemento. Finalmente se realizó el presupuesto referencial basado en los planos estructurales graficados de la mejor alternativa de reforzamiento que es el enchapado de mampostería. (Borja Escobar & Torres Tamayo, 2015)

## 1.2. BASES TEÓRICAS

### 1.2.1. Peligrosidad Sísmica:

La peligrosidad sísmica es la probabilidad de ocurrencia sísmica dentro de un periodo específico en el tiempo a nivel regional o local, los movimientos sísmicos de acuerdo al tipo de suelo presentan parámetros de aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad que son cuantificados.

Se debe considerar los fenómenos que producen desde el hipocentro hasta el lugar de interés, el diseño sísmico de estructuras, principalmente se necesita saber cuál es la aceleración máxima del suelo que se va implantar en la zona del proyecto durante la vida útil de la misma estructura. (Vasco L., 2018, pág. 2)

### 1.2.2. Diseño Sismo Resistente por Desempeño:

El diseño sismo resistente tiene el objetivo básico de evitar colapsos de estructuras durante los sismos de gran intensidad, producidos por las placas tectónicas que se presentan durante la vida útil de todos los elementos estructurales y minimizar daños de importancia durante sismos moderados, aquellas que son frecuentes en la mencionada vida útil.

Se ha contemplado el diseño por desempeño como una alternativa más viable para la implementación de metodologías de diseño sísmico a estructuras que satisfagan las necesidades básicas de las sociedades modernas e innovadoras. (Vasco L., 2018, pág. 2).

### 1.2.3. Modelos de comportamiento del concreto armado

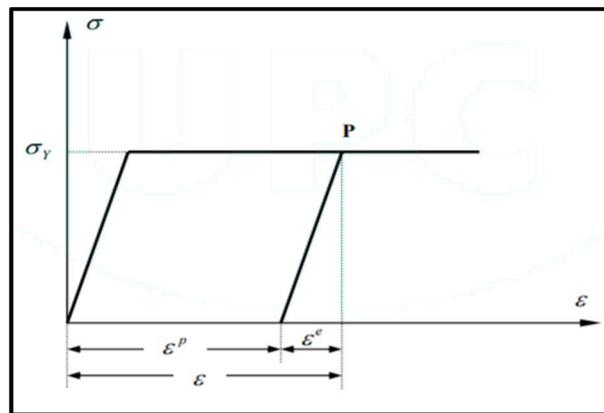
#### 1.2.3.1. Modelos Esfuerzo-Deformación del Acero

##### A. Modelo Elasto-Plástico Perfecto:

En la figura 2 podemos ver que en el punto P de la gráfica Esfuerzo – Deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ), se tiene dos rangos, el primer tramo crece de manera indefinida elástica (recuperable) y el segundo tramo a tensión constante igual al límite de fluencia plástica (no recuperable). (Prat, 2006)

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p$$

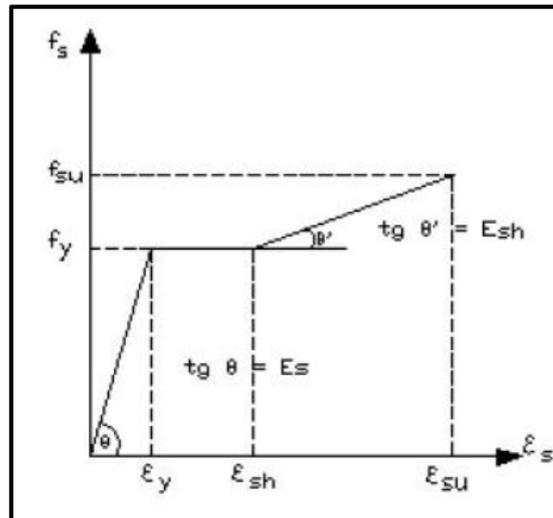
.....Ec.1



**Figura 2.** Idealización del comportamiento elasto-plástico perfecto  
Fuente: Prat 2006.

#### B. Modelo Trilineal

En el modelo trilineal, como muestra la figura 3 el comportamiento del acero. Se aprecian tres tramos, la primera que ascendente y lineal es el al rango elástico, la segunda es constante representada por la fluencia y la última lineal ascendente es la de endurecimiento. (Aguilar Falconi, 2003)



**Figura 3. Modelo Trilineal**

*Fuente: Aguiar Falconi 2003.*

Donde:

$E_{sh}$ =módulo de elasticidad del material al inicio de la zona de endurecimiento

$\epsilon_y$ = deformación a nivel de fluencia.

$\epsilon_{sh}$ =deformación al inicio de la zona de endurecimiento

$E_s$ = módulo de elasticidad del acero

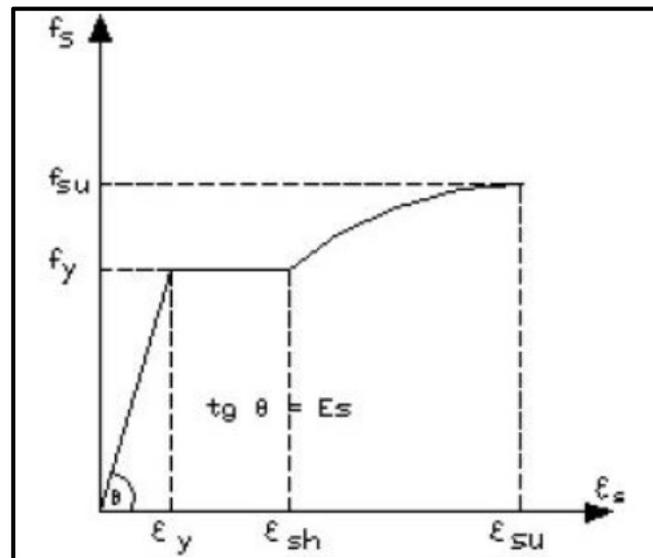
$f_y$ =esfuerzo del acero en el límite de fluencia.

$\epsilon_{su}$ =deformación asociada a  $f_{su}$ .

$f_{su}$ =máximo esfuerzo del acero que no necesariamente coincide con el esfuerzo de rotura del acero.

### C. Modelo de curva completa

El modelo de curva completa como muestra la figura 4 se puede apreciar las idealizaciones más exactas de curva esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ), donde representa los rangos elásticos y de fluencia en rectas crecientes y constante, pero en el tramo de endurecimiento es representado por una parábola. (Park & Paulay, 1980)



**Figura 4. Modelo Curva Completa**  
**Fuente:** Park & Paulay 1980.

$$f_s = \frac{[mu+2 + (60-m)u]}{60u+2} f_y \quad \dots\dots\dots \text{Ec.2}$$

$$m = \frac{f_{su}/f_y(30r+1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad \dots\dots\dots \text{Ec.3}$$

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh}$$

$$u = \epsilon_s - \epsilon_{sh}$$

Donde:

$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria ultima.

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero.

$\epsilon_{sh}$ : Deformación unitaria del acero en donde inicia el endurecimiento por deformación.

$\epsilon_y$ : Deformación unitaria de fluencia del acero.

$f_{su}$ : Esfuerzo último del acero.

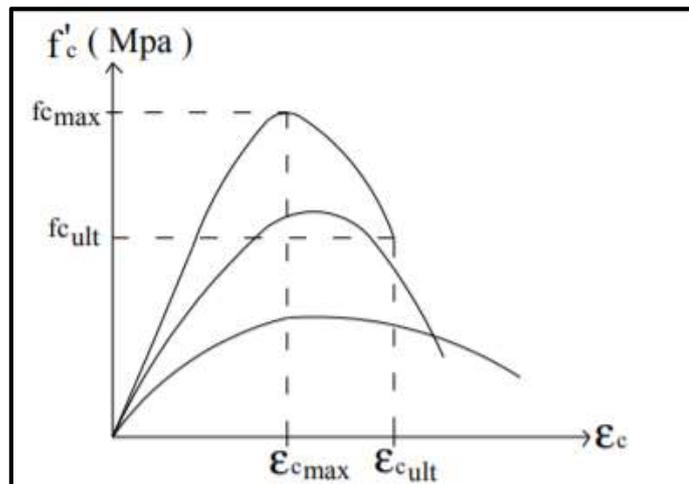
#### 1.2.3.2. Modelo de Esfuerzo-Deformación del concreto no confinado:

El concreto no confinado, es un material que se comporta de forma conveniente a la compresión, pero a tensión es débil, por este motivo es que como material estructural lo limita. Para poder resistir a las tensiones aplicadas al concreto se complementa con la

implementación de acero de refuerzo que confina al concreto favorablemente a fuerzas de servicio.

Es importante saber que la curva esfuerzo-deformación, se obtiene de forma experimental mediante el ensayo a compresión, las probetas a la edad de 28 días que alcanza la resistencia que se diseñó, esta será sometida a compresión uniaxial con una velocidad de carga moderada con dimensiones estandarizadas y normadas de los cilindros que son de 30.5cm de altura y 15.2cm de diámetro con relación altura-diámetro igual a dos.

La curva esfuerzo-deformación como muestra la figura 5 que en su primer tramo es relativamente lineal aproximadamente hasta la mitad de la resistencia máxima a compresión, luego asciende al primer tramo y la curva tiende a hacerse horizontal hasta alcanzar la máxima resistencia. (Escamilla Garcia, 2010, pág. 4)



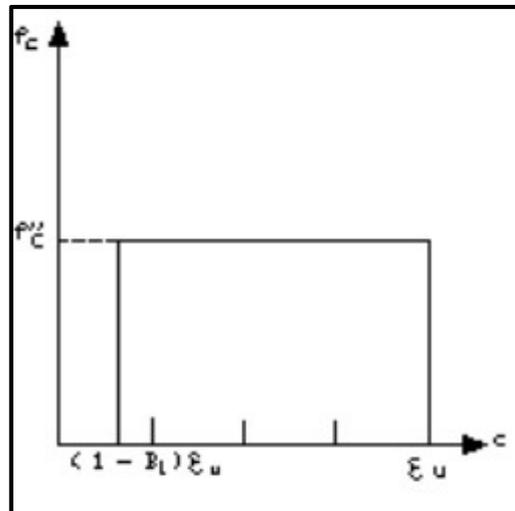
**Figura 5.** Curvas esfuerzo-deformación a compresión en cilindros estándar.

**Fuente:** Paulay y Priestley, 1992

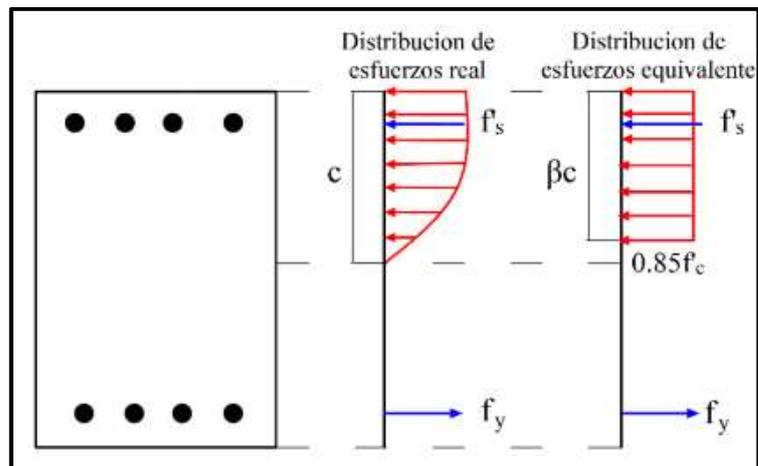
#### A. Modelo de Whitney:

En el modelo de Whitney se visualiza en la figura 6 y 7 la gráfica representa por hormigón no confinado, este es un modelo conservador y sencillo para encontrar la resistencia a compresión de la fuerza emitida por el hormigón que es el valor  $\beta_1=0.85$  para hormigón con

una  $f'_c$  (resistencia a la compresión) menor a 35MPa (mega pascales).  
(Aguilar Falconi, 2003)



**Figura 6.** Modelo de Whitney  
*Fuente:* Aguiar Falconi, 2003



**Figura 7.** Modelo para concreto no confinado  
*Fuente:* Whitney, 1937

Donde:

$\epsilon_{cu}$ : Deformación unitaria última del concreto correspondiente a 0.003

$\epsilon_c$ : Deformación unitaria del concreto

$f'_c$ : Resistencia característica del concreto.

$f_c$ : Esfuerzo del concreto.

## B. Modelo de Hognestad:

En el modelo de Hognestad se muestra en la figura 8 la curva esfuerzo-deformación donde el primer tramo consiste en una parábola de segundo grado hasta llegar a la resistencia máxima representada por el segundo tramo que es un tramo lineal. Para determinar el primer tramo se determina a partir de la (Ec. 4), la cual se utiliza para calcular la parte ascendente de la curva esfuerzo-deformación.

$$\text{Para } 0 = \varepsilon_c = \varepsilon_0 : \quad f_c = f'_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \dots\dots \text{Ec. 4}$$

Para el esfuerzo máximo nos propone utilizar la (Ec.5) la cual el valor se encontró como promedio de numerosas pruebas de columnas.

$$f'_{cc} = 0.85f'_c \quad \dots\dots \text{Ec. 5}$$

El segundo tramo esfuerzo-deformación se representa por una recta lineal la cual se utilizará la siguiente Ec.6 con la cual se obtienen el tramo descendente.

$$\text{Para } 0 = \varepsilon_c \geq \varepsilon_0 \quad f_c = f'_{cc} \left[ 1 - 0.15 \left( \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_0}{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \dots\dots \text{Ec. 6}$$

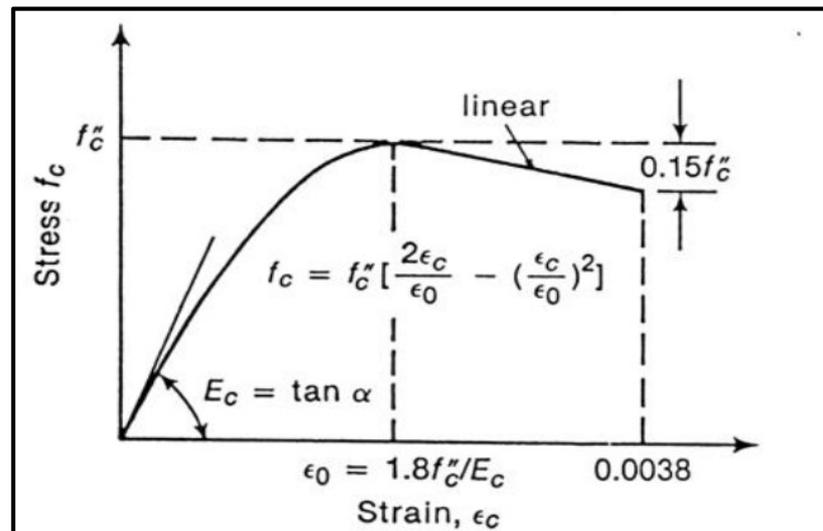
Datos:

$\varepsilon_0$  = Es la deformación unitaria asociada a la resistencia máxima a la compresión del concreto ( $f'_c$ ).

$\varepsilon_c$  = Deformación unitaria del concreto.

$E_c$  = Es el módulo de elasticidad del concreto no confinado.

Según Hognestad (1951), la deformación unitaria última del concreto simple ( $\varepsilon_{\max}$ ) es igual a 0.0038. (Hognestad, 1951)



**Figura 8** Modelo de Hognestad para la curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado a la compresión

*Fuente:* Park & Paulay 1980

### 1.2.3.3. Modelos Esfuerzo-Deformación del concreto confinado

El concreto armado está compuesto por el concreto simple y el acero de refuerzo, el concreto simple, es un material heterogéneo que se obtiene de la mezcla del cemento, agregados y agua que resiste los esfuerzos enlazados del hormigón con el acero de refuerzo, las varillas longitudinales y transversales que les proporcionan a los elementos la resistencia a tensión que el concreto simple no puede soportar.

El confinamiento del concreto proporciona refuerzo transversal que deberá rodear al núcleo de la sección diseñada, aunque en la parte práctica en su ejecución concreto no confinado, se considera que no se cumple con las separaciones máximas estipuladas para los estribos de acero.

Estudios experimentales realizados por Chan (1955), Blume et al. (1961), Roy y Sozen (1964), Soliman y Yu (1967), Sargin et al. (1971), Kend y Park (1971) y Mander et al. (1988), definen tener un buen confinamiento incrementa sus deformaciones y mejora el desempeño de sus elementos, haciendo que al concreto un material más dúctil. (Priestley, Mander, & Park, 1988)

Se mencionan los factores que intervienen para que el confinamiento sea eficiente:

Donde:

$f'c$ : Resistencia a compresión

$\rho_w$ : Cuantía de acero transversal

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia nominal del acero de refuerzo transversal

$s$ : Separación de estribos

$\rho$ : Cuantía de acero longitudinal

$\rho_s$ : Relación entre el volumen de acero confinante (estribos) y el volumen de concreto confinado

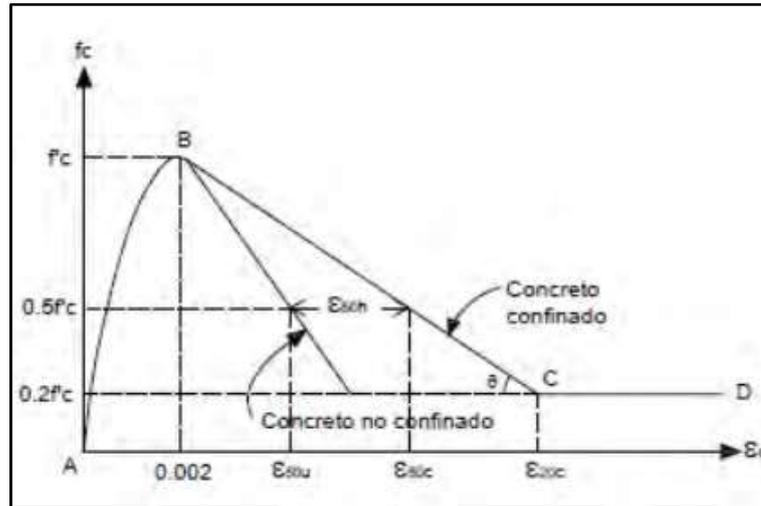
$f_y$ : Esfuerzo de fluencia nominal del acero longitudinal

#### A. Modelo de Kent y Park

Este modelo está compuesto en el primer tramo por una parábola cuyo máximo valor es el esfuerzo  $f'c$  y una deformación unitaria del concreto de 0.002 (Ecuación 7), como se muestra en la Figura 9. El segundo tramo es lineal (Ecuación 8) y el esfuerzo decrece hasta alcanzar el 20% de  $f'c$ , siendo la pendiente de este tramo dependiente de la resistencia del concreto, de la relación del volumen de refuerzo transversal con respecto al volumen del núcleo de concreto confinado y el espaciamiento de estribos. El último tramo es horizontal y no suele considerarse en el análisis sísmico de la estructura. (Park & Paulay, 1980)

$$\text{Para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 : f_c = f'c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \dots\dots\dots \text{Ec.7}$$

$$\text{Para } 0.002 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20} : f_c = f'c [1 - z(\varepsilon_c - 0.002)] \quad \dots\dots\dots \text{Ec.8}$$



**Figura 9** Modelo de Kent y Park  
**Fuente:** Park y Paulay, 1980.

En la ecuación 8 el parámetro  $z$ , se define en la ecuación 9 y 10.

$$z = \frac{tg\theta}{f'c} \quad \dots\dots Ec.9$$

$$tg\theta = \frac{0.5f'c}{\varepsilon_{50c} - 0.002} \quad \dots Ec.10$$

En la ecuación 8 la deformación  $\varepsilon_{50c}$  está correspondiente a la deformación del concreto confinado cuando pierde el 50% de su resistencia y su valor se define en la ecuación 11.

$$\varepsilon_{50c} = \varepsilon_{50} + \varepsilon_{50h} \quad \dots Ec.11$$

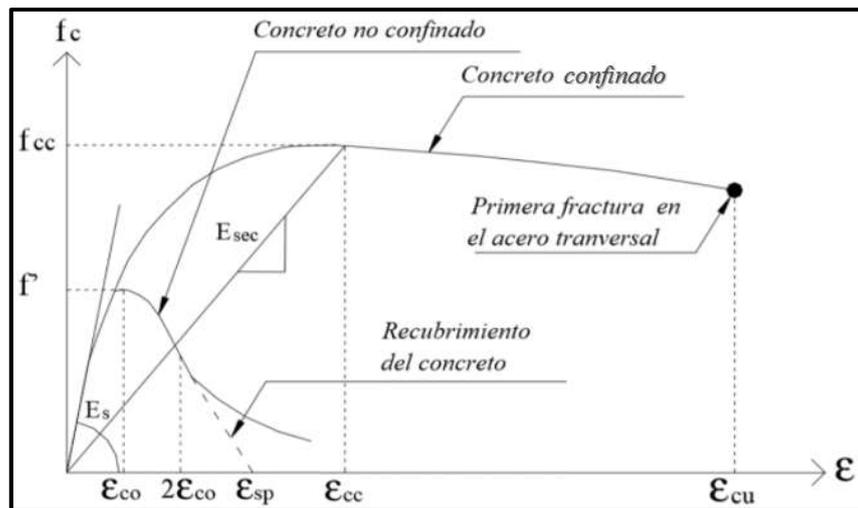
En la ecuación 11 el valor de  $\varepsilon_{50}$  (Ecuación 12) corresponde a la deformación del concreto no confinado cuando pierde el 50% de su resistencia y  $\varepsilon_{50h}$  (Ecuación 13) corresponde al efecto del confinamiento de estribos para alcanzar la deformación de  $\varepsilon_{50c}$  del concreto confinado. (Park & Paulay, 1980)

$$\varepsilon_{50} = \frac{0.211 + 0.002f'c}{f'c - 70.31} \quad \dots\dots Ec.12$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4}\rho_s \sqrt{\frac{bc}{s}} \quad \dots Ec.13$$

B. Modelo de Mander

El concreto confinado está definido por una curva continua, y se considera que el confinamiento no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto  $f_c$ , sino la resistencia a compresión del hormigón, en este modelo la deformación unitaria última (o de falla) del concreto se representa cuando la curva se comporta descendiente, el cual se genera el punto de falla del refuerzo transversal que no es capaz de confinar al núcleo del concreto, por lo que las deformaciones transversales tenderán a ser muy grandes, en la figura 10 compara las curvas esfuerzo-deformación para un concreto no confinado y uno confinado. (Priestley, Mander, & Park, 1988)



**Figura 10** Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para un concreto simple y uno

*Fuente:* Priestley, Mander, & Park, 1988

La curva esfuerzo-deformación propuesta por Mander se define mediante las siguientes expresiones:

$$f_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \tag{Ec.14}$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \tag{Ec.15}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \tag{Ec.16}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad \dots\dots\dots \text{Ec.17}$$

Donde:

$\varepsilon_{co}$ : Deformación asociada a la resistencia máxima del concreto  $f'_c$ .

$\varepsilon_c$ : Deformación unitaria del concreto.

$\varepsilon_{sp}$ : Deformación unitaria última asociada al recubrimiento del concreto.

$\varepsilon_{cc}$ : Deformación unitaria del concreto simple, asociada al esfuerzo máximo confinante.

$E_c$ : Modulo de elasticidad del concreto no confinado.

$f_{cc}$ : Resistencia máxima del concreto confinado.

$f'_c$ : Resistencia máxima de concreto no confinado.

$E_{sec}$ : Modulo secante del concreto confinado asociado al esfuerzo máximo confinante.

$\varepsilon_{cu}$ : Deformación unitaria última.

La resistencia máxima a compresión  $f_{cc}$  está en función de la fuerza lateral de confinamiento efectivo  $f_{le}$  y del tipo de estribo del que fue confinado el elemento.

Para secciones rectangulares o cuadradas la resistencia máxima a compresión  $f_{cc}$ , se define mediante las siguientes ecuaciones:

$$f_{cc} = \lambda f'_c \quad \dots\dots\dots \text{Ec.18}$$

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{s d_c} k_e f_{yh} \quad \dots\dots\dots \text{Ec.19}$$

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{s b_c} k_e f_{yh} \quad \dots\dots\dots \text{Ec.20}$$

$$A_e = \left( b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 d_c} \right) \quad \dots\dots\dots \text{Ec.21}$$

$$k_e = \frac{\left( 1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6 b_c d_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}} \quad \dots\dots\dots \text{Ec.22}$$

donde:

$f_{cc}$ : Resistencia máxima del concreto confinado

$\lambda$ : Factor de esfuerzo confinado, se obtiene de la figura 12

$f_{lx}$ ,  $f_{ly}$ : Fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección “x” o “y”:

$\rho_{cc}$ : Relación del área de acero longitudinal y el área de concreto confinada.

$s'$ ,  $s$ : Separación entre los estribos a paño interior y exterior respectivamente.

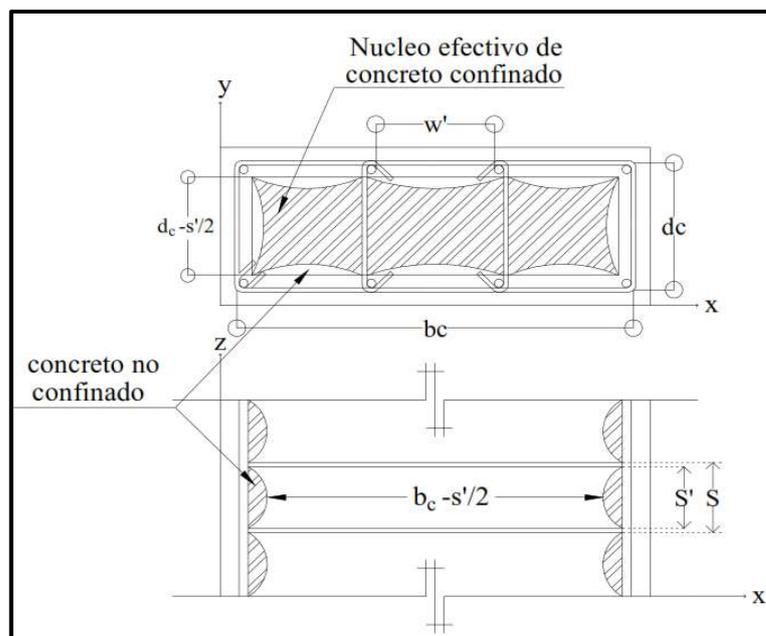
$A_e$ : Área confinada efectiva, se utiliza  $A_{sx}$  o  $A_{sy}$  dependiendo si la sección es paralela el eje “x” o al eje “y”.

$f_{yh}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal

$A_{sx}$ ,  $A_{sy}$ : Área de refuerzo transversal paralela al eje “x” o “y”.

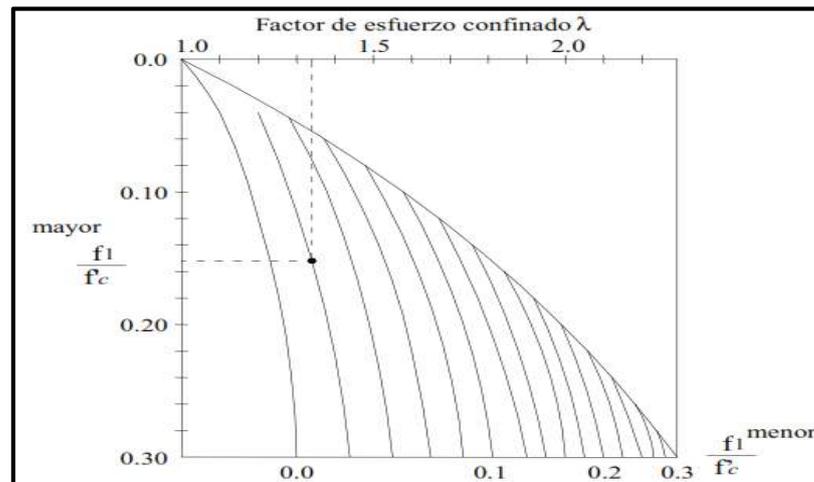
$f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto

En la siguiente figura 11 se muestra el área de concreto confinado y no confinado de una sección rectangular según el modelo de Mander utilizando algunas variables. (Priestley, Mander, & Park, 1988)



**Figura 11** Núcleo efectivo de concreto confinado para una sección rectangular.

**Fuente:** Priestley, Mander, & Park, 1988



**Figura 12** Factor de confinamiento, " $\lambda$ " para elementos cuadrados y rectangulares.

**Fuente:** Priestley, Mander, & Park, 1988

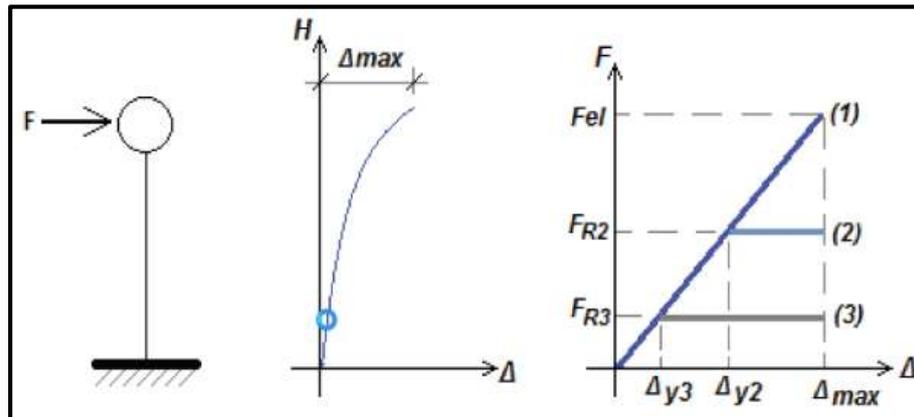
#### 1.2.4. Análisis y diseño elástico lineal de la estructura

Es un análisis basado en fuerzas, el cual provee de valores aproximados de la deformación de una estructura hasta su colapso.

La actual norma E.030 no es tan específica en como evaluar ciertos parámetros como la ductilidad y el amortiguamiento que influyen en el análisis no-lineal, esto no especifica un comportamiento estructural cuando las dimensiones de algunos elementos incurren en un rango inelástico.

La fuerza máxima  $F_{el}$  para una estructura con respuesta elástica lineal está dada por un desplazamiento máximo elástico, es decir que la máxima resistencia de la estructura puede resistir un sismo sin presentar daño.

En las curvas 2 y 3 son bilineales elastoplásticas que representan distintos niveles de demanda sísmica, daño y ductilidad, ver figura 13. (Fajardo Galliani, 2012)



**Figura 13** Idealización del sistema estructural.

Fuente: Fajardo Galliani, 2012.

El Reglamento Nacional de Edificaciones nos brindara las normas básicas para el diseño elástico que son:

- Norma E.020 Cargas, Norma E.030 Diseño Sismo resistente y Norma E.060 Diseño en Concreto Armado

Datos de los materiales empleados:

- Módulo de elasticidad del acero = 2 000 000 kg/cm<sup>2</sup>.
- Módulo de Poisson ( $\nu$ )= 0.15
- Resistencia del concreto = 210 kg/cm<sup>2</sup>
- Resistencia del acero en fluencia = 4200 kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de elasticidad del concreto:  $15000 \sqrt{f'_c} = 217370.651 \text{ kg/cm}^2$

#### A. Carga muerta:

Se considerará el peso propio real de los materiales que lo conforman y todos aquellos elementos que deberán de soportar la edificación, calculados en base a los pesos, ver tabla 1. (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006)

Los materiales a utilizar:

**Tabla 1. Pesos Unitarios**

MATERIALES	PESO (Kgf/m <sup>3</sup> )	
Albañilería de arcilla cocida sólidas	1800	
Concreto Armado	Añadir 100 al peso simple del concreto.	
Concreto Simple	2300	
Para el aligerado de concreto armado en una sola dirección se considerar		
Espesor (m)	Espesor de capa superior de la losa	Peso (kgf/m <sup>2</sup> )
0,25	0,05	350

*Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones - E.020 Cargas, 2006.*

#### B. Carga Viva:

Se utilizará los valores mínimos de ocupación o uso, que se establece en la tabla 2 para los centros educativos. (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006)

**Tabla 2. Cargas Vivas Mínimas Repartidas**

Centros de Educación	Cargas Repartidas kgf/m <sup>2</sup>
Aulas	250
Corredores	400

*Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones - E.020 Cargas, 2006.*

#### C. Requisitos generales de resistencia:

Las combinaciones utilizadas de cargas (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2009):

$$U = 1,25 (C_m + C_v) \pm C_s$$

$$U = 1,25 (C_m + C_v \pm C_{vi})$$

$$U = 1,4 C_m + 1,7 C_v$$

$$U = 0,9 C_m \pm C_s$$

Donde:

- $C_s$  = Carga de sismo
- $C_v$  = Carga viva
- $C_m$  = Carga muerta

- $C_{vi}$  = Carga de viento

#### D. Peligro Sísmico:

1. El territorio peruano se ha dividido en 4 zonas basado en su distribución espacial sísmicas observada y analizado, de acuerdo a sus características generales de movimientos sísmicos y la atenuación a la distancia epicentral como en la base de datos geotectónica, la zonificación se observa en la siguiente figura 14. (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016)



**Figura 14** Zonas Sísmicas.

*Fuente:* R.N.E. - E.030 Cargas, 2016.

Cada zona la norma nos permite diseñar con un factor que expresa una fracción de la aceleración de la gravedad como se muestra en la tabla 3.

**Tabla 3.** Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio (Z)

Zonas	Z
3	0.35

*Fuente:* R.N.E. - E.030 Cargas, 2016.

## 2. Los parámetros de Sitio:

Los parámetros indicados en la norma nos brinda parámetros de sitio basado en el tipo de suelo y la zonificación de la zona que se considerará el diseño del proyecto, se utilizaran valores del factor de amplificación del suelo S y los períodos TP y TL como indica la Tablas 4 y 5. (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016)

**Tabla 4. Factor de Suelo.**

FACTOR DE SUELO "S"	
Suelo	S2
Zona	1,15

**Fuente:** R.N.E. - E.030 Cargas, 2016.

El tipo de suelo es un suelo S2 considerado un suelo intermedio.

**Tabla 5. Periodos "TP" y "TL"**

PERÍODOS "TP" y "TL"	
Perfil de suelo	S3
TP (s)	0,6
TL (s)	2,0

**Fuente:** R.N.E. - E.030 Cargas, 2016.

## 3. Factor de Amplificación Sísmica (C):

Es la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

Se define el factor C por las siguientes expresiones:

$$T < TP \quad C = 2,5 \quad \dots\dots\dots \text{Ec. 23}$$

$$TP < T < TL \quad C = 2,5 \cdot (TP/T) \quad \dots\dots\dots \text{Ec.24}$$

$$T > TL \quad C = 2,5 \cdot (TP \cdot TL/T^2) \quad \dots\dots\dots \text{Ec.25}$$

T: es el período fundamental de vibración

## E. Sistema estructural, categoría y regularidad de las edificaciones.

### 1. Categoría y Factor Uso (U):

En la Tabla 6 de la RNE E.030 se clasifican por categorías según el uso, las cuales se considerará para Centros educativos como edificaciones esenciales  $U=1.5$ .

## 2. Categoría y Sistema Estructural:

En la tabla 6 muestra la categoría de una edificación y el tipo de sistema que prevalece se realiza por dirección sísmica.

**Tabla 6. Categoría y sistema estructural**

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.

*Fuente: R.N.E. - E.030 Cargas, 2016.*

## 3. Coeficiente de Reducción y Sistemas Estructurales de las Fuerzas Sísmicas:

Se clasificarán según sus materiales y su sistema de estructuración usados en cada una de sus direcciones, como se muestra en la tabla 7. (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016).

**Tabla 7. Sistemas estructurales**

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción $R_0$
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
<b>Albañilería Armada o Confinada</b>	3

*Fuente: R.N.E. - E.030 Cargas, 2016.*

## 4. Factores de Irregularidad:

No presenta irregularidades por altura ni por planta, debido a que en la tabla 8 nos indica la norma que no puede presentar dichas

irregularidades por estar ubicado en la zona 3. Por lo tanto, el factor de reducción de fuerzas sísmicas  $R$  será igual a  $R_0$ , porque  $I_a$  y  $I_p$  están representadas por el valor numérico 1.

**Tabla 8. Categoría y regularidad**

Categoría	Zona	Restricción
A1 y A2	3	No se permiten irregularidades
		No se permiten irregularidades extremas

*Fuente: R.N.E. - E.030 Cargas, 2016.*

#### F. Análisis estructural

##### 1. Estimación del Peso Estructural:

Se calcula la carga permanente y total de la edificación la cual se incluirá un porcentaje de sobrecarga (carga viva) para edificaciones educativas correspondiente a la categoría A y considerando las azoteas, como lo muestra la tabla N°9.

**Tabla 9. Estimación de peso**

Categoría	% Carga Viva
A y B	50%
Techos	25%

*Fuente: R.N.E. - E.030 Cargas, 2016.*

Para el cálculo del periodo fundamental teórico  $T_n$  se considerará la relación de  $H_n$  y  $C_T$ , donde:

$H_n$ : Altura total del edificio.

Para los valores del periodo predominante de un edificio serán definidos el tipo de sistema las cuales serán considerados como indica la siguiente tabla 10:

**Tabla 10. Coeficiente para estimar el periodo.**

CT	Tipo de Sistema
35	Pórticos de concreto armado sin considerarse muros de corte.
60	Concreto armado duales de muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

*Fuente: R.N.E. - E.030 Cargas, 2016.*

## 2. Fuerza Cortante:

La fuerza cortante total en la base de la estructura, se determina por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot P}{R} \quad \text{.....Ec. 26}$$

El valor de C/R no se considera menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0,11 \quad \text{.....Ec. 27}$$

## G. Análisis Dinámico Lineal

### 1. Espectros de Demanda Sísmica:

Luego de considerarse el diseño estático lineal basado en los criterios de la norma se definirá un espectro inelástico de pseudoaceleraciones como muestra la fórmula:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot g}{R} \quad \text{.....Ec. 28}$$

Con la información brindada donde se especifica cada parámetro necesario para el cálculo de la cortante basal  $V_n$  que será posible calcularla sin inconveniente, para luego repartir la cortante basal proporcionalmente en cada entepiso del edificio muestra la siguiente formula.

$$V_i = \frac{P_i H_i}{\sum P_i H_i} \cdot V_B \quad \text{.....Ec. 29}$$

Donde:

$V_i$ : Fuerza aplicada a cada nivel de la estructura.

$P_i$ : Peso total (% CV, CM) por nivel.

$H_i$ : Altura desde la base al piso de la estructura en mención.

$V_B$ : Cortante basal.

### 2. Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles:

Se calculan multiplicando por 0,75R para las estructuras regulares como la siguiente ecuación, no deberá exceder el desplazamiento máximo relativo de la fracción de la altura de entepiso que se indica en la tabla 11. (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2009)

$$\delta_{enl} = 0.75\delta_{el} \quad \dots\dots\dots \text{Ec. 30}$$

Donde:

$\delta_{enl}$  : Estimación de desplazamiento para un análisis sísmico estático no lineal.

$\delta_{el}$  : Desplazamiento producto de un análisis sísmico estático lineal.

**Tabla 11. Límites de desplazamientos lateral de entrepiso**

Límites para el desplazamiento lateral de entrepiso	
Material predominante	$\delta/h_{ei}$
Concreto Armado	0,007
Edificios concretos armado con muros de ductilidad limitada	0,005

*Fuente: R.N.E. - E.030 Cargas, 20016.*

#### 1.2.4.1. Diseño de Concreto Reforzado:

Se considerará la estructura y todos los elementos estructurales que se deberán diseñarse, para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño ( $\phi R_n$ ) por lo menos a las resistencias requeridas ( $R_u$ ). Que nos indica la norma E.060 con la expresión  $\phi R_n \geq R_u$ , donde:

$\Phi$  : Factor de Reducción de Resistencia, ver tabla 12.

$R_u$ : Resistencia de Diseño requeridas.

$R_n$  : Resistencia Nominal.

**Tabla 12. El factor de reducción de resistencia**

Solicitud	Factor $\Phi$ de Reducción
Flexión	0.90
Tracción y tracción + flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Compresión y flexocomprension	
• Elementos con espirales	0.75
• Elementos con estribos	0.70
Aplastamiento en el concreto	0.70

*Fuente: R.N.E. - E.60 Concreto Armado, 20016.*

1.2.4.2. Diseño de Columnas

A. Diseño a Flexocompresion:

La flexión se produce porque hay un momento flector actuante, o si la carga actual es excéntrica. (Morales Morales, 2006)

$$e = \frac{M}{P} \dots\dots\dots \text{Ec. 31}$$

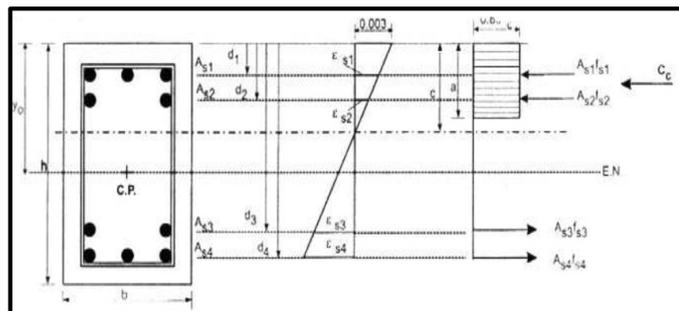
Donde:

P= es la carga axial actuante en el centroide plástico de la sección.

M=Momento actuante total.

En la figura 15 muestra el estado de esfuerzos del concreto y fuerzas del acero en el estado de falla.

Además,  $M_n = P_n e$



**Figura 15** Estado de esfuerzos del concreto y fuerzas del acero en el estado de falla.

Fuente: Morales Morales, 20016.

Denominados:

$$CC = 0.85 * F'c * BA \dots\dots\dots \text{Ec.32}$$

$$CS_1 = AS_1 * FS_1 \dots\dots\dots \text{Ec.33}$$

$$CS_2 = AS_2 * FS_2 \dots\dots\dots \text{Ec.34}$$

$$TS_3 = AS_3 * FS_3 \dots\dots\dots \text{Ec.35}$$

$$TS_4 = AS_4 * FS_4 \dots\dots\dots \text{Ec.36}$$

La fuerza axial nominal será:

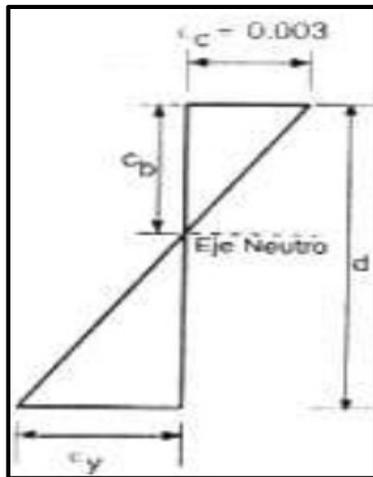
$$P_n = CC + CS_1 + CS_2 - TS_3 - TS_4 \dots\dots\dots \text{Ec.37}$$

El momento Nominal resistente será:

$$M_n = CC (Y_o - a/2) + CS1 (Y_o - d_1) + CS2 (Y_o - d_2) + TS3 (d_3 - Y_o) + TS4 (d_4 - Y_o) \dots\dots\dots Ec.38$$

**B. Falla Balanceada:**

Es la falla simultáneamente del concreto y la capa de fluencia exterior en tensión del acero como nos muestra en la figura 16. (Morales Morales, 2006)



**Figura 16** Falla balanceada de columnas  
Fuente: Morales Morales, 2016.

$$c_b = (0.003 / (0.003 + \epsilon_y)) * d \dots\dots\dots Ec.39$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = f_y / 2 * 10^6 \dots\dots\dots Ec.40$$

$$c_b = 6000 * d / 6000 + f_y \dots\dots\dots Ec.41$$

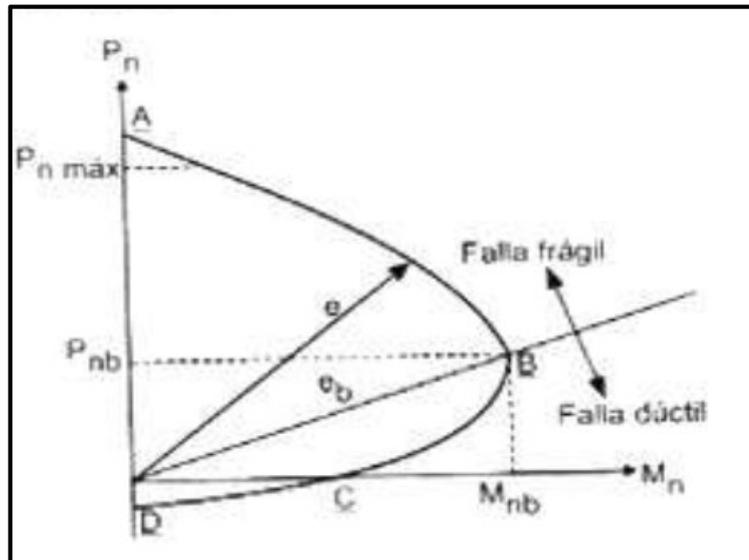
Donde:

$$e_b = M_{nb} / P_{nb}$$

d = distancia de la fibra extrema al centroide

e\_b = excentricidad

**C. Diagrama de interacción de columna**



**Figura 17** Diagrama de interacción de columna  
Fuente: Morales Morales, 20016.

Datos:

$P_n \text{ máx.}$  =Fuerza nominal máxima

A = Es la compresión pura o carga concéntrica

C= Es la flexión pura

B=Es la condición balanceada

D=Es la tracción pura

CD=Tramo flexotracción

- Falla dúctil:  
Falla primero el acero cuando- $C < C_b$
- Falla frágil:  
Falla primero el concreto cuando-  $C > C_b$

#### D. Parámetros de reducción de resistencia

El parámetro no es constante esto debido a que depende de la magnitud de carga axial, el cual se calcula como muestra la Ec. 42.

(Morales Morales, 2006)

Si  $P_u > 0.1 * f'_c * A_g$  .....Ec.42

$\Phi = 0.65$  (para columnas estribadas)

$\Phi = 0.70$  (para columnas zunchadas, elementos armados en espiral)

Si  $P_u < 0.1 * f'_c * A_g$  .....Ec.43

$$\Phi = 0.9 - \frac{2 * P_u}{f'c * A_g} \geq 0.65 \text{ (para columnas estribadas)}$$

$$\Phi = 0.9 - \frac{1.5 * P_u}{f'c * A_g} \geq 0.70 \text{ (para columnas zunchadas)}$$

Donde  $P_u$  deberá tomar como máximo el menor valor entre  $0.1 * f'c * A_g$  y  $\Phi P_{nb}$

#### E. Cuantía Máximo y Mínimo:

La cuantía del refuerzo longitudinal no deberá ser menor que 1% ni mayor que 6%. Los planos deberán de contar con detalles constructivos como tralapes, uniones de la viga-columna que se exceda de la cuantía de 4%. (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2009)

### 1.2.5. Desempeño Sísmico

#### 1.2.5.1. Método del coeficiente de desplazamiento

El FEMA 273 definido como la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, recomienda la metodología del método del Coeficiente de Desplazamiento, MCD, para el Desempeño Sísmico que presenta la estructura ante una acción sísmica definida por su espectro.

Esta metodología nos determina el desplazamiento lateral  $D_t$  máximo tope de un edificio mediante una ecuación que tiene un fundamento teórico, estadístico y práctico. (Roberto Aguilar, 2015)

#### A. Cálculo Del Desplazamiento Lateral Máximo

El desplazamiento lateral máximo de una estructura en el límite del edificio se calcula de la siguiente manera:

$$D_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \dots\dots\dots \text{Ec.44}$$

Donde:

$S_a$ : aceleración espectral elástica vinculada al período fundamental efectivo

Te y los coeficientes, C0, C1, C2 y C3 son factores de ajuste los que se indican a continuación.

C: factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral y el desplazamiento en el tope del edificio, con valores que van desde 1 a 1.5 como muestra la tabla 13.

**Tabla 13.** Valores recomendados del factor Co

Número de pisos	Valor C0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
Más de 10 pisos	1.5

*Fuente: Roberto Aguilar, 2015.*

C1: Es un factor que relaciona el desplazamiento inelástico máximo con el hallado para la respuesta elástica lineal, la cual FEMA recomienda:

$$C_1 = 1 \quad T_e \geq T^* \quad \dots\dots\dots \text{Ec.45}$$

$$C_1 = 1.5 \quad T_e < 0.1 \quad \dots\dots\dots \text{Ec.46}$$

donde

T\*: período que define el punto de cambio del segmento de aceleración constante al de velocidad constante.

A los valores de Te dados entre 0.1 y T\*, en consecuencia, se recomienda interpolar y C1 se calculará con a la siguiente ecuación:

$$C_1 = 1.5 - 0.5 \left( \frac{T_e - 0.1}{T^* - 0.1} \right) \quad \dots\dots\dots \text{Ec.47}$$

C2: factor que considera los efectos de degradación de rigidez, pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos, el máximo valor será de 1.2 para  $T_e \geq T^*$  y para  $T_e \leq T^*$  se calcula:

$$C_2 = 1 + \frac{0.2 T_e}{T^*} \quad \dots\dots\dots \text{Ec.48}$$

C3: Es el incremento de desplazamiento debido al efecto P- Δ, para el sistema con rigidez post fluencia mayor al 5% de la rigidez elástica se tomará como valor 1, de lo contrario se calcula de la siguiente manera:

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha| (R-1)^{3/2}}{T_e} \quad \dots\dots\dots \text{Ec.48}$$

$$R = \frac{\frac{S_a}{g}}{\frac{V_y}{W} C_0} \quad \dots\dots\dots \text{Ec.48}$$

Donde:

$\alpha$ : viene definida por la ecuación

$$\alpha = \frac{K_e}{K_p} \quad \dots\dots\dots \text{Ec.48}$$

Ke: rigidez elastica

Kp: rigidez plastica

Sa: es la aceleración espectral elástica para el período fundamental efectivo Te

g: es la gravedad

Vy: cortante de fluencia de la estructura

W: es el peso total de la estructura.

#### 1.2.5.2. Diseño sísmico basado en el desempeño sísmico

La metodología basada en el desempeño sísmico consiste en la selección de elementos apropiados para la estimación que permitan el dimensionamiento y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido que cuando se presenta diferentes niveles de confiabilidad para un nivel de movimiento explícito del modelo

estructural presentando límites de no presentar daños de los aceptables.

En la primera etapa se establece sobre la base de tres conceptos fundamentales: el nivel de amenaza, nivel de desempeño y nivel de desempeño esperado de la edificación. (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995).

#### A. Nivel de Desempeño:

Este nivel de desempeño describe el estado límite de daño de una estructura en condición al límite tolerable en función de posibles ocurrencias de daños físicos a la estructura , amenaza a sus ocupantes en consecuencia de los daños de la estructura y su futura funcionalidad después del evento sísmico. (Comartin, 1996).

#### I. Propuesta VISION 2000

La Propuesta del Comité VISION 2000 define en cuatro niveles de desempeño descritos en los siguientes ítem. (SEAOC, 1995)

##### a. Totalmente Operacional.

Es el nivel totalmente operacional por el cual no presenta la estructura daños en la estructura, las consecuencias sobre los ocupantes son consideradas despreciables, la edificación soporta las fuerzas sísmicas permaneciendo totalmente segura para sus ocupantes, así como todos los servicios de la edificación que permanecen funcionales y disponibles para el uso correspondiente, por lo que no requieren reparación alguna ni falla en la estructura.

##### b. Operacional.

El nivel operacional, se limita a presenciar daños moderados en elementos no estructurales, considerando algunos daños ligeros en elementos estructurales. El daño contemplado es limitado y no interfiere en la seguridad de la edificación la cual deberá permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales, después de presenciar el sismo, aunque algunos daños en los elementos no estructurales podrían interrumpir con las funciones

parcialmente de algunas funciones, por lo que en general se requieren algunas reparaciones menores.

c. Seguridad.

El nivel de seguridad de desempeño ocurre daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, que generan degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema de toda la edificación. Causan la interrupción de servicios mecánicos, eléctricos quedando fuera de servicio y perturbación de vías de escape generando posiblemente reparaciones importantes en la edificación.

d. Pre-Colapso.

Es el nivel de desempeño de pre-colapso donde habría degradación de rigidez lateral y su capacidad resistente del sistema compromete a su estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural, causando la interrupción de servicios y vías de escape. En general la edificación se encontraría completamente insegura para sus ocupantes y las reparaciones podrían resultar no factible técnicamente ni económicamente, ver tabla 14.

**Tabla 14** Estados de daño y niveles de desempeño

Estado de daño	Nivel de desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales puede sufrir interrupciones inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable , Seguridad de ocupantes, Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.

Estado de daño	Nivel de desempeño	Características principales
Severo	Pre – Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural, Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural.

*Fuente: (SEAOC, 1995).*

## II. Propuesta ATC-40

La propuesta del ATC-40 (1996) especifica separadamente el nivel de desempeño de la estructura y el nivel de desempeño de componentes no estructurales como son los siguientes descritos:

### - Nivel de desempeño para la estructura

Este nivel de desempeño nos indica los posibles daños sobre la estructura para lo cual se definen en tres estados de daño discretos o límites como son: inmediata ocupación, estabilidad estructural, y seguridad, y dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada que se designan con la abreviación SP-n, (“Structural Performance”, donde n es un número).

#### a. SP-1: Inmediata ocupación

- Resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado,
- Presencia que podría ocurrir un daño estructural pero muy limitado
- El peligro de los ocupantes es despreciable
- La edificación permanece en funcionalidad en su totalidad

#### b. SP-2: Daño controlado

- Su daño varía entre las condiciones límite de seguridad e inmediata ocupación
  - La vida de los ocupantes no está en peligro, pero posibles presencias de algunos sean afectadas.
- c. SP-3: Seguridad
- Ocurrencia de posibles daños significativos en la estructura, pero se mantienen la mayoría de los elementos estructurales.
  - La vida de los ocupantes interiores y exteriores amenazan contra la vida y posibles presencias de algunos afectados.
  - El costo de las reparaciones muy elevadas económicamente.
- d. SP-4: Seguridad limitada
- Ocurrencia de daño estructural que varía entre las condiciones límite de estabilidad estructural y seguridad
  - Peligro lato para los ocupantes.
- e. SP-5: Estabilidad estructural
- Ocurrencia de daño estructural está al límite de experimentar un colapso parcial o total.
  - Los daños ocasionados son sustanciales con degradación de resistencia estructural del sistema y rigidez resistente a cargas laterales, aun cuando los elementos del sistema resistente a las cargas verticales se mantengan con una capacidad suficiente para evitar que el sistema colapse.
  - El peligro para los ocupantes y transeúntes colindantes por la zona se encuentran en peligro elevado en caso de réplicas.
  - Las reparaciones para las edificaciones serán considerables y muy significativas.
- f. SP-6: No considerado
- No corresponde un nivel de desempeño estructural, sino esta será una condición donde incluye una evaluación sísmica de

sus componentes estructurales, esta se limita a considerarse los elementos no estructurales.

- Nivel de desempeño para los componentes no estructurales

Son los posibles estados de daño no estructurales las cuales se definen en 4 estados: operacional, seguridad, inmediata ocupación y amenaza que se designan con la abreviación NP-n (“No estructural Performance”, donde “n” es una letra).

a. NP-A: Operacional

- Luego de un evento sísmico los componentes y elementos del sistema no estructurales permanecen sin daño y funcionamiento.
- Las maquinarias y equipos deben permanecer operativos, aunque puede ver algunos servicios externos que no se encuentren disponibles.

b. NP-B: Inmediata ocupación

- Los elementos y componentes del sistema permanecen en su sitio con algunas interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento.
- Los ocupantes mantienen la seguridad propiciada.

c. NP-C: Seguridad

- Los elementos y componentes del sistema contemplan daños considerables, pero sin colapso o interrupción de los elementos que puedan causar y atentar contra los ocupantes.
- No se contemplará fallo en componentes peligrosos, sin embargo, algunas maquinarias y equipamiento puedan quedar fuera de servicio.
- Sobre los ocupantes puede haber algunos afectados, pero el peligro contra la vida de los ocupantes es bajo.

d. NP-D: Amenaza

- Los elementos y componentes del sistema influyen un daño en los elementos no estructurales, pero sin causar colapso grandes y pesados que puedan ocasionar peligro sustancial en los ocupantes.
- Pueden generarse peligro alto a sus ocupantes.

e. NP-E: No considerado

- Los elementos y componentes del sistema solo se considera una evaluación, se limita considerarse el desempeño de los elementos estructurales.

- Nivel de desempeño de la edificación

Se considera los posibles estados de daño de la combinación de los niveles de desempeño no estructurales y estructurales de la edificación, en la tabla nos muestra para la edificación. Estos niveles de desempeño se obtienen de la apropiada combinación de los niveles de desempeño de la estructura y de los componentes no estructurales. La Tabla 15, nos muestra las posibles combinaciones de estas en los 4 niveles más comúnmente representados por operacional (1-A), seguridad (3-C), inmediata ocupación (1B) y estabilidad estructural (5-E), así como otros niveles de desempeño posibles (2-A, 2-B, etc.). Los niveles no recomendables se designan con la letra “NR” las cuales no deberán ser considerados.

**Tabla 15 Niveles de desempeño de la edificación**

	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR NR	2-D NR	3-D 3-E	4-D 4-E	5-D 5-E	6-D No aplicable
NP-E					Estabilidad Estructural	

*Fuente: (ATC-40, 1996).*

- Los niveles de desempeños asociados son los siguientes:
  - a. 1-A: Operacional
    - Es la funcionalidad básicamente relacionada las cuales permanecen funcionando.
    - Son limitados los daños de los elementos.
    - Las reparaciones son básicas y no perturba ninguna función.
    - Los ocupantes son se ven afectado ni atenta contra su vida y los servicios se mantienen funcionando.
  - b. 1-B: Inmediata ocupación
    - Son más representados para edificaciones esenciales.
    - Las áreas, los equipamientos y sistemas permanecen estables y utilizables.
    - Los servicios primarios permanecen funcionando, los secundarios presentan pequeñas interrupciones, pero de fácil reparación.
    - Los ocupantes no se afectan brindando la seguridad.
  - c. 3-C: Seguridad vital
    - Se espera un nivel de desempeño equivalente que se obtendría con la aplicación de códigos actuales de diseño sísmico mejorando los límites de daños que podría presentar las edificaciones.
    - La probabilidad de daño contra los ocupantes es baja.
    - Se presenta daños limitados en los componentes estructurales con un eventual fallo de sus componentes no estructurales con la posibilidad de fallo en algún elemento peligroso o elemento secundario o primario (servicios de agua, electricidad, etc.).
    - Los ocupantes no se atentarán contra la vida.

d. 5-E: Estabilidad estructural

- Para este estado de daño no queda reserva alguna del sistema resistente a carga lateral que soporte réplicas sísmicas, sólo se mantiene una cierta capacidad a cargas verticales del sistema para mantener la estabilidad de la estructura, ya que el peligro para la vida de los ocupantes es muy alto.
- Genera un peligro a los ocupantes y transeúntes por la falla estructural o colapso de los componentes no estructurales que no sería habitable.
- No se requiere la revisión de los componentes no estructurales al nivel de daño estructural.

B. Desempeño esperado de la edificación:

La metodología de desempeño esperado del sistema describe el comportamiento sísmico que describe un comportamiento satisfactorio para una edificación sometida a fuerzas sísmicas de diferentes magnitudes. (ATC-40, 1996).

El desempeño deseado debe ser capaz de soportar un determinado movimiento sísmico, pueden definirse varios niveles de desempeño de la edificación para los diferentes movimientos especificados, deberá estar basada en la ocupación de la edificación, su importancia en funcione sus instalaciones, consideraciones económicas enlazadas a los costos de sus reparaciones por daño y la interrupción de sus servicios primarios y secundarios, se considerará el ámbito cultural e histórico.

El período retorno está basado en el período de tiempo medio, en meses, años, entre la presencia de sismos, es una representación en base de cálculos estadísticos en consecuencia de los efectos de los diferentes niveles de un sismo en un tiempo específico de exposición en años (SEAOC, 1995).

El período medio de retorno y la probabilidad de excedencia pueden relacionarse directamente como:

$$T = - \frac{t}{\ln(1-p)} \dots\dots\dots Ec..44$$

Donde:

p: Probabilidad de excedencia.

T: Periodo medio de retorno, en años

t: Tiempo de exposición, en años.

I. Propuesta VISION 2000:

La tabla 16 define la propuesta en 4 niveles de amenaza sísmica, brindando el periodo medio de retorno y probabilidad de excedencia.

**Tabla 16 Niveles de movimiento sísmico**

Nivel del movimiento	Período medio de retorno	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	10 % en 100 años

*Fuente: (SEAOC, 1995).*

En la tabla 17 nos muestra los niveles recomendados de desempeño sísmico esperados en la edificación, conforme a su clasificación de acuerdo a su ocupación y su uso en instalaciones esenciales, de seguridad crítica e instalaciones básicas.

**Tabla 17. Niveles recomendados de desempeños esperados**

Nivel del Movimiento Sísmico		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Colapso
Nivel del Movimiento Sísmico	Frecuente (T=43 años)	1	0	0	0
	Ocasional (T=72 años)	2	1	0	0
	Raro (T=475 años)	3	2	1	0
	Muy Raro (T=970 años)	-	3	2	1

*Fuente: (SEAOC, 1995).*

Leyenda:

1 = Instalaciones Básicas

2= Instalaciones Esenciales/Riesgosas

3= Instalaciones de Seguridad Crítica

0= Desempeño inaceptable

## II. Propuesta del ATC-40

Se establece los límites de daño tolerable una vez identificados y las fuerzas sísmicas, para el nivel de desempeño esperado se basa prácticamente en consideraciones funcionales, económicas (costos), políticas y de preservación.

La tabla 18 muestra que existe una amplia variedad de combinación, según su uso, importancia y función de cada edificación.

### a. Sismo de Servicio (SS)

- Son sismo de moderada a baja intensidad, de frecuencia, magnitud, generalmente son vinculados con un 50% de probabilidad de exceder en un período de 50 años. con un retorno de periodo medio de aproximadamente 72 años de forma que se presente varias veces durante el tiempo de vida útil de la edificación.
- Según sus datos de peligrosidad típicos en un emplazamiento determinado, este movimiento representa aproximadamente la mitad del nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, por tratarse de sismos más frecuentes y de menor severidad.

### b. Sismo de Diseño (SD):

- Correspondiente a movimientos sísmicos de moderada a severa intensidad, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociados con un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 475 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por la mayoría de los códigos de diseño para edificaciones convencionales y se

espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de una edificación.

c. Sismo Máximo (SM):

- Correspondiente a movimientos de intensidad entre severos o muy severos, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 975 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por los códigos de diseño para edificaciones esenciales y representa cerca de 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificados en los códigos, de allí que la mayoría asocian esta relación al factor de importancia de las edificaciones esenciales, por tratarse de sismos menos frecuentes de mayor severidad.

**Tabla 18.** Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica.

Nivel del movimiento del terreno	Niveles de desempeño de la edificación			
	Operacional	Inmediata Ocupación	Seguridad Vital	Estabilidad Estructural
Servicio (SS)				
Diseño (SD)			X	
Máximo (SM)				X

*Fuente:* (ATC-40, 1996).

### 1.2.5.3. Métodos simplificados de análisis estático no lineal

Las metodologías de análisis estático no lineal existen diversos métodos de análisis que permiten comparar la demanda sísmica con la capacidad de la edificación la que se encuentre expuesta, entre los principales métodos destacan:

- Permite estimar gráficamente el desempeño sísmico del espectro de capacidad-demanda a través de la intersección del espectro de demanda con el capacidad. (Comartin, 1996)
- El método de la secante es el procedimiento matemático que sustituye la estructura por otra con rigidez efectiva o secante. (Comartin, 1996)
- El método del coeficiente del desplazamiento es el procedimiento matemático que estima la demanda del desplazamiento de una estructura utilizando la representación bilineal de los coeficientes de corrección y la curva de capacidad. (Comartin, 1996)

Se realiza una descripción detallada del método del espectro capacidad-demanda permitiendo hacer la descripción gráfica comparativa y clara directamente del espectro de capacidad global siendo la fuerza-desplazamiento del sistema, esta facilita una percepción rápida de la respuesta ante un movimiento sísmico del terreno.

#### 1.2.5.4. Método del Espectro Capacidad-Demanda.

Es una metodología representada por la aproximación de las características globales de análisis no lineal del sistema, obtenidas mediante su remplazo del sistema lineal, usando el método se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente usando como base procedimientos del análisis modal. Si bien, estos procedimientos son válidos solamente para estructuras de comportamiento lineal, su uso en estructuras de comportamiento no lineal representa una aproximación que permite la representación del sistema a través de sus propiedades lineales efectivas. De manera que este método se diferencia de los métodos convencionales de análisis lineal, en que estos últimos utilizan directamente las propiedades elásticas de la estructura, mientras que los anteriores, usan propiedades efectivas o secantes de la misma, para calcular los desplazamientos. El uso de este método involucra varias aproximaciones, de manera que su implementación requiere además

de conocimiento del comportamiento y la dinámica de estructuras, la aplicación de un sensato juicio ingenieril.

#### A. Espectro de Capacidad

Se logra obtener una curva de capacidad obtenida a través de un análisis estático no lineal incremental como muestra en la Figura 18, que se representa como cortante basal ( $V_0$ ) como resultados para varios incrementos del estado de carga lateral respecto a su desplazamiento lateral último correspondiente al último nivel de la edificación. La curva está conformada con una serie de segmentos de rectas de pendiente decreciente vinculados a la progresiva degradación de la rigidez y en general al daño; este tipo de evaluación se conoce como un análisis “pushover” y su resultado está fuertemente ligado por su distribución de carga lateral, pero sin embargo existen otras recomendaciones de cómo establecerlos de manera racional como que la distribución de fuerzas inerciales sea consistente o como su forma de vibración de sus modos. (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)

La curva definida por un desplazamiento “d” representa a la secante de la estructura o la rigidez efectiva asociada a dicho desplazamiento, utilizando las propiedades modales vinculadas al modo fundamental de vibración se puede transformar la curva de capacidad al nuevo formato ADRS “Acceleration- Displacement Response Spectra” donde representa “ $S_a$ ” a la aceleración espectral y “ $S_d$ ” al desplazamiento espectral denominándose el espectro de capacidad. Para el cálculo se realizará esta conversión, en cada punto ( $V_{0i}$ ,  $\Delta n_i$ ) de la curva de capacidad que representa al punto ( $S_{ai}$ ,  $S_{di}$ ) del espectro de capacidad, utilizando la siguiente fórmula:

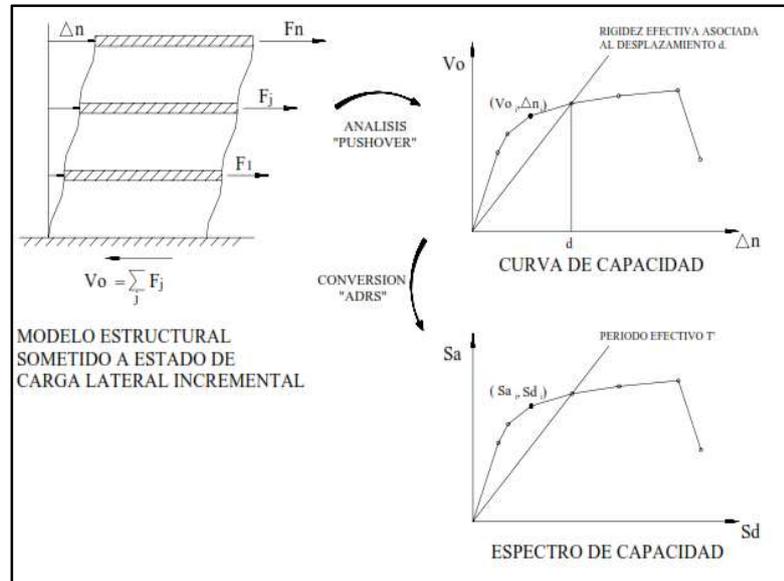
$$S_{d_i} = \frac{\Delta n_i}{(\beta_1 \times \phi_{1,n})} \qquad S_{a_i} = \frac{V_{0_i}}{\alpha_1} \qquad \dots\dots\dots \text{Ec.45}$$

Donde:

$\beta_1$ : factor de participación asociado al modo fundamental.

$\Phi_{1,n}$ : amplitud en el nivel n, de la forma de vibración del modo fundamental.

$\alpha_1$ : masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración, ver tabla 18.



**Figura 18.** Espectro de capacidad

Fuente: FEMA, 1996

Cada línea trazada del punto de origen de la curva está representada por una pendiente denominada  $(w')^2$ , donde  $w'$  está representada por la frecuencia circular vinculada a la respuesta efectiva del sistema cuando se deforma hasta el desplazamiento espectral, donde el periodo efectivo de la estructura es representada por  $T'$  vinculada al desplazamiento espectral que se determina como  $T' = 2\pi/w'$ . (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)

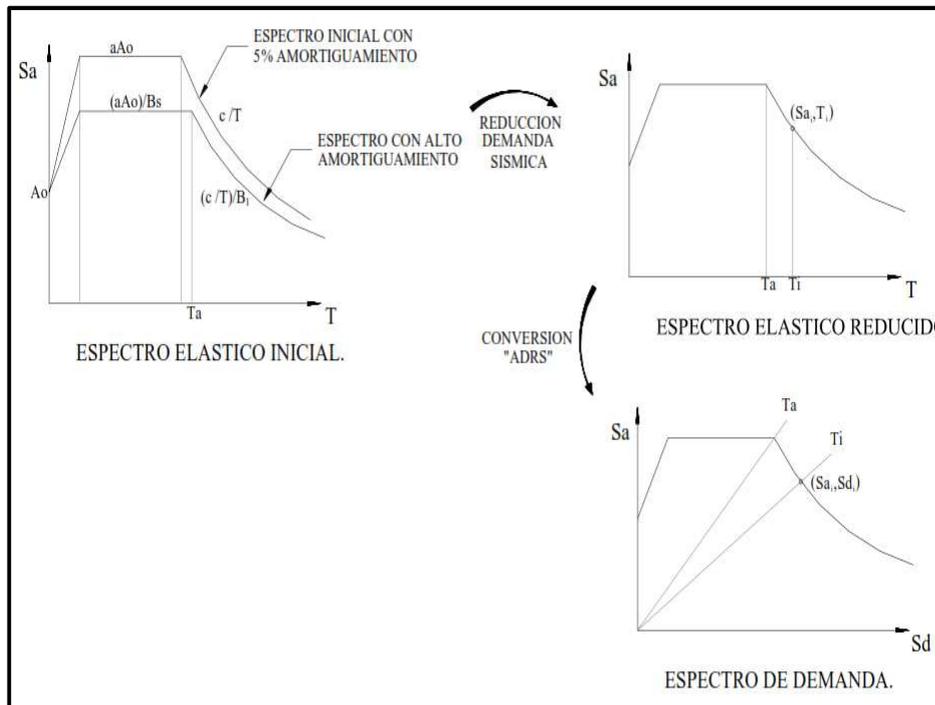
## B. Espectro de demanda

En la figura 19 nos indica que la demanda sísmica inicialmente se caracteriza utilizando el espectro de respuesta elástico de aceleración típica para un amortiguamiento del 5% que debe ser transformado a formato ADRS, es decir, la aceleración espectral que representa a “ $S_a$ ” a una fracción de la aceleración de gravedad representada por “ $g$ ”, respecto el desplazamiento espectral representada por “ $S_d$ ”, para la conversión de cada punto “ $S_{a_i}, T_i$ ” del espectro de respuesta donde el periodo  $T_i$  está en segundos los que corresponden al punto “ $S_{a_j}, S_{d_j}$ ” del espectro de demanda, como nos señala la siguiente formula:

$$Sd_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sa_i \times g \dots\dots\dots Ec.46$$

Debe de estar sucesivamente ajustado el factor de amortiguamiento compatible del espectro de respuesta elástico con nivel de deformaciones esperado, para los niveles altos de deformación se esperan incrementos significativos para disipar la energía más aun cuando la estructura presenta dispositivos de disipación para lo cual la demanda sísmica inicial deberá de reducir en proporción a su incremento del amortiguamiento efectivo.

Las recomendaciones que proporciona los valores de amortiguamiento para los diferentes sistemas estructurales (tabla 18) y la modificación de los factores de respuesta elástica dependientes del amortiguamiento (Tabla 19), deben de aplicarse de manera firme para cada nivel de movimiento del terreno especificado. (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)



**Figura 19.** Espectro de demanda sísmica  
 Fuente: FEMA, 1996

Los amortiguamientos para sistemas estructurales están basados según el sistema predominante del edificio como muestra las siguientes tablas 19 y 20.

**Tabla 19. Amortiguamiento para sistemas estructurales**

Sistema Principal	Estructural	Elástico-lineal (bajo nivel de deformación)	Posterior a la cedencia (alto nivel de deformación)
Estructura metálica		3%	7%
Concreto reforzado		5%	10%
Mampostería		7%	12%
Madera		10%	15%
Sistema dual		(1)	(2)

Notas: (1) Usar un promedio ponderado en proporción a la participación relativa de cada sistema.

(2) Puede usarse el valor del sistema con mayor amortiguamiento.

*Fuente: Freeman et al., 1984*

**Tabla 20. Factor de modificación de la respuesta elástica.**

Factor de amortiguamiento	Factor Bs (Rango de cortos periodos)	Factor B1 (Rango de largos periodos)
≤ 2%	0.8	0.8
5%	1.0	1.0
10%	1.3	1.2
20%	1.8	1.5
30%	2.3	1.7
40%	2.7	1.9
≥ 50%	3.0	2.0

*Fuente: FEMA, 1996*

### C. Consideración de la respuesta sísmica máxima

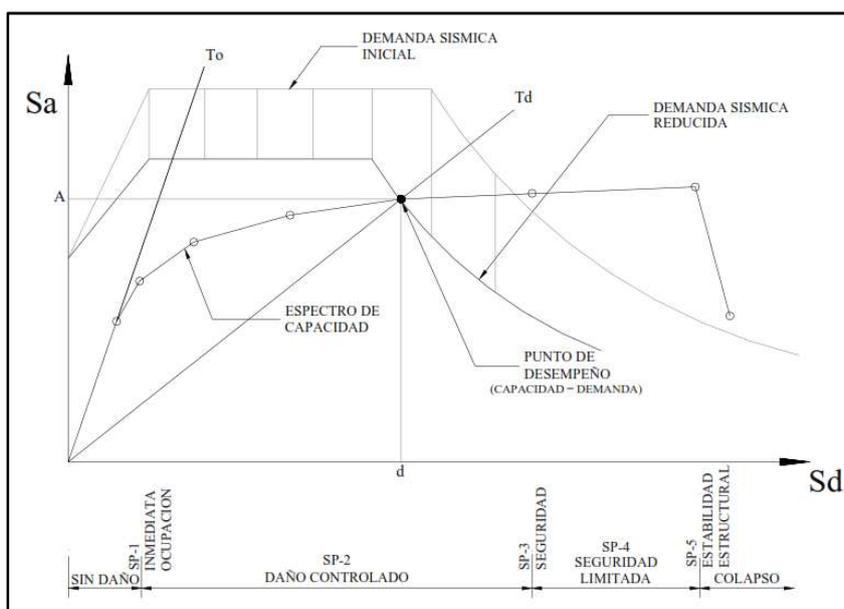
Es posible de identificar la intersección de las curvas superponiendo el espectro de capacidad con el espectro de la demanda sísmica, precisando el punto de desempeño (A,d), donde se igualan la demanda y la capacidad. Este punto figura la respuesta estructural dada al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral vinculado al máximo desplazamiento, que permiten determinar el desplazamiento  $\Delta_n$  y corte basal  $V_o$ , usando la metodología de análisis modal, de manera indicada en la siguiente formula:

$$V_o = Ax\alpha_1 \quad \Delta_n = dx\beta_1x\phi_{1,n}$$

Si el desplazamiento representado por “ $\Delta_n$ ” está vinculada a un nivel de deformaciones que no es coincidente con el nivel de amortiguamiento implícito en la reducción de la demanda sísmica supuesta, es indispensable

repetir el proceso hasta lograr compaginar los parámetros, similar utilizando parámetros modales vinculados modos superiores de vibración que puede obtenerse la respuesta estructural para otros modos de vibración.

La Figura 20, describe gráficamente el procedimiento donde se visualiza el espectro de demanda sísmica inicial debe ser reducido considerando un factor de amortiguamiento compatible con la capacidad de disipación sísmica de energía del sistema, que está vinculado con el nivel de deformaciones esperado y definido por el punto de desempeño del espectro de capacidad, vinculado en el eje de las abscisas los correspondientes a los valores espectrales de desplazamientos que determinan los rangos de desempeño estructural, es posible considerar de manera directa el desempeño de la estructura para los diferentes niveles de la amenaza sísmica. (Comartin, 1996)



**Figura 20** Espectro de Capacidad-Demanda

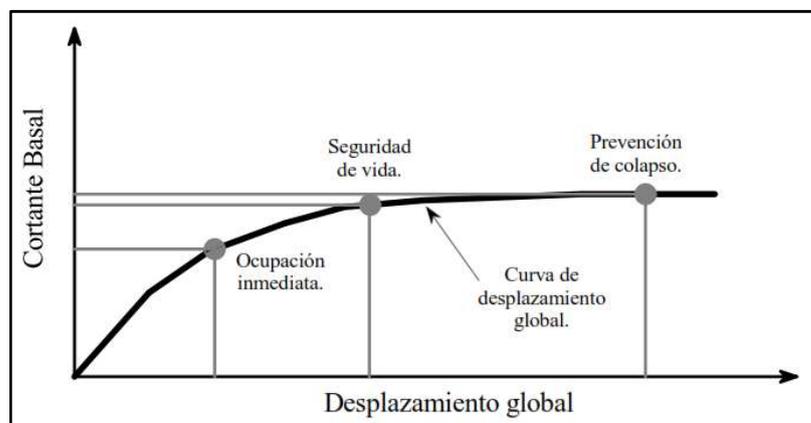
Fuente: ATC-40, 1996

#### 1.2.6. Análisis no Lineal de Edificaciones de Mampostería Confinada:

El análisis estático no lineal nos da como resultado la curva de capacidad (figura 21) bajo desplazamiento lateral monótonamente creciente, donde se aplica cargas laterales en un patrón tal que, aunque varié su grado de magnitud mantiene su valor relativo en altura. Las magnitudes asociadas a la estructura se van incrementando hasta que la

edificación alcance el desplazamiento lateral vinculado al estado máximo de utilidad asociado a la falla o colapso estructural, con los resultados obtenidos se puede lograr la curva relaciona al desplazamiento lateral global con la cortante basal actuante.

El análisis no lineal de marcos momento-resistentes suele considerarse en articulaciones plásticas ubicadas mayormente en los extremos de vigas y columnas, en estos normalmente se desestiman la contribución de efectos de corte para lo que solo se considera las propiedades de los elementos a flexión. Se debe considerarse para este análisis dos tipos de no linealidad: la configuración deformidad de la estructura y con el comportamiento de sus materiales, es posible que el umbral de desplazamiento vinculado a su estado máximo de utilidad es muy bajo que se desprecia no considerando el segundo tipo de no linealidad. (Zúñiga Cuevas & Terán Gilmore, 2008)



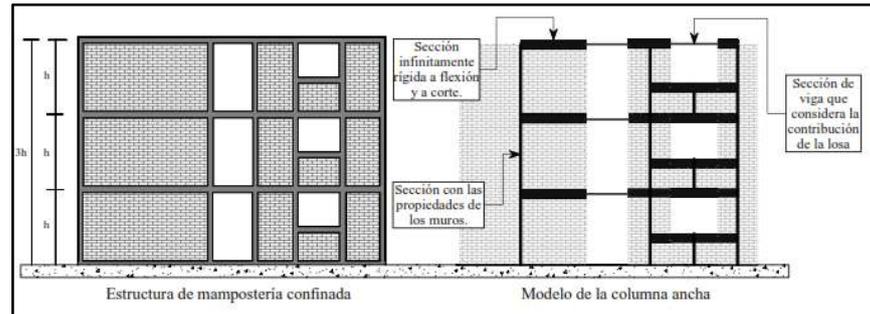
**Figura 21.** Curva de capacidad y estados límite considerados por los lineamientos FEMA.

*Fuente:* Zúñiga Cuevas & Terán Gilmore, 2008

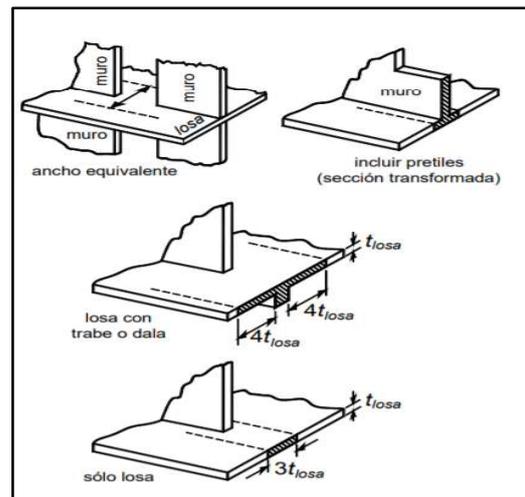
#### 1.2.6.1. Modelo de Columna Ancha:

Se deberán considerarse las propiedades de la estructura de forma que actué de forma semejante como haría una estructura analizada, se considera la propiedades y secciones que conforman la edificación, debe estar constituido por un ensamblaje que se tome consideración las propiedades mecánicas de la mampostería, se puede visualizar en la figura 22 que pueden idealizarse a través de marcos, dentro del contexto

se modelan a través de columnas que deben de presentar propiedades a flexión y corte, a las vigas se le designa rigidez infinita tanto a la flexión como el corte, para estimar las propiedades que tendrán las vigas que acoplan al muro se consideran a la proporción de la losa como indica la figura 23. (Zúñiga Cuevas & Terán Gilmore, 2008, pág. 32)



**Figura 22.** Modelo de columna ancha  
 Fuente: Zúñiga Cuevas & Terán Gilmore, 2008



**Figura 23.** Ancho equivalente de losas.  
 Fuente: Zúñiga Cuevas & Terán Gilmore, 2008

La rigidez elástica de los muros de mampostería se determinan de la siguiente manera:

$$K_0 = \left( \frac{h^3}{\beta EI} + \frac{h}{GA} \right)^{-1} \dots\dots\dots \text{Ec. 47}$$

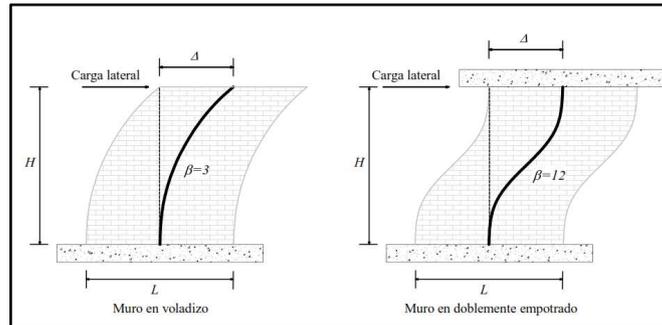
Donde:

K: Es la rigidez elástica

H: la altura de muro

A: el área de corte

I: momento de inercia de su sección transversal  
 E: el módulo de elasticidad  
 G: corte de la mampostería  
 B: factor que depende de las condiciones de apoyo en los extremos del muro (figura 24).



**Figura 24.** Factor de condiciones de apoyo  
 Fuente: Zúñiga Cuevas & Terán Gilmore, 2008

1.2.6.1.1. Modelo modificado de columna ancha

Se plantea un modelo modificado asociado a la componente de deformación por corte, la totalidad de degradación de la rigidez lateral del muro es decir que la rigidez a flexión permanece constante mientras que la de corte permanece modificada, este planteamiento se expresa de la siguiente manera:

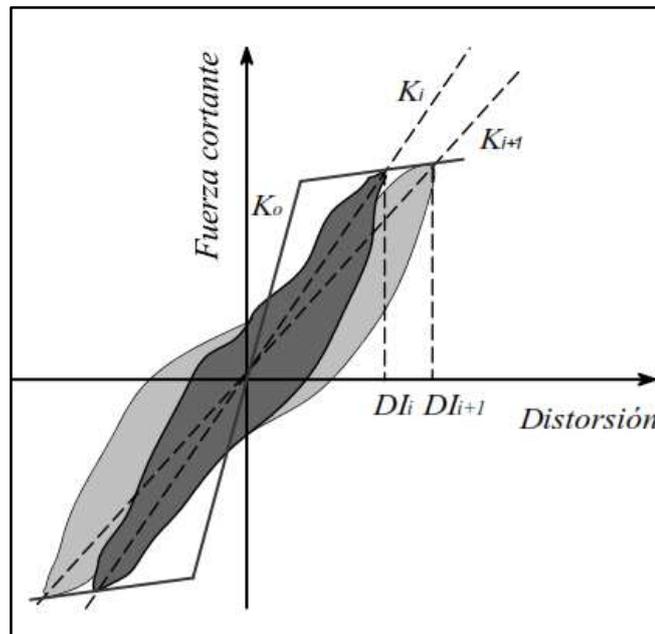
$$K_T = \left( \frac{h^3}{\beta EI} + \frac{h}{GA \left( \frac{K_i}{K_o} \right)} \right)^{-1} \dots\dots\dots \text{Ec. 48}$$

Donde:

Kt: la rigidez de ciclo correspondiente a una distorsión dada  
 Ki/Ko: factor de degradación de la rigidez del muro que depende de la demanda de distorsión (ver Ec. 49).

- Deterioro de la rigidez:

Se puede establecerse mediante la concepción de rigidez de ciclo, se define como la pendiente de la línea secante que se enlaza con el punto de origen del sistema vinculado con la cortante máximo/distorsión máxima mostrada en la figura 25.



**Figura 25.** Cálculo de la rigidez de ciclo.

Fuente: Zúñiga Cuevas & Terán Gilmore, 2008

$$\frac{K_i}{K_0} = \left( \frac{1}{1 + 5300(DI_i - DI_{agr})^{1.2}} \right) \quad \dots\dots\dots Ec.49$$

Donde:

DI<sub>agr</sub>: distorsión lateral asociada al agrietamiento diagonal de la mampostería.

K<sub>i</sub>: Es la rigidez de ciclo

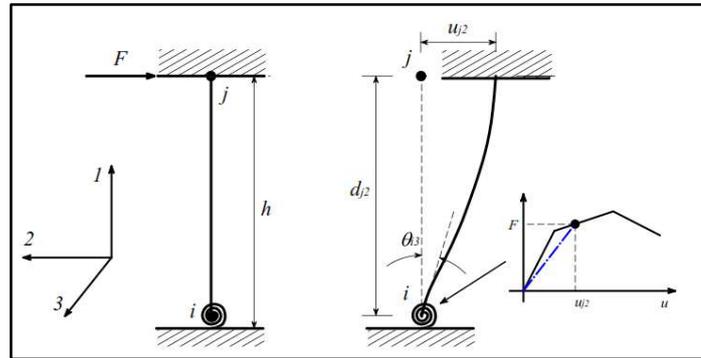
K<sub>0</sub>: rigidez elástica

D<sub>i</sub>: distorsión a la que corresponde la rigidez K

D<sub>i</sub> debe ser mayor que DI

#### 1.2.6.1.2. Aplicación del Modelo Modificado de la Columna Ancha

En la figura 26 se visualiza la idealización de los muros de mampostería con la condición de doble empotramiento, el comportamiento inelástico se modela a través de un resorte rotacional ubicado en la base, se contempla la distorsión de corte.



**Figura 26.** Idealización del modelo modificado de la columna ancha.

*Fuente:* Zúñiga Cuevas & Terán Gilmore, 2008

Se representa la ecuación de rigidez:

$$\begin{bmatrix} M_3 \\ V_2 \end{bmatrix} = \frac{1}{(1+\alpha)} \begin{bmatrix} (4+\alpha)\frac{EI}{h} & -\frac{6EI}{h^2} \\ -\frac{6EI}{h^2} & \frac{12EI}{h^3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_{i3} \\ u_{j2} \end{bmatrix} \dots\dots\dots Ec. 50$$

$$\alpha = \frac{12EI}{h^2GA} \dots\dots\dots Ec. 51$$

Donde:

M3: momento flexionaste en la base del muro

V: es el cortante en la base del muro

E: módulo de elasticidad

I: momento de inercia de la sección; h es la altura del muro

G: módulo de elasticidad a corte

A: área a corte de la sección

$\theta_{i3}$ : la rotación en el nodo i respecto a la dirección 3

$u_{j2}$ : es el desplazamiento del nodo j en la dirección 2

$\alpha$ : factor que relaciona las propiedades de flexión con las propiedades a corte de la sección.

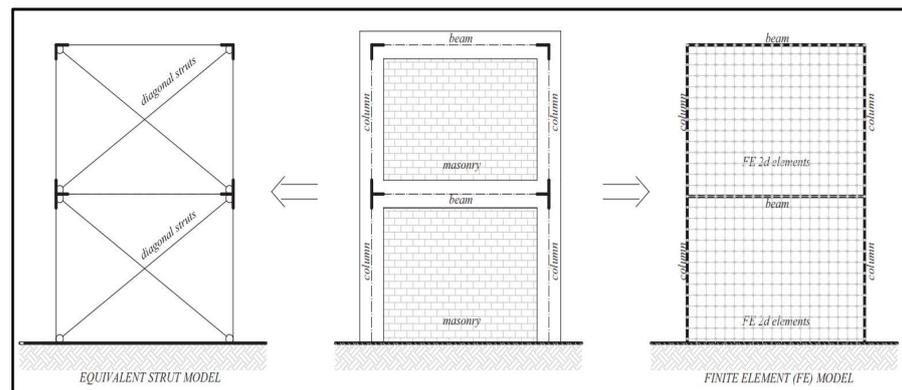
Para las deformaciones pequeñas  $\theta_{i3} \cong u_{j2}/h$ , la cual puede expresarse rigidez de corte en término de flexión y corte a lo siguiente:

$$\frac{V_2}{u_{j2}} = \frac{1}{1+\alpha} \left( \frac{6EI}{h^3} \right)$$

.....Ec. 52

### 1.2.6.2. Modelado de mampostería con el método de muros de relleno en marcos RC

Existen diferentes modelados que se pueden utilizar, de los cuales este método simula la parte mecánica del comportamiento de las paredes de mampostería: se extienden entre los modelos más simples de "puntal equivalente" (macromodelos), cuyos primeros la definición conceptual se remonta a la década de 1960 a más reciente y modelos continuos 2D / 3D refinados visualizar en la Figura 27 formulados dentro del marco del Método de Elementos Finitos (FEM). (Martinelli, 2015)



**Figura 27.** Modelado de mampostería en relleno con puntales diagonales equivalentes (a la izquierda) y modelo continuo 2D (a la derecha).

**Fuente:** Martinelli, 2015

Para definir sus parámetros geométricos el ancho y profundidad del puntal diagonal y el equivalente no lineal comportamiento de la mampostería en relleno no es simple, especialmente cuando hay aberturas, como puertas o ventanas, en la pared.

Los análisis se basan en el empleo de solo dos puntales diagonales equivalentes, que puede transportar cargas solo en compresión como se define en un reciente estudio, el modelo define la rigidez y la resistencia del relleno de acuerdo con la dirección horizontal y luego la envoltura

de desplazamiento de fuerza de la diagonal colocada entre las uniones viga-columna deben transformarse en la dirección de la diagonal.

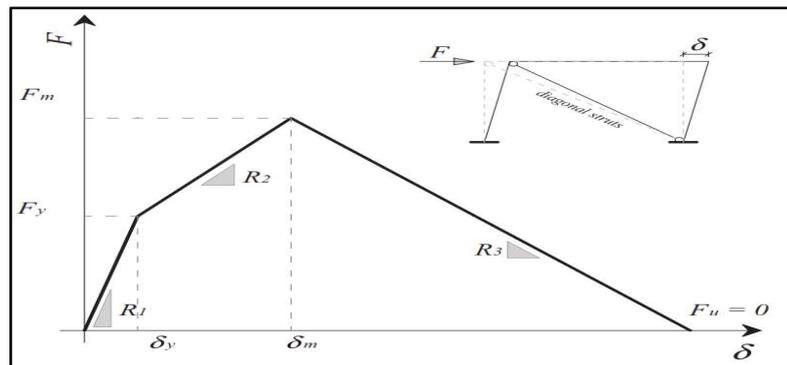
Las paredes de relleno se modelan macro, mediante una relación trilínea que representa el desplazamiento horizontal de fuerza comportamiento de mampostería en muros de relleno. La rigidez inicial  $R_1$  de la curva representada en la Figura 28 se define como sigue:

$$R_1 = \frac{G_w t_w l_w}{h_w} \dots\dots\dots Ec.53$$

Donde:

$G_w$ : módulo de corte de la mampostería de relleno

$t_w, l_w$  y  $h_w$ : son el grosor, la longitud y la altura de la mampostería pared, respectivamente.



**Figura 28.** Relación fuerza -desplazamiento del puntal diagonal medido en dirección horizontal

Fuente: Martinelli, 2015

$$F_m = 0.818 \frac{f_{ws} t_w l_w}{C_l} \left( 1 + \sqrt{C_l^2 + 1} \right), \dots\dots\dots Ec.54$$

$$C_l = 1.925 \frac{l_w}{h_w}, \dots\dots\dots Ec.55$$

Donde

$f_{ws}$ : es la resistencia al corte de la mampostería, obtenida de la diagonal pruebas de compresión.

$F_y$ : supone que al comienzo del agrietamiento es igual a  $0.6 F_m$

$\delta_m$ : es el desplazamiento horizontal máximo de diferentes limitaciones de la deriva del piso.

$F_m$ : es la fuerza máxima que se alcanza a la deriva de un piso de 0.2% para paredes cortas, 0.15% para paredes largas con una ventana y 0.10% para paredes con apertura de puerta.

R3: La rigidez (negativa) de la rama de ablandamiento post-pico es derivado considerando arbitrariamente el desplazamiento al colapso igual a  $5 \delta_m$  y la resistencia residual  $F_u$  igual a cero

Además, el papel de las aberturas se tiene en cuenta al introducir el siguiente  $\lambda_0$  parámetro definido de la siguiente manera:

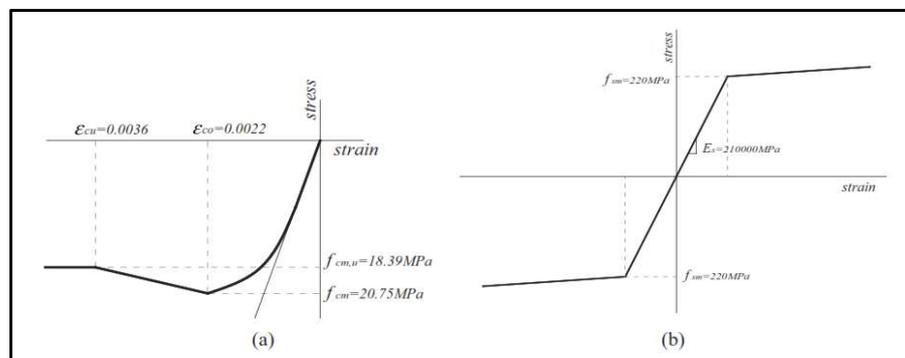
$$\lambda_0 = 1 - \frac{1.5 l_v}{l_w} = 1 - 1.5 \cdot a \geq 0 \quad \dots\dots\dots Ec.56$$

Donde  $l_v$  es la longitud horizontal

$$a = h_v/h_w = l_v/l_w. \quad \dots\dots\dots Ec.57$$

donde  $h_v$  y  $h_w$  son las alturas de apertura y pared, respectivamente.

Una simulación del comportamiento no lineal de vigas y columnas, empleando elementos de plasticidad distribuida basados en la fuerza por utilizando elementos de "columna de viga no lineal" disponibles como ejemplo se empleó para modelar tanto el hormigón de cubierta como el de núcleo como muestra la figura 29.a, mientras que la tensión-deformación con 1% de endurecimiento simétrico se adoptó para barras de refuerzo como muestra la figura 29.b. (Martinelli, 2015)



**Figura 29.** Ejemplo de grafica de deformación basada en sus fuerzas según los materiales.

*Fuente: Martinelli, 2015*

### 1.3. DEFINICIÓN DE CONCEPTOS

#### a. Pórticos:

Son considerados aquellos sistemas que por lo menos el 80% del cortante en la base actúa en las columnas de los pórticos, para el caso que presenten muros estructurales, se diseñarán para resistir la fracción de las fuerzas sísmicas total que les corresponda de acuerdo a su rigidez. (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2009) .

#### b. Dinámica estructural:

Estudia los resultados de las acciones externas que producen las vibraciones en un área de análisis mecánico en las edificaciones. El comienzo de las investigaciones comienza en el siglo XIX de Lord Rayleigh donde estudia los efectos del ruido en cuerpos elásticos que cuentan aún con validez, en el área de mecánica se ha creado métodos de cálculo de estructuras lineales y no lineales sometidas a acciones aleatorias por deterministas. (Guzman, 2009).

#### c. Capacidad:

Es un mecanismo estructural de fuerza máxima esperada (en flexión, cizalla o carga axial) descartando la disminución ( $\phi$ ) de los factores ocasionalmente utilizados en el diseño de los elementos de concreto, la capacidad generalmente indica a la fuerza el rendimiento, punto de la capacidad de la curva o mecanismo a la deformación controlada, los componentes de capacidad va más allá del límite elástico generalmente que incluye a los efectos de endurecimiento por efecto de deformación. (Comartin, 1996)

#### d. Ductilidad

“Mientras mayor sea el valor del desplazamiento de colapso en relación con el desplazamiento límite elástico, la estructura tendrá mayor capacidad de deformación inelástica ... Esta capacidad de deformación más allá del límite elástico se denomina ductilidad” (Muñoz, 2015, pág. 166).

#### e. Comportamiento elástico lineal:

Se refiere al primer fragmento de la deformación de carga bi-lineal, esquema de relación de un componente, elemento, o estructura, entre el límite elástico o punto de rendimiento, este segmento es una línea recta cuya pendiente representa el elástico inicial de rigidez del componente. (Comartin, 1996)

f. Análisis estático no lineal:

Es el grupo simplificado de métodos de análisis no lineales centrales, para esto se utiliza la metodología caracterizada por: uso de un análisis de empuje estático para crear una curva de capacidad que representa la resistencia estructural de la fuerza lateral disponible, una representación del desplazamiento real sometido a una fuerza, que demanda un determinado nivel de peligro sísmico y verificación de rendimiento aceptable. (Comartin, 1996)

g. Análisis de Empuje (Pushover analysis):

Es un análisis estático incremental a base de fuerzas de empuje sometidas y aplicadas a la estructura hasta alcanzar un estado límite o de colapso de la estructura, para establecer el desplazamiento de fuerza relación, o la curva de capacidad, para un estructura o elemento estructural. (Comartin, 1996)

h. Relación esfuerzo deformación:

El esfuerzo es la causa y la deformación es el efecto, estas están sujetas a cargas dinámicas las que intervienen esfuerzos de tensión o de compresión, los esfuerzos cortantes se encuentran en el procesamiento de materiales, etc. (Terminología 3D, s.f.).

## **CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO**

### **3.1. HIPÓTESIS**

#### **3.1.1. Hipótesis general**

El desempeño sísmico difiere significativamente en la estructura de concreto armado con la propuesta de reforzamiento de la Escuela de Psicología de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.

#### **3.1.2. Hipótesis específicas**

- a. No cumple el comportamiento sísmico de la estructura existente de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA, haciendo uso de la RNE E.030.
- b. Con el sistema de reforzamiento estructural propuesto para la escuela de Psicología de la UNSA, cumple los parámetros dados en la norma E.030 de resistencia y rigidez.
- c. Con el cálculo del desplazamiento que es una medida de rigidez de la estructura existente de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA, no cumple con lo estipulado en la norma.
- d. Con el uso del método del coeficiente de desplazamiento, se logrará determinar el punto de desempeño en ambos modelos estructurales existente y reforzado, de la escuela de Psicología de la UNSA.

### **3.2. VARIABLES**

#### **3.2.1. Identificación de la variable independiente**

Modelo estructural aporticado del Pabellón de la Escuela de Psicología.

##### **3.2.1.1. Indicadores**

- Pórtico de concreto armado.

- Antigüedad de 32 años.
- Análisis estático No Lineal

### 3.2.2. Identificación de la variable dependiente

El desempeño sísmico de la estructura de concreto armado esencial.

#### 3.2.2.1. Indicadores

- Fuerza cortante.

Desplazamiento lateral.

- Desplazamiento lateral, aceleración.

Pseudo aceleración.

- Espectro de capacidad y demanda.
- Niveles de desempeño.

### 3.3. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La investigación, por su naturaleza, es no experimental de carácter descriptiva explicativa.

### 3.4. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

El nivel de investigación es básico.

### 3.5. ÁMBITO Y TIEMPO SOCIAL DE LA INVESTIGACIÓN

Ámbito Social:

La antigüedad de los pabellones educativos de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.

Tiempo Social:

El tiempo corresponde al año 2019, durante los meses de agosto a diciembre.

### 3.6. POBLACIÓN Y MUESTRA

#### 3.6.1. Unidad de estudio

La investigación comprende únicamente en el pabellón de Psicología de la UNSA

### 3.6.2. Población

La población de estudio de la presente investigación son las estructuras de concreto armado esenciales.

## 3.7. PROCEDIMIENTO, TÉCNICA E INSTRUMENTOS

### 3.7.1. Procedimiento

Revisión de la documentación existente para extraer una mejor delimitación del trabajo, objetivos, hipótesis y variables, ajustándolo a la realidad en la que se va desarrollar la investigación para obtener datos reales y confiables.

### 3.7.2. Técnicas

- Corroborar planos obtenidos por la oficina de infraestructura de la UNSA con la realidad, yendo al pabellón de Psicología.
- Comprobar diferentes métodos para el análisis no lineal, para la obtención de rotulas plásticas.

### 3.7.3. Instrumentos

El presente estudio empleará variables cuantitativas y cualitativas, para ello las principales técnicas e instrumentos utilizados son los siguientes:

Análisis documentario.

- Libros, publicaciones indexadas.
- Graficas comparativas.
- Revisión de las normas ATC y FEMA.
- Revisión de bibliografía aplicada al análisis no lineal.

Aplicación de programas

- Hojas de Cálculo
- Software especializado (Etabs V16).

## CAPÍTULO IV: RESULTADOS

### 4.1. DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO EN CAMPO

Se hizo la visita al lugar de los hechos al pabellón de Psicología de la UNSA, para corroborar visualmente, si se acerca en lo posible a los planos anexados, los cuales fueron obtenidos por la oficina de infraestructura de la UNSA, ver figuras 30,31 y 32.



**Figura 30** Escuela profesional de Psicología – vista lateral 1  
*Fuente: Propia*



**Figura 31** Escuela profesional de Psicología – vista lateral 2  
*Fuente: Propia*



**Figura 32** Escuela profesional de Psicología – vista posterior

Fuente: Propia

#### 4.2. DISEÑO DE LA PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

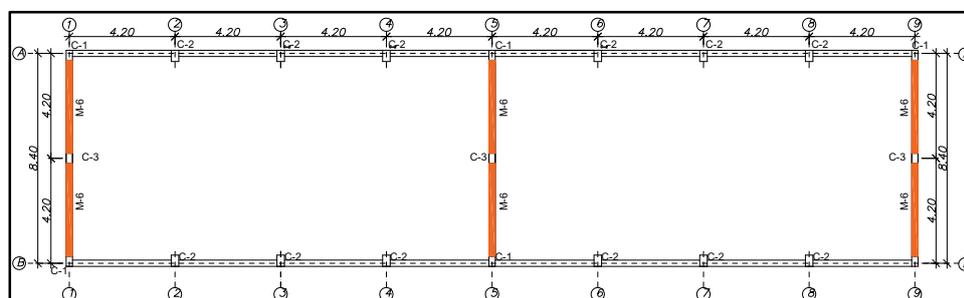
Los resultados que se presentan a continuación son de dos fases del proyecto de investigación, la primera es la estructura reforzada y no reforzada analizada con la norma convencional la E.030 y la segunda es la misma estructura analizada con el análisis estático no lineal, más conocido como pushover, en la que pudimos obtener las curvas de capacidad de la estructura reforzada y no reforzada.

#### 4.3. RESULTADOS

##### A. ANÁLISIS LINEAL- SIN REFORZAR

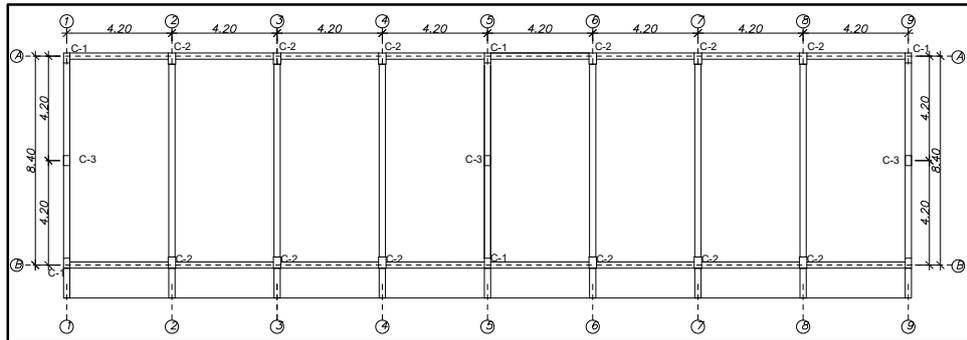
##### I. Modelo de Análisis

Para el modelo de análisis convencional sin reforzar se consideró, este sistema de coordenadas, obtenidas de los planos anexados y de las visitas a campo para verificar dimensiones, ver figuras 33, 34 y 35.



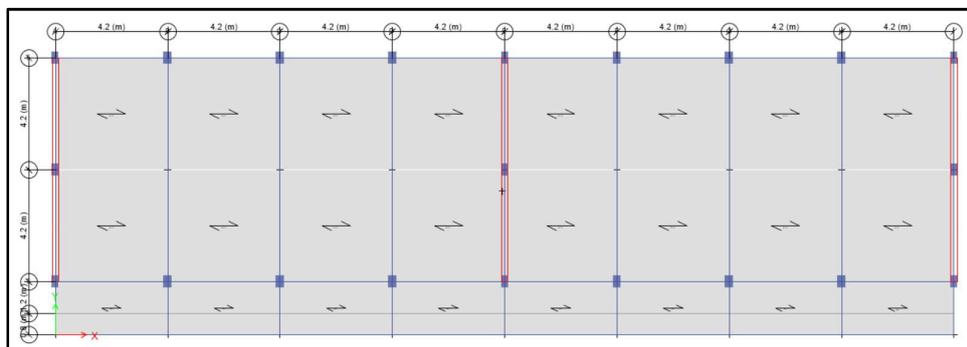
**Figura 33** Vista en planta de la estructura analizada, donde se ven los elementos del sistema resistente.

Fuente: Propia



**Figura 34** Encofrados del 1er al 3er nivel.

Fuente: Propia



**Figura 35** Vista en planta de estructura ingresada al programa.

Fuente: Etabs

## II. Definición de materiales

Seguidamente mostramos los materiales definidos en el programa Etabs, que son el concreto, la albañilería y el acero, para el análisis sismorresistente. Los cuales fueron tomados en cuenta, según los planos existentes anexados. Ver figuras 35, 36 y 37.

General Data	
Material Name	Concreto Fc=210 Kg/cm <sup>2</sup>
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	2402.77 kgf/m <sup>3</sup>
Mass per Unit Volume	0.245 tonf-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2173706.51 tonf/m <sup>2</sup>
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C
Shear Modulus, G	905711.05 tonf/m <sup>2</sup>

**Figura 36** Definición de las características del concreto.

Fuente: Etabs

General Data	
Material Name	A615Gr60
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	7849.05 kgf/m <sup>3</sup>
Mass per Unit Volume	0.8 tonf-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	20389019.16 tonf/m <sup>2</sup>
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117 1/C

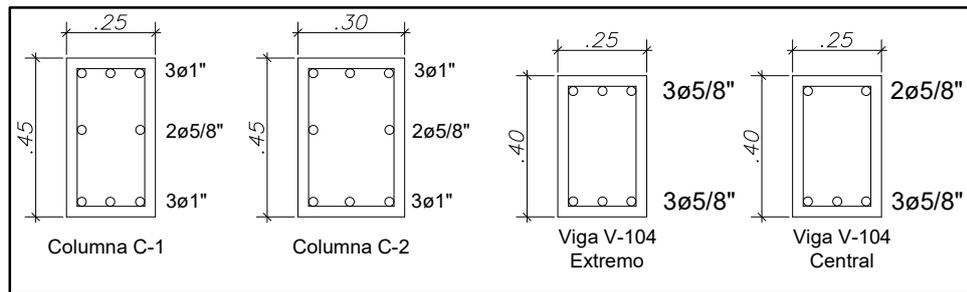
**Figura 37** Definición de las características del acero.  
Fuente: Etabs

General Data	
Material Name	Albañilería
Material Type	Masonry
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	1800 kgf/m <sup>3</sup>
Mass per Unit Volume	0.184 tonf-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	325000 tonf/m <sup>2</sup>
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000081 1/C
Shear Modulus, G	135416.67 tonf/m <sup>2</sup>

**Figura 38** Definición de las propiedades de la albañilería.  
Fuente: Etabs

### III. Definición de las secciones transversales a usar

Para el análisis se definió las siguientes secciones tanto para vigas como columnas, ver figura 39.

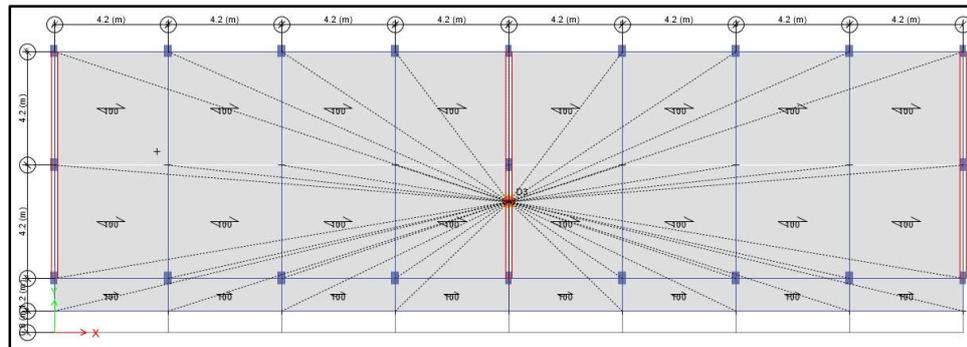


**Figura 39** Secciones transversales de los elementos estructurales.

Fuente: Propia

#### IV. Definición de las cargas gravitacionales

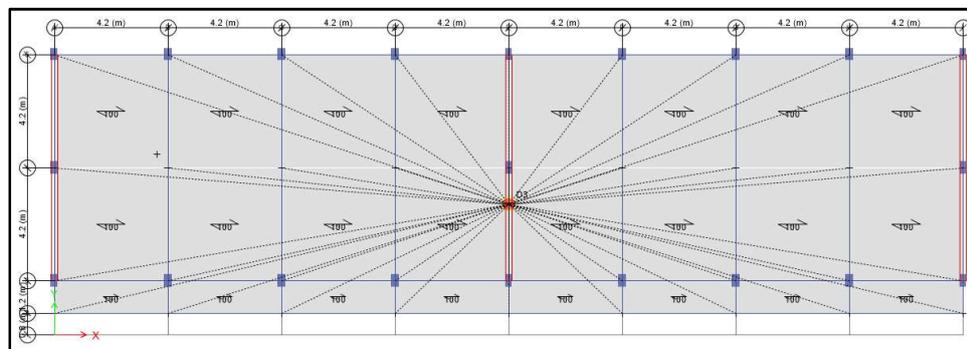
Cargas muertas: Se definió 300 Kg/m<sup>2</sup> para losa aligerada de 20cm de espesor y piso terminado 100 Kg/m<sup>2</sup> del 1ro al 3er nivel, ver figura 40.



**Figura 40** Cargas muertas provenientes de acabados, en piso típico y azotea.

Fuente: Etabs

Cargas vivas: Se definió 250 Kg/m<sup>2</sup> para aulas y para corredores 400 Kg/m<sup>2</sup> del 1ro al 2do nivel, por último, en el 3er nivel se puso 100 Kg/m<sup>2</sup>, según la norma E.020, ver figura 41.



**Figura 41** Cargas vivas presentes en piso típico y azotea.

Fuente: Etabs

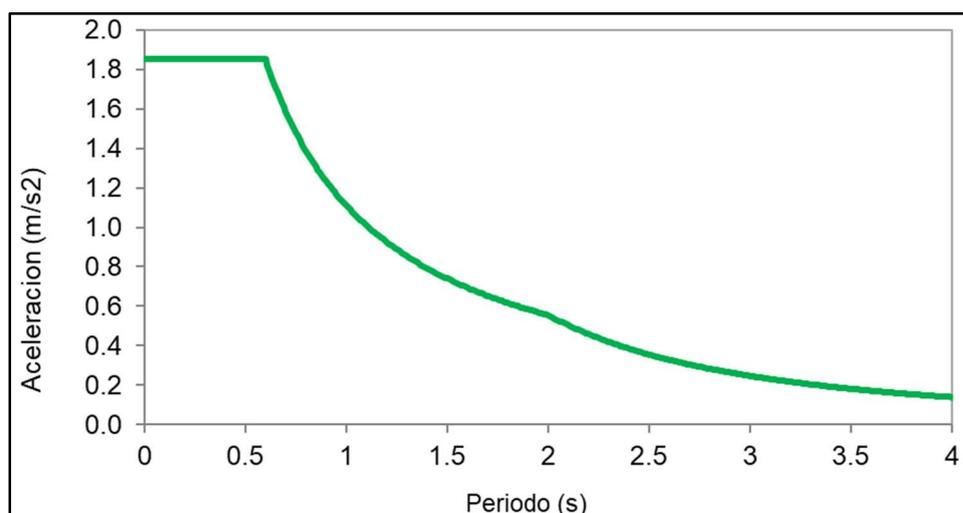
#### V. Definición parámetros, según la norma E.030

Para el sentido x-x el sistema es pórticos de concreto armado, ver tabla 21 y figura 42 y el sentido y-y el sistema es de albañilería, ver tabla 22 y figura 43. El espectro de pseudoaceleraciones, según la norma.

**Tabla 21** *Parámetros de la estructura sentido pórticos.*

Parámetros		
Z	0.35	Factor de zona Z=3
S	1.15	Factor de suelo S=2
T <sub>p</sub>	0.60	Periodo corto
T <sub>l</sub>	2.00	Periodo largo
U	1.50	Factor de uso Categoría= A
R <sub>o</sub>	8.00	Factor de reducción básico
I <sub>a</sub>	1.00	Irregularidad en altura, no presenta
I <sub>p</sub>	1.00	Irregularidad en planta, no presenta
R	8.00	Factor de reducción R=R <sub>o</sub> .I <sub>a</sub> .I <sub>b</sub>

*Fuente: Propia.*



**Figura 42** *Espectro de pseudoaceleraciones sentido x-x.*

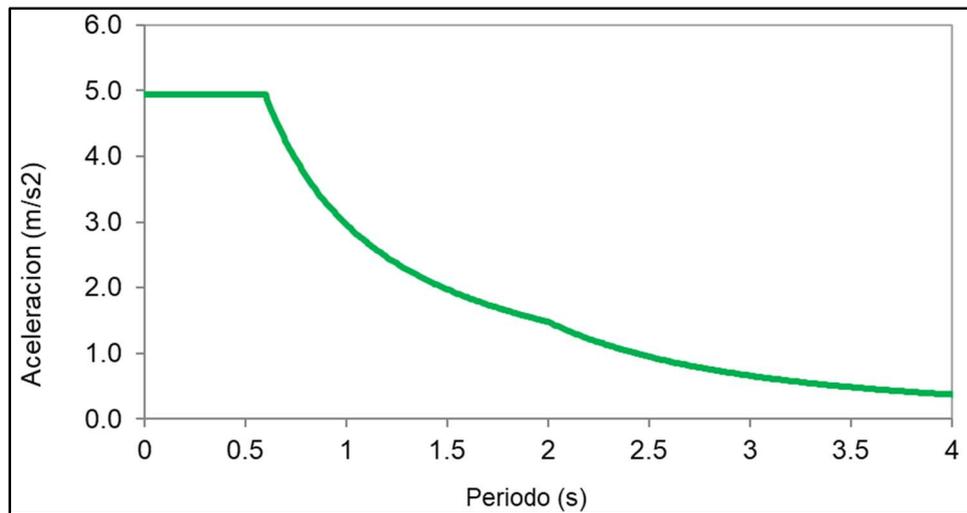
*Fuente: Propia.*

**Tabla 22** *Parámetros de la estructura sentido muros de albañilería.*

Parámetros		
Z	0.35	Factor de zona Z=3
S	1.15	Factor de suelo S= 2
T <sub>p</sub>	0.60	Periodo corto
T <sub>l</sub>	2.00	Periodo largo
U	1.50	Factor de uso Categoría= A
R <sub>o</sub>	3.00	Factor de reducción básico

Parámetros		
Ia	1.00	Irregularidad en altura, no presenta
Ip	1.00	Irregularidad en planta, no presenta
R	3.00	Factor de reducción $R=R_o \cdot I_a \cdot I_b$

*Fuente: Propia.*

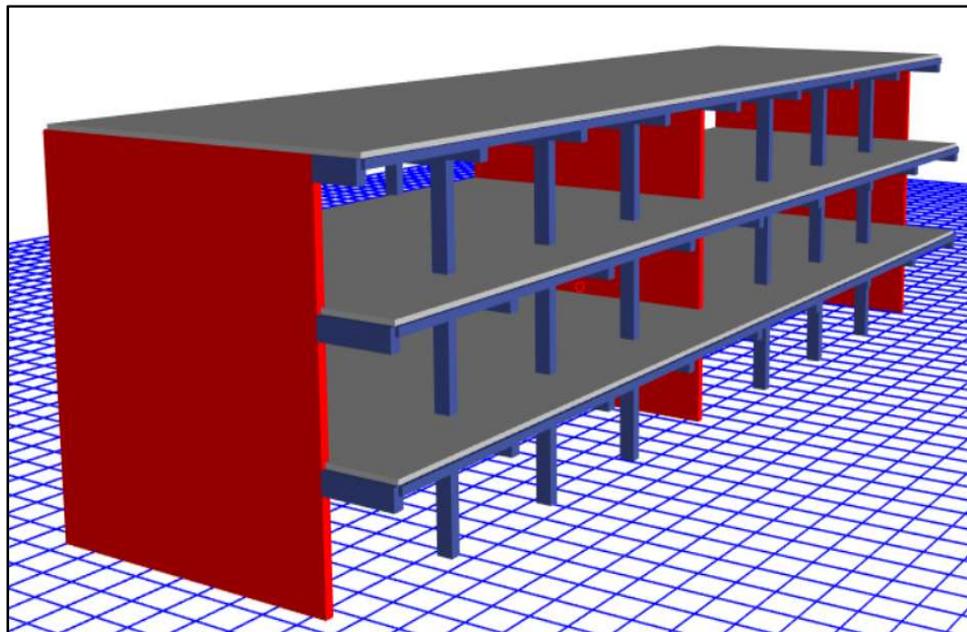


**Figura 43** Espectro de pseudoaceleraciones sentido y-y.

*Fuente: Propia.*

#### VI. Definición del modelo matemático

Una vez ingresado todo lo necesario para el correcto análisis sismorresistente podemos visualizar una vista del modelo, ver figura 44.



**Figura 44** Vista tridimensional de modelo analizado.

*Fuente: Etabs*

## VII. Resultados obtenidos del análisis lineal

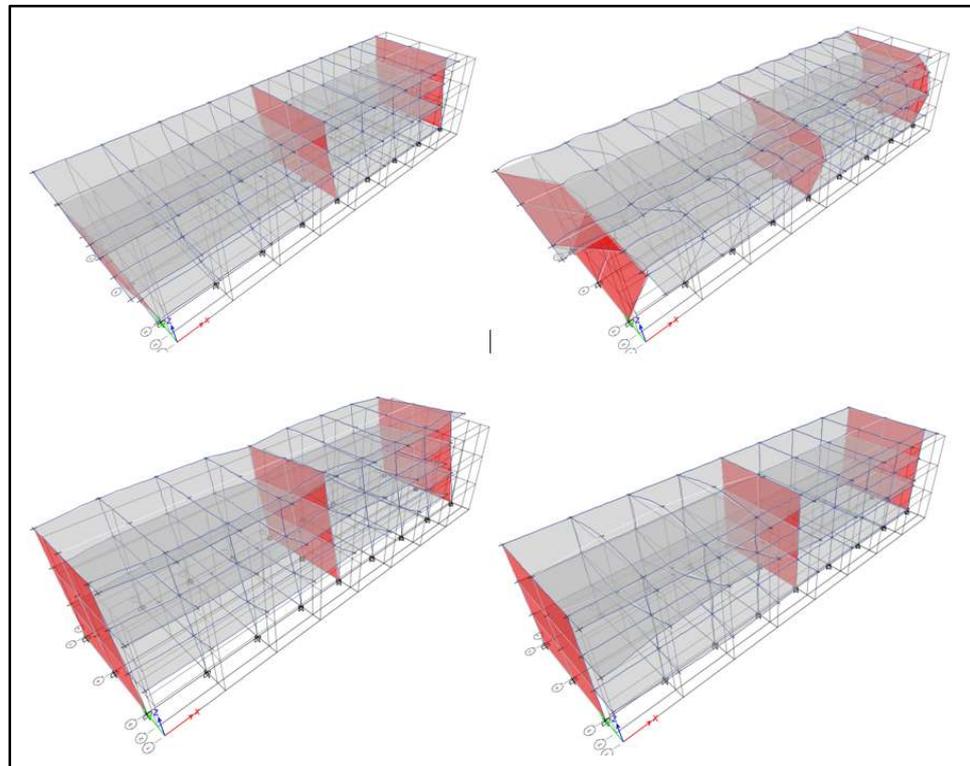
Los periodos de vibración de la estructura sin reforzar se muestran en la tabla 23.

**Tabla 23** Modos y periodos asociados.

Caso	Modo	Periodo seg.	Frecuencia 1/seg	Frecuencia Circular rad/seg
Modal	1	0.74	1.351	8.4872
Modal	2	0.244	4.104	25.7857
Modal	3	0.175	5.71	35.8746
Modal	4	0.152	6.592	41.4168
Modal	5	0.143	7.01	44.046
Modal	6	0.142	7.052	44.3118
Modal	7	0.142	7.053	44.3131
Modal	8	0.14	7.164	45.0127
Modal	9	0.14	7.165	45.019

*Fuente: Propia*

Las formas modales espectrales de la estructura sin reforzar se ven en la figura 45.



**Figura 45** Cuatro primeras formas de modo de la estructura analizada.

*Fuente: Etabs*

Las derivas de entre piso se muestran en las siguientes tablas, 24 y 25, notándose que en el sentido de pórticos de concreto armado no pasa, mientras en el sentido de muros de albañilería pasa, lo establecido en la norma E030.

**Tabla 24** Derivas de ente piso sentido x-x.

Piso	Combinación	Dirección	Deriva	Deriva	Condición
				Norma	
Piso 3	Deriva Máxima	X	0.012506	0.007	NO PASA
Piso 2	Deriva Máxima	X	0.022333	0.007	NO PASA
Piso 1	Deriva Máxima	X	0.019463	0.007	NO PASA

*Fuente: Propia*

**Tabla 25** Derivas de ente piso sentido y-y.

Piso	Combinación	Dirección	Deriva	Deriva	Condición
				Norma	
Piso 3	Deriva Máxima	Y	0.001153	0.005	SI PASA
Piso 2	Deriva Máxima	Y	0.001620	0.005	SI PASA
Piso 1	Deriva Máxima	Y	0.001518	0.005	SI PASA

*Fuente: Propia*

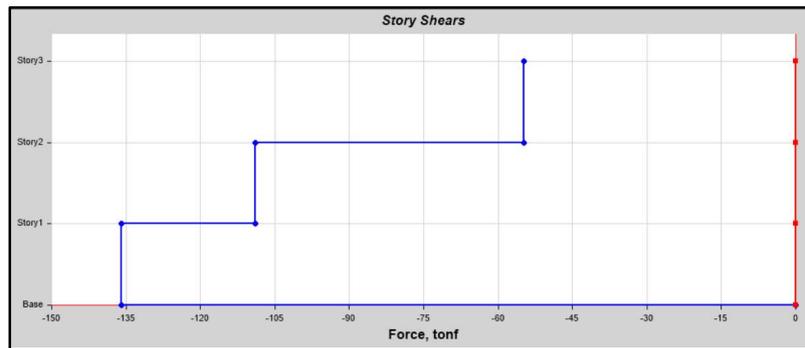
La fuerza cortante en la base, tanto la dinámica como la estática, no se necesitó escalar, ver tabla 26.

**Tabla 26** Cortante basal de la estructura.

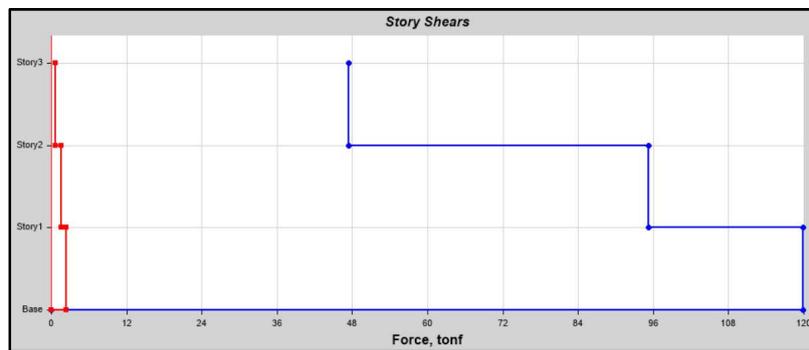
Piso	Sismo	Cortante	Cortante	Norma	Condición
		Tnf	Tnf	80% min	
Piso 1	Estático x-x	135.9554		108.76432	NO
Piso 1	Dinámico x-x	119.9258			ESCALAR
Piso 1	Estático y-y		447.0534	357.64272	NO
Piso 1	Dinámico y-y		379.4721		ESCALAR

*Fuente: Propia*

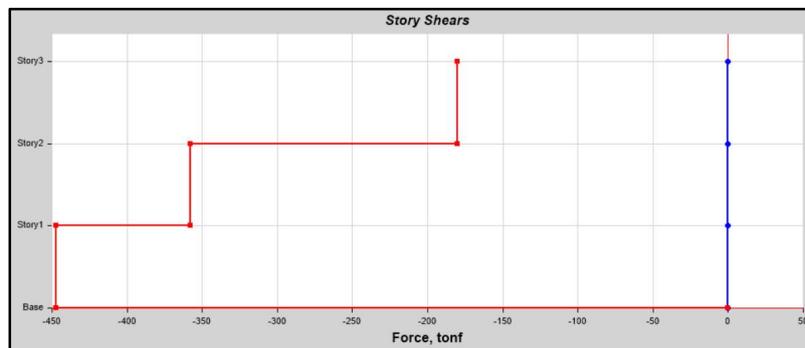
De todo lo mencionado en la tabla 26, a continuación, se muestra en las figuras 46 y 47, la cortante estática y dinámica en el sentido x-x y en las figuras 48 y 49, la cortante estática y dinámica en el sentido y-y.



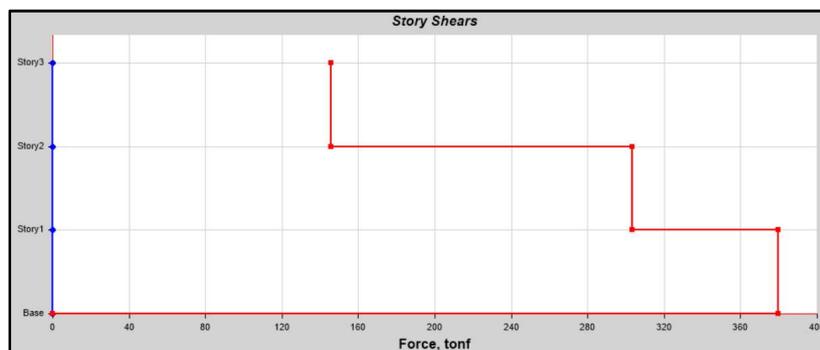
**Figura 46** Fuerza cortante estática sentido x-x.  
Fuente: Etabs



**Figura 47** Fuerza cortante dinámica sentido x-x.  
Fuente: Etabs



**Figura 48** Fuerza cortante estática sentido y-y.  
Fuente: Etabs



**Figura 49** Fuerza cortante dinámica sentido y-y.  
Fuente: Etabs

## B. ANÁLISIS NO LINEAL- SIN REFORZAR

Para iniciar hablando del análisis no lineal primero comentaremos que los materiales, siguen siendo los mismo que ya definimos, ahora agregando la no linealidad de los materiales. También las secciones definidas líneas arriba, siguen siendo las mismas ya que hablamos de la estructura sin reforzar, empezaremos ahora a definir:

### I. Comportamiento no lineal de los materiales

Acero, ver figura 50 el comportamiento.

Módulo de elasticidad :  $E=2.1 (10)^6 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia :  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Deformación unitaria :  $\epsilon_y=0.0021$



**Figura 50:** Curva de comportamiento del acero.

*Fuente: Etabs.*

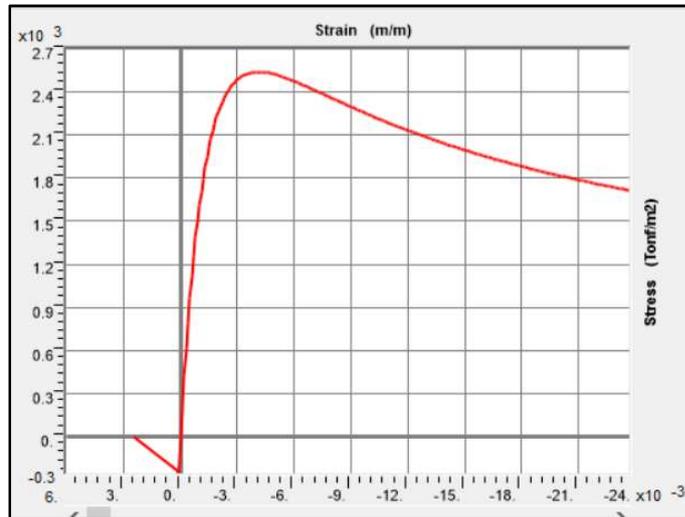
Concreto confinado y no confinado, ver figuras 51 y 52.

Para el concreto confinado se tiene en cuenta el refuerzo que se haya utilizado para cada sección, en columnas y vigas.

Resistencia a la compresión :  $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ .

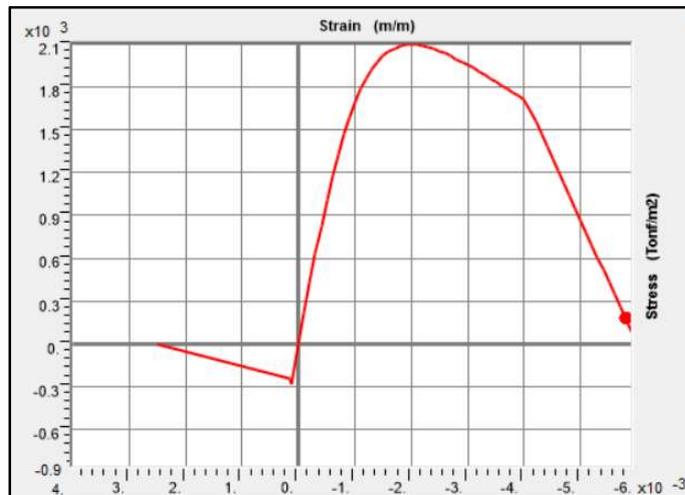
Resistencia a la tracción :  $f_t=30 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad :  $E=15000\sqrt{f_c}=217370.65\text{Kg/cm}^2$



**Figura 51:** Curva de comportamiento del concreto confinado.

**Fuente:** Etabs.



**Figura 52** Curva de comportamiento del concreto no confinado.

**Fuente:** Etabs.

## II. Longitud de rotula plástica

A continuación, se muestran en la figura 53 una serie de expresiones usadas para estimar la longitud de rotulas plásticas.

Referencia del Investigador	Expresión de Longitud de Rótula Plástica
(Baker 1956)	$k \cdot (L/d)^{1/4} \cdot d$
(Sawier Jr 1964)	$0,25 \cdot d + 0,075 \cdot L$
(Mattock 1964)	$0,5 \cdot d + 0,05 \cdot L$
(W. Gene Corley 1966)	$0,5 \cdot d + 0,2 \cdot (d)^{1/2} \cdot (L/d)$
(Park et al 1982)	$0,42 \cdot L$
(Priestley and Park 1987)	$0,08 \cdot L + 6 \cdot d$
(Paulay and Priestley 1992)	$0,08 \cdot L + 0,022 \cdot d \cdot f_y$
(Sheikh and Khoury 1993)	$1,0 \cdot L$
(Watson, S., & Park 1994)	$\frac{L_c}{h} = 1 + 2,8 \frac{P}{d \cdot f_{ck} \cdot A}$
(Panagiotakos and Fardis 2001)	$0,18 \cdot L + 0,021 \cdot d \cdot f_y$
(Bae SJ and Bayrak O 2008)	$\frac{L_p}{h} = \left(0,3 \left(\frac{P}{P_0}\right) + 3 \left(\frac{A_s}{A_g}\right) - 0,1\right) \cdot \left(\frac{L}{h}\right) + 0,25$
(Berry et al 2008)	$0,05 \cdot L + \frac{0,1 \cdot d \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$
(Bairán J. and Bou I. 2014)	$\left(1 - \frac{M_y}{M_u} + \left(1 - \frac{1}{2} \frac{V_s L_v}{M_u}\right) \frac{z}{L_v} \cotan \theta\right) L_v$

**Figura 53** Longitud de rotula plastica.

Fuente: Aguilar.

De todas estas expresiones, la más es la expresión dada por Park y Paulay, expresada mediante la siguiente expresión:

$$l_p = 0.08 \cdot l + 0.022 \cdot d_b \cdot f_{yd} \text{ (MPa)}$$

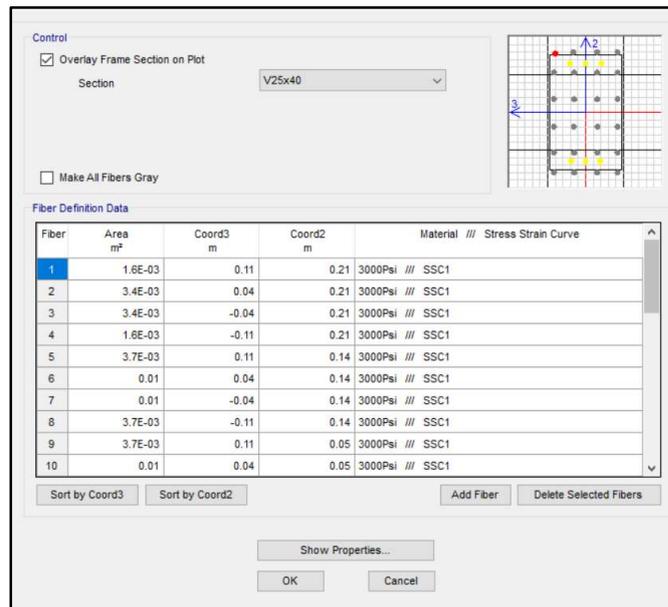
En el caso de análisis considerado se tiene que, para las columnas,  $l=3m$ ,  $d_b=0.0254$ ,  $f_{yd}=420$  MPa. Al sustituir estas expresiones en la expresión mostrada, se obtiene:

$$L_p=0.475=d$$

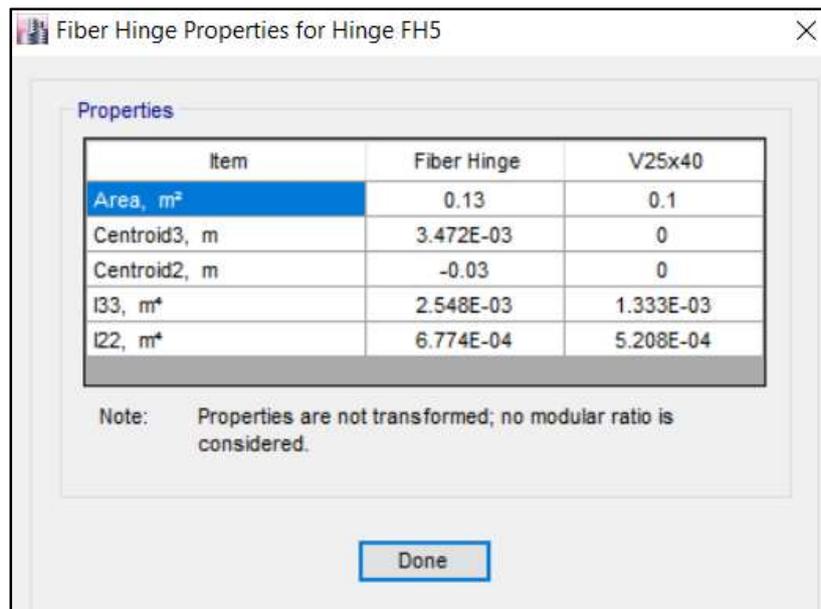
Es decir, la longitud de rotula plástica es aproximadamente el peralte de la sección analizada.

### III. Definición de no linealidad de vigas

Para las vigas se realizó el modelo de fibras, para luego definir las rotulas plásticas en el programa, ver figuras 54 y 55.



**Figura 54** Modelo de fibras de la viga 25 x40 cm.  
Fuente: Etabs.

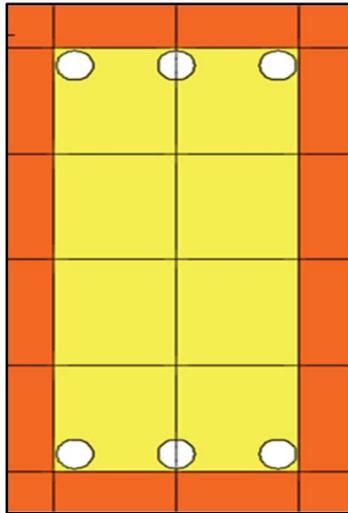


**Figura 55** Propiedades de la fibra en viga 25x40 cm.  
Fuente: Etabs.

#### IV. Definición de no linealidad de columnas

Las rotulas plásticas de las columnas se han generado usando los modelos de fibras. Este tipo de modelos considera que toda sección es una superposición de fibras longitudinales a los que le corresponden materiales diferentes en función de las características de la sección analizada.

En el caso analizado, se consideraron separadamente fibras de acero y de concreto en la sección. Una de las mayores ventajas de los modelos de fibras es que no requieren de la definición de diagramas momento curvatura previos, sino que, al dotar a la sección de las propiedades completas, el algoritmo es capaz de considerar la interacción carga axial y momento flector bidireccional de manera directa, ver figuras 56 y 57.



**Figura 56** Modelo de cómo se definió la sección.

*Fuente: Propia.*

**Control**

Overlay Frame Section on Plot

Section

Make All Fibers Gray

**Fiber Definition Data**

Fiber	Area m <sup>2</sup>	Coord3 m	Coord2 m	Material /// Stress Strain Curve
1	1.6E-03	0.11	0.21	3000Psi /// SSC1
2	3.4E-03	0.04	0.21	3000Psi /// SSC1
3	3.4E-03	-0.04	0.21	3000Psi /// SSC1
4	1.6E-03	-0.11	0.21	3000Psi /// SSC1
5	3.7E-03	0.11	0.14	3000Psi /// SSC1
6	0.01	0.04	0.14	3000Psi /// SSC1
7	0.01	-0.04	0.14	3000Psi /// SSC1
8	3.7E-03	-0.11	0.14	3000Psi /// SSC1
9	3.7E-03	0.11	0.05	3000Psi /// SSC1
10	0.01	0.04	0.05	3000Psi /// SSC1

Sort by Coord3
Sort by Coord2
Add Fiber
Delete Selected Fibers

**Figura 57** Configuración de modelo de fibras.

*Fuente: Etabs.*

## V. Definición de no linealidad de muros de albañilería

Para definir la no linealidad, veamos la figura 58 y 59, donde se definen las siguientes ecuaciones, para hallar los parámetros para definir en el programa.

**Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento**

$lw := 4 \text{ m}$      $hw := 3 \cdot \text{m}$      $tw := 25 \text{ cm}$     *Datos geometricos del muro*

$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 2.567$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$     +    *Resistencia a la traccion diagonal*

$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$

$Fm = 118.712 \text{ tonf}$     *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 71.227 \text{ tonf}$     *Fuerza de fluencia*

$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.01 \text{ m}$

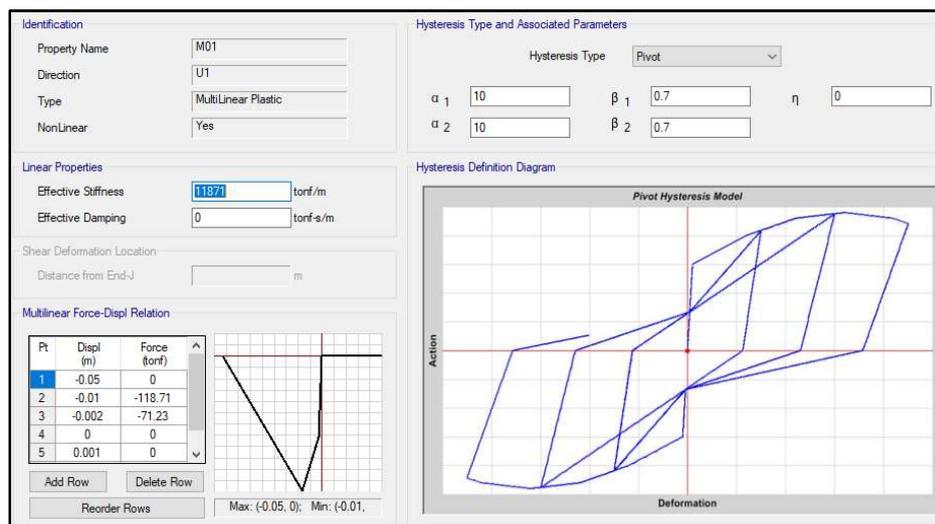
$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.05 \text{ m}$      $ke := \frac{Fm}{\delta m} = 11871.2 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$

$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 40465.6 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.002 \text{ m}$

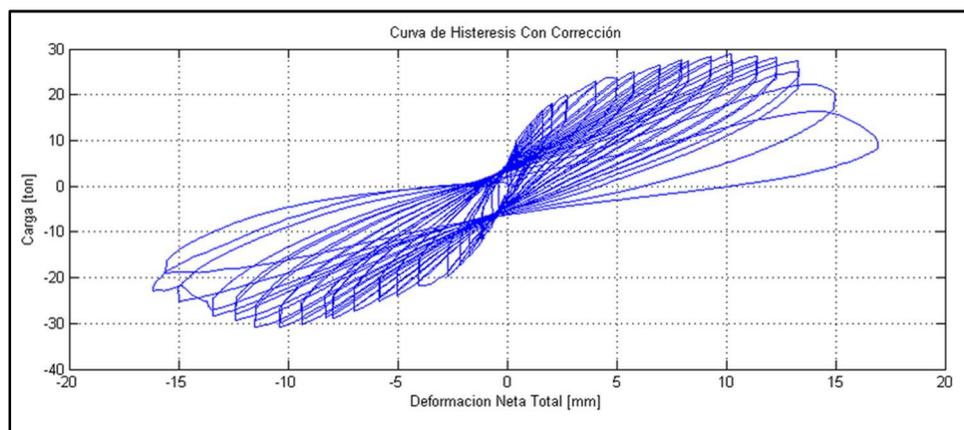
**Figura 58** Ecuaciones para definir el puntal tirante, según martinelli.  
Fuente: Propia.



**Figura 59** Configuración de puntal tirante.  
Fuente: Etabs.

Los parámetros que definen la envolvente del comportamiento de los muros de albañilería se han definido en la figura 59. Es importante comentar que tal envolvente forma parte de la metodología presentada por Martinelli et. al (2015), y que en esencia se define mediante la fuerza de fluencia, fuerza máxima y desplazamiento último.

Antes de comentar el modelo usado para el desarrollo de lazos de histéresis se debe comentar brevemente el comportamiento de muros de albañilería confinada. El comportamiento cíclico de tales elementos tiene como característica fundamental el estrechamiento de los lazos de histéresis cerca del origen, a tal fenómeno se le denomina usualmente Pinching, entonces, cualquier modelo no lineal debe ser capaz de reproducir tal efecto, ver figura 60.



**Figura 60** Modelo de lazos de histéresis.

*Fuente:* Aguilar.

Dentro de la librería de modelos de histéresis presentes en ETABS, existe una opción llamada Pívor, se ha elegido es modelo puesto que es capaz de reproducir el estrechamiento cerca del origen, con un ajuste adecuado de los parámetros que definen este modelo.

## VI. Masas faltantes por ausencia de muros

Los modelos puntal tirante usados para el modelado de los muros de albañilería requieren de la sustitución de los elementos Shell por los mencionados macromodelos, mismos que usualmente carecen de masa, por lo que al realizar la sustitución comentada existe una pérdida de masa. Sin

embargo, si se tiene en cuenta lo mencionado, es posible recuperar la masa perdida por los muros de albañilería realizando una simple diferencia, ver tabla 27 y 28.

**Tabla 27:** Cargas gravitacionales con modelos puntal tirante.

Nivel	Muerta (Tnf)	Viva (Tnf)	Muerta+0.5Viva
Piso 3	232.1065	32.26	248.24
Piso 2	511.8736	137.09	580.42
Piso 1	791.6406	241.92	912.60

*Fuente: Propia.*

**Tabla 28:** Cargas gravitacionales con modelos convencionales.

Nivel	Muerta (Tnf)	Viva (Tnf)	Muerta+0.5Viva
Story3	246.9436	32.26	263.07
Story2	541.5478	137.09	610.09
Story1	836.1519	241.92	957.11

*Fuente: Propia.*

Como se ve existen diferencias entre las masas de los casos de carga muerta para el caso de los modelos puntal tirante y modelos elásticos basados en elementos Shell. A continuación, se muestra un cálculo de esta diferencia y una compensación basada en cargas uniformemente distribuidas, ver tabla 29.

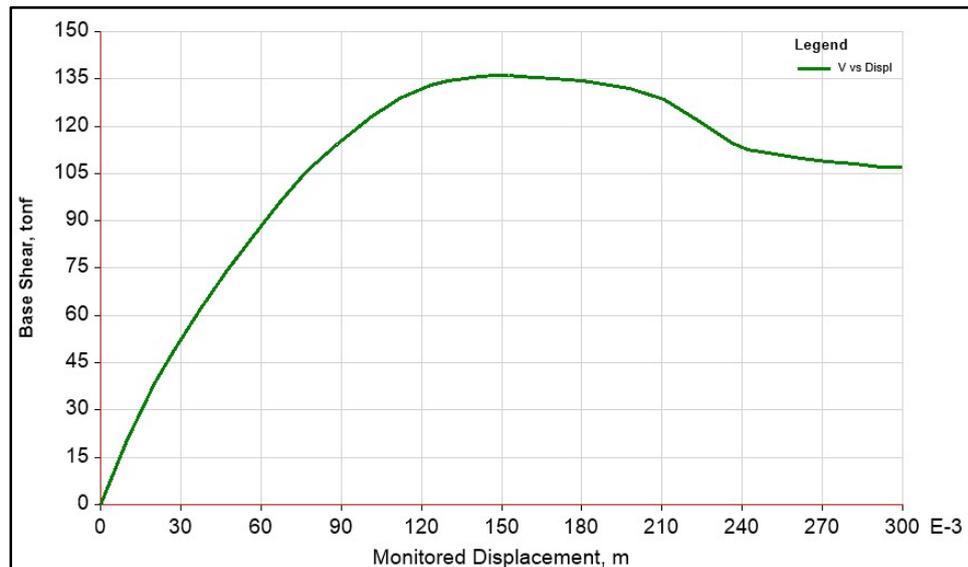
**Tabla 29** Masa por piso.

Modelo 1 (Tnf)	Modelo 2 (Tnf)	Diferencia (Tnf)	Área (m <sup>2</sup> )	C.U (t/m <sup>2</sup> )
248.24	263.07	14.84	360.00	0.04
332.18	347.02	14.84	360.00	0.04
332.18	347.02	14.84	360.00	0.04

*Fuente: Propia.*

## VII. Curvas de capacidad

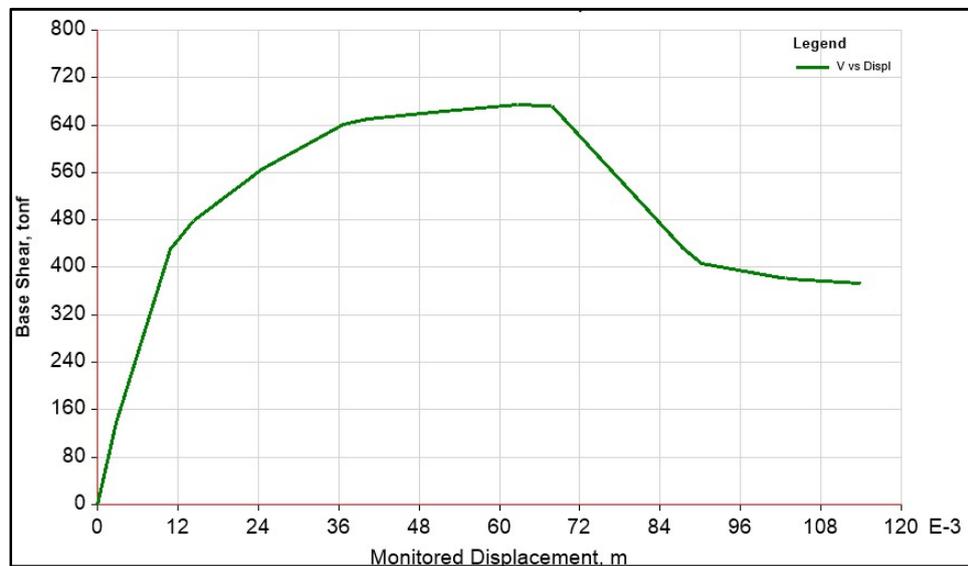
Los resultados del análisis estático no lineal se muestran a continuación. Como se puede observar de estos gráficos, la curva de capacidad de la estructura analizada en la dirección X alcanzó una resistencia lateral de 135t, mientras que la su máxima capacidad de deformación fue de 150 mm, ver figura 61.



**Figura 61** Curva de capacidad de la estructura en dirección X.

Fuente: Etabs.

Se muestra a la curva de capacidad de la estructura en dirección Y. Como se puede apreciar, la resistencia lateral máxima fue de 650 t, mientras que la máxima capacidad de deformación fue de 70 mm, ver figura 62.

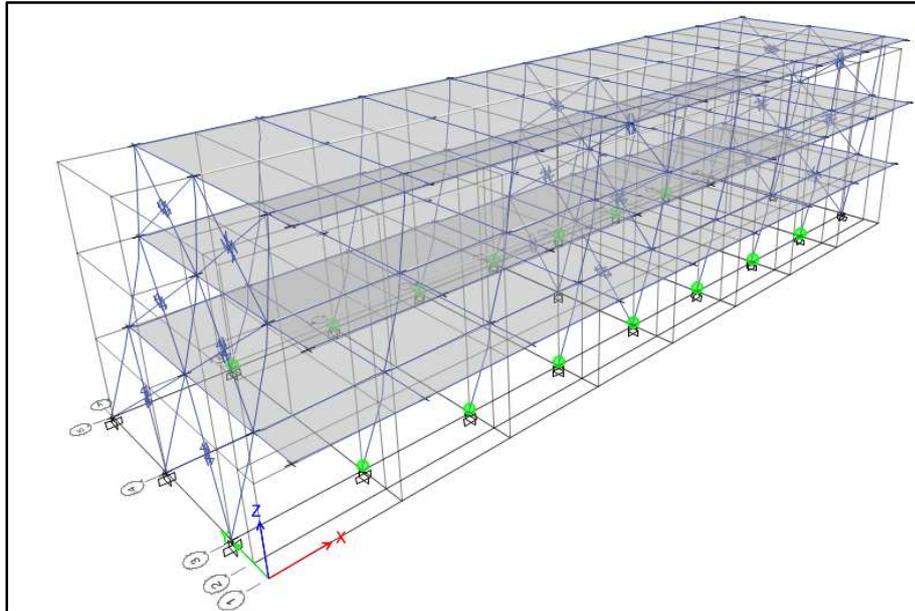


**Figura 62** Curva de capacidad de la estructura en dirección Y.

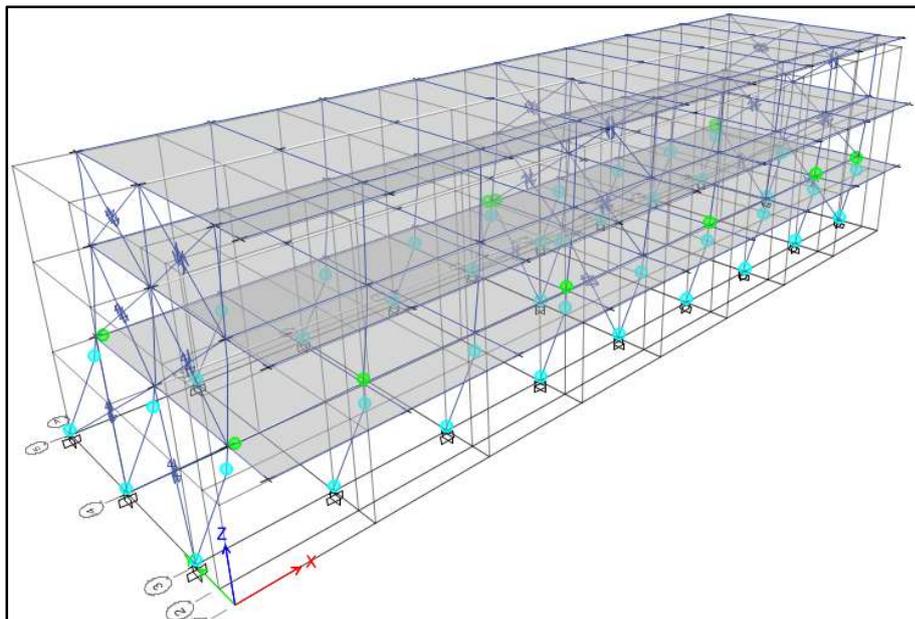
Fuente: Etabs.

## VIII. Comportamiento

A continuación, se muestran partes del proceso de formación de rotulas plásticas obtenidas en el caso del sismo en X, ver figuras de la 63 a la 65.

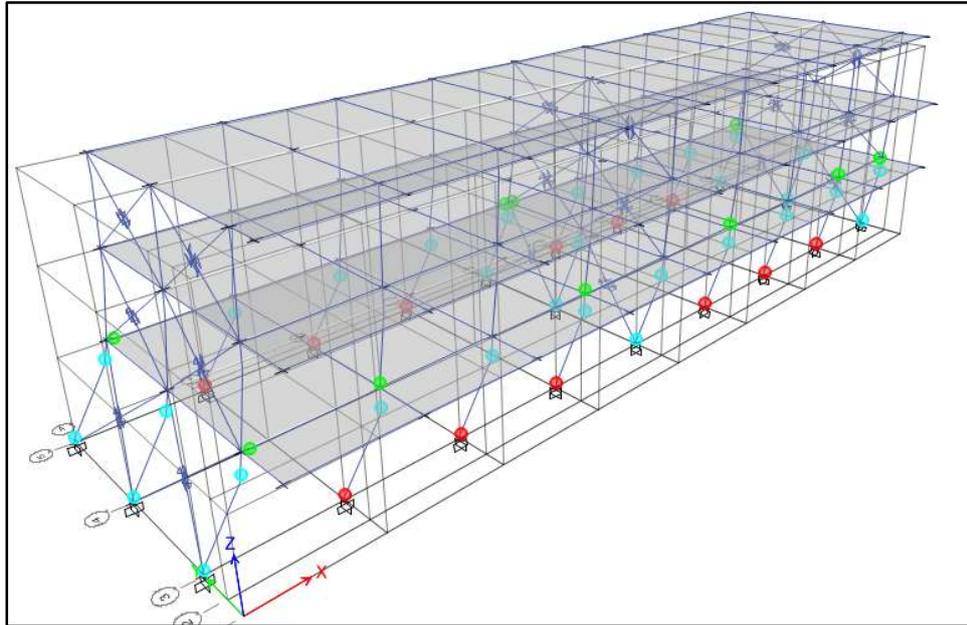


**Figura 63** Comportamiento de la estructura en dirección  $X$ , paso 05.  
Fuente: Etabs.



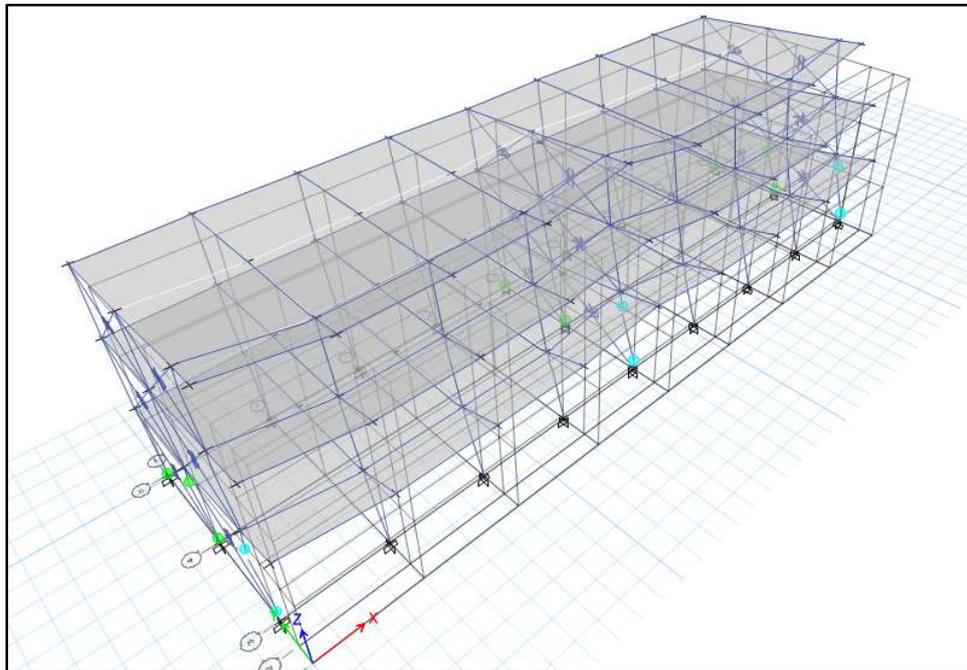
**Figura 64** Comportamiento de la estructura en dirección  $X$ , paso 15.  
Fuente: Etabs.

Como se puede observar de los resultados presentados, la aplicación de las cargas laterales ha provocado la formación de un mecanismo en la base de la estructura analizada. Esto implica que la inestabilidad de la estructura se ha alcanzado y por ende la falla del sistema estructural.

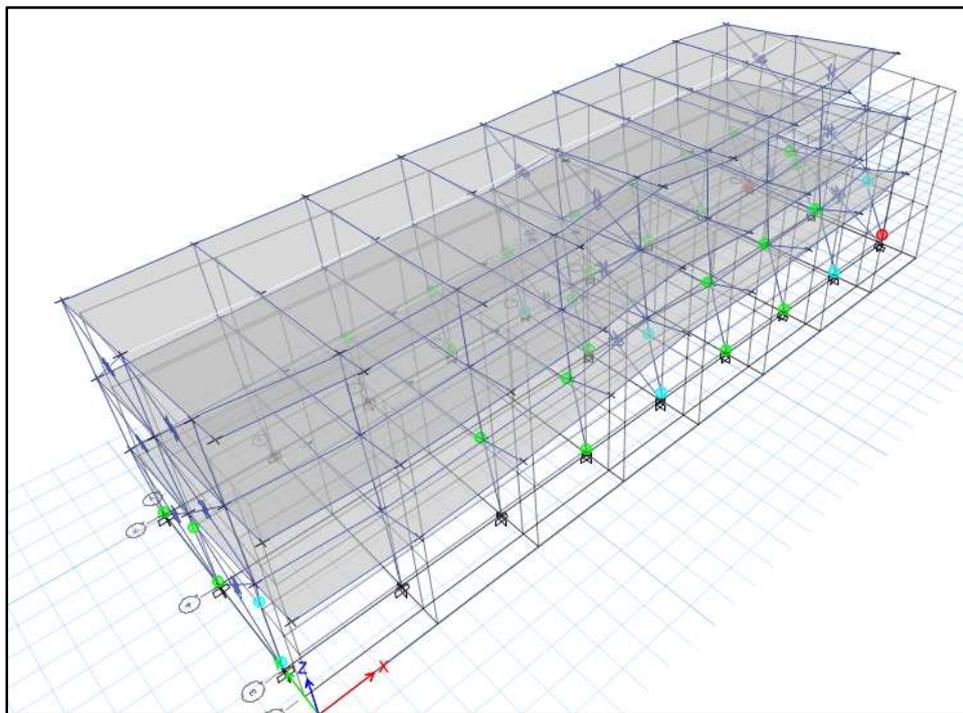


**Figura 65** Comportamiento de la estructura en dirección X, paso 30.  
Fuente: Etabs.

Seguidamente, se muestran partes del proceso de formación de rotulas plásticas obtenidas en el caso del sismo en Y, ver figuras de la 66 a la 67.



**Figura 66** Comportamiento de la estructura en dirección Y en el paso 10.  
Fuente: Etabs.



**Figura 67** Comportamiento de la estructura en dirección Y en el paso 20.  
Fuente: Etabs.

#### IX. Punto de desempeño

- Para un sismo con Periodo de retorno de 2500 años.

Para hallar el punto de desempeño de la estructura usaremos el método del coeficiente de desplazamiento para el análisis sísmico por desempeño, propuesta por el ingeniero Roberto Aguilar, en sentidos x-x, ver figura 68 los cálculos y la gráfica del punto de desempeño se observa en la figura 69.

**Cálculo del coeficiente Co**

$C_o := 1.3$

Tabla 2 Valores recomendados del factor  $C_o$

Número de pisos	Valor de $C_o$
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
más de 10 pisos	1.5

**Cálculo del coeficiente C1**

$T_o := 0.6 \cdot s$

$K_e := 1495.4 \cdot \frac{\text{tonf}}{m}$        $K_i := 2059.1 \cdot \frac{\text{tonf}}{m}$        $T_i := 0.74 \cdot s$

$T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.868 \text{ s}$

$C_1 := 1.0$

**Cálculo del coeficiente C2**

$C_2 := 1.2$

**Aceleración espectral correspondiente al Te**

$S_a := 10 \cdot \frac{m}{s^2}$

**Cálculo del coeficiente C3**

$g := 9.81 \cdot \frac{m}{s^2}$        $V_y := 134.36 \cdot \text{tonf}$        $w := 836 \cdot \text{tonf}$        $\alpha_o := 0.0$

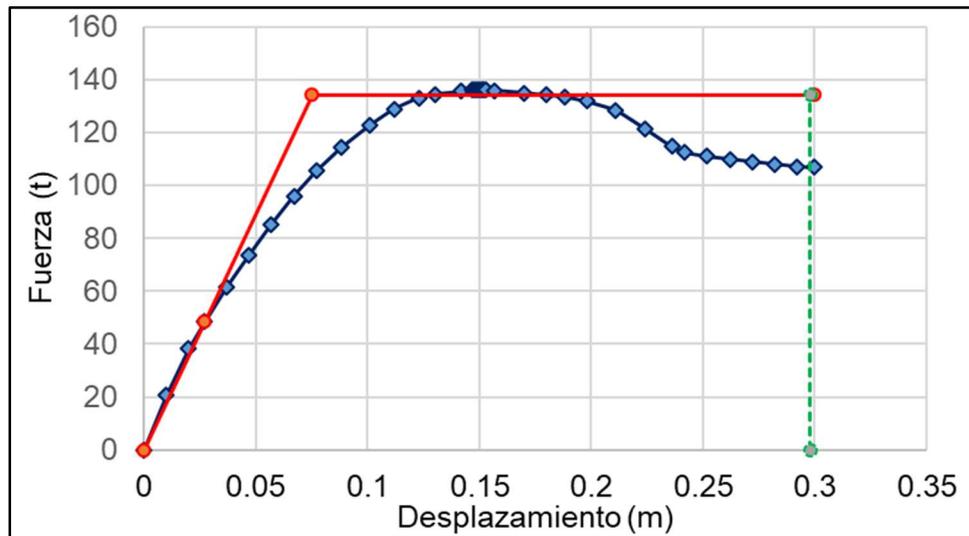
$R := \frac{\frac{S_a}{g} \cdot \frac{1}{C_o}}{\frac{V_y}{w}} = 4.879$        $C_3 := 1 + \frac{\alpha_o \cdot (R-1)^{1.5}}{T_e \cdot \frac{1}{s}} = 1$

**Cálculo del desplazamiento esperado y lateral máximo**

$D_t := C_o \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} = 0.298 \text{ m}$

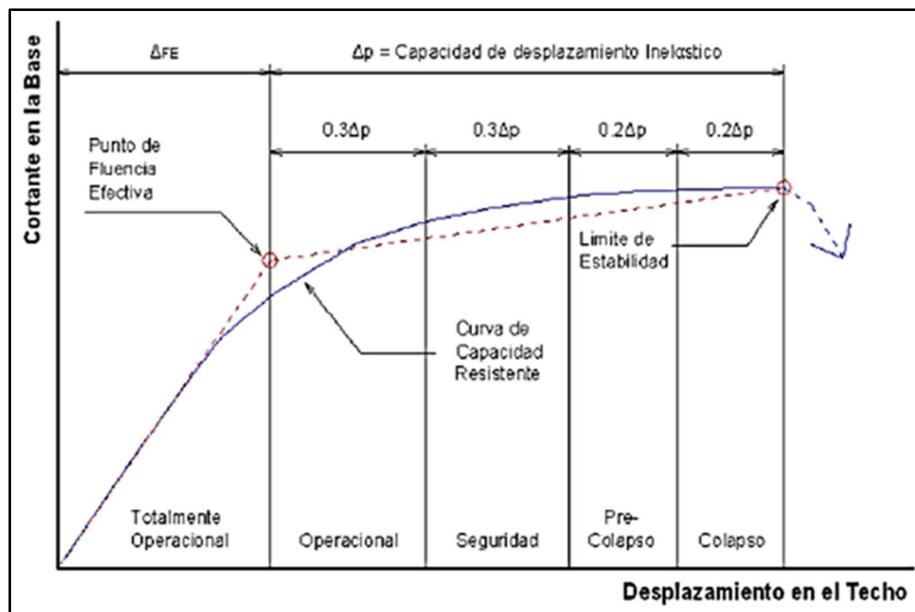
$D_{max} := 1.5 \cdot D_t = 0.447 \text{ m}$

**Figura 68** Cálculo del desplazamiento lateral máximo sentido x-x.  
Fuente: Propia.

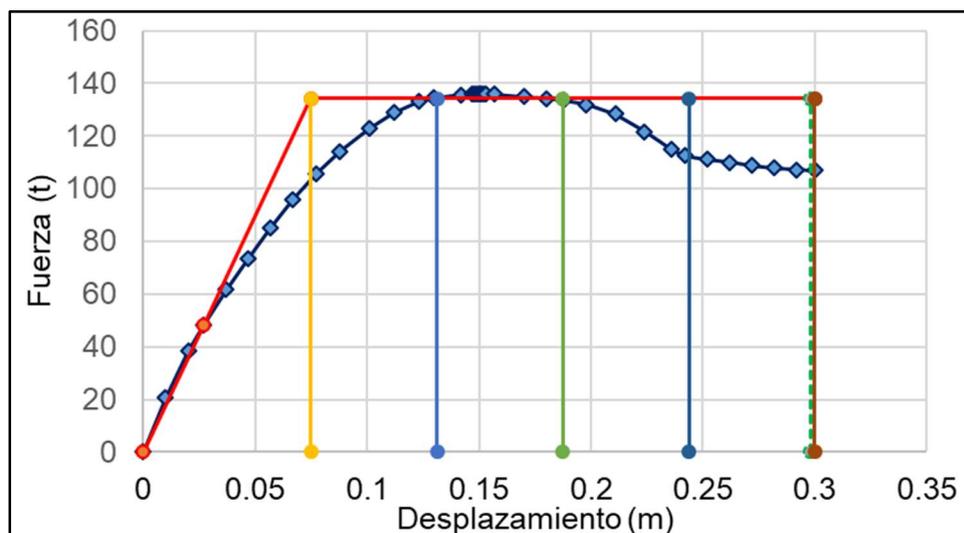


**Figura 69** Punto de desempeño máximo sentido x-x.  
 Fuente: Propia.

El comité visión 2000, nos define niveles de desempeño, en los cuales podemos ver en la figura 70, pero en la figura 71 apreciamos como es que el edificio analizado en el sentido x-x, está en colapso.



**Figura 70** Niveles de desempeño.  
 Fuente: Comité Visión 2000.

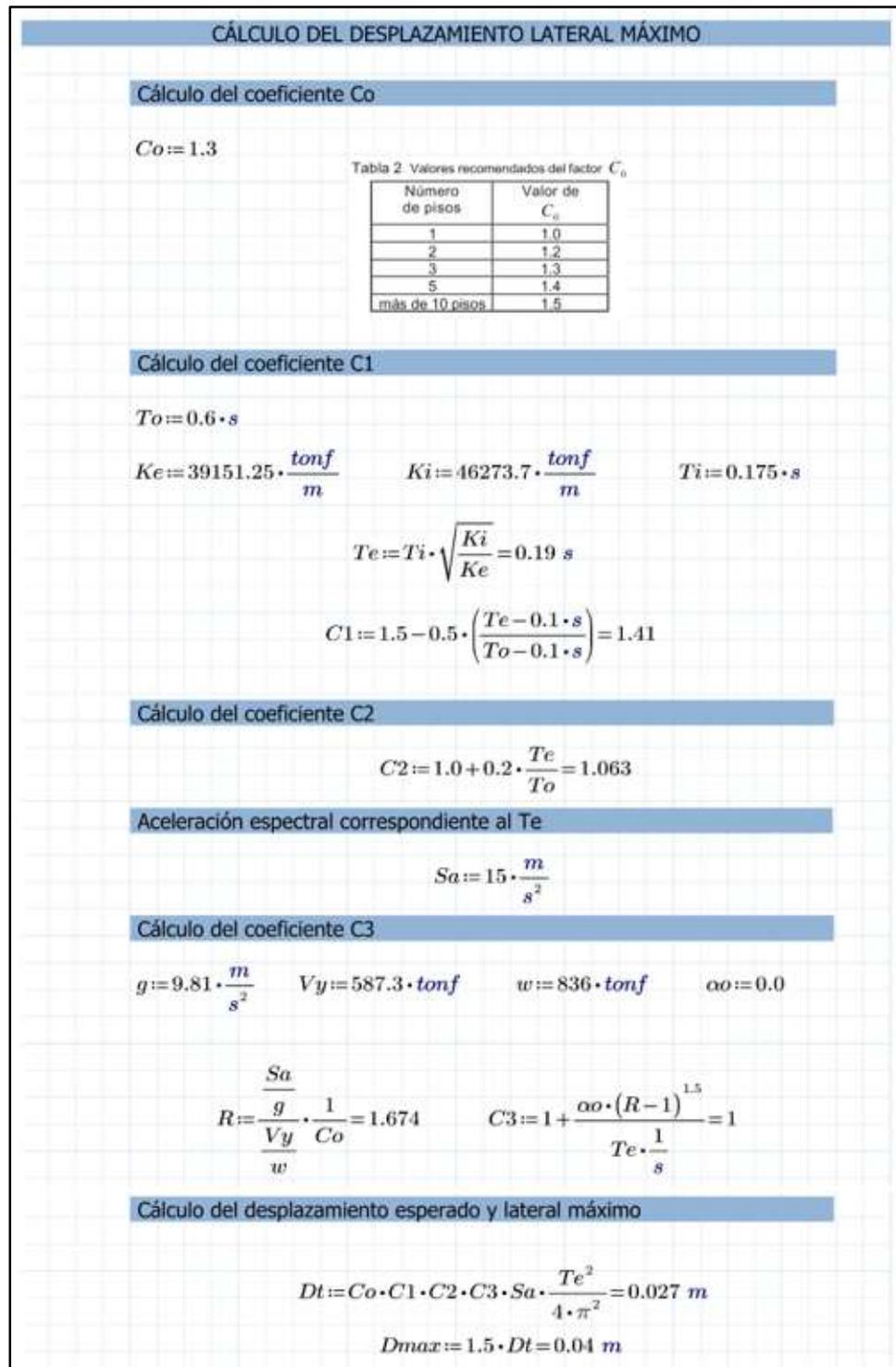


**Figura 71** Nivel de desempeño en el sentido x-x.

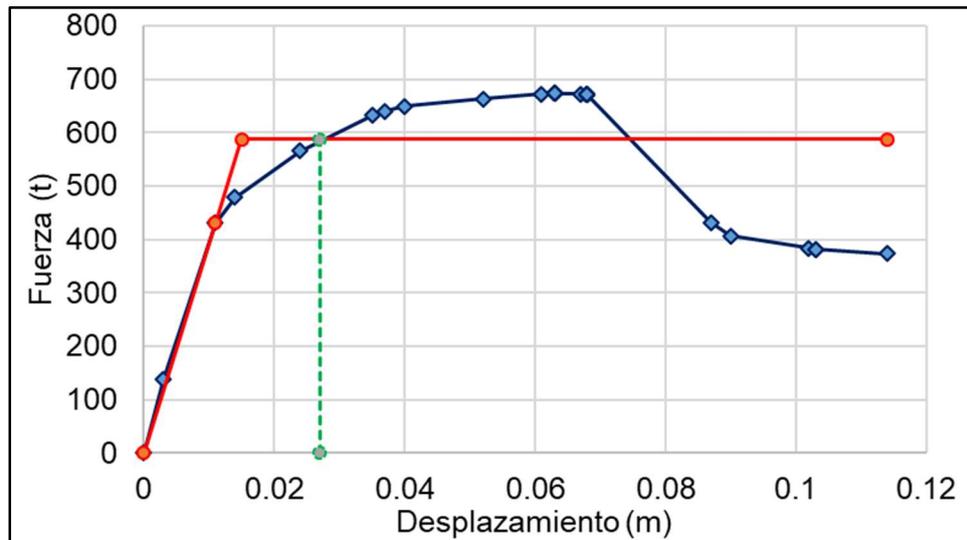
Fuente: Propia.

Podemos concluir que en el sentido x-x, necesita efectuarse un reforzamiento para que la estructura pueda responder mejor a los niveles de desempeño establecidos, ya que la edificación es esencial por ser un pabellón de la universidad.

El cálculo del punto desempeño en el sentido y-y, se define de la misma manera que en el sentido x-x, ver figura 72. Podemos observar en la gráfica 73 del punto de desempeño en el sentido y-y.



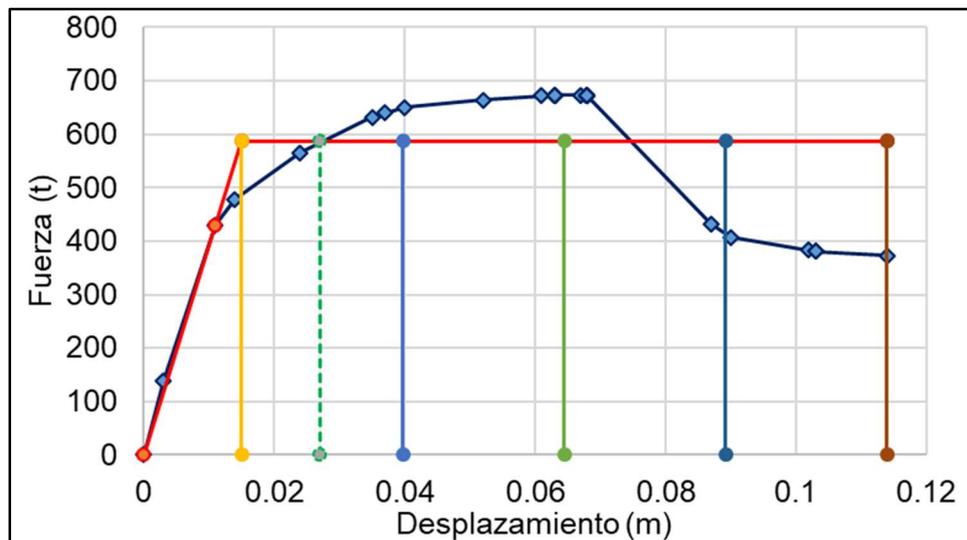
**Figura 72** Cálculo del desplazamiento lateral máximo sentido y-y.  
Fuente: Propia.



**Figura 73** Punto de desempeño máximo sentido y-y.

*Fuente: Propia.*

Ahora en la figura 74, observaremos que el edificio se encuentra en nivel de desempeño operacional, según la figura 70, que lo define el comité visión 2000.



**Figura 74** Nivel de desempeño en el sentido y-y.

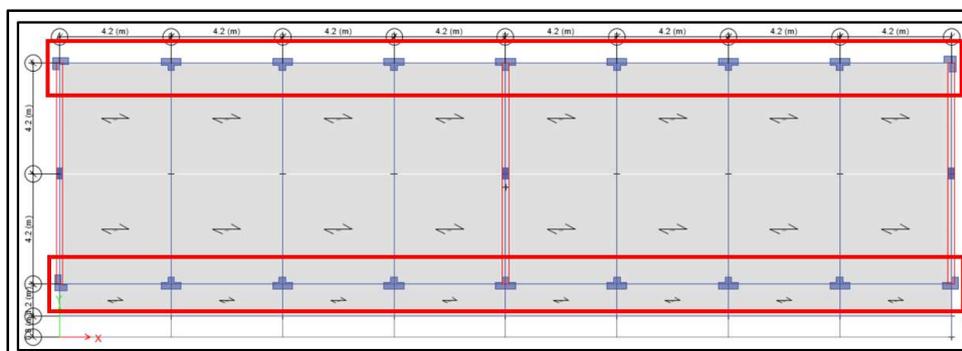
*Fuente: Propia.*

En conclusión, podemos definir que la edificación en el sentido y-y, no necesita ser reforzada ya que las derivas cumplen con la norma y está en nivel de desempeño operacional.

### C. ANÁLISIS LINEAL - REFORZADO

Seguidamente, continuamos con el análisis lineal de la estructura reforzada, comentando que los materiales definidos en el ítem A, siguen siendo los mismo, la única diferencia es que se modificó las secciones de los ejes longitudinales en x-x, ver figura 75, ya que en la figura 71 pudimos notar que la estructura en el sentido x-x, estaba en el colapso, muy aparte que en el análisis lineal no pasaba lo establecido en la norma como se puede ver en la tabla 24.

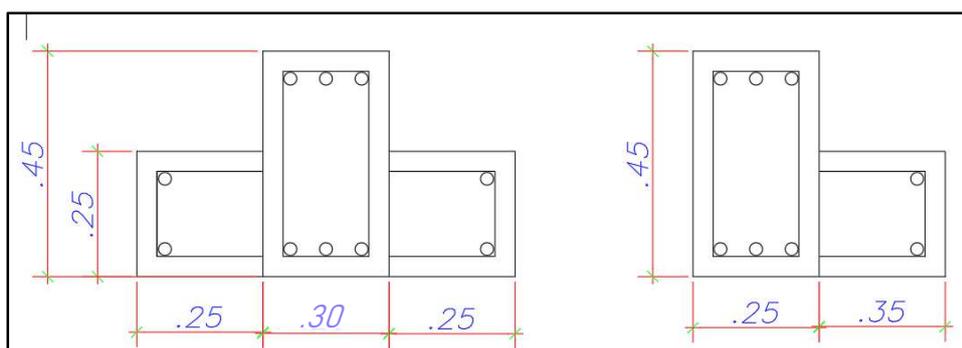
#### I. Elementos a reforzar



**Figura 75** Elementos estructurales a reforzar, sentido x-x.

Fuente: Etabs.

Como podemos visualizar en la figura 75, se aprecia que todo el eje longitudinal fue reforzado con las siguientes secciones, ver figura 76.

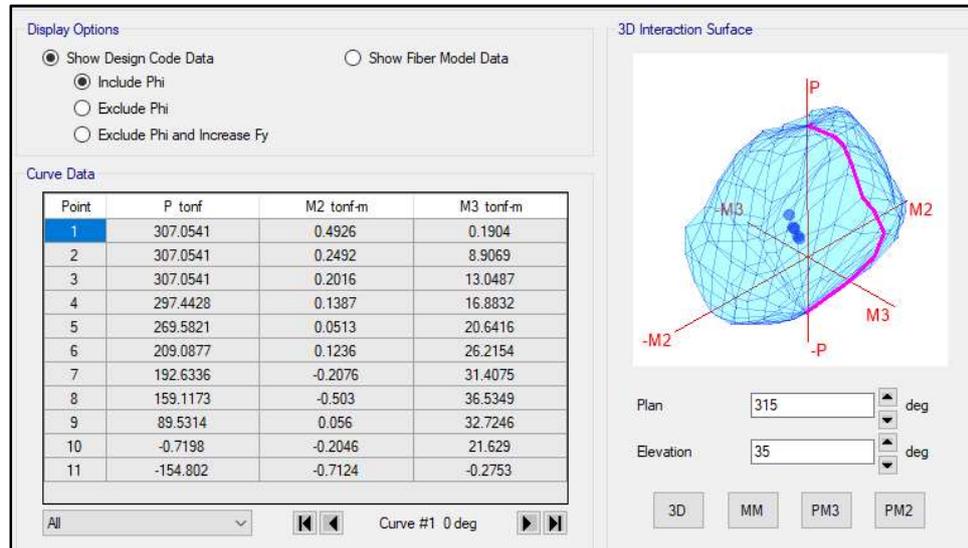


**Figura 76** Refuerzo de columnas.

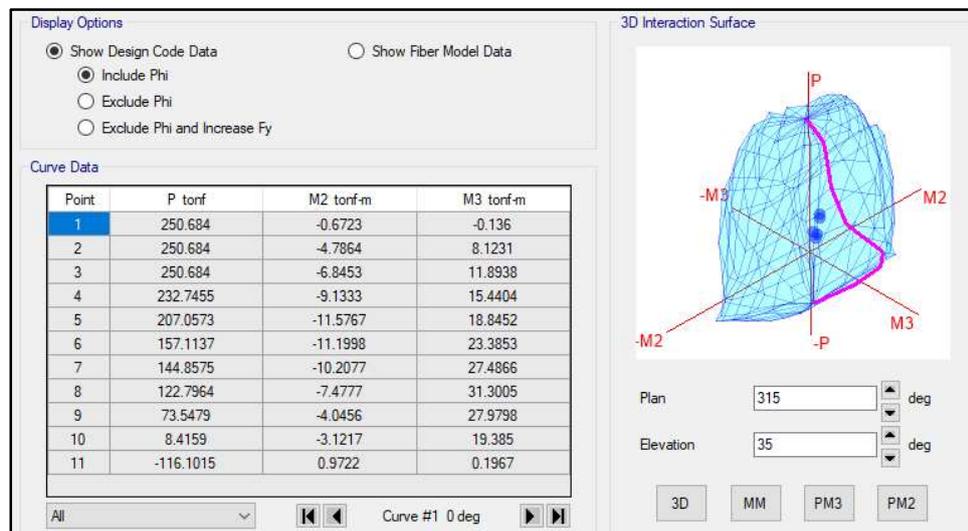
Fuente: Propia.

Se reforzó la columna C-1, descrita en la figura 39. El acero a colocar a ambas secciones en la columna tipo T y L, fueron dos aceros de una pulgada, aplicando el reforzamiento por encamisado par ambas secciones, a

continuación, se muestra el diagrama de iteración de ambas secciones para demostrar que se encuentra en el rango, ver figuras 77 y 78.



**Figura 77** Diagrama de iteración columna T.  
Fuente: Etabs.



**Figura 78** Diagrama de iteración columna L.  
Fuente: Etabs.

Los parámetros sísmicos, como es la zona, el uso, espectro, etc., siguen siendo los mismos, no haciendo referencia.

## II. Resultados obtenidos del análisis lineal

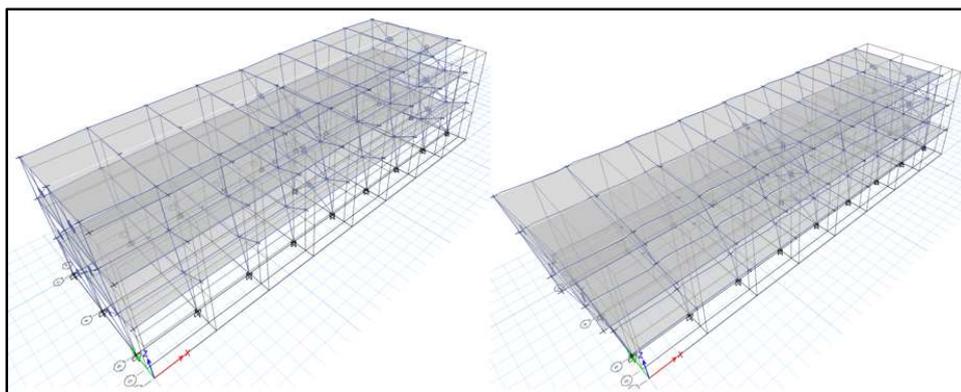
Los periodos de vibración de la estructura reforzada se muestran en la tabla 30.

**Tabla 30** Modos y periodos asociados.

Caso	Modo	Periodo seg.	Frecuencia 1/seg.	Frecuencia Circular rad/seg
Modal	1	0.458	2.183	13.7151
Modal	2	0.167	5.994	37.6608
Modal	3	0.144	6.942	43.6176
Modal	4	0.144	6.942	43.6181
Modal	5	0.142	7.021	44.115
Modal	6	0.142	7.022	44.1186
Modal	7	0.141	7.099	44.6023
Modal	8	0.141	7.099	44.6041
Modal	9	0.136	7.365	46.2728

*Fuente: Propia.*

A continuación, en la figura 79, se muestra la primera y la segunda forma de modo.

**Figura 79** 1ra y 2da forma modal de la estructura reforzada.

*Fuente: Etabs.*

Ahora pasamos a mostrar las nuevas derivas de entrepiso en el sentido x-x y en el sentido y-y, notándose que ahora con el reforzamiento cumplen con los parámetros establecidos en la norma E.030, ver tabla 31 y 32.

**Tabla 31** Derivas de entre piso sentido x-x, reforzado.

Piso	Combinación	Dirección	Deriva	Deriva Norma	Condición
Piso 3	Deriva Máxima	X	0.005509	0.007	SI PASA
Piso 2	Deriva Máxima	X	0.006938	0.007	SI PASA
Piso 1	Deriva Máxima	X	0.004244	0.007	SI PASA

*Fuente: Propia.*

**Tabla 32** Derivas de entre piso sentido y-y, reforzado.

<b>Piso</b>	<b>Combinación</b>	<b>Dirección</b>	<b>Deriva</b>	<b>Deriva Norma</b>	<b>Condición</b>
Piso 3	Deriva Máxima	Y	0.000930	0.005	SI PASA
Piso 2	Deriva Máxima	Y	0.001472	0.005	SI PASA
Piso 1	Deriva Máxima	Y	0.001472	0.005	SI PASA

*Fuente: Propia.*

La fuerza cortante en la base, tanto la estática como la dinámica, no se necesitó escalar, ver tabla 33.

**Tabla 33** Cortante basal de la estructura reforzada.

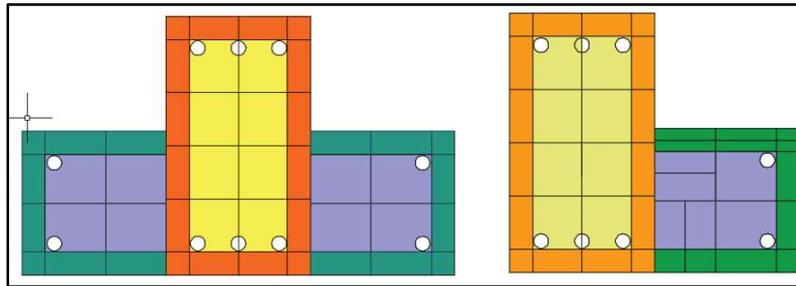
<b>Piso</b>	<b>Sismo</b>	<b>Cortante Tnf</b>	<b>Cortante Tnf</b>	<b>Norma 80% min</b>	<b>Condición</b>
Piso 1	Estático x-x	172.9356		138.34848	NO
Piso 1	Dinámico x-x	141.5554			ESCALAR
Piso 1	Estático y-y		481.1402	384.91216	NO
Piso 1	Dinámico y-y		400.7714		ESCALAR

*Fuente: Propia.*

#### D. ANÁLISIS NO LINEAL - REFORZADO

Antes de iniciar hablar de esta parte, iniciaremos comentando que los materiales no lineales son los mismo tomados anteriormente, así como la longitud de rotula plástica, ya que las vigas siguen siendo las mismas, solamente las columnas son las que cambiaron de sección, tomando otra configuración de modelo de fibras que se mostrara en la figura 80,81 y 82 la configuración. Cabe resaltar que para el muro de albañilería los elementos link siguen siguiendo los mismos ya que el sentido y-y comentado anteriormente no necesito ningún tipo de refuerzo, ya que en ese sentido todo cumplió con lo establecido en la norma y los niveles de desempeño.

##### I. No linealidad de las nuevas secciones de columnas



**Figura 80** Definición de las secciones para modelos de fibras.  
Fuente: Propia.

Control

Overlay Frame Section on Plot

Section

Make All Fibers Gray

Fiber Definition Data

Fiber	Area m <sup>2</sup>	Coord3 m	Coord2 m	Material /// Stress Strain Curve
1	1.6E-03	0.11	0.21	3000Psi /// SSC1
2	3.4E-03	0.04	0.21	3000Psi /// SSC1
3	3.4E-03	-0.04	0.21	3000Psi /// SSC1
4	1.6E-03	-0.11	0.21	3000Psi /// SSC1
5	3.7E-03	0.11	0.14	3000Psi /// SSC1
6	0.01	0.04	0.14	3000Psi /// SSC1
7	0.01	-0.04	0.14	3000Psi /// SSC1
8	3.7E-03	-0.11	0.14	3000Psi /// SSC1
9	3.7E-03	0.11	0.05	3000Psi /// SSC1
10	0.01	0.04	0.05	3000Psi /// SSC1

Sort by Coord3   Sort by Coord2   Add Fiber   Delete Selected Fibers

**Figura 81** Configuración de modelo de fibras, columna en T.  
Fuente: Etabs.

Control

Overlay Frame Section on Plot

Section

Make All Fibers Gray

Fiber Definition Data

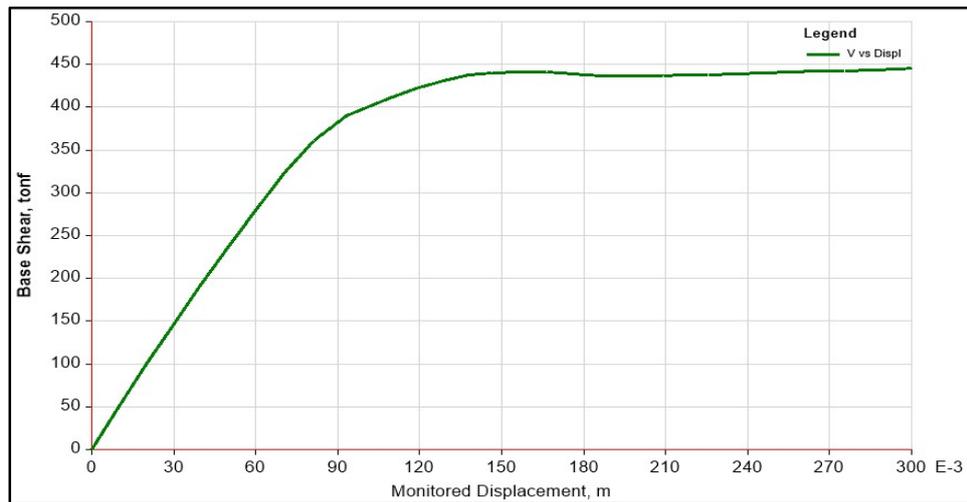
Fiber	Area m <sup>2</sup>	Coord3 m	Coord2 m	Material /// Stress Strain Curve
1	1.6E-03	0.11	0.21	3000Psi /// SSC1
2	3.4E-03	0.04	0.21	3000Psi /// SSC1
3	3.4E-03	-0.04	0.21	3000Psi /// SSC1
4	1.6E-03	-0.11	0.21	3000Psi /// SSC1
5	3.7E-03	0.11	0.14	3000Psi /// SSC1
6	0.01	0.04	0.14	3000Psi /// SSC1
7	0.01	-0.04	0.14	3000Psi /// SSC1
8	3.7E-03	-0.11	0.14	3000Psi /// SSC1
9	3.7E-03	0.11	0.05	3000Psi /// SSC1
10	0.01	0.04	0.05	3000Psi /// SSC1

Sort by Coord3   Sort by Coord2   Add Fiber   Delete Selected Fibers

**Figura 82** Configuración de modelo de fibras, columna en L.  
Fuente: Etabs.

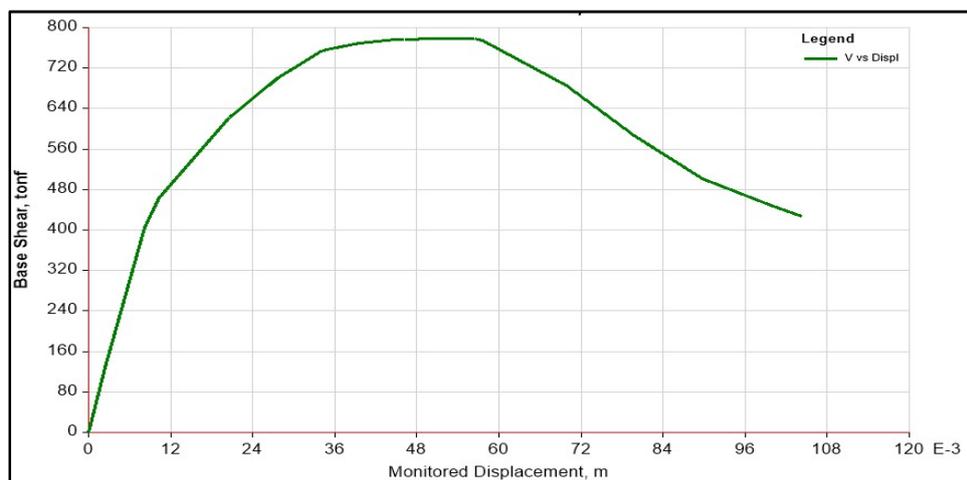
## II. Curvas de capacidad de la estructura reforzada

Como se mostrará a continuación, la curva de capacidad en el sentido x-x, reforzándola pudo alcanzar una máxima capacidad de 430 Tnf, superando la capacidad de la estructura sin reforzar, ver figura 83.



**Figura 83** Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección x-x.  
Fuente: Etabs.

Ahora en la figura 84, vemos que capacidad aumento a 780 Tnf, comprobando a si vez que la rigidez añadida en el sentido longitudinal x-x, aporto también rigidez en el otro sentido y-y.



**Figura 84** Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección y-y.  
Fuente: Etabs.

## III. Punto de desempeño

Se halló el punto de desempeño de la estructura reforzada, con el método del coeficiente de desplazamiento para el análisis sísmico por desempeño,

en el sentido x-x, ver figura 85 los cálculos realizados y la gráfica el punto de desempeño, ver figura 86.

**CÁLCULO DEL DESPLAZAMIENTO LATERAL MÁXIMO**

**Cálculo del coeficiente Co**

$C_o := 1.3$

Tabla 2 Valores recomendados del factor  $C_o$

Número de pisos	Valor de $C_o$
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
más de 10 pisos	1.5

**Cálculo del coeficiente C1**

$T_o := 0.6 \cdot s$

$K_e := 4649.26 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad K_i := 5102.91 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad T_i := 0.46 \cdot s$

$T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.482 \text{ s}$

$C_1 := 1.5 - 0.5 \cdot \left( \frac{T_e - 0.1 \cdot s}{T_o - 0.1 \cdot s} \right) = 1.118$

**Cálculo del coeficiente C2**

$C_2 := 1.0 + 0.2 \cdot \frac{T_e}{T_o} = 1.161$

**Aceleración espectral correspondiente al  $T_e$**

$S_a := 14.8 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$

**Cálculo del coeficiente C3**

$g := 9.81 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad V_y := 430 \cdot \text{tonf} \quad w := 830 \cdot \text{tonf} \quad \alpha_o := 0.0$

$R := \frac{S_a}{\frac{g}{V_y} \cdot \frac{1}{C_o}} = 2.24 \quad C_3 := 1 + \frac{\alpha_o \cdot (R-1)^{1.5}}{T_e \cdot \frac{1}{s}} = 1$

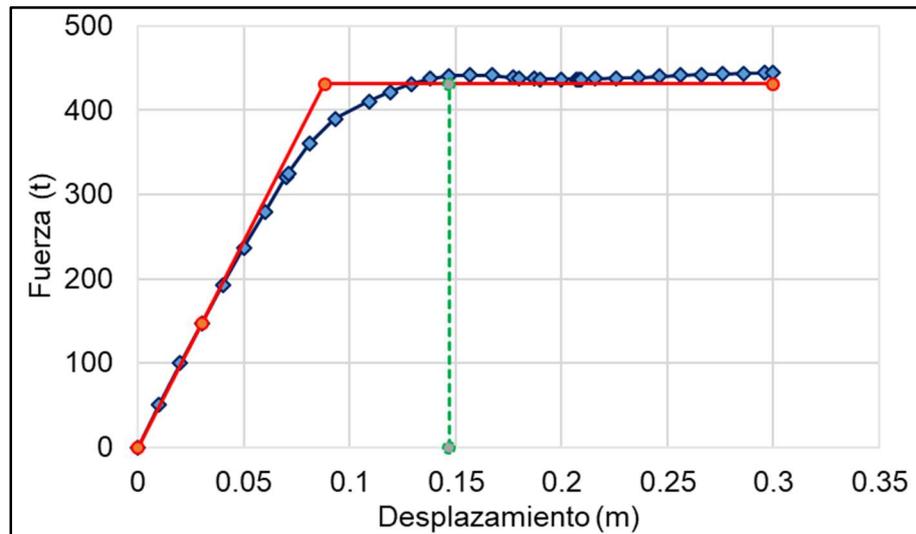
**Cálculo del desplazamiento esperado y lateral máximo**

$D_t := C_o \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} = 0.147 \text{ m}$

$D_{\text{max}} := 1.5 \cdot D_t = 0.22 \text{ m}$

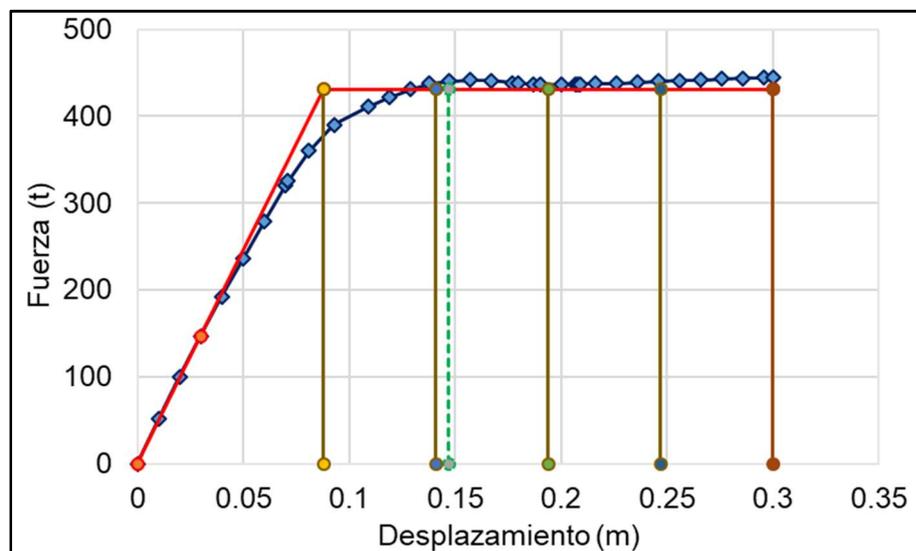
**Figura 85** Cálculo del desplazamiento lateral máximo sentido x-x, reforzado.

Fuente: Propia.



**Figura 86** Punto de desempeño máximo sentido x-x, reforzado.  
Fuente: Propia.

En la figura 87 podemos apreciar que ahora con el refuerzo en las columnas en el sentido x-x de pórticos de concreto armado, la estructura ahora se encuentra en seguridad de vida que es un nivel de desempeño aceptable, según la figura 70, que nos estable el comité visión 2000.



**Figura 87** Nivel de desempeño x-x, reforzado.  
Fuente: Propia.

Ahora con este nivel de desempeño seguridad de vida obtenido podemos concluir que la estructura en el sentido longitudinal que era el más débil, ahora está en un buen nivel de desempeño y que cumplió con las derivas de entre piso establecida en la norma E.030.

Finalmente, los cálculos del punto de desempeño en el sentido y-y, se definió de la misma manera que en el sentido x-x, ver figura 88. Y en la figura 89, podemos visualizar gráficamente el punto de desempeño en y-y.

**CÁLCULO DEL DESPLAZAMIENTO LATERAL MÁXIMO**

**Cálculo del coeficiente Co**

$C_o := 1.3$

Tabla 2 Valores recomendados del factor  $C_o$

Número de pisos	Valor de $C_o$
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
más de 10 pisos	1.5

**Cálculo del coeficiente C1**

$T_o := 0.6 \cdot s$

$K_e := 50626.5 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad K_i := 64472.5 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad T_i := 0.17 \cdot s$

$$T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.192 \text{ s}$$

$$C_1 := 1.5 - 0.5 \cdot \left( \frac{T_e - 0.1 \cdot s}{T_o - 0.1 \cdot s} \right) = 1.408$$

**Cálculo del coeficiente C2**

$$C_2 := 1.0 + 0.2 \cdot \frac{T_e}{T_o} = 1.064$$

**Aceleración espectral correspondiente al Te**

$$S_a := 14.8 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

**Cálculo del coeficiente C3**

$g := 9.81 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad V_y := 644.72 \cdot \text{tonf} \quad w := 830 \cdot \text{tonf} \quad \alpha_o := 0.0$

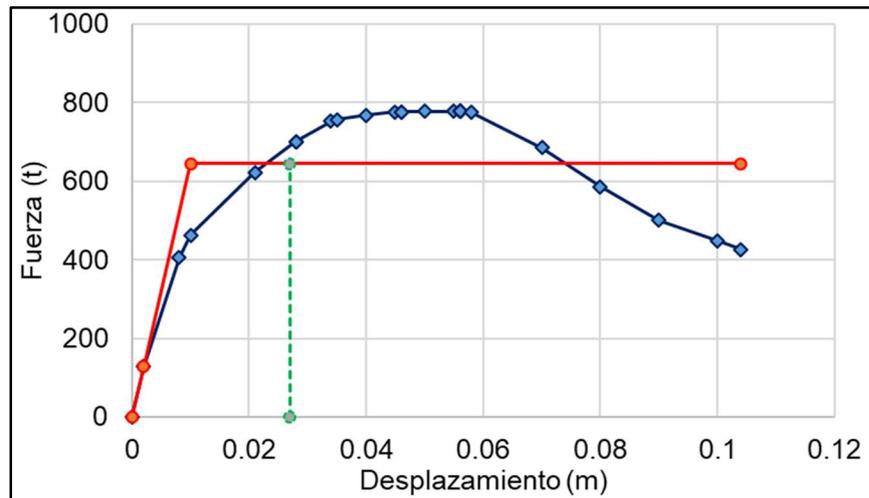
$$R := \frac{\frac{S_a}{g}}{\frac{V_y}{w}} \cdot \frac{1}{C_o} = 1.494 \quad C_3 := 1 + \frac{\alpha_o \cdot (R - 1)^{1.5}}{T_e \cdot \frac{1}{s}} = 1$$

**Cálculo del desplazamiento esperado y lateral máximo**

$$D_t := C_o \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} = 0.027 \text{ m}$$

$$D_{\text{max}} := 1.5 \cdot D_t = 0.04 \text{ m}$$

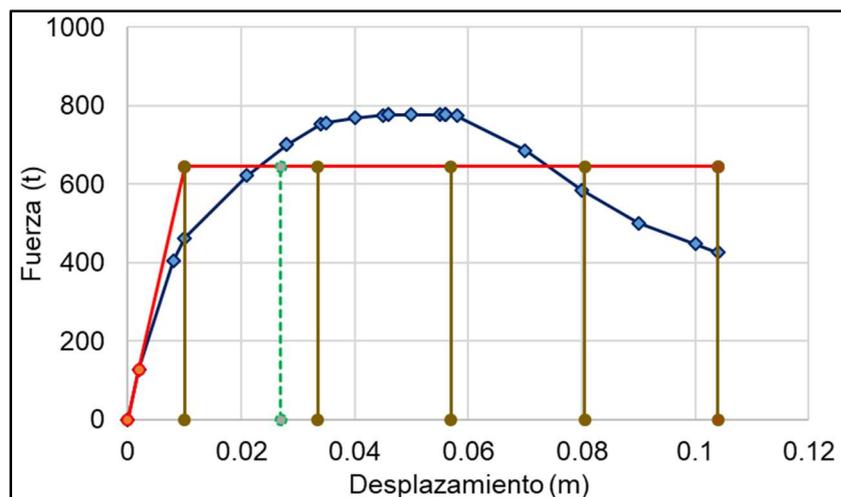
**Figura 88** Cálculo del desplazamiento lateral máximo sentido y-y.  
Fuente: Propia.



**Figura 89** Punto de desempeño máximo sentido y-y.

Fuente: Propia.

Ahora en la figura 90, podemos ver el nivel de desempeño que tiene ahora nuevamente el eje de albañilería, ya que acá no se efectuó ningún refuerzo.



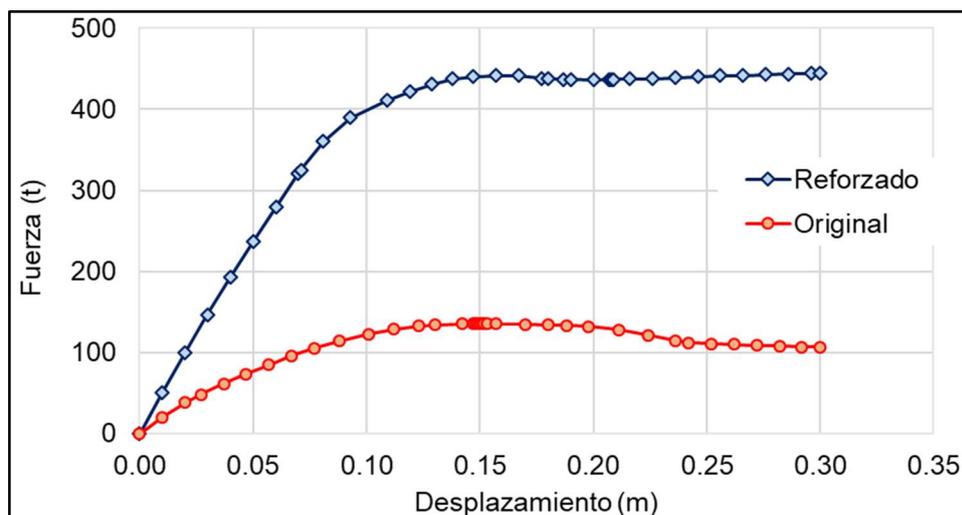
**Figura 90** Nivel de desempeño y-y.

Fuente: Propia.

Una vez más se concluye que en el sentido y-y- de albañilería sigue estando en un nivel de desempeño operacional, teniendo un buen comportamiento y habiendo cumplido también desde un inicio los parámetros de derivas de entre piso establecidos en la norma E.030.

#### E. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS PRESENTADOS

En la figura 91, podemos visualizar la comparación de la curva de capacidad de la estructura original y la estructura reforzada en el sentido x-x que son los pórticos de concreto armado.



**Figura 91** Comparación de la curva de capacidad de la estructura reforzada y estructura original en el eje X.

*Fuente: Propia.*

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, ahora podemos hablar del aumento de la fuerza de fluencia en la estructura original, que fue 134 Tnf y la reforzada es 431 Tnf, habiendo un incremento de 3 veces aproximadamente, al igual que en el desplazamiento de fluencia hubo un aumento no significativo.

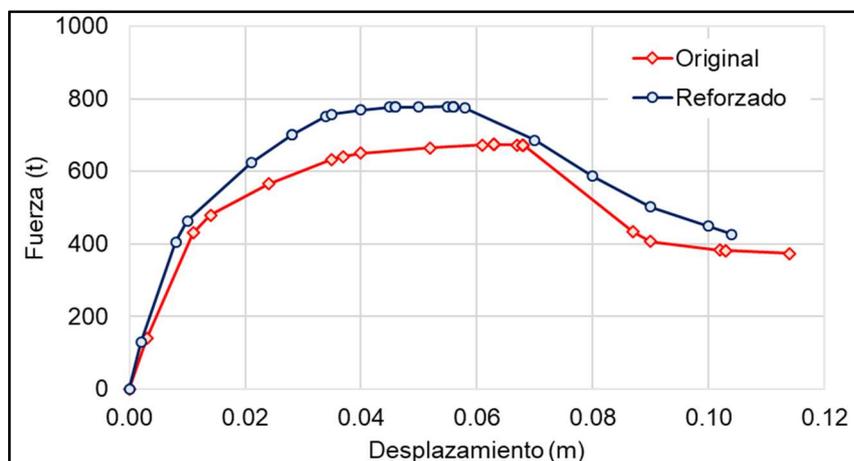
En el pico más alto de la curva de capacidad, el último punto la fuerza máxima alcanzada por la estructura original fue de 135 Tnf, en cambio en la reforzada se alcanzó una fuerza de 432 Tnf, habiendo un incremento de 3 veces, pero la diferencia es que en la estructura sin reforzar cae a los 15cm en cambio en la reforzada sigue estando continua a los 30cm teniendo aún más rigidez, ya que la rigidez aumentó de igual manera 2.5 veces más de lo que tenía originalmente, ver tabla 34.

**Tabla 34** Características mecánicas típicas de la estructura en la dirección x-x.

Dirección	Estructura	Rigidez (Tnf/m)	Fuerza Fluencia (Tnf)	Despl. Fluencia (m)	Fuerza ultima (Tnf)	Despl. Ultimo (m)
X	Original	2059.08	134.00	0.075	135.00	0.150
	Reforzado	5102.91	431.00	0.088	432.00	0.300
	Aumento	2.48	3.22		3.20	

*Fuente: Propia.*

En la figura 92, podemos visualizar la comparación de la curva de capacidad de la estructura en el sentido y-y que es de albañilería.



**Figura 92** Comparación de la curva de capacidad de la estructura reforzada y estructura original en el eje Y.

*Fuente: Propia.*

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, ahora podemos hablar del aumento de la fuerza de fluencia en la estructura original, que fue 587 Tnf mientras que la reforzada es 644 Tnf, habiendo un incremento del 10% no tan significativo, ya que en este sentido no se reforzó, más bien la estructura aportó rigidez al sentido de muros de albañilería ya que el eje reforzado fue el de pórticos de concreto armado sentido x-x.

En el pico más alto de la curva de capacidad, el último punto la fuerza máxima alcanzada por la estructura original fue de 644 Tnf, en cambio en la reforzada se alcanzó una fuerza de 778 Tnf, habiendo un incremento del 16% no tan significativo, ver tabla 35, si hablamos de rigidez total, ha aumentado un 39% en todo este sentido, todos estos resultados no se comparan al reforzamiento que se logró en el sentido x-x.

**Tabla 35** Características mecánicas típicas de la estructura en la dirección y-y.

Dirección	Estructura	Rigidez (Tnf/m)	Fuerza Fluencia (Tnf)	Despl. Fluencia (m)	Fuerza ultima (Tnf)	Despl. Ultimo (m)
Y	Original	46273.70	587.00	0.015	673.00	0.067
	Reforzado	64472.45	644.00	0.010	778.00	0.055
	Aumento	1.39	1.10		1.16	

*Fuente: Propia.*

#### 4.4. COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS (DISCUSIÓN)

- a. En el modelamiento de la estructura, se afirma que, “No cumple el comportamiento sísmico de la estructura existente de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA, haciendo uso de la RNE E.030.
- b. Con el sistema de reforzamiento estructural propuesto para la escuela de Psicología de la UNSA, cumple los parámetros dados en la norma E.030 de resistencia y rigidez, efectuando el reforzamiento en el eje longitudinal de pórticos de concreto se pudo tener una mayor seguridad para la edificación, al momento del análisis obteniendo buenos resultados admisibles en el reglamento nacional de edificaciones E.030.
- c. Con el cálculo del desplazamiento que es una medida de rigidez de la estructura existente de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA, se corroboró que no cumple las derivas de entre piso en el sentido longitudinal de pórticos de concreto armado sobrepasando lo permitido que es 0.007, dándonos a entender que la estructura es flexible, pero en el sentido transversal que son muros de albañilería cumple lo permitido en la norma que es estar por debajo de 0.005, dándonos a entender que la estructura en ese sentido se comporta de manera rígida.
- d. Con el uso del método del coeficiente de desplazamiento pudimos determinar el punto de desempeño de ambas estructuras de la existente y la reforzada de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA, se obtuvo ambos puntos de desempeño, verificando que la estructura en el sentido longitudinal de pórticos de concreto, se tenía que reforzar porque el punto de desempeño se encontraba en el colapso, mientras en el eje transversal de muros de albañilería, se encontraba en ocupacional, no siendo necesario reforzar.

## **CAPÍTULO V: CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIONES**

### **5.1. CONCLUSIONES**

- a. El análisis lineal realizado a la estructura en su estado actual, mostró que las máximas distorsiones laterales de la estructura en el eje más largo fueron del orden de 0.022, siendo este valor aproximadamente 3 veces mayor al máximo permitido 0.007 por la norma peruana de diseño sísmico. Este resultado es un indicador de la vulnerabilidad estructural del edificio.
- b. El análisis estático no lineal de la estructura mostró que, para el sismo consecuente con la norma peruana de diseño sísmico, el nivel de desempeño resultó ser deficiente en el eje X-X (pórticos de concreto armado), ya que la estructura se encuentra en el intervalo de prevención de colapso; mientras que el desempeño sísmico fue adecuado en el eje Y-Y (muros de albañilería), alcanzando un nivel de desempeño operacional. Estos resultados indican que la estructura original debe ser reforzada en la dirección X-X.
- c. El reforzamiento propuesto en el eje longitudinal X-X (pórticos de concreto armado), se logró incrementar la resistencia lateral de la estructura en su conjunto, pasando de 134 Tnf a 430 Tnf. Además, se logró un incremento de la capacidad de deformación lateral notable de 15cm a 30cm habiéndose duplicado este parámetro al ser comparado con el valor original.
- d. El desempeño sísmico de la estructura analizada en el eje longitudinal X-X (pórticos de concreto armado) pasó de colapso a operacional, en el caso del desplazamiento medio (término de la elasticidad de la edificación); mientras que, en el caso del desplazamiento más probable (término del rango inelástico), se observó un desempeño sísmico de seguridad de vida. En

ambos casos se puede observar que la propuesta de reforzamiento logra cumplir con los requisitos exigidos en el reglamento nacional de edificaciones E.030.

## 5.2. RECOMENDACIONES O PROPUESTA

- a. Tomar las medidas necesarias para realizar el reforzamiento, en el sentido débil que es el de pórticos de concreto armado, ya que la norma E.030 actualizada tiene parámetros más estrictos, para poder evitar el colapso inmediatamente, tomando en cuenta de que este edificio tiene una antigüedad mayor a 20 años y está diseñado con una normativa desactualizada, ya que la estructura es importante porque alberga estudiantes universitarios.
- b. Se debe de considerar el reforzamiento en la estructura original, tomando en cuenta los niveles de desempeño que se obtuvo, ya que en el eje X-X (pórticos de concreto armado), está en prevención al colapso y en el eje Y-Y (muros de albañilería), no es necesario hacer una intervención de reforzamiento, para realizar el reforzamiento adecuado se debe de considerar opciones las cuales vayan acorde uso de la edificación y seguridad del usuario.
- c. Realizando el reforzamiento en el eje crítico X-X (pórticos de concreto armado) y tomando en cuenta los parámetros de análisis y predimensionamiento acorde al año de dicha tesis, se obtendrán resultados interesantes en el análisis sismorresistente que viene a ser las fuerzas y desplazamiento, dándole vida útil a dicho edificio, se puede tomar como iniciativa el reforzamiento propuesto en el proyecto de investigación, ya que cumple con los niveles de desempeño sísmico.
- d. Proponer con apoyo de esta investigación y todas aquellas que tiene que ver con el análisis no lineal y niveles de desempeño, poder incorporarse en la norma actual de diseño sismorresistente, para tener modelos estructurales más óptimos y seguros, los cuales den seguridad al usuario.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Aguiar Falconi , R. (Marzo de 2003). *Analisis Sismico por Desempeño*. Quito. Obtenido de ResearchGate.
- Alfaro Ríos, V. A. (2017). *Repositorio de la Universidad Privada de Tacna*. Obtenido de <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/UPT/333>
- Álvaro Ignacio, V. M. (2018). *ANÁLISIS NO LINEAL DE EDIFICIOS DE MUROS DE HORMIGON ARMADO MEDIANTE BEAM -TRUSS MODEL*. Santiago de Chile.
- Borja Escobar, L. F., & Torres Tamayo, M. J. (2015). *DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS DE 4 PLANTAS UBICADO EN EL SECTOR QUITUMBE, CIUDAD DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA* . Quito.
- Cámara Figueira, L., & Sánchez Herrera, M. (1 de Octubre de 2013). *Repositorio Institucional de la Universidad Central de Venezuela*. Obtenido de [http://saber.ucv.ve/bitstream/123456789/4280/1/TEG\\_Camara\\_Sanchez.pdf](http://saber.ucv.ve/bitstream/123456789/4280/1/TEG_Camara_Sanchez.pdf)
- Casabonne, I., & Merino, I. L. (2019). *Enfoque de la ingeniería estructural ante un inminente evento sísmico severo en el Perú*. Peru.
- Ccama Casas, J. (2017). *Repositorio Institucional- UNSA - Arequipa*. Obtenido de <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/2417>
- Chopra , A., & Goel , R. (2004). Un procedimiento de análisis modal de impulso para estimar las demandas sísmicas para edificios de plano asimétrico. *Ingeniería sísmica y dinámica estructural* , 33.
- Comartin, C. D. (1996). *ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Report No. sse 96-01.
- Congona Cuellar, E. M., & Yucra Pumacota , J. C. (2016). *DISEÑO ESTRUCTURAL SISMICO COMPARATIVO APLICANDO EL METODO*

*DE DESEMPEÑO ESTÁTICO NO LINEAL (PBD) Y EL METODO CONVENCIONAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 10 NIVELES*. Arequipa.

Congona Cuellar, E., & Yucra Pumacota, J. (2016). *DISEÑO ESTRUCTURAL SISMICO COMPARATIVO APLICANDO EL METODO DE DESEMPEÑO ESTÁTICO NO LINEAL (PBD) Y EL METODO CONVENCIONAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 10 NIVELES*. Arequipa.

Datta, E. (2013). Desempeño sísmico de la estructura de bambú. *Boletín de Ingeniería Sísmica*, 013.

DDolšek, C. (2013). El impacto de las incertidumbres de modelado en la evaluación del desempeño sísmico de los edificios con armazón de hormigón armado. *ELSEVIER*, 340.

Escamilla Garcia, M. A. (2010). *Estudio Comparativo de las tendencias actuales del metodo del empujon para evaluacion de estructuras reticulares*. Mexico D.F.

Fajardo Galliani, C. A. (2012). *Evaluación estructural de una de las edificaciones del hospital ERM usando el método del espectro de capacidad*. Lima: Universidad Nacional de Ingenierías.

Fajfar, P. (1999). Método del espectro de capacidad basado en espectros de demanda inelásticos. *Ingeniería sísmica y dinámica estructural*, 979.

Guerrero Mamani, E. J., & Puma Condori, M. C. (2018). *ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL ESTÁTICO DEL PUENTE GRAU Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL*. Arequipa.

Guzman, L. (09 de 2009). *civilgeeks*. Obtenido de <https://civilgeeks.com/2012/08/12/conceptos-basicos-de-dinamica-estructural/>

Harmsen, T. (2017). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima: PUCP.

- Hognestad, E. (1951). *A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*. Illinois: University of Illinois Bulletin.
- Huapaya Huertas, R. E. (2017). *Evaluación de los indicadores de comportamiento sísmico de edificios con sistema aporticado a través del método estático*. Lima.
- Loa Canales, G. J. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997*. Lima, Peru.
- Martinelli, E. (2015). Un procedimiento simplificado para el análisis estático no lineal de mampostería rellena marcos RC. *Ingeniería Estructural*, 1-18.
- Morales Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado ACI 318*. Lima.
- Muñoz, A. (2015). *Ingeniería Sísmoresistente*. Lima: PUCP.
- Ottazzi Pasio, G. (2012). *Apuntes del curso análisis estructural I*. Lima: PUCP.
- Park, R., & Paulay, T. (1980). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Christchurch, Nueva Zelandia.
- Perez Mundaca, B. (2019). *Evaluación del desempeño sísmico en edificaciones esenciales mediante la aplicación del análisis inelástico por desplazamientos*. Chiclayo.
- Prat, P. (2006). *Ecuaciones Constitutivas ELASTICIDAD y PLASTICIDAD*. Barcelona: Universidad Politecnica de Catalunya.
- Priestley, M. J., Mander, J. B., & Park, R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima: El Peruano.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2009). *E.060 Concreto Armado*. Lima.

- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2016). *Norma E.030 Diseño Sismoresistente*. Lima: El Peruano.
- Roberto Aguilar, F. (2015). MÉTODO DEL COEFICIENTE DE DESPLAZAMIENTO. *ResearchGate*, 1-11.
- Rodríguez Infanzón, O. (2012). *DISEÑO POR DESEMPEÑO DE EDIFICIOS ALTOS DE HORMIGÓN ARMADO ATRAVÉS DEL ANÁLISIS NO LINEAL DE HISTORIA EN EL TIEMPO*. Cuba.
- SEAOC Vision 2000 Committee. (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. California: Structural Engineers Association of California.
- Terminología 3D*. (s.f.). Obtenido de 3dcadportal : <http://www.3dcadportal.com/esfuerzo-y-deformacion.html>
- Universidad Nacional de San Agustín. (23 de 09 de 2019). Unsa construirá nuevos pabellones en más de diez carreras universitarias. *LA REPUBLICA*.
- Vasco L., P. M. (2018). *Evaluación del Desempeño Estructural mediante Análisis Estático No Lineal*. Quito.
- Zúñiga Cuevas, O., & Terán Gilmore, A. (2008). EVALUACIÓN BASADA EN DESPLAZAMIENTOS DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 25-48.

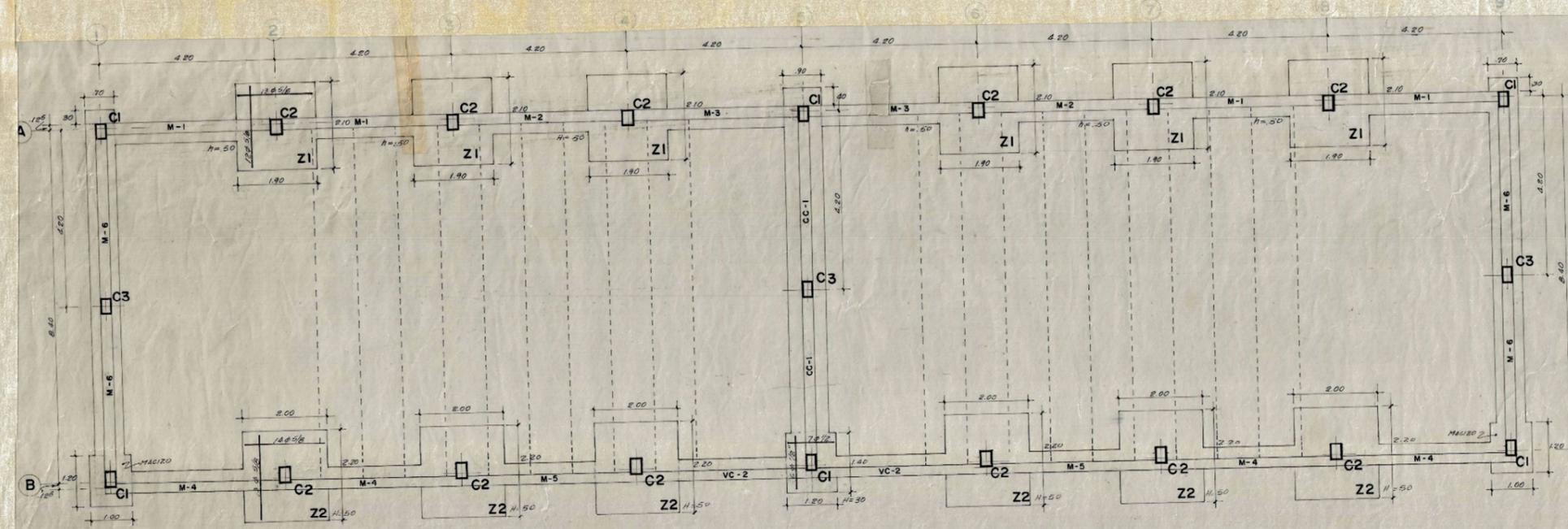
## ANEXO

## 1. Matriz de consistencia del Proyecto de investigación

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES $y = f(x)$	DIMENSIONES	INDICADORES	METODOLOGIA
<b>PROBLEMA GENERAL:</b>	<b>OBJETIVO GENERAL:</b>	<b>HIPOTESIS GENERAL:</b>	<b>VARIABLE INDEPENDIENTE (x):</b>			<p><b>Tipo de investigación</b> No experimental: Descriptivo y Explicativo.</p> <p><b>Diseño de la investigación</b> PRIMERA FASE Se realizó la revisión bibliográfica de información relacionada con el reglamento nacional de edificaciones la E030, análisis estático no lineal y el punto de desempeño de la estructura haciendo uso del espectro capacidad.</p> <p>SEGUNDA FASE Se planteará el reforzamiento al edificio de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA.</p> <p>TERCERA FASE Para cada análisis se determinarán los desempeños sísmicos y consecuentemente el reforzamiento de la estructura actual, para que pueda pasar la actual norma 2018 la E030.</p> <p><b>Nivel de investigación</b> Aprehensivo, porque se va a comparar los resultados del desempeño sísmico de la estructura existente y la propuesta de reforzamiento.</p> <p><b>Población y muestra</b> Edificios de concreto Armado.</p> <p><b>Muestra</b> Edificio de concreto armado de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.</p> <p><b>Técnicas e instrumentos</b> Las principales técnicas e instrumentos utilizados en la presente investigación son: -Análisis documental: Libros, Normas nacionales e internacionales, Publicaciones indexadas, Estudios desarrolladas en otras universidades. -Aplicación de programas: SAP 2000, Excel.</p>
¿Qué diferencias significativas existen entre el desempeño sísmico de la estructura de concreto armado existente con la propuesta de reforzamiento de la Escuela de Psicología de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa?	Evaluar si existen diferencias significativas entre el desempeño sísmico de la estructura de concreto armado existente con la propuesta de reforzamiento de la Escuela de Psicología de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.	El desempeño sísmico difiere significativamente en la estructura de concreto armado con la propuesta de reforzamiento de la Escuela de Psicología de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.	1. Modelo estructural aportado del Pabellón de la Escuela de Psicología.	1. Sistema estructural	1. Pórtico de Concreto Armado	
				2. Nro. de Pisos	2. Tres Pisos	
				3. Antigüedad de la construcción	3. 25 años	
<b>PROBLEMAS ESPECÍFICOS:</b>	<b>OBJETIVOS ESPECÍFICOS:</b>	<b>HIPOTESIS ESPECÍFICAS:</b>	<b>VARIABLE DEPENDIENTE (y):</b>			
1. ¿Cuál es el comportamiento sísmico de la estructura existente de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA haciendo uso del RNE E.030?	1. Evaluar el comportamiento sísmico de la estructura existente actual de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA, haciendo uso del RNE E.030.	1. No cumple el comportamiento sísmico de la estructura existente de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA, haciendo uso de la RNE E.030.	1. Desempeño sísmico	1. Curva de capacidad	1. Fuerza cortante, Desplazamiento lateral	
2. ¿Qué propuesta de reforzamiento estructural es la más adecuada para la Escuela de Psicología de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa (UNSA)?	2. Proponer una propuesta de reforzamiento estructural para la Escuela de Psicología de la UNSA, incremento de la sección de columnas.	2. Con el sistema de reforzamiento estructural propuesto para la escuela de Psicología de la UNSA, cumple los parámetros dados en la norma E.030 de resistencia y rigidez.		2. Espectro de Capacidad	2. Desplazamiento lateral, Aceleración	
3. ¿Cuál es la capacidad de deformación de la estructura existente con el reforzamiento de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA, haciendo uso del análisis estático no-lineal?	3. Determinar la capacidad de deformación de la estructura existente de concreto armado con el reforzamiento de la escuela de Psicología de la UNSA, haciendo uso del análisis estático no-lineal.	3. Con el cálculo del desplazamiento que es una medida de rigidez de la estructura existente de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA, no cumple con lo estipulado en la norma.		3. Espectro de demanda	3. Pseudo Aceleración	
4. ¿Cuál es la comparación del punto de desempeño de la estructura existente con el reforzamiento de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA, haciendo uso del método del coeficiente de desplazamiento?	4. Comparar el punto de desempeño de la estructura existente con el reforzamiento de concreto armado de la escuela de Psicología de la UNSA, haciendo uso del método del coeficiente de desplazamiento.	4. Con el uso del método del coeficiente de desplazamiento, se logrará determinar el punto de desempeño en ambos modelos estructurales existente y reforzado, de la escuela de Psicología de la UNSA.		4. Punto de desempeño	4. Espectro de Capacidad, Espectro de Demanda	

## PLANOS

<b>CUADRO DE COLUMNAS</b>						
<b>NIVEL</b>		<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>C3</b>	<b>C4</b>	<b>C5</b>
3 <sup>o</sup>	ARMADURA	$6\phi 5/8$	$6\phi 3/4 + 2\phi 5/8$	$6\phi 5/8$	$4\phi 1/2$	$4\phi 5/8$
	ESTRIBOS	$3/8 @ 30$	$3/8 @ 30$	$3/8 @ 30$	$1/4 @ 15$	$1/4 @ 15$
	SECCION	$25 \times 40$	$30 \times 40$	$25 \times 40$	$15 \times 30$	$15 \times 30$
2 <sup>o</sup>	ARMADURA	$4\phi 3/4 + 2\phi 5/8$	$6\phi 3/4 + 2\phi 5/8$	$6\phi 5/8$	$4\phi 1/2$	
	<del>ESTRIBOS</del> SECCION	$3/8 @ 30$	$3/8 @ 30$	$3/8 @ 30$	$1/4 @ 15$	
	<del>SECCION</del> ARMADURA	$25 \times 40$	$30 \times 40$	$25 \times 40$	$15 \times 30$	
1 <sup>o</sup>	ARMADURA	$4\phi 3/4 + 2\phi 5/8$	$6\phi 1 + 2\phi 5/8$	$6\phi 5/8$	$4\phi 1/2$	
	ESTRIBOS	$3/8 @ 30$	$3/8 @ 30$	$3/8 @ 30$	$1/4 @ 15$	
	SECCION	$25 \times 40$	$30 \times 45$	$25 \times 40$	$15 \times 30$	

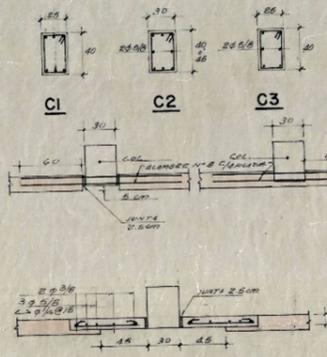


**CIMENTACION**

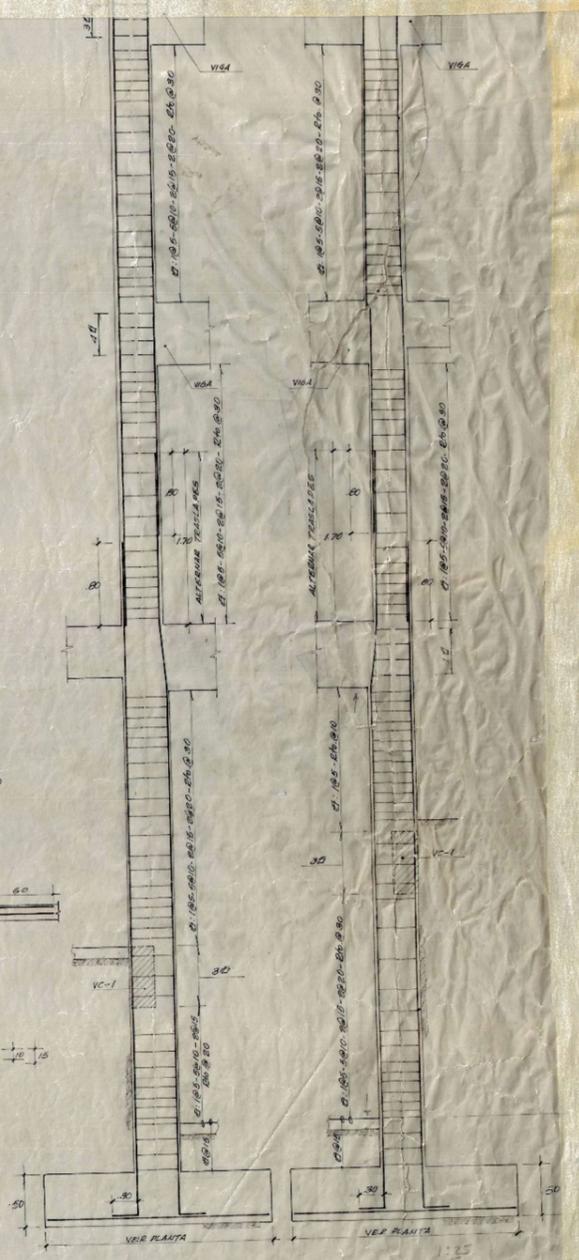
**CUADRO DE COLUMNAS**

NIVEL	C1	C2	C3	C4	C5
30	ARMADURA	6ø 10	6ø 10	6ø 10	6ø 10
	ESTRIBOS	3ø 8 @ 30	3ø 8 @ 30	3ø 8 @ 30	3ø 8 @ 15
	RECURRIM.	25 x 40	30 x 40	25 x 40	15 x 30
20	ARMADURA	4ø 10 + 2ø 8	6ø 10 + 2ø 8	6ø 10	4ø 10
	ESTRIBOS	3ø 8 @ 30	3ø 8 @ 30	3ø 8 @ 30	3ø 8 @ 15
	RECURRIM.	25 x 40	30 x 40	25 x 40	15 x 30
10	ARMADURA	4ø 10 + 2ø 8	6ø 10 + 2ø 8	6ø 10	4ø 10
	ESTRIBOS	3ø 8 @ 30	3ø 8 @ 30	3ø 8 @ 30	3ø 8 @ 15
	RECURRIM.	25 x 40	30 x 40	25 x 40	15 x 30

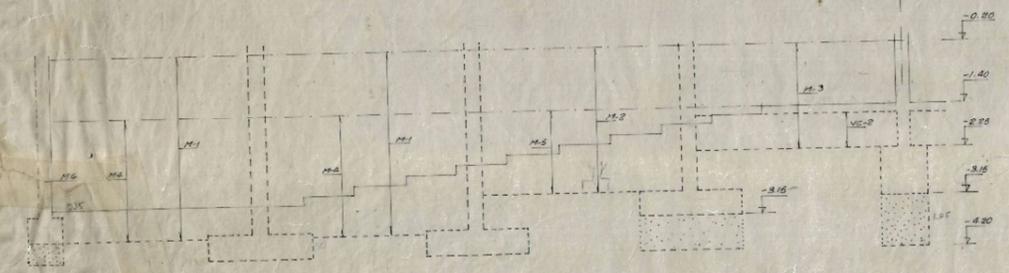
- NOTAS:**
- CONCENTRAR ESTRIBOS EN LAS COLUMNAS C1, C2 Y C3 DE ACUERDO A DETALLE.
  - VER DETALLE DE ANCLAJE DE TABIQUES EN COLUMNAS C2.
  - LAS COLUMNAS C1, C3, C4 Y C5 LLEVAR ENTRE MUROS PERALTES.
  - TODAS LAS COLUMNAS TERMINAN EN GANCIO DE 30 CM A 90°.
  - VER DETALLE DE CONEXION DE ARMADURA.
  - USAR COLUMNAS TIPO C1 PARA CONTENER MUROS EN Z1 Y Z2.



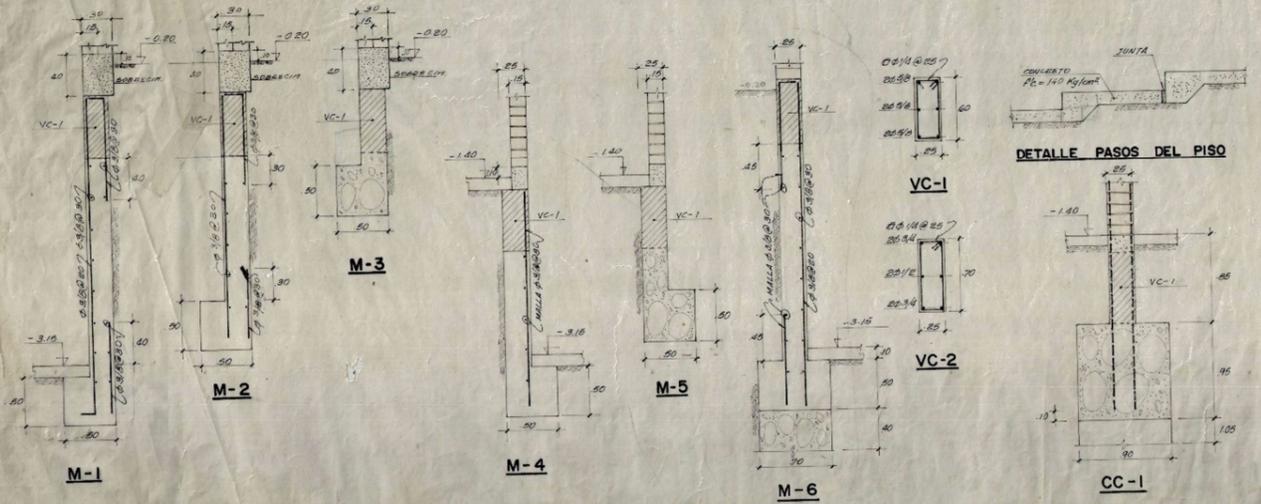
**DETALLE DE ANCLAJE DE TABIQUES**



**DETALLE DE ESTRIBOS EN COLUMNAS**



**DETALLE DE NIVELES DE CIMENTACION**



**MUROS DE CONTENCIÓN**

**DETALLE PASOS DEL PISO**

**ESPECIFICACIONES GENERALES**

- CONCRETO ARMADO:**
- CONCRETO:  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
  - ACERO:  $f_t = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
  - TERRENO:  $f_t = 1.6 \text{ Kg/cm}^2$
- RECURRIMIENTOS LIBRES:**
- Zapatas:  $r = 7.50 \text{ cm}$
  - Muros:  $r = 4.00 \text{ cm}$
  - Vigas VC:  $r = 4.00 \text{ cm}$
  - Columnas:  $r = 3.00 \text{ cm}$
  - Vigas:  $r = 3.00 \text{ cm}$
  - Losas:  $r = 2.50 \text{ cm}$
- CONCRETO SIMPLE:**
- SOBRECIMIENTO: Cemento: Agregados 1:8 + 25% piedra mediana tamaño máx.  $\phi 3"$
  - CIMIENTO: Cemento: Agregados 1:10 + 30% piedra grande tamaño máx.  $\phi 6"$
  - SUB-ZAPATAS: Cemento: Agregados 1:10 + 40% piedra grande tamaño máx.  $\phi 8"$
- MAMPOSTERIA:**
- LADRILLO: TIPO IV R.N.C.
  - MORTERO: Cemento: Cal: Arena 1:1:4

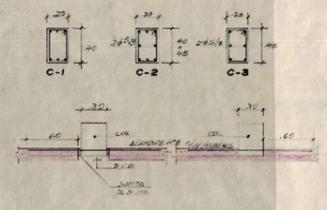
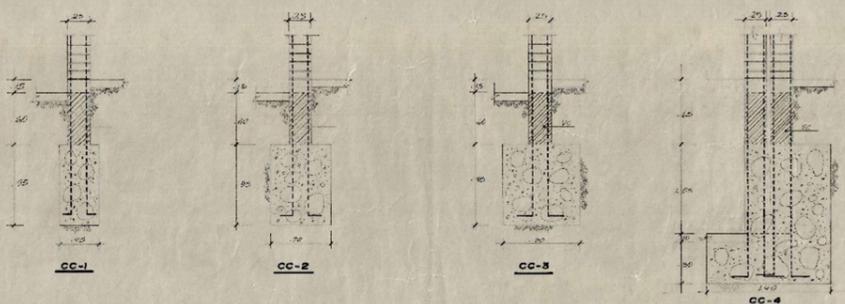
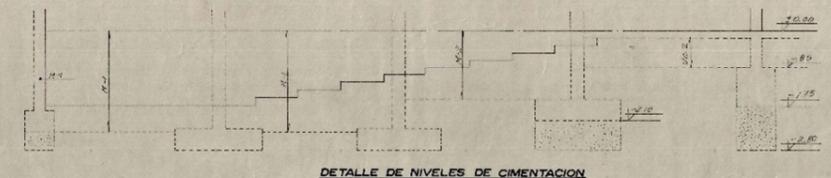
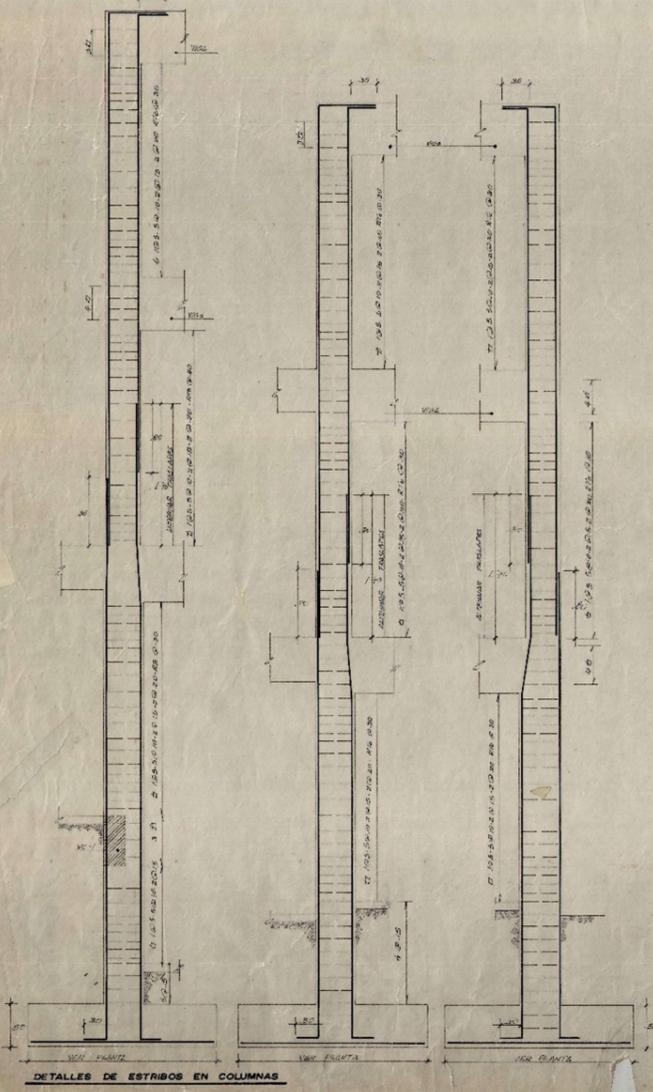
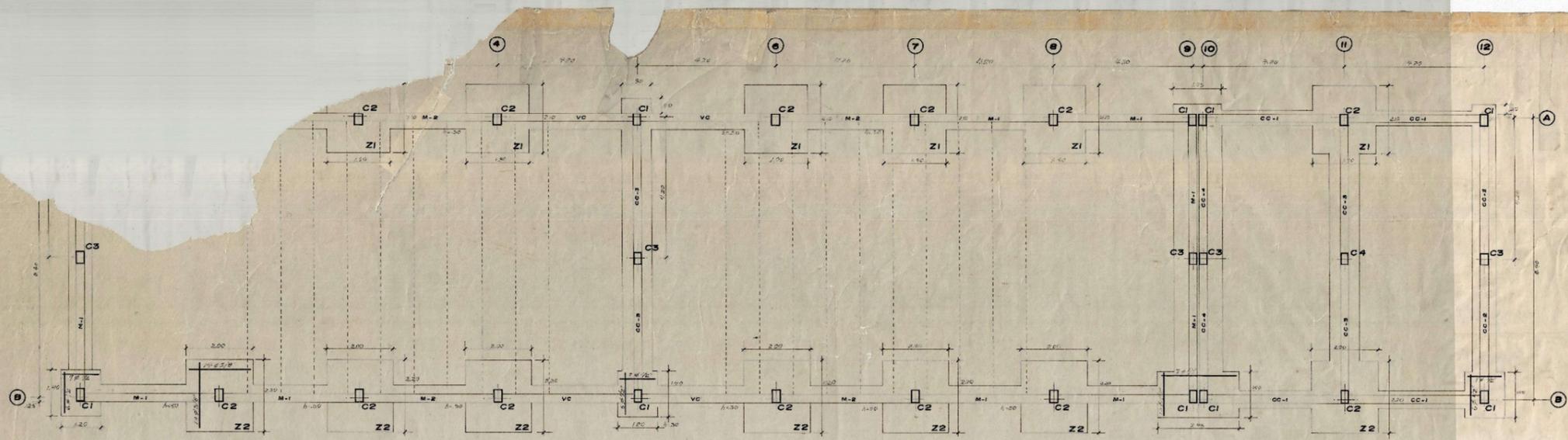
**DETALLE DE ESTRIBOS**

**UNSA**

PROYECTO: ESTRUCTURAS DE A...

PLANO: CIMENTACION

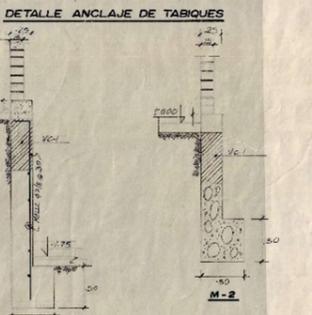
DISEÑO: ING. MANUEL GONZALEZ VERGARA



**CUADRO DE COLUMNAS**

NIVEL	C1	C2	C3	C4	C5
3º	ARMADURA	4ø12	4ø12	4ø12	4ø12
	ESTRIBOS	3ø10	3ø10	3ø10	3ø10
	SECCION	25x40	30x40	30x40	30x40
2º	ARMADURA	4ø12	4ø12	4ø12	4ø12
	ESTRIBOS	3ø10	3ø10	3ø10	3ø10
	SECCION	25x40	30x40	30x40	30x40
1º	ARMADURA	4ø12	4ø12	4ø12	4ø12
	ESTRIBOS	3ø10	3ø10	3ø10	3ø10
	SECCION	25x40	30x40	30x40	30x40

**NOTAS:**  
 1. CONECTAR ESTRIBOS EN LAS COLUMNAS C1, C2, C3 DE ACORDA A LA FIGURA.  
 2. VER DETALLE DE ANCLAJE DE TABIQUES EN COLUMNAS C2.  
 3. LAS COLUMNAS C1, C3, C4, C5 DEBERAN TENER MURAS DE ALMOCENA.  
 4. TENER LAS COLUMNAS TANTO EN EL NIVEL DE 3º EN EL 2º DE 1º EN EL NIVEL DE 1º EN EL NIVEL DE 0.00.  
 5. LOS TAPAJES DE VENTANAS DE ALMOCENA.  
 6. LAS COLUMNAS TIPO C-5 DEBERAN TENER EN SUS 4 LADOS.



- ESPECIFICACIONES GENERALES**
- CONCRETO ARMADO**  
 Concreto: Agregados  
 Hierro: 210 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Terreno: 4,200 Kg/cm<sup>2</sup>  
 1.6 Kg/cm<sup>2</sup>
- RECURSOS LIBRES**  
 Zapatas: 7.80 cm  
 Muros: 4.00 cm  
 Vigas VC: 4.00 cm  
 Columnas: 3.00 cm  
 Vigas: 3.00 cm  
 Losa: 2.50 cm
- CONCRETO SIMPLE**  
**SOBRECIMENTOS**  
 Cemento: Agregados  
 1:0.25% piedra mediana tamaño  
 max 0.3"
- CIEMENTO**  
 Cemento: Agregados  
 1:0.30% piedra grande tamaño  
 max 0.8"
- SUB-ZAPATAS**  
 Cemento: Agregados  
 1:0.40% piedra grande tamaño  
 max 0.8"
- MAMPOSTERIA**  
 LADRILLO: TIPO IV R.N.C.  
 MORTERO: Cemento: Cal: Arena: 1:1:4

**UNSA** PROYECTO: **PABELLON DE PSICOLOGIA Y RELACIONES INDUSTRIALES**

PLANO: CIMENTACION  
 ESCALA: 1/20  
 DIA. P.L.C.  
 MAY. 70

ING. JESUS ZEBALLOS P.  
 DIA. P.L.C.  
 MAY. 70

E-1



**CUADRO DE ESTRIBOS**

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO
1	3/8"	10.75 - 6.3125 - 4.915 - RINDEDO EN SECT.
2	3/8"	10.75 - RINDEDO EN SECT.
3	3/8"	10.75 - 7.0125 - 4.915 - RINDEDO EN SECT.
4	3/8"	10.75 - 4.915 - 4.915 - RINDEDO EN SECT.
5	1/2"	10.75 - 4.915 - 4.915 - RINDEDO EN SECT.

NOTA: VER VIGA 305 EN PLANO E-3

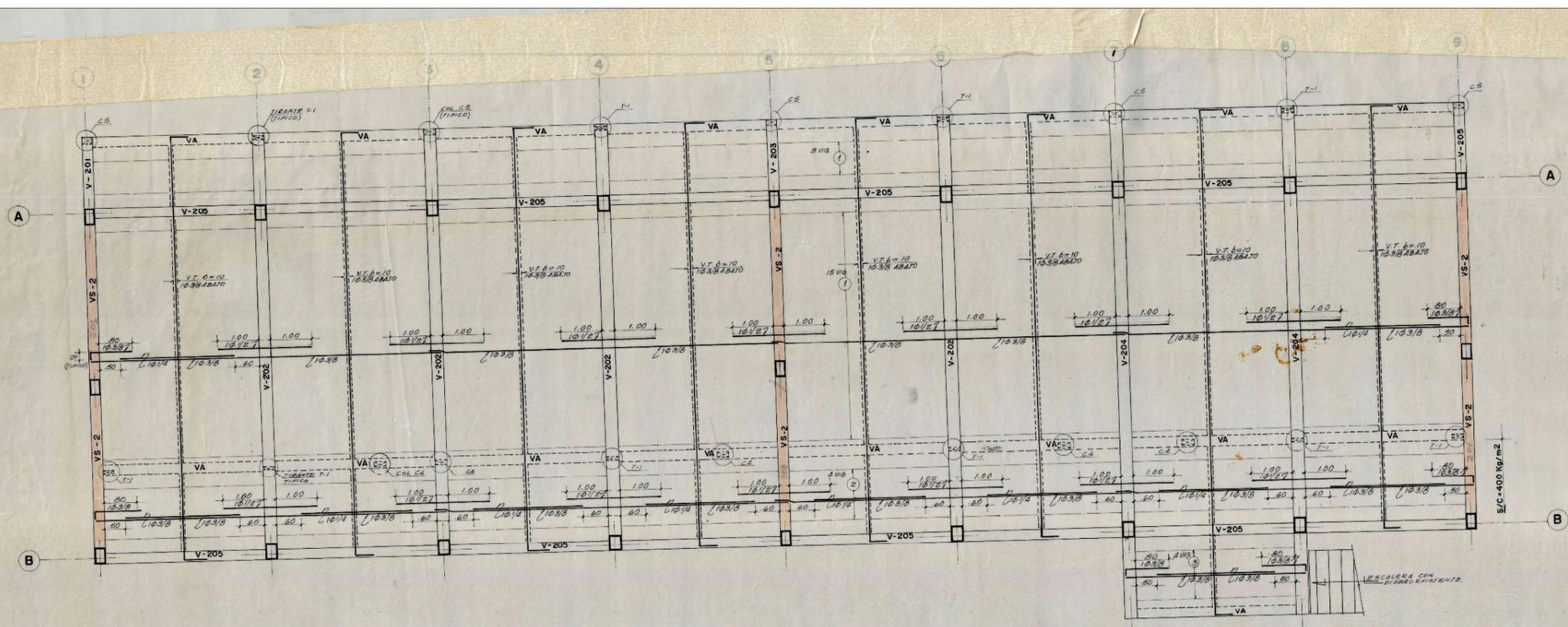
**UNSA** ESCUELA DE ING. ELECTRONICA

PROYECTO: ESTRUCTURAS PABELLON - 3

PLANO: VIGAS

ING. MANUEL GONZALEZ VERGARA

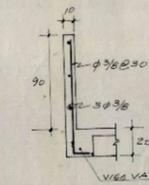
ESCALAS: E4 de 4



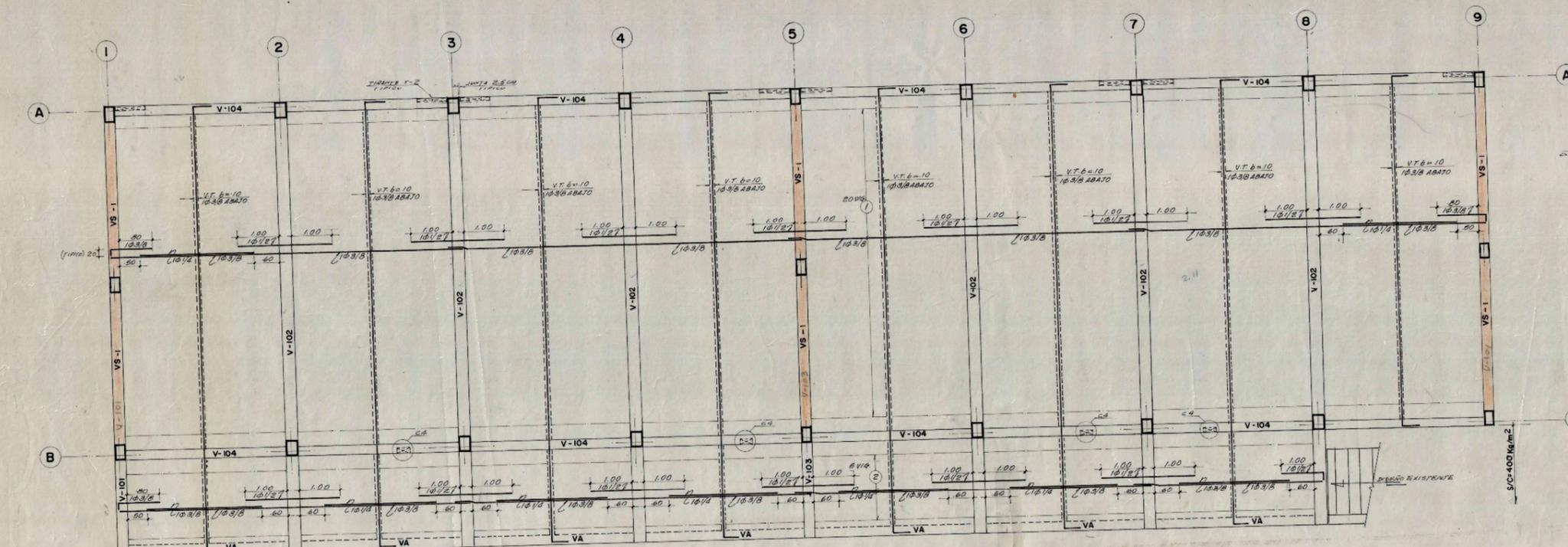
**ENCOFRADOS TECHO 2do. NIVEL**  
S/C = 300 Kg/m<sup>2</sup>, excepto indicado



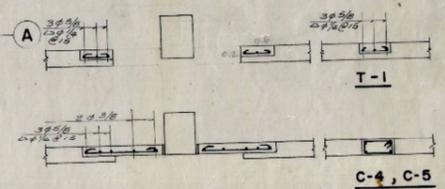
**CORTE TIPICO DE ALIGERADOS**  
ESC. 1:10



**DETALLE TIPICO DE BARANDAS**

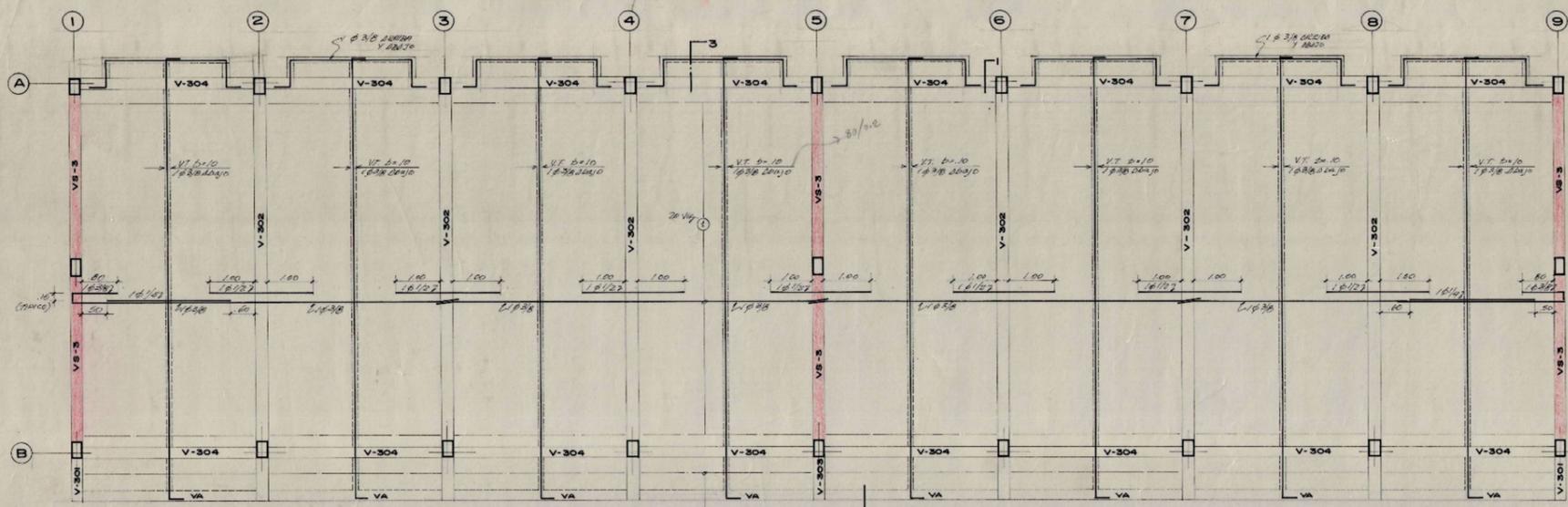


**ENCOFRADOS TECHO 1er. NIVEL**  
S/C = 300 Kg/m<sup>2</sup>, excepto indicado



**TIRANTE T2**  
**C-4, C-5 y T-1**

<b>UNSA</b>	
PROYECTO:	ESTRUCTURAS DE AULAS
PLANO:	TECHOS 1er. y 2do. NIVEL <b>E2 de 4</b>
DIBUJO:	ING. MANUEL GONZALEZ VERGARA
MAYO 1987	C.I.P. 9933
ESCALAS:	1:50



ENCOFRADOS TECHO 3er NIVEL  
 H/C = 100 kg/cm<sup>2</sup>

