



UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, SISTEMAS Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

Evaluación del Desempeño Sísmico del Proyecto Estructural de la Institución Educativa Federico Villareal- Chiclayo-Chiclayo-Lambayeque

**Para obtener el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL**

Autor

Aaron Adonai Chumacero Vargas

Asesor

Mcs. Ing. Ovidio Serrano Zelada

Lambayeque-Perú
Abril 2026



TESIS

Evaluación del Desempeño Sísmico del Proyecto Estructural de la Institución Educativa Federico Villareal-Chiclayo-Chiclayo-Lambayeque

Para obtener el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL

Aprobado por los miembros del Jurado:

Dr. Ing. Segundo Arturo Rodriguez Serquen
Presidente

Msc. Ing. Manuel Alejandro Borja Suarez
Secretario

Mcs. Ing. Emilio de la Rosa Rios
Vocal

Lambayeque-Perú
Abril 2026



UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, SISTEMAS Y
ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

Evaluación del Desempeño Sísmico del Proyecto Estructural de la Institución Educativa Federico Villareal-Chiclayo-Chiclayo-Lambayeque

Para obtener el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL

Presentado por:

Bach. Aaron Adonai Chumacero Vargas
Autor

Mg. Ing. Serrano Zelada, Ovidio
Asesor

Lambayeque-Perú
Abril 2026



**ACTA DE SUSTENTACIÓN
 N° 002-2026-UI-FICSA**

Siendo las 10:00 am del día 29 de abril del 2026, se reunieron los miembros del jurado en la programación de la Tesis titulada: "EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS BLOQUES I,II Y III; DEL PROYECTO ESTRUCTURAL DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA FEDERICO VILLARREAL, DISTRITO DE CHICLAYO, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE" con código N° IC_V_2024_072, y designados por Resolución Decanal N° 997-2025-UNPRG-FICSA con la finalidad de Evaluar y Calificar la sustentación de la tesis profesional antes mencionado, conformado por los siguientes docentes:

DR. ING. SEGUNDO ARTURO RODRIGUEZ SERQUEN	PRESIDENTE
MSC. ING. MANUEL ALEJANDRO BORJA SUAREZ	SECRETARIO
MSC. ING. EMILIO DE LA ROSA RIOS	VOCAL

Asesorado por MSC. ING. OVIDIO SERRANO ZELADA.

El acto de sustentación fue autorizado por OFICIO VIRTUAL N° 70-2026-UIFICSA, la Tesis fue presentada y sustentada por el Bachiller: AARON ADONAI CHUMACERO VARGAS, tuvo una duración de ...60 minutos Después de la sustentación, y absueltas las preguntas y observaciones de los miembros del jurado; se procedió a la calificación respectiva:

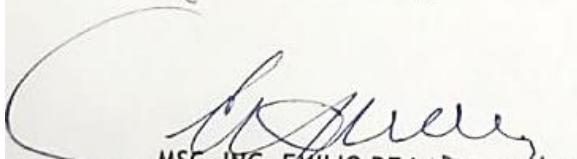
	NUMERO	LETRAS	CALIFICATIVO
AARON ADONAI CHUMACERO VARGAS	17	DIECISIETE	BUENO

Por lo que queda APTO para obtener el Título Profesional de INGENIERO CIVIL de acuerdo con la Ley Universitaria 30220 y la normatividad vigente de la Facultad de Ingeniería Civil De Sistemas y de Arquitectura de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.

Siendo las 11 AM; del mismo día, se dio por concluido el presente acto académico, dándose conformidad al presente acto, con la firma de los miembros del jurado.


 DR. ING. SEGUNDO ARTURO RODRIGUEZ SERQUEN
 PRESIDENTE


 MSC. ING. MANUEL ALEJANDRO BORJA SUAREZ
 VOCAL


 MSC. ING. EMILIO DE LA ROSA RÍOS
 VOCAL


 MSC. ING. OVIDIO SERRANO ZELADA
 ASESOR



CONSTANCIA DE VERIFICACION DE ORIGINALIDAD

Yo: Mg. Ing Ovidio Serrano Zelada usuario revisor de Tesis
Trabajo de Suficiencia Profesional y/o Trabajo Académico

Titulado: **“Evaluación del Desempeño Sísmico del Proyecto Estructural de la Institución Educativa Federico Villarreal –Chiclayo-Chiclayo-Lambayeque”**

Cuyo autor (es): Chumacero Vargas Aaron Adonai.; con DNI N° 72840362 declaro que la evaluación realizada por el Programa informático, ha arrojado un porcentaje de similitud **19%**, verificables en el Resumen del Reporte automatizado de similitudes que se acompaña.

El suscrito (a) analizó reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas dentro del porcentaje de similitud permitido no constituyen plagio y que el documento cumple con la integridad científica y con las normas para el uso de citas y referencias establecidas en los protocolos respectivos,

Se cumple con adjuntar el Recibo Digital a efectos de la trazabilidad respectiva del proceso.

Lambayeque, 26 de mayo de 2026



.....
Firma (Asesor)

Nombres y Apellidos: Mg. Ing Ovidio Serrano Zelada

DNI: 16716243

Defina la modalidad con (X)

Adjunta:

Resumen de Reporte automatizado de similitudes

Tesis Pregrado

INFORME DE ORIGINALIDAD

19%

INDICE DE SIMILITUD

19%

FUENTES DE INTERNET

6%

PUBLICACIONES

9%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	9%
2	repositorio.unprg.edu.pe Fuente de Internet	2%
3	Submitted to uncedu Trabajo del estudiante	1%
	 MG.ING OVIDIO SERRANO ZELADA DNI: 16716243 ASESOR	
4	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	<1%
5	repositorio.unjbg.edu.pe Fuente de Internet	<1%
6	repositorio.upn.edu.pe Fuente de Internet	<1%
7	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	<1%
8	Submitted to Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez Trabajo del estudiante	<1%
9	repositorio.upt.edu.pe	

Fuente de Internet

<1 %

10

repositorio.unap.edu.pe

Fuente de Internet



<1 %

11

repositorio.ucv.edu.pe

Fuente de Internet

MG.ING OVIDIO SERRANO ZELADA
DNI: 16716243

<1 %

ASESOR

12

tesis.usat.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

13

Submitted to Universidad Nacional del Santa

Trabajo del estudiante

<1 %

14

repositorio.utea.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

15

vsip.info

Fuente de Internet

<1 %

16

dspace.uazuay.edu.ec

Fuente de Internet

<1 %

17

fing.uncu.edu.ar

Fuente de Internet

<1 %

18

repositorio.unsa.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

19

Submitted to Universidad de San Martin de
Porres

Trabajo del estudiante

<1 %

20

dspace.unitru.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

21

repositorio.unesum.edu.ec

Fuente de Internet

<1 %

22

Submitted to Universidad Nacional de San
Cristóbal de Huamanga

Trabajo del estudiante

<1 %

23

www.slideshare.net

Fuente de Internet

<1 %

MG.ING.OVIDIO SERRANO ZELADA

DNI: 16716243

ASESOR

24

idoc.pub

Fuente de Internet

<1 %

25

Submitted to Universidad Cesar Vallejo

Trabajo del estudiante

<1 %

26

Submitted to Submitted on 1689172702741

Trabajo del estudiante

<1 %

27

Submitted to Universidad Privada del Norte

Trabajo del estudiante

<1 %

28

repositorio.udh.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

29

Submitted to Universidad Ricardo Palma

Trabajo del estudiante

<1 %

30

repositorio.ucsm.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

31

Submitted to Universidad Católica San Pablo

Trabajo del estudiante

<1 %

32

Submitted to Universidad de San Martín de Porres

Trabajo del estudiante

<1 %

33

repositorio.uandina.edu.pe

Fuente de Internet



<1 %

34

repositorio.upse.edu.ec

Fuente de Internet

MG.ING. OVIDIO SERRANO ZELADA
DNI: 16716243

ASESOR

<1 %

35

repositorio.usil.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

36

Submitted to Universidad Politécnica del Perú

Trabajo del estudiante

<1 %

37

Submitted to Universidad Católica Boliviana "San Pablo"

Trabajo del estudiante

<1 %

38

Submitted to Universidad Católica de Santa María

Trabajo del estudiante

<1 %

39

repositorio.unsaac.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

40

pdfcookie.com

Fuente de Internet

<1 %

41

repositorio.unfv.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

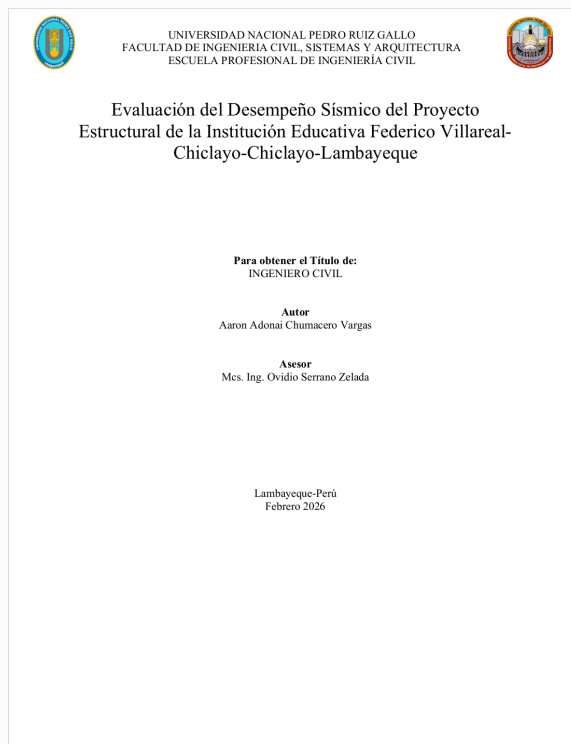


Recibo digital

Este recibo confirma que su trabajo ha sido recibido por Turnitin. A continuación podrá ver la información del recibo con respecto a su entrega.

La primera página de tus entregas se muestra abajo.

Autor de la entrega: Aaron Adonai Chumacero Vargas
Título del ejercicio: Quick Submit
Título de la entrega: Tesis Pregrado
Nombre del archivo: Estructural_de_la_Instituci_n_Educativa_Federico_Villareal.docx
Tamaño del archivo: 26.16M
Total páginas: 225
Total de palabras: 20,492
Total de caracteres: 113,466
Fecha de entrega: 26-may-2026 07:18p. m. (UTC-0500)
Identificador de la entrega: 2970171862



MG.ING OVIDIO SERRANO ZELADA
DNI: 16716243

ASESOR

INDICE

I. CAPITULO I. MARCO INTRODUCTORIO.....	19
1.1. Introducción	19
1.2. Antecedentes	19
1.2.1. Internacionales	19
1.2.2. Nacionales.....	20
1.2.3. Locales	20
1.3. Realidad Problemática.....	20
1.4. Formulación de la Pregunta de investigación	21
1.5. Hipótesis.....	21
1.6. Objetivos	22
1.6.1. Objetivo general.....	22
1.6.2. Objetivos Específicos.....	22
1.7. Justificación e importancia.....	22
II. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	22
2.1. Comportamiento de elementos de concreto armado.	22
2.1.1. Modelo esfuerzo-deformación para el acero.....	23
2.1.2. Modelo esfuerzo-deformación para el concreto	26
2.1.3. Rigidez Efectiva.....	47
2.1.4. Modelos según plasticidad.....	48
2.2. Niveles de sismo Y Curva de Capacidad.	51
2.2.1. Demanda Sísmica.....	52
2.2.2. Niveles de sismo por Comité VISION 2000.....	52
2.2.3. Niveles de sismo según propuesta del ATC 40.	53
2.3. Análisis Estático No Lineal-Pushover.....	54
2.3.1. Distribución de Carga Lateral.....	54
2.3.2. Procedimiento.	55
2.4. Curva de Capacidad	56
2.4.1. Procedimiento para Obtener curva de capacidad.....	56
2.4.2. Representación bilineal del espectro de capacidad.....	57
2.4.3. Desplazamiento Objetivo según el Método del ASCE 41-13.....	58
2.4.4. Niveles de desempeño.....	60
2.4.5. Criterios de aceptación.....	63

2.5.	Reforzamiento Estructural con BRB.....	65
2.5.1.	Disipadores BRB (Riostras de Pandeo Restringido)	65
2.5.2.	Comportamiento de los BRB	66
2.5.3.	Predimensionamiento de los BRB	68
2.5.4.	Procedimiento de Cálculo.....	69
2.5.5.	Diseño del BRB-Conexión Tipo pin.....	69
III.	CAPITULO III: METODO Y MATERIALES	72
3.1.	Tipo de Investigación.....	72
3.2.	Diseño de la Investigación	72
3.3.	Población y Muestra.....	72
3.3.1.	Población.....	72
3.3.2.	Muestra	72
3.4.	Recopilación de la información.....	72
3.4.1.	Técnicas de Recopilación de Datos	72
3.4.2.	Análisis de Información.....	73
3.5.	Operacionalización de Variables.....	73
IV.	RESULTADOS.....	75
4.1.	Estado de las rótulas.....	75
4.1.1.	Módulo 01	75
4.1.2.	Módulo 02.....	76
4.1.3.	Módulo 03.....	77
4.2.	Curva de Capacidad por bloque y Dirección	78
4.2.1.	Bloque 1:.....	78
4.2.2.	Bloque 2	81
4.2.3.	Bloque 03:.....	84
4.3.	Desplazamiento Objetivo mediante ASCE 41-13.....	87
4.3.1.	Desplazamiento del Módulo 01-dirección X	88
4.3.2.	Desplazamiento del Módulo 01-dirección Y	88
4.3.3.	Desplazamiento del Módulo 02-dirección X	88
4.3.4.	Desplazamiento del Módulo 02-dirección Y	88
4.3.5.	Desplazamiento del Módulo 03-dirección X	89
4.3.1.	Desplazamiento del Módulo 03-dirección Y	89
4.4.	Punto de Desempeño por nivel de sismo según Comité Visión 2000.....	89
4.4.1.	Desempeño Módulo 01-Dirección X.....	89

4.4.2.	Desempeño Modulo 01-Dirección Y	91
4.4.3.	Desempeño Modulo 2-Dirección X	93
4.4.4.	Desempeño Modulo 2- Dirección Y	94
4.4.5.	Desempeño Modulo 03-Dirección X	96
4.4.6.	Desempeño Modulo 03-Dirección Y	98
4.5.	Reforzamiento Estructural mediante BRB	100
4.5.1.	Reforzamiento módulo 01-Dirección Y	100
4.5.2.	Reforzamiento del Módulo 03-Dirección X	103
V.	DISCUSIÓN	106
VI.	CONCLUSIONES	107
VII.	RECOMENDACIONES	109
VIII.	BIBLIOGRAFÍA	110
IX.	ANEXOS	113
	156

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Momento-Rotación.....	44
Tabla 2 Momento-Rotación.....	46
Tabla 3 Valores de rigidez efectiva según ASCE/SEI 41-17.....	48
Tabla 4 Niveles de Sismo según Comité Visión 2000	52
Tabla 5 Niveles de Sismo según ATC-40	53
Tabla 6 Valores de C_0 , según número de niveles	59
Tabla 7 Valores de C_m	60
Tabla 8 Nivel de Desempeño según Visión 2000	61
Tabla 9 Objetivos de Desempeño.....	62
Tabla 10 Clasificación según ductilidad.....	65
Tabla 11 Operacionalización de Variables.....	73
Tabla 12 Datos de Curva de Capacidad-Módulo 01	78
Tabla 13 Datos de Curva de Capacidad.....	80
Tabla 14 Datos de Curva de Capacidad-Dirección X -Módulo 02.....	82
Tabla 15 Datos de Curva de Capacidad-Dirección Y.....	83
Tabla 16 Datos de Curva de Capacidad.....	84
Tabla 17 Datos de Curva de Capacidad.....	86
Tabla 18 Valores de C_o	87
Tabla 19 Aceleración por Nivel de Sismo	88
Tabla 20 Desplazamiento por Nivel de Sismo-Módulo 01-Dirección X.....	88
Tabla 21 Desplazamiento por Nivel de Sismo Módulo 01-Dirección Y	88
Tabla 22 Desplazamiento por Nivel de Sismo-Módulo 02-Dirección X.....	88

Tabla 23 Desplazamiento por nivel de Sismo-Módulo 02-Dirección Y	89
Tabla 24 Desplazamiento por nivel de Sismo-Módulo 03-Dirección X	89
Tabla 25 Desplazamiento por Nivel de Sismo-Módulo 03-Dirección Y.....	89
Tabla 26 Datos de Punto de Desempeño-Dirección X.....	90
Tabla 27 Nivel de Desempeño-Módulo 1-Dirección X	90
Tabla 28 Datos de Punto de Desempeño-Dirección Y.....	92
Tabla 29 Nivel de desempeño-Módulo 01-Dirección Y.....	92
Tabla 30 Datos de Punto de Desempeño-Dirección X.....	94
Tabla 31 Nivel de Desempeño-Módulo 02-Dirección X	94
Tabla 32 Datos de Punto de Desempeño-Dirección Y.....	95
Tabla 33 Niveles de Desempeño-Módulo 02-Dirección Y.....	95
Tabla 34 Datos de Punto de Desempeño-Dirección X.....	97
Tabla 35 Niveles de Desempeño-Modulo 03-Dirección X.....	97
Tabla 36 Datos de Punto de Desempeño-Dirección Y.....	99
Tabla 37 Niveles de Desempeño-Módulo 03-Dirección Y.....	99
Tabla 38 Datos de Curva de Capacidad.....	100
Tabla 39 Datos de Punto de Desempeño-Módulo 01 Reforzado-Dirección Y	102
Tabla 40 Niveles de Desempeño-Módulo 01 Reforzado-Dirección Y.....	103
Tabla 41 Curva de Capacidad-Módulo 03 Reforzado-Dirección X	103
Tabla 42 Datos de Punto de Desempeño-Módulo 03 reforzado-Dirección X.....	105
Tabla 43 Niveles de Desempeño-Módulo 03 reforzado-Dirección X	105
Tabla 44 Resumen de los Punto de Desempeño	107
Tabla 45 Cuadro Comparativo por Punto de Desempeño	109

Tabla 46 Nomenclatura de Patrones de Carga.....	117
Tabla 47 Cargas distribuidas por Ambiente	117
Tabla 48 Porcentajes de Carga viva según categoría	117
Tabla 49 Piso blando-Dirección Y.....	118
Tabla 50 Piso Blando-Dirección X	118
Tabla 51 Irregularidad de masa	119
Tabla 52 Irregularidad Geométrica Vertical-Dirección X.....	119
Tabla 53 Irregularidad Geométrica Vertical-Dirección Y.....	119
Tabla 54 Irregularidad Torsional-Análisis de Derivas.....	120
Tabla 55 Irregularidad Torsional-Análisis por Torsión Dirección x.....	121
Tabla 56 Irregularidad Torsional-Análisis por Torsión Dirección y.....	121
Tabla 57 Resumen de Evaluación de irregularidades	122
Tabla 58 Peso-Módulo 01.....	122
Tabla 59 Parámetros sísmicos	123
Tabla 60 Valores de Ct según sistema Estructural.....	124
Tabla 61 Cálculo del periodo	124
Tabla 62 Distribución de la Fuerza Cortante-Módulo 01.....	124
Tabla 63 Porcentaje de Participación Modal.....	125
Tabla 64 Deriva-Dirección X.....	129
Tabla 65 Deriva-Dirección Y.....	129
Tabla 66 Piso Blando-Dirección Y	130
Tabla 67 Piso Blando-Dirección X	130
Tabla 68 Irregularidad de Masa-Módulo 02	131

Tabla 69 Irregularidad Geométrica Vertical-Dirección X.....	131
Tabla 70 Irregularidad Geométrica Vertical-Dirección Y.....	131
Tabla 71 Irregularidad Torsional-Análisis de Derivas.....	132
Tabla 72 Irregularidad Torsional-Análisis por Torsión Dirección x.....	132
Tabla 73 Irregularidad Torsional-Análisis por Torsión Dirección y.....	133
Tabla 74 Resumen de Evaluación de Irregularidades-Módulo 02	134
Tabla 75 Peso-Módulo 02.....	134
Tabla 76 Parámetros Sísmicos.....	135
Tabla 77 Valores de Ct.....	136
Tabla 78 Cálculo del Periodo.....	136
Tabla 79 Distribución de la Fuerza Cortante.....	137
Tabla 80 Ratios de Participación Modal-Módulo 02.....	138
Tabla 81 Deriva Dirección X-Módulo 02	142
Tabla 82 Deriva Dirección Y-Módulo 02	142
Tabla 83 Piso Blando-Dirección Y	142
Tabla 84 Piso Blando-Dirección X	143
Tabla 85 Irregularidad de Masa o Peso.....	143
Tabla 86 Irregularidad Geométrica Vertical-Dirección X.....	144
Tabla 87 Irregularidad Geométrica Vertical-Dirección Y.....	144
Tabla 88 Irregularidad Torsional-Análisis de Derivas.....	145
Tabla 89 Irregularidad Torsional-Análisis por Torsión Dirección x.....	145
Tabla 90 Irregularidad Torsional-Análisis por Torsión Dirección y.....	146
Tabla 91 Resumen de Evaluación de Irregularidades	147

Tabla 92 <i>Peso-Módulo 03</i>	147
Tabla 93 <i>Parámetros Sísmicos</i>	148
Tabla 94 <i>Valores de Ct</i>	149
Tabla 95 <i>Cálculo del periodo</i>	149
Tabla 96 <i>Distribución de la Fuerza Cortante</i>	150
Tabla 97 <i>Porcentaje de Participación Modal</i>	151
Tabla 98 <i>Derivas dirección X-Módulo 03</i>	155
Tabla 99 <i>Derivas dirección Y-Módulo 03</i>	155
Tabla 100 <i>Fuerza Lateral-Dirección X-Módulo 01</i>	159
Tabla 101 <i>Fuerza Lateral-Dirección Y-Módulo 01</i>	160
Tabla 102 <i>Fuerza Lateral-Dirección X-Módulo 2</i>	160
Tabla 103 <i>Fuerza Lateral-Dirección Y-Módulo 2</i>	160
Tabla 104 <i>Fuerza Lateral-Dirección X-Módulo3</i>	161
Tabla 105 <i>Fuerza Lateral-Dirección Y-Módulo 3</i>	161
Tabla 106 <i>Cálculos de Fuerza y rigidez de los BRB por nivel</i>	186
Tabla 107 <i>Cálculos del área del BRB por cada Nivel</i>	186
Tabla 108 <i>Curva de Capacidad del reforzamiento-Módulo 01-Dirección Y</i>	186
Tabla 109 <i>Datos del Punto de Desempeño-Módulo 01 Reforzado-Dirección Y</i>	188
Tabla 110 <i>Nivel de Desempeño-Módulo 01 Reforzado-Dirección Y</i>	189
Tabla 111 <i>Áreas del BRB-Iteración nº 02</i>	189
Tabla 112 <i>Datos de Punto de Desempeño-Módulo 01 Reforzado-Dirección Y</i>	191
Tabla 113 <i>Niveles de Desempeño-Módulo 01 Reforzado-Dirección Y</i>	192
Tabla 114 <i>Cálculos de Fuerza y Rigidez del BRB por nivel</i>	194

Tabla 115 Cálculo del Área del BRB por cada Nivel.....	194
Tabla 116 Curva de Capacidad-Módulo 03 Reforzado-Dirección X	194
Tabla 117 Datos de Punto de Desempeño-Módulo 03 reforzado-Dirección X.....	196
Tabla 118 Niveles de Desempeño-Módulo 03 reforzado-Dirección X	196

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Modelo elastoplástico del acero	23
Figura 2 Modelo Trilineal	24
Figura 3 Modelo de Curva Completa.....	25
Figura 4 Modelo de Hognestad Del Concreto No Confinado.....	27
Figura 5 Modelo del CEB	28
Figura 6 Modelo de Kent y Park	29
Figura 7 Modelo de Mander	32
Figura 8 Núcleo Efectivo de Concreto Confinado en secciones rectangulares	33
Figura 9 Nomograma de Relación de Esfuerzos de Confinamiento	35
Figura 10 Ejemplo Aplicativo en Sección de Viga	35
Figura 11 Punto de Relación de Esfuerzo Confinado.....	38
Figura 12 Modelo de Mander-Concreto Confinado $f'_c=280 \text{ Kg/cm}^2$	39
Figura 13 Diagrama de Momento-Curvatura.....	40
Figura 14 Ejemplo Aplicativo en Sección de Viga	41
Figura 15 Diagrama de Momento-Curvatura del Ejemplo	44
Figura 16 Ejemplo de Sección de Viga.....	45
Figura 17 Diagrama de Momento-Rotación.....	46
Figura 18 Diagrama Simplificado de Momento-Rotación	47
Figura 19 Rótula Plástica en Elementos Frame	50
Figura 20 Discretización Transversal de Una Sección de Concreto Armado	51
Figura 21 Espectros Según Comité Visión 2000	53
Figura 22 Espectro de Aceleraciones según ATC 40.....	54

Figura 23 Curva de Capacidad.....	57
Figura 24 Representación Bilineal del Espectro de Capacidad.....	58
Figura 25 Determinación del Punto de Desempeño.....	62
Figura 26 Sectorización del Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad en base a niveles de desempeño según ASCE /SEI 41-13.....	64
Figura 27 Detalle de Riostras de Pandeo Restringido.....	65
Figura 28 Detalles de Núcleo de Acero.....	66
Figura 29 Idealización de la región de fluencia, de transición y de conexión elástica Típica en los BRB.....	67
Figura 30 Representación de modos de Pandeo.....	68
Figura 31 Esquema de Aplicación de los BRB.....	68
Figura 32 Flujo de Investigación.....	73
Figura 33 Formación de Rótulas Plásticas-Dirección X.....	75
Figura 34 Rótulas Plásticas-Dirección Y.....	75
Figura 35 Rótulas Plásticas-Dirección X.....	76
Figura 36 Rótulas Plásticas-Dirección Y.....	76
Figura 37 Rótulas Plásticas-Dirección X.....	77
Figura 38 Rótulas Plásticas-Dirección Y.....	77
Figura 39 Módulo 01-Curva de Capacidad-Dirección X.....	79
Figura 40 Curva de Capacidad-Dirección Y.....	81
Figura 41 Curva de Capacidad-Dirección X.....	82
Figura 42 Curva de Capacidad-Dirección Y.....	84
Figura 43 Curva de Capacidad-Dirección X.....	85

Figura 44 Curva de Capacidad-Dirección Y	87
Figura 45 Punto de Desempeño-Modulo I-Dirección X	90
Figura 46 Punto de Desempeño-Modulo 1-Dirección Y	91
Figura 47 Punto de Desempeño Módulo 2-Dirección X.....	93
Figura 48 Punto de Desempeño-Modulo 2-Dirección Y	95
Figura 49 Punto de Desempeño-Modulo 3-Dirección X	96
Figura 50 Punto de Desempeño-Modulo 3-Dirección Y	98
Figura 51 Punto de Desempeño del Reforzamiento-Modulo1-Dirección Y	102
Figura 52 Desempeño del Reforzamiento-Modulo 3-Dirección X.....	104
Figura 53 Ubicación de los Bloques	113
Figura 54 Módulo 01.....	114
Figura 55 Módulo 02.....	115
Figura 56 Módulo 03.....	115
Figura 57 Distribución de Fuerza Cortante.....	125
Figura 58 Formas Modales-Modo 1.....	126
Figura 59 Formas Modales-Modo 2.....	126
Figura 60 Formas Modales-Modo 3.....	127
Figura 61 Formas Modales-Modo 4.....	127
Figura 62 Formas Modales-Modo 5.....	128
Figura 63 Espectro de Respuesta	128
Figura 64 Fuerza Cortante-Módulo 02.....	137
Figura 65 Formas modales-Modo 01.....	138
Figura 66 Formas modales-Modo 2.....	139

Figura 67 Formas modales-Modo 03.....	139
Figura 68 Formas Modales-Modo 04.....	140
Figura 69 Formas Modales-Modo 5.....	140
Figura 70 Espectro de Respuesta-Módulo 02	141
Figura 71 Fuerza Cortante-Módulo 03.....	150
Figura 72 Fuerzas Modales-Modo 01.....	151
Figura 73 Formas Modales-Modo 02.....	152
Figura 74 Formas Modales-Modo 03.....	152
Figura 75 Formas Modales-Modo 04.....	153
Figura 76 Formas Modales-Modo 5.....	153
Figura 77 Espectro de Respuesta-Módulo 03	154
Figura 78 No Linealidad del Concreto	156
Figura 79 Modelo de Mander-Concreto Confinado $f'c=280 \text{ Kgf/cm}^2$	156
Figura 80 Modelo de Hognestad-Concreto No Confinado $f'c=280 \text{ kgf/cm}^2$	157
Figura 81 Modelo de Kent y Park-Concreto Confinado $f'c=280 \text{ kgf/cm}^2$	157
Figura 82 Modelo de Mander-Concreto Confinado $f'c=280 \text{ Kgf/cm}^2$	158
Figura 83 No linealidad del Acero	158
Figura 84 Diagrama Esfuerzo-Deformación del acero.....	159
Figura 85 Acero en Etabs para Vigas.....	161
Figura 86 Detalle de Acero en Vigas	162
Figura 87 Acero en Etabs para Muros de C.A.....	162
Figura 88 Concreto de cada Muro.....	163
Figura 89 Acero de cada Muro	163

Figura 90 Definición de Fuerzas Laterales	164
Figura 91 Definición de Carga Gravitacional No Lineal.....	164
Figura 92 Definición de Carga Pushover en X	165
Figura 93 Control de Desplazamiento	166
Figura 94 Pushover en Y.....	167
Figura 95 Control de Desplazamiento en Y.....	168
Figura 96 Pushover-Modo 2	169
Figura 97 Parámetros Iterativos	169
Figura 98 Factores de Modificación de Rigidez en Vigas.....	170
Figura 99 Factores de Modificación de Rigidez en Muros Estructurales.....	170
Figura 100 Factores de Modificación de Rigidez en Columnas	171
Figura 101 Rótulas Plásticas para Vigas.....	171
Figura 102 Fibras en Columnas del Primer nivel.....	172
Figura 103 Fibras para columnas del 2do al 4to Nivel.....	172
Figura 104 Visualización de Fibras en Columnas	173
Figura 105 Fibras en Muros	173
Figura 106 Propiedades por Nivel del BRB.....	183
Figura 107 Propiedades No Lineales del BRB	183
Figura 108 Valores de Rigidez y Fluencia.....	184
Figura 109 Planta Arquitectónica del Módulo 01	184
Figura 110 Ubicación del Reforzamiento.....	185
Figura 111 Punto de Desempeño del Reforzamiento-Modulo 1-Dirección Y	188
Figura 112 Punto de Desempeño del Reforzamiento-Modulo1-Dirección Y	191

Figura 113 <i>Planta Arquitectónica del módulo 3</i>	192
Figura 114 <i>Ubicación del Reforzamiento-Modulo 3</i>	193
Figura 115 <i>Desempeño del Reforzamiento-Modulo 3-Dirección X</i>	195

RESUMEN

El desarrollo del trabajo de investigación tuvo como finalidad evaluar la capacidad estructural, en función del análisis estático no lineal, de los bloques I, II y III de la Institución Educativa Federico Villarreal de Chiclayo, ubicado en la provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque.

Este proyecto consta de tres etapas. La primera, en la cual se realiza el modelamiento de cada uno de los bloques asignándole propiedades no lineales a cada uno de los elementos estructurales.

La segunda etapa consiste en la evaluación del análisis pushover de los bloques I, II y III, usando como herramienta de modelamiento y análisis el software ETABS V23, con la cual se logra obtener la curva de capacidad en cada uno de los ejes mediante cargas incrementales, cuyo punto de análisis es en el último nivel, y cuyo método para determinar el punto de desempeño fue el método de coeficientes que establece el ASCE/SEI 41-13.

Finalmente, en la tercera etapa al apreciar que existan direcciones de algunos módulos que no cumplían con los objetivos de desempeño que establece el comité Visión 2000 se realizó la propuesta de reforzamiento mediante arrostramiento de pandeo restringido (BRB).

Palabras Clave: Capacidad Estructural, No lineal, Pushover, Modelamiento, Evaluación , Curva de Capacidad, Cargas Incrementales, Punto de Desempeño, Método de Coeficientes

ABSTRACT

The development of this research work aimed to evaluate the structural capacity, based on nonlinear static analysis (Pushover), of Blocks I, II, and III of the Federico Villarreal Educational Institution in Chiclayo, located in the province of Chiclayo, Lambayeque department.

This project consists of three stages. The first stage involves modeling each of the blocks, assigning nonlinear properties to each of the structural elements.

The second stage consists of the evaluation of the pushover analysis of Blocks I, II, and III, using ETABS V23 software as the modeling and analysis tool. This allowed obtaining the capacity curve for each axis through incremental loading, with the analysis control point located at the top level. The method used to determine the performance point was the coefficient method established by ASCE/SEI 41-13.

Finally, in the third stage, upon observing that some module directions did not meet the performance objectives established by the Vision 2000 Committee, a strengthening proposal using Buckling-Restrained Bracing (BRB) was developed.

Keywords: Structural Capacity, Nonlinear, Pushover, Modeling, Assessment, Capacity Curve, Incremental Loads, Performance Point, Coefficient Method.

I. CAPITULO I. MARCO INTRODUCTORIO

1.1.Introducción

La norma actual de nuestro país plantea el desarrollo de estructuras, bajo el análisis estático y dinámico lineal, considerando las fuerzas en el rango elástico lineal, despreciando la respuesta estructural durante y posteriormente a un evento sísmico, es por eso que la presente tesis desarrolla el análisis no lineal de los bloques que comprenden la Institución educativa Federico Villareal, esto se desarrolla con el objetivo de aplicar metodologías que generen resultados complementarios a lo que plantea la norma E-030.

¿Cómo influye el análisis estático y dinámico no lineal contribuye a la evaluación del desempeño sísmico? ¿De qué manera el análisis pushover favorece la optimización del diseño sismorresistente de edificaciones de cuatro niveles? ¿Cómo se podrá aplicar el análisis estático no lineal en un sistema de muros estructurales de concreto armado para determinar el desempeño sísmico de manera adecuada?

Es por eso que a través del ámbito de la no linealidad se determinará su comportamiento sismo resistente, se encontrará también la capacidad de cada bloque mediante la curva de capacidad con la finalidad de obtener resultados más reales y exactos, las cuales se llevará a cabo mediante metodologías fundamentadas en las propuestas del comité Visión 2000, FEMA 440, ATC-40.

1.2.Antecedentes

1.2.1. Internacionales

En Ecuador, Lopez (2022) mediante su proyecto de tesis para el grado de maestría realizó un análisis del desempeño estructural de los ambientes de práctica de la facultad de ingeniería

Civil, Mecánica y Sistemas, dentro de su trabajo de investigación realizó la comparación entre el análisis estático lineal con el análisis Pushover para determinar el desempeño estructural. Cumpliendo con los niveles de amenaza sísmica que plantea el Comité Visión 2000, ya que, para los sismos de mayor periodo de retorno, se obtiene un nivel de desempeño operacional.

1.2.2. Nacionales

En Perú, en la ciudad de Arequipa, Chávez y Vega (2023) estudiaron el desempeño sísmico mediante Análisis Estático No Lineal de un edificio de ocho pisos. Realizando la comparación a través de dos sistemas, muros de ductilidad limitada y muros estructurales. El autor determinó que a través del análisis Pushover se obtienen una mayor deriva en el sistema de muros de corte de concreto que bajo el esquema de MDL, usando la metodología del ASCE 41/13, concluyendo además que ante la ocurrencia de un sismo máximo se encuentra en estado operacional, en el que la estructura presenta daños mínimos en los componentes estructurales, manteniendo prácticamente intactas su resistencia y rigidez.

1.2.3. Locales

En la ciudad de Pimentel, Aguilar (2023) determinó el desempeño sísmico en un sistema aporticado, determinado el nivel de desempeño bajo diferentes aceleraciones sísmicas mediante el análisis Estático no Lineal, llegó a concluir que la falta de elementos encargados de proporcionar rigidez al sistema estructural ocasiona que la edificación presenta una alta vulnerabilidad para alcanzar el desempeño previsto, incluso frente a aceleraciones sísmicas que corresponden a niveles frecuente y ocasionales, llegando a ubicarse dentro de los estados de precolapso y colapso.

1.3. Realidad Problemática

Dentro de los fenómenos naturales, el que más afecta a nuestro país y a todos los que se encuentran en el cinturón de fuego son los sismos. Los terremotos siguen un patrón definido bajo

los límites de las placas que convergen en el océano pacífico, al cual se le denomina cinturón de fuego. El cinturón del fuego del pacífico constituye la zona del planeta en la que se libera anualmente más del 80% de la energía interna, manifestándose mediante sismos y actividad volcánica.(Tavera, s. f.).

En lo que va del año se han registrado 673 sismos en nuestro país, siendo junio el mes de mayor actividad sísmica siendo un total de 87 sismos, según los reportes del IGP.

En el norte de nuestro país, específicamente en la Región Lambayeque, el único registro trascendental data del año 1619, el cual afectó cuantiosamente la ciudad de Zaña.

Por otro lado, los registros de sismicidad instrumental no evidencian la ocurrencia de un sismo de gran magnitud de los últimos 100 años, lo que permite inferir que la región de Lambayeque atraviesa un prolongado periodo de silencio sísmico (Quesquén Isique & Hiubert, 2020).

Este silencio sísmico, manifiesta una gran cantidad de energía acumulada, que acompañado de factores como la capacidad portante inferior a 0.8 kg/cm² típico de la ciudad de Chiclayo, así como del alto nivel freático, genera un elevado riesgo sísmico, considerando además que la norma E-030 actualmente solo plantea el diseño de las edificaciones bajo el rango lineal.

Debido a tal problema, se plantea realizar el diseño por desempeño como una forma de verificación del comportamiento sísmorresistente en el rango no lineal.

1.4. Formulación de interrogante de investigación

¿Los módulos I, II y III del Proyecto Estructural del recinto educativo Federico Villarreal cumplirán los objetivos del desempeño sísmico aplicando la metodología del ASCE/SEI 41-13?

1.5. Hipótesis

Los módulos I, II y III del Proyecto Estructural de la Institución Educativa Federico Villarreal, diseñados con la norma E.030 no obtiene un desempeño sísmico adecuado según el ASCE/SEI 41/13.

1.6.Objetivos

1.6.1. Objetivo general

Realizar la evaluación por Desempeño Sísmico de los Bloques I, II y III; del Proyecto Estructural de la Institución Educativa Federico Villarreal, Distrito de Chiclayo, Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque.

1.6.2. Objetivos Específicos

Realizar la evaluación de las rótulas plásticas

Determinar la curva de capacidad

Calcular el punto de desempeño mediante el método del ASCE 41/13.

Determinar los estados límites de daño según el Comité Visión 2000.

Proponer de ser el caso adecuación estructural mediante BRB.

1.7.Justificación e importancia

Proponer la relevancia del análisis estático no lineal como alternativa eficiente en la evaluación sísmica de una edificación existente y mediante las metodologías brindadas por el ASCE 41-13 conocer los niveles de daño que presentarían los módulos de la I.E Federico Villarreal.

II. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1.Comportamiento de elementos de concreto armado.

El concreto armado es un material heterogéneo e isotrópico compuesto por dos elementos principales que trabajan conjuntamente bajo diferentes tipos de esfuerzos: El concreto, el cual

destaca por su resistencia a la compresión y el acero de refuerzo que sobresale en su capacidad de resistir tracciones (Hoces, 2021).

Para estudiar y calcular estructuras de concreto armado se emplean relaciones simplificadas entre esfuerzo y deformación, las cuales se fundamentan en datos obtenidos a partir de pruebas experimentales.

2.1.1. Modelo esfuerzo-deformación para el acero

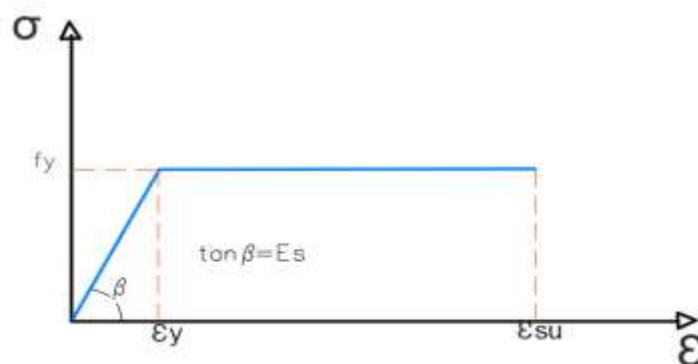
Con respecto al acero los modelos constitutivos más utilizados son el de la curva completa, curva trilineal y el modelo elastoplástico.

2.1.1.1. Modelo elastoplástico

En este modelo, la curva es una representación simplificada, idealizándola como dos líneas rectas, gráfico en el cual se prescinde valores superiores a la fluencia así como el incremento en el esfuerzo asociado al endurecimiento por deformación.

Figura 1

Modelo elastoplástico del acero



Fuente: Tomado de Park y Paulay (1975)

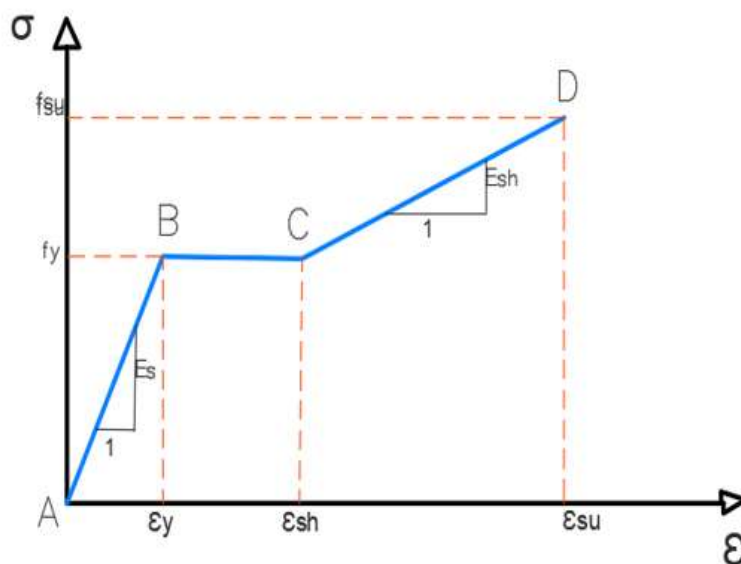
No obstante, este esquema no estima con exactitud los esfuerzos internos del acero cuando las deformaciones superan el límite de fluencia, por lo que su utilización resulta inapropiada para la evaluación del desempeño sísmico.

2.1.1.2. Modelo trilineal

Su aplicación resulta especialmente efectiva cuando el elemento presenta deformaciones que superan el rango de fluencia. En esta imagen, se detallan los parámetros más relevantes.

Figura 2

Modelo Trilineal

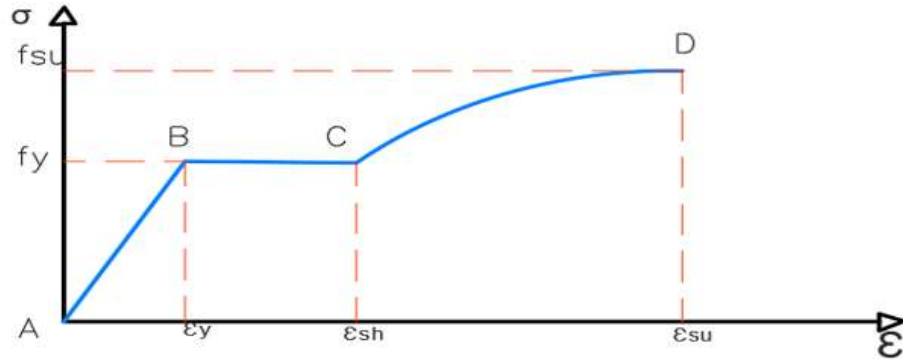


Fuente: Tomado de Park y Paulay (1975)

El segmento lineal AB representa el comportamiento dentro del rango elástico, cuya pendiente corresponde al módulo de Young (E_s). Por otro lado, el tramo BC, denominado meseta de fluencia f_y , se caracteriza porque la deformación llega hasta a ϵ_{sh} , valor asociado al punto de endurecimiento por deformación, manteniéndose en este intervalo una pendiente igual a E_{sh} . (Ángel, 2006)

2.1.1.3. Modelo de curva completa

Corresponde a una idealización más adecuada, y que se acerca más al comportamiento real del acero. La curva se desarrolla en tres segmentos, donde las etapas correspondientes al rango elástico y a la postfluencia se representan mediante segmentos lineales, mientras que el endurecimiento por deformación es descrito a través de una trayectoria parabólica.

Figura 3*Modelo de Curva Completa*

Fuente: Tomado de Park y Paulay (1975)

Rama Elástica (AB)

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$$

$$f_s = \varepsilon_s * E_s$$

Rama Postfluencia (BC)

$$\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$$

$$f_s = f_y$$

Rama de Endurecimiento por Deformación (CD)

$$\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$$

$$f_s = f_y * \left[\frac{m * (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60 * (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2 * (30r + 1)^2} \right]$$

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

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right) (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

Donde:

f_s: Esfuerzo del acero a Tracción

f_y = Esfuerzo de fluencia en el acero

f_{su} = Esfuerzo último del acero

ε_s = Deformación unitaria del acero a tracción

ε_y = Deformación unitaria de fluencia del acero

ε_{sh} = Deformación unitaria máxima postfluencia del acero

ε_{su} = Deformación unitaria última del acero

2.1.2. Modelo esfuerzo-deformación para el concreto

Las curvas esfuerzo-deformación muestran cierta variabilidad debido a la influencia de diversos factores, tales como la permanencia de la carga, las propiedades de los materiales y el nivel de confinamiento, entre otros aspectos.

Para diseñar se emplean los modelos constitutivos para concreto simple, mientras que los modelos de concreto confinado se realizan para determinar la capacidad de los elementos con el propósito de realizar estudios sobre su capacidad última.

2.1.2.1. Para concreto no confinado:

➤ Modelo de Whitney o bloque rectangular del ACI

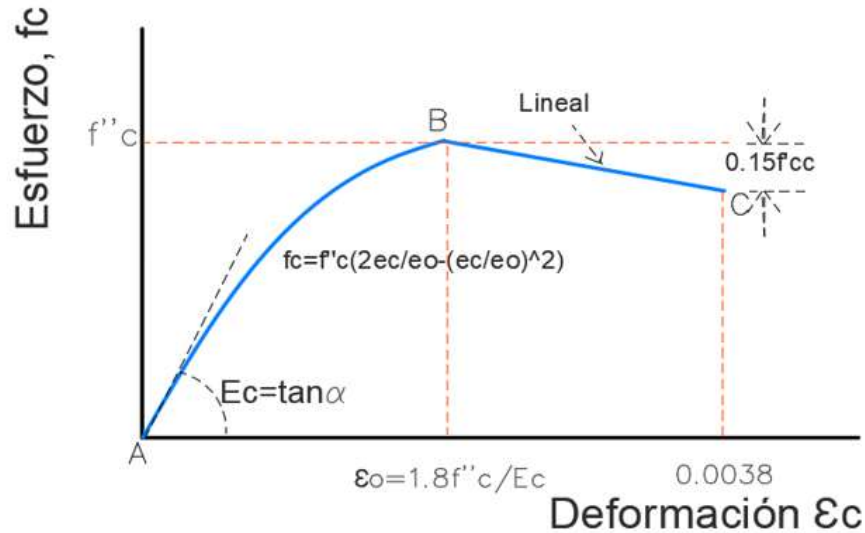
Whitney propuso simplificar el bloque de tensiones esfuerzos de compresión sustituyéndolo por una sección rectangular equivalente, método muy empleado para diseñar secciones de concreto armado.

➤ Modelo de Hognestad.

El modelo de Hognestad constituye una de las formulaciones más utilizadas para la representación de la curva de histéresis del concreto en estado no confinado.

Figura 4

Modelo de Hognestad Del Concreto No Confinado



Fuente: Tomado de Park y Paulay (1975)

El segmento parabólico AB manifiesta un incremento en la deformación en el concreto hasta alcanzar a $\epsilon_0=0.002$, asimismo indicando un esfuerzo último de compresión $f''_c=0.85f'_c$.

Por su parte el segmento BC, refleja la disminución de la resistencia del concreto, atribuida al agrietamiento que surgió en el elemento.

Para la primera rama:

$$f_c = f'_c * \left[\frac{2 * \epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right]; \quad 0 < \epsilon_c < \epsilon_0$$

Para la segunda rama:

$$\epsilon_0 = \frac{2 * f'_c}{E_c}$$

Para la pendiente de la segunda rama:

$$\phi = \frac{3 * f'_c}{20 * (\epsilon_{cu} - \epsilon_0)}$$

Donde:

E_c : Módulo elástico del concreto

f'_c : Máxima resistencia a compresión alcanzada según ensayo en laboratorio

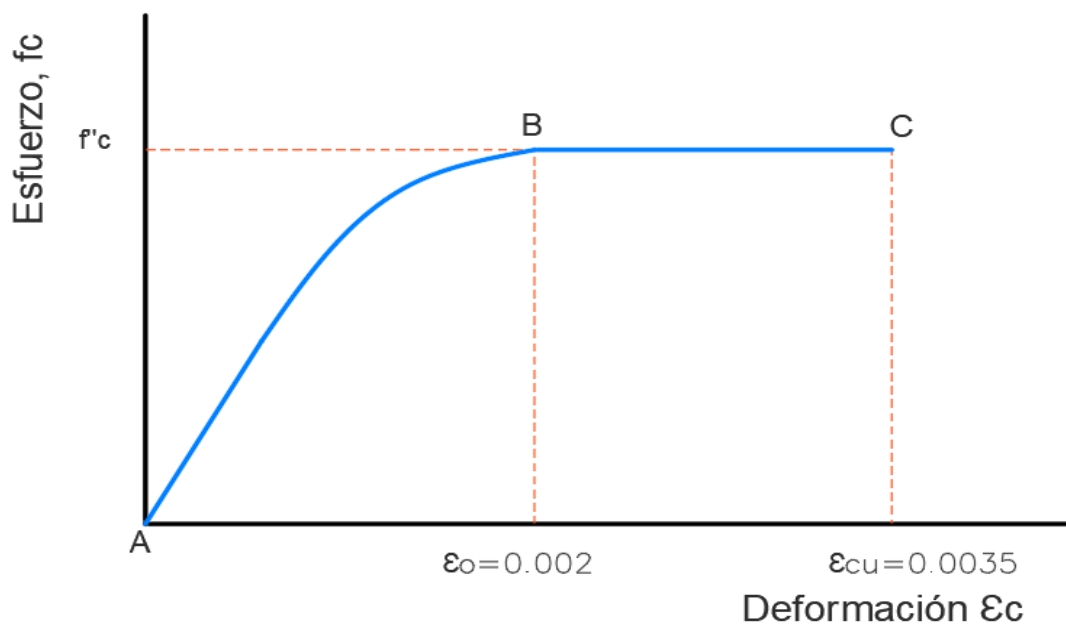
ϵ_0 : Deformación unitaria vinculada a la resistencia última del concreto, f'_c

➤ Modelo del CEB

La propuesta del Comité Europeo del Concreto plantea un modelo inelástico de comportamiento perfectamente plástico, diseñado para su aplicación en el diseño de elementos de concreto armado sometidos a flexión simple.

Figura 5

Modelo del CEB



Fuente: Tomado de Park y Paulay (1975)

El concreto alcanza su máximo esfuerzo cuando $f'_c = 0.85f'_c$ correspondiendo a su deformación $\epsilon_o = 0.002$, posteriormente bajo un esfuerzo permanente, la deformación en el concreto aumentará alcanzando su máximo valor (ϵ_{cu}).

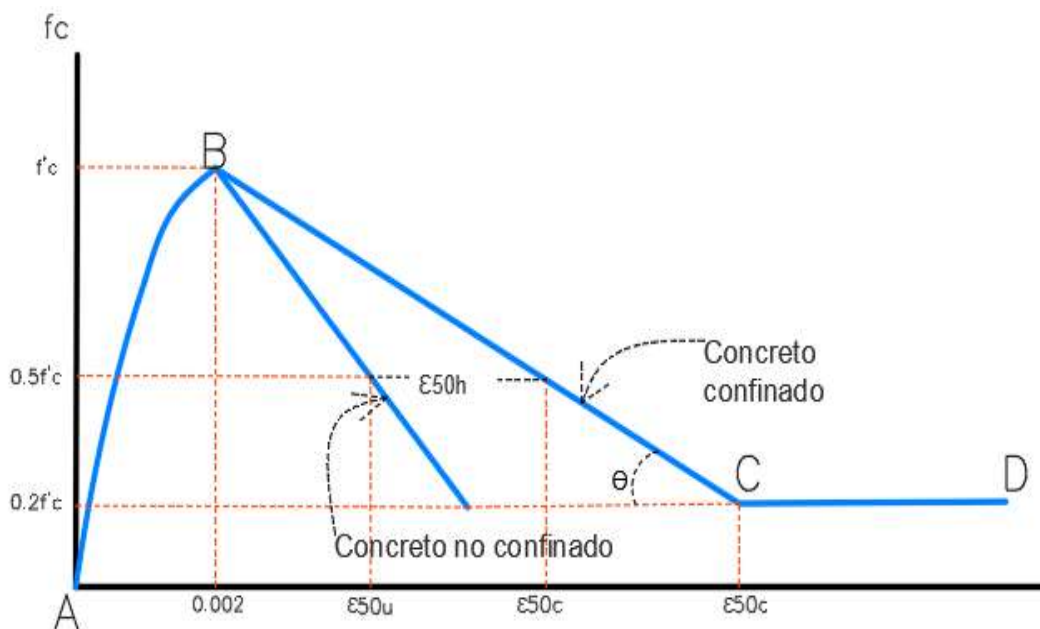
2.1.2.2. Para Concreto confinado

➤ Modelo de Kent y Park

Muy utilizado para el caso de concreto confinado por estribos rectangulares, donde el confinamiento no tiene efecto en la resistencia, similar a la del concreto simple.

Figura 6

Modelo de Kent y Park



Fuente: Tomado de Park y Paulay (1975)

Las ecuaciones que describen cada segmento de la gráfica son:

- En la primera rama:

$$f_{CA} = f'_c * \left[\frac{2 * \epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right]; 0 < \epsilon_c < \epsilon_0$$

- Para la segunda rama:

$$f_{CB} = f'_c * [1 - Z * (\epsilon_c - \epsilon_0)]; \epsilon_0 < \epsilon_c < \epsilon_{20c}$$

- Para la tercera rama:

$$f_{CC} = 0.20 * f'_c$$

$$z = \frac{1}{2 * (\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_0)}$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + \varepsilon_0 * f'_c}{f'_c - 1000}$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} * \rho_s * \sqrt{\frac{b_s}{s}}$$

Dónde:

ε_c : *Deformación unitaria del concreto*

ε_0 : *Deformación unitaria vinculada a la resistencia máxima a compresión del concreto f'_c*

ε_{20c} = *Deformación unitaria vinculada al $0.20 * f'_c$*

b_c = *Ancho de la sección*

S : *Separación existente entre estribos*

ρ_s : *Relación entre el volumen de estribos y el volumen de concreto confinado*

➤ **Modelo de Mander**

Constituido por una curva ascendente inicial que traspasa la resistencia del concreto sin confinar f'_c hasta llegar a la resistencia a compresión del concreto confinado f'_{cc} , seguida de una rama descendente cuya forma depende de las propiedades del acero de confinamiento, es la gráfica más utilizada en el análisis sísmico y es aplicable tanto para refuerzo transversal de sección circular como para refuerzo de sección rectangular.

$$f_c = \frac{f'_{cc} * X * r}{r - 1 + X^r}$$

$$f_{cc} = f'_c * \left(2.254 * \sqrt{1 + \frac{7.94 * f'_l}{f'_c}} - 2 * \frac{f'_l}{f'_c} - 1.254 \right)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$\varepsilon_c = 0.002 * \left[1 + 5 * \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$$

$$E_c = \left[\begin{array}{l} 5000 * \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots (MPa) \\ 6000 * \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots (psi) \end{array} \right]$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_{yh} e_{sm}}{f'_{cc}}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

Dónde:

f'_c : Resistencia a compresión máxima de probeta de concreto simple

f'_{cc} : Resistencia ultima a compresión del concreto confinado

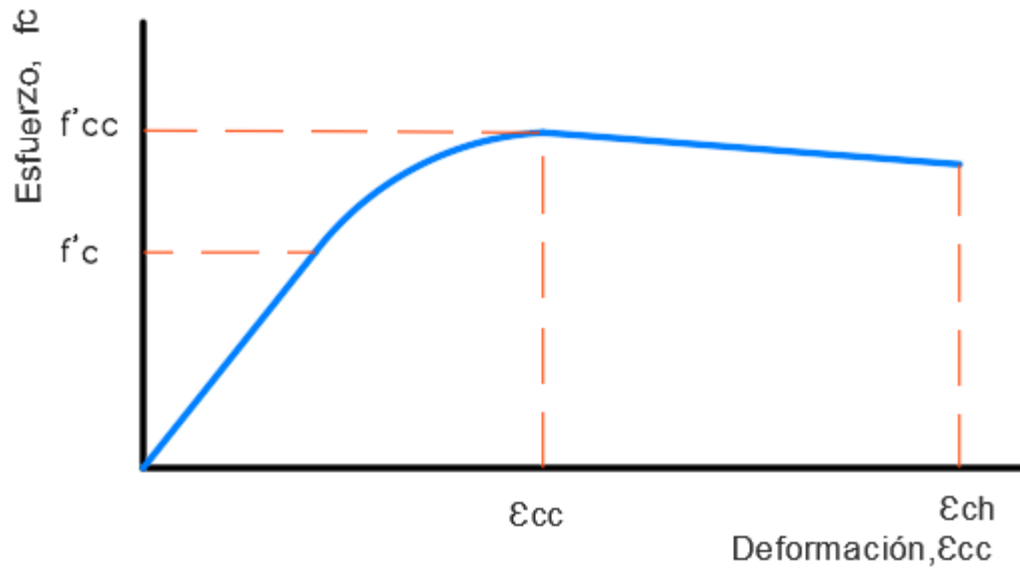
ε_{cc} : Máxima deformación correspondiente al punto de mayor esfuerzo a la compresión

f'_l : Esfuerzo de confinamiento lateral efectivo

La curva de histéresis propuesta por Mander se representa en la figura 7

Figura 7

Modelo de Mander



Fuente: Tomado de J.B. Mander, Priestley y R. Park(1995)

Donde:

De la cual la resistencia ultima a la compresión del concreto confinado f'_{cc} está ligado al esfuerzo lateral de confinamiento efectivo f'_l . (Mayra, 2024)

$$f'_l = K_e * f_l$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

$$A_{cc} = A_c * (1 - \rho_{cc})$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_s}{A_c}$$

Donde:

f_l : Esfuerzo lateral de confinamiento

k_e : Factor de confinamiento efectivo

A_c : Superficie total del núcleo confinado

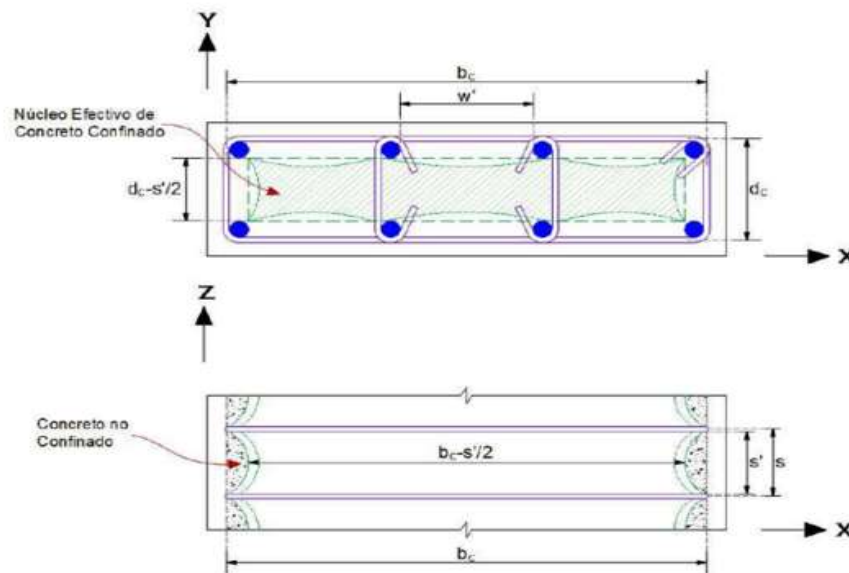
A_{cc} : Área neta confinada

A_s : Área total de refuerzo longitudinal

Para el análisis hay que considerar que el área efectiva del núcleo de concreto confinado corresponde a la resta entre el área del núcleo estribado y el área asociada al confinamiento inefectivo, definida mediante parábolas con una tangente inicial de 45° la cual se forma entre refuerzos longitudinales y transversales continuos mediante la siguiente fórmula: $\frac{(w_i)^2}{6}$, donde w_i es la separación entre acero longitudinal. (Mayra, 2024)

Figura 8

Núcleo Efectivo de Concreto Confinado en secciones rectangulares



Fuente: Adaptación de “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”-J.B. Mander, M.J.N. Priestley y R.Park (1998)

Esfuerzo de confinamiento lateral efectivo correspondiente a una sección rectangular:

$$A_e = \left(b_c * d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i'^2}{6} \right) * \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) * \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)$$

$$k_e = \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w'_i{}^2}{6 * b_c * d_c}\right) * \left(1 - \frac{s'}{2}\right) * \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right) * \left(\frac{1}{1 - \rho_{cc}}\right)$$

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s * d_c} \quad \rho_y = \frac{A_{sy}}{s * b_c}$$

$$f'_{lx} = k_e * \rho_x * f_{yh}$$

$$f'_{ly} = k_e * \rho_y * f_{yh}$$

Donde:

b_c : Dimensiones del núcleo confinado, evaluados a ejes de estribos, en dirección "x"

d_c : Dimensiones del núcleo confinado, evaluados a ejes de estribos, en dirección "y"

w'_i : Distancia libre entre dos barras de acero longitudinal

s' : Separación a cara de estribos

s : Separación a ejes entre estribos

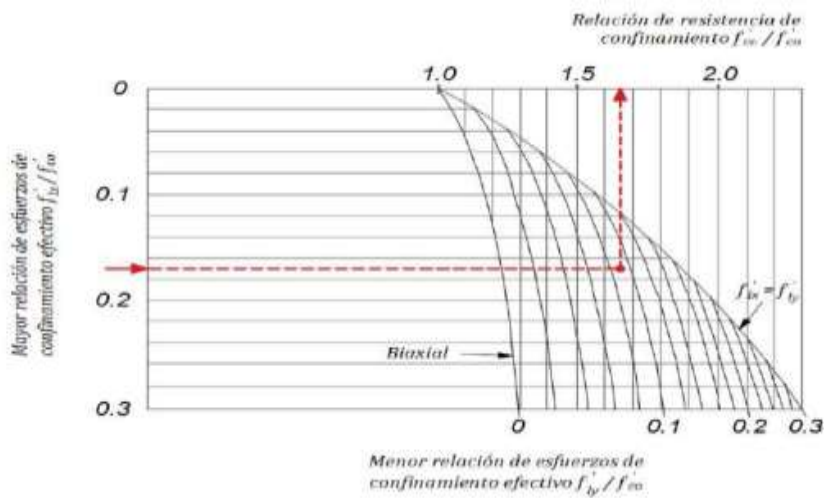
A_{sx} : Área de refuerzo transversal en dirección "x"

A_{sy} : Área de refuerzo transversal en dirección "y"

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

Figura 9

Nomograma de Relación de Esfuerzos de Confinamiento



Fuente: J.B. Mander, Prestley y Park

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 * \rho_s * f_{yh} * \varepsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

Donde:

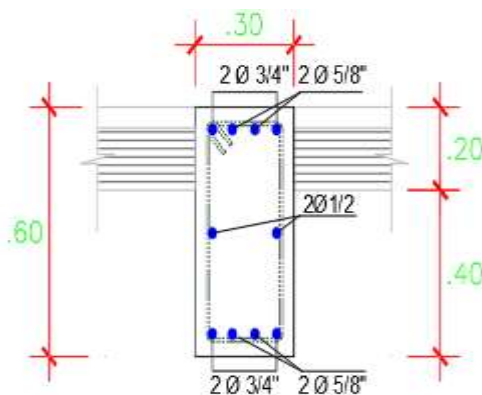
ε_{cu} : Deformación última del concreto confinado

ε_{su} : Deformación última del acero de confinamiento

❖ Aplicación en concreto confinado $f'_{c}=210 \text{ kg/cm}^2$

Figura 10

Ejemplo Aplicativo en Sección de Viga



Fuente: Elaboración propia

Espaciamiento: 1@.05,12@.10,6@.15, Rto@0.20

Dimensiones:

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$c = 60 \text{ cm}$$

Datos:

$$f'_{co} = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{co} = 0.002$$

$$E_c = 250998.08 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yh} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{su} = 0.108 \text{ (Según modelo de Park)}$$

Acero Longitudinal:

$$\text{Dir "x": } 2\emptyset 5/8'' + 2\emptyset 3/4''$$

$$\text{Dir "y": } 2\emptyset 5/8'' + 2\emptyset 3/4''$$

$$\text{Total: } 4\emptyset 5/8'' + 4\emptyset 3/4''$$

Acero Transversal:

$$\text{Dirección "x": } 2\emptyset 3/8''$$

$$\text{Dirección "y": } 2\emptyset 3/8''$$

$$\text{Espaciamiento "s": } 10\text{cm}$$

Solución:

$$d_c = D_c - 2 * r_c - \emptyset_{rty} = 51.05 \text{ cm}$$

$$b_c = B_c - 2 * r_c - \emptyset_{rtx} = 21.05 \text{ cm}$$

$$s' = s_c - \max(\emptyset_{rtx}, \emptyset_{rty}) = 9.05 \text{ cm}$$

Área Inefectiva:

Separación libre entre barras longitudinales Dir.X:

$$w_x = (b_c - \phi_{rtx} - 2 * \phi_{rpe} - (N_{rtx} - 1) * \phi_{rpi}) / (N_{rtx} - 1)$$

$$w_x = 4.97 \text{ cm}$$

Separación libre entre barras longitudinales Dir Y:

$$w_y = (d_c - \phi_{rty} - 2 * \phi_{rpe} - (N_{rty} - 1) * \phi_{rpi}) / (N_{rty} - 1)$$

$$w_y = 19.97 \text{ cm}$$

Área Efectiva:

$$A_e = (b_c * d_c - A_{inef}) * \left(1 - \frac{s'}{2 * b_c}\right) * \left(1 - \frac{s'}{2 * d_c}\right)$$

$$A_e = 567 \text{ cm}^2$$

Relación entre acero longitudinal y núcleo confinado

$$\rho_{cc} = \frac{[\pi * \phi_{rpe}^2 + (N_{rp} - 4) * \frac{\pi}{4} * \phi_{rpi}^2]}{(d_c - \phi_{rty}) * (b_c - \phi_{rtx})}$$

$$\rho_{cc} = 0.04025$$

Área del Núcleo de concreto:

$$A_{cc} = b_c * d_c * (1 - \rho_{cc})$$

$$A_{cc} = 1031 \text{ cm}^2$$

Cálculo del coeficiente de confinamiento efectivo “Ke”

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

$$k_e = 0.55$$

Cálculo de la presión de confinamiento efectivo:

Relación del volumen de refuerzo transversal al volumen del núcleo:

$$\rho_{sx} = \frac{N_{rtx} * \pi * \phi_{rpx}^2}{4 * d_c * s_c}$$

$$\rho_{sx} = 0.00417$$

$$\rho_{sy} = \frac{N_{rty} * \pi * \phi_{rpy}^2}{4 * b_c * s_c}$$

$$\rho_{sy} = 0.0101$$

Cálculo del esfuerzo confinante lateral por dirección “ f'_{1x}, f'_{1y} ”:

$$f'_{1x} = k_e * \rho_x * f_{yh}$$

$$f'_{1y} = k_e * \rho_y * f_{yh}$$

$$f'_{1x} = 9.615$$

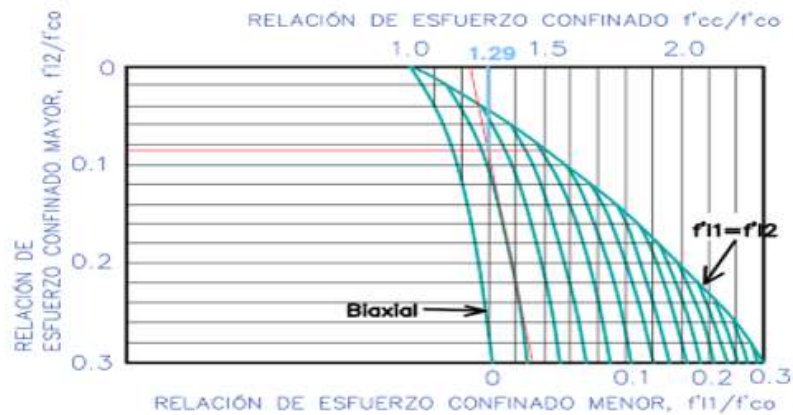
$$f'_{1y} = 23.3187$$

$$\frac{f'_{1x}}{f_{co}} = 0.034$$

$$\frac{f'_{1y}}{f_{co}} = 0.083$$

Figura 11

Punto de Relación de Esfuerzo Confinado



Fuente: Adaptación de “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”-J.B. Mander, M.J.N. Priestley y R.Park (1998)

Por lo tanto:

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1.29$$

$$f_{cc} = 361.2$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} * \left[1 + 5 * \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right]$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.0049$$

Cálculo de r:

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} = 73714.286 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} = 1.4158$$

Cálculo de la deformación última del concreto:

$$\rho_s = \frac{\left(\pi * \frac{\phi_{rtx}^2}{4} * N_{rtx} * d_c + \pi * \frac{\phi_{rty}^2}{4} * N_{rty} * b_c \right)}{d_c * b_c * s_c}$$

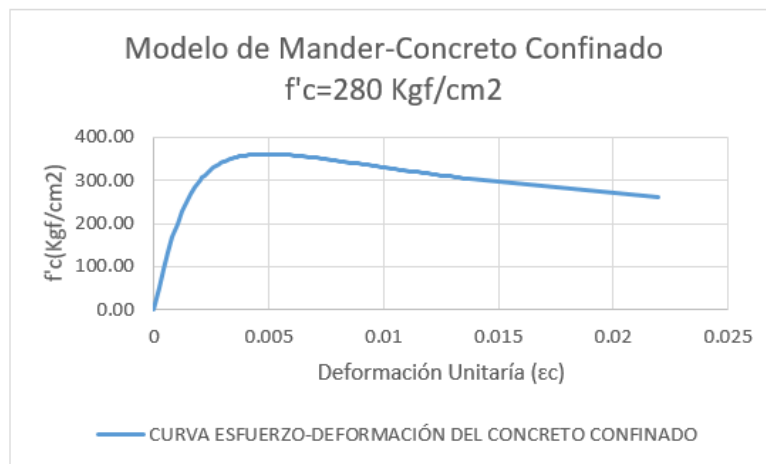
$$\rho_s = 0.0142674$$

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 * \rho_s * f_{yh} * \epsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.02197$$

Figura 12

Concreto Confinado según Mander para $f'_c=280 \text{ Kg/cm}^2$



Fuente: Elaboración Propia

2.1.2.3. Diagrama Momento-Curvatura:

El diagrama Momento-Curvatura ($M-\phi$) representa la respuesta de una sección de concreto armado frente a deformaciones por flexión y curvatura tanto en el rango elástico como inelástico,

permitiendo analizar la ductilidad de la sección dentro del comportamiento no lineal hasta alcanzar la falla. A mayor ductilidad, mayor será la capacidad resistente de la estructura. (Gustaf, 2022)

La curvatura de una sección es la rotación unitaria de cada elemento, la cual está relacionada con las deformaciones en sus fibras extremas y el eje neutro. (Gustavo & Mayra, 2024)

Estados de deformación:

-**Estado de agrietamiento:** Representa el origen de la fisuración del concreto en el extremo sometido a tracción.

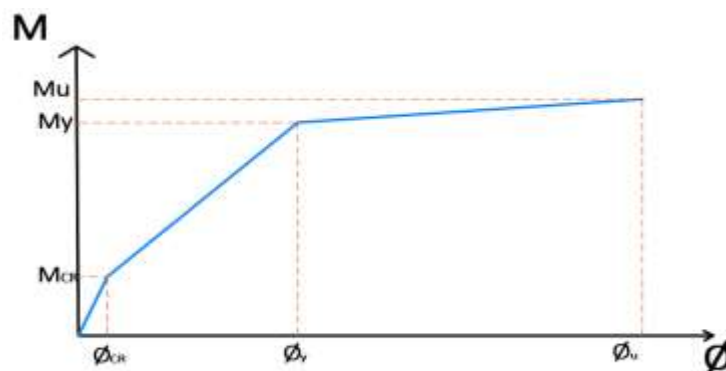
-**Estado de Cedencia:** Punto que se define cuando el acero alcanza su estado de fluencia.

-**Estado de Agotamiento:** Representa la Rotura o aplastamiento del concreto armado, es decir el estado último estará definido por el concreto o acero.

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d}$$

Figura 13

Diagrama de Momento-Curvatura



Fuente: Adaptación de “Reinforced Concrete Structures”-Park R. y Paulay T.(1975)

Donde:

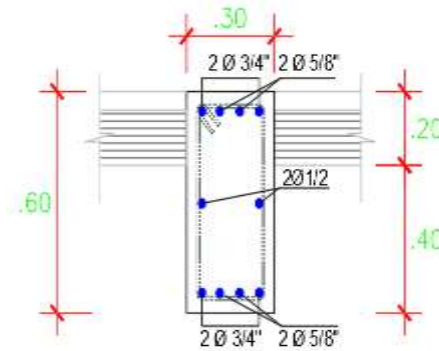
Mcr, phi_cr: Momento y curvatura de agrietamiento de la sección respectivamente.

My, phi_y: Momento y curvatura asociados al inicio de la fluencia en el acero de tracción

Ejemplo:

Figura 14

Ejemplo Aplicativo en Sección de Viga



Fuente: Elaboración Propia

Datos:

$$f'c = 280 \frac{kg}{cm^2}$$

$$r = 4cm$$

$$fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$e = 0.95 cm$$

$$E_s = 2100000 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_c = 250998.01 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\eta = 8.367$$

$$d = 54.255 cm$$

$$d' = 5.75 cm$$

$$b = 30 cm$$

$$A_s = 9.66 cm^2$$

$$h = 60 cm$$

$$A'_s = 9.66 cm^2$$

$$\beta_1 = 0.85$$

Solución:

Punto A: Inicio del Agrietamiento

1.- Cálculo del eje neutro "C"

$$C = \frac{(bh) * \left(\frac{h}{2}\right) + A_s * (\eta - 1) * d + A'_s * (\eta - 1) * d'}{b * h + A_s * (\eta - 1) + A'_s * (\eta - 1)}$$

$$C = 30 \text{ cm}$$

2.- Inercia Transformada "Itr"

$$I_{tr} = \frac{b * h^3}{12} + (b * h) * \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 + A_s * (\eta - 1) * (d - c)^2 + A'_s * (n - 1) * (c - d')^2$$

$$I_{tr} = 621982.33 \text{ cm}^4$$

3.- Momento de Agrietamiento

$$f_r = 2 * \sqrt{f'_c} \qquad M = \frac{f_r * I_{tr}}{h - c}$$

$$f_r = 33.47 \text{ kgf/cm}^2$$

$$M_{cr} = 6.94 \text{ Tn/m}$$

4.- Curvatura por Agrietamiento ϕ

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_r}{E_c} \rightarrow \phi_{cr} = \frac{\varepsilon_{cr}}{h - c}$$

$$\varepsilon_{cr} = 0.00013$$

$$\phi_{cr} = 4.42 * 10^{-4} \text{ 1/m}$$

Punto B: Inicio de la Fluencia

1.- Cálculo del eje Neutro "C":

$$C^2 + \frac{2 * \eta * (A_s + A'_s)}{b} * C - \frac{2 * \eta * (A_s * d + A'_s * d')}{b} = 0$$

$$C = 13.38 \text{ cm}$$

2.- Cálculo del esfuerzo en el concreto y el acero

$$\varepsilon_c = 0.000692 \qquad \varepsilon'_s = 0.00038$$

$$f_c = 174.78 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \qquad f'_s = 801.226 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c \leq 0.7 * f'_c = 196 \text{ kgf/cm}^2$$

Se calculará el momento usando los esfuerzos triangulares.

3.- Momento de Fluencia “Mf”

$$C_c = (fc) * (C) * \left(\frac{b}{2}\right) = 35078 \text{ Kgf}$$

$$C'_s = A'_s * f'_s = 7740 \text{ Kgf}$$

$$M_Y = C_c * \left(d - \frac{c}{3}\right) + T'_s * (d - d') = 2109284.12 \text{ Kgf} - \text{cm}$$

$$M_Y = 21.09 \text{ Tnf} - \text{m}$$

4.- Curvatura por fluencia

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - c}$$

$$\phi_y = 5.17 * 10^{-3} \text{ 1/m}$$

Punto C: Resistencia Última

1.- Cálculo del eje Neutro “c”

$$(0.85 * f'_c * b * \beta_1) * c^2 + (A'_s * E_s * \epsilon_{cu} - A_s * f_y) * c - A'_s * E_s * \epsilon_{cu} * d' = 0$$

$$c = 6.26 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad a = 5.32 \text{ cm}$$

2.- Momento de Resistencia última “Mu”

$$C_c = 0.85 * f'_c * b * a = 38013.36$$

$$C'_s = \epsilon'_s * E_s * A'_s = 2555.59$$

$$M_u = C_c * \left(d - \frac{a}{2}\right) + C'_s * (d - d') = 20 \text{ Tonf} - \text{m}$$

3.- Curvatura por resistencia última “Øu”

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c} = 4.79 * 10^{-2} \text{ 1/m}$$

Tabla Resumen:

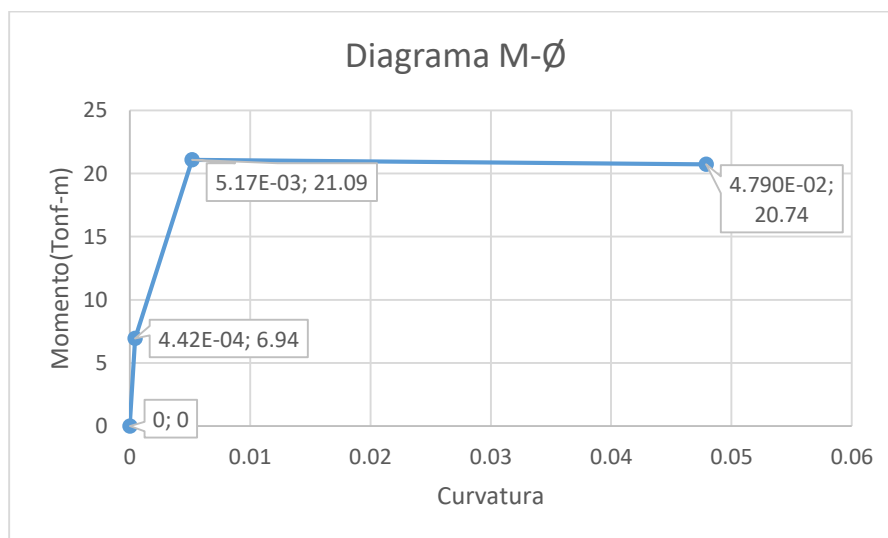
Tabla 1*Momento-Rotación*

ϕ	M
0	0
4.42E-04	6.94
5.17E-03	21.09
4.790E-02	20.74

Fuente: Elaboración Propia

Ductilidad (μ)

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 9.27$$

Figura 15*Diagrama de Momento-Curvatura del Ejemplo*

Fuente: Elaboración Propia

2.1.2.4. Diagrama de Momento-Rotación

El diagrama de Momento-Rotación (M- θ) representa el desempeño de una sección localizada en la región de la rótula plástica del elemento. A partir de este diagrama es posible determinar la rotación y la deflexión en toda la longitud del elemento estructural.

Asimismo la curvatura se define como la rotación unitaria del elemento. (Mayra, 2024)

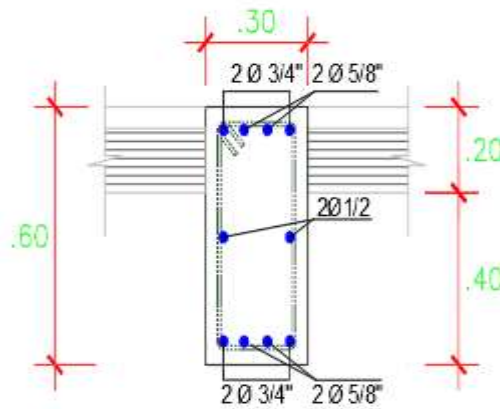
$$\theta_{AB} = \int_A^B \phi dx$$

Ejemplo:

Hallar el diagrama de Momento Rotación de la siguiente sección de viga:

Figura 16

Ejemplo de Sección de Viga



Fuente: Elaboración Propia

Solución:

Rotación elástica por integración:

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y * \left(\frac{x}{L}\right) * dx$$

$$\theta_e = 0.0206$$

Rotación Inelástica:

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) * L_p$$

$$\theta_p = 0.0115$$

Rotación última:

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.0321$$

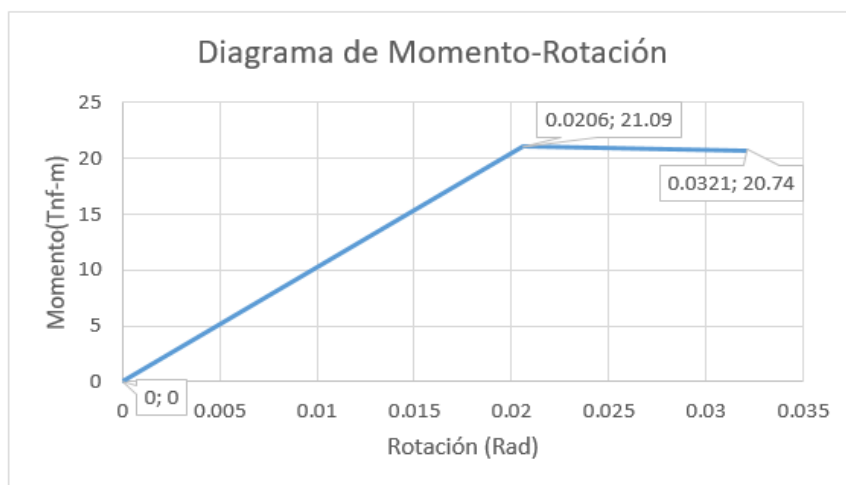
Tabla 2*Momento-Rotación*

CONDICIÓN	θ (Rad)	M(Tonf-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.0153	57.47
Última	0.0271	59.57

Fuente: Elaboración Propia

Ductilidad por Rotación:

$$U_{\theta} = 1.56$$

Figura 17*Diagrama Momento-Rotación*

Fuente: Elaboración Propia

2.1.2.5. Esquema simplificado Momento-Rotación

Las curvas de fuerza-deformación idealizada también llamadas curvas Backbone son curvas de histéresis idealizadas, establecidas en ASCE 41, cuyo fin es detallar indicadores de fuerza y de deformación de los componentes no lineales.

Los puntos que se grafican son:

Punto B: Fluencia Efectiva

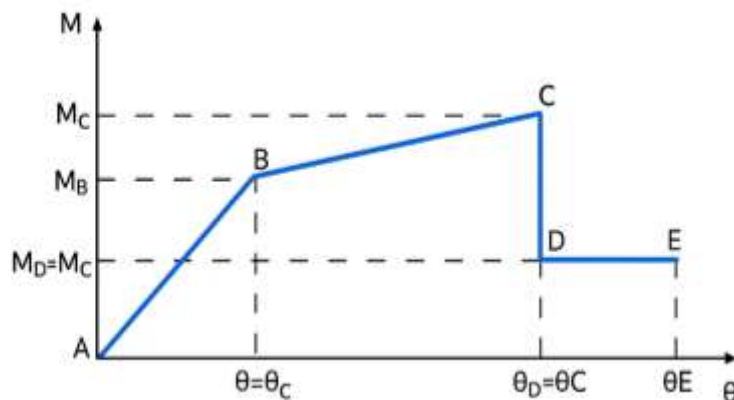
Punto C: Resistencia Máxima

Punto D: Resistencia Residual

Punto E: Deformación última

Figura 18

Diagrama Simplificado de Momento-Rotación



Fuente: ASCE/SEI 41 (2014)

De la figura se cumple:

$$M_B = M_Y$$

$$M_C = M_u = 1.13M_y$$

$$\theta_D = (0.90 - 0.95)\theta_E$$

2.1.3. Rigidez Efectiva

Si se anticipa un comportamiento plástico del concreto o que el refuerzo experimentará fluencia debido a las fuerzas, desplazamientos aplicados o a efectos como retracción, cambios de temperatura o deformaciones plásticas. El esquema estructural tendrá que reflejar la rigidez del elemento tanto en su fase elástica como después de haber iniciado la inelasticidad; para esta simulación es válido adoptar una rigidez efectiva obtenida de análisis y sustentada en datos experimentales. (Gustavo & Mayra, 2024)

El ASCE/SEI 41-17 propone factores para cada elemento y esfuerzo en la siguiente tabla:

Tabla 3

Factores de rigidez efectiva según ASCE 41-17

Componente		Rígidez a la flexión	Rígidez al corte	Rígidez Axial
Vigas	No pretensadas	$0.3E_c * I_g$	$0.4E_c * A_w$	-
	Pretensadas	$E_c * I_g$	$0.4E_c * A_w$	-
Columnas de compresión causada por cargas gravitacionales de diseño	$>0.5A_g * f'_c * E$	$0.7E_c * I_g$	$0.4E_c * A_w$	$E_c * A_g$
	$\leq 0.1A_g * f'_c$ o con tensión	$0.3E_c * I_g$	$0.4E_c * A_w$	$E_c * A_g$ (Compresión) $E_s * A_s$ (Tensión)
Unión Viga-Columna		Ref. sección 10.4.2.2.1	$0.4E_c * A_w$	$E_c * A_g$
Losas	No preesforzado	Ref. sección 10.4.2.2.1	$0.4E_c * A_w$	-
	Preesforzado	Ref. sección 10.4.2.2.1	$0.4E_c * A_w$	-
Muros Estructurales		$0.35E_c * I_g$	$0.4E_c * A_w$	$E_c * A_g$ (Compresión) $E_s * A_s$ (Tensión)

Fuente: ASCE/SEI 41-17

Nota: A_w corresponde a la sumatoria de las áreas netas de las secciones geométricas horizontales; A_s representa el área del acero a tensión no pretensado; A_g es el área bruta de la columna; E_c denota el módulo de elasticidad del concreto, e I_g hace referencia al momento de inercia de la sección bruta.

2.1.4. Modelos según plasticidad

“Consiste en una forma simplificada de representar las estructuras, con el propósito de adaptarlas a determinados procesos de análisis y diseño, dependiendo del tipo de respuesta estructural o evaluación que se desee realizar” (Romero, 2020,pg.12).

2.1.4.1. Modelo de plasticidad concentrada (Rótulas Plásticas)

Se considera la respuesta no lineal en los extremos de los elementos ya sea mediante rótulas rígido-plásticas o a través de un resorte inelástico con características histeréticas.

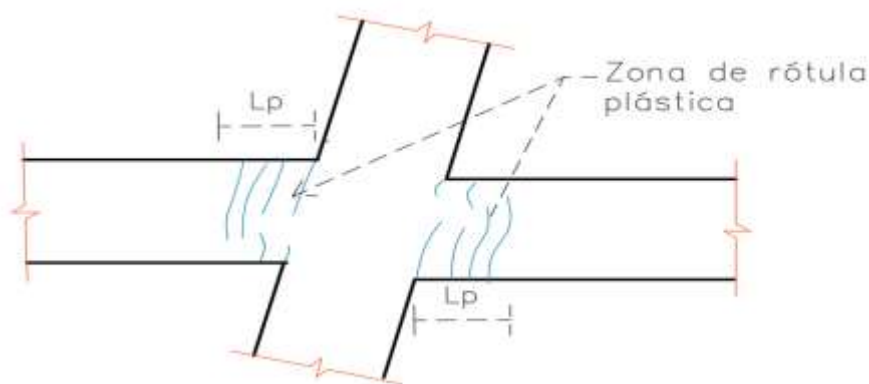
De acuerdo a este modelo, el comportamiento no lineal se presenta por medio de regiones ubicadas en los extremos de los elementos, estos se expresan como una porción de la longitud total. De esta manera se establecen tres tramos en un elemento, los correspondientes a las rótulas y el restante en el rango lineal elástico (Romero, 2020,pg 13)

Se denomina rótula o articulación plástica a la zona de fluencia que se origina en una sección de un elemento estructural cuando el momento actuante supera el momento de cedencia de dicha sección, produciendo grandes deformaciones sin que exista un incremento significativo de la carga aplicada. (Calderon, 2020)

Vigas:

Durante un evento sísmico, el comportamiento no lineal en las vigas generalmente se concentra en áreas cercanas a los nudos, en una longitud específica L , donde el daño suele amplificarse.

Para desarrollar el modelo analítico se suele considerar una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, esta zona se denomina “rótula plástica” y le corresponde una longitud “ L_p ”. Una aproximación para L_p es de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento ($L_p=0.4d$ ó $0.5d$). Se asume que en esta longitud la curvatura es constante. (Solis, 2019,pg 44)

Figura 19*Rótula Plástica en Elementos Frame*

Fuente: Elaboración Propia

Según la expresión de Priestley and Park:

$$L_p = 0.08 * L + 6 * d_b$$

2.1.4.2. Plasticidad distribuida (fibras)

Este esquema, a través de integraciones numéricas, distribuye la plasticidad tanto en secciones discretizadas como en toda la longitud del elemento estructural, empleando funciones de interpolación de desplazamientos. Asimismo, las formulaciones basadas en fibras distribuidas generalmente no proporcionan directamente las rotaciones de las rótulas plásticas, sino las deformaciones desarrolladas en las fibras de acero y concreto de la sección transversal. (Gustavo & Mayra, 2024)

Muros de Corte.

Su comportamiento está en función principalmente de la proporción altura-longitud, donde el tipo de falla está vinculado al tipo de muro.

Un muro esbelto ($H/L > 2$) se comporta de manera similar a una viga en voladizo, considerando la presencia de una carga axial. La alta concentración de momentos en la base del

muro hace necesario analizar el posible desarrollo de una rótula plástica en esa zona. La longitud de la rótula podría superar la del muro, generando fisuras por flexión combinadas con los esfuerzos de tracción diagonal inducidos por el corte. Esto puede también derivar en fallas por deslizamiento.

La longitud de rótula plástica se encuentra ubicada en la base del empotramiento del muro, por lo cual el ACI 318-19 establece las siguientes expresiones cuyo valor máximo da como resultado la longitud plástica. (Mayra, 2024)

$$l_p = 0.2 * l_w + 0.03 * h_w$$

$$l_p = 0.08 h_w + 0.022 f_y d_b$$

Donde:

l_w : Medida longitudinal del Muro

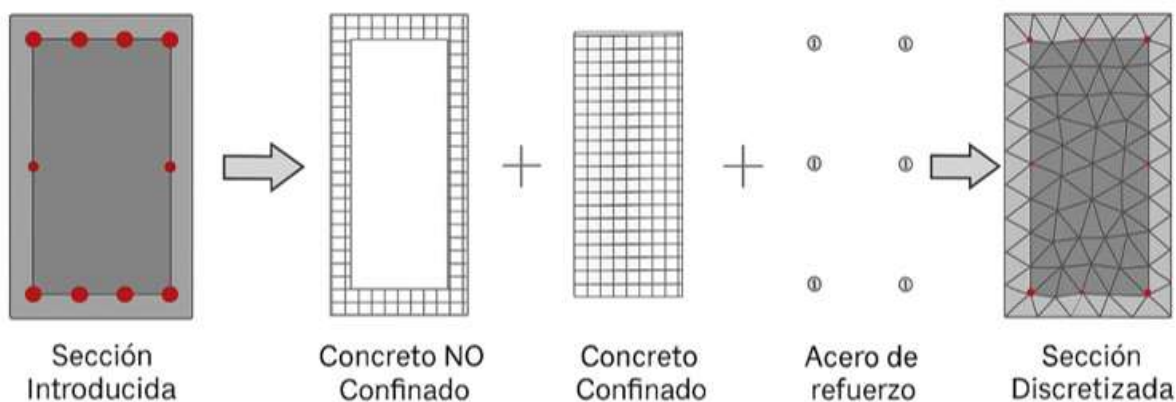
h_w : Altura del muro

d_b : Diámetro de acero longitudinal

f_y : fluencia del acero

Figura 20

Discretización Transversal de Sección de Concreto reforzado



Fuente: Tomado de Cabrero (2014)

2.2. Niveles de sismo Y Curva de Capacidad.

2.2.1. Demanda Sísmica

Es representada a través de espectros de respuesta, obtenida al graficar un registro de aceleraciones espectrales vs el periodo.

En los módulos del presente proyecto se usarán el espectro elástico en base a los parámetros de la norma E-030 “Diseño Sismo resistente” del RNE, el cual manifiesta el sismo de Diseño con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años y será graficada en base a los siguientes parámetros:

$$S_{a_D} = ZUCSg$$

2.2.2. Niveles de sismo según VISION 2000.

Es la representación del peligro sísmico en varios niveles.

De acuerdo al comité Visión 2000, los movimientos sísmicos de diseño se expresan en función de probabilidades de excedencia o mediante intervalos de recurrencia promedio (Vilca Cayllahua & Condori Mayta, 2022).

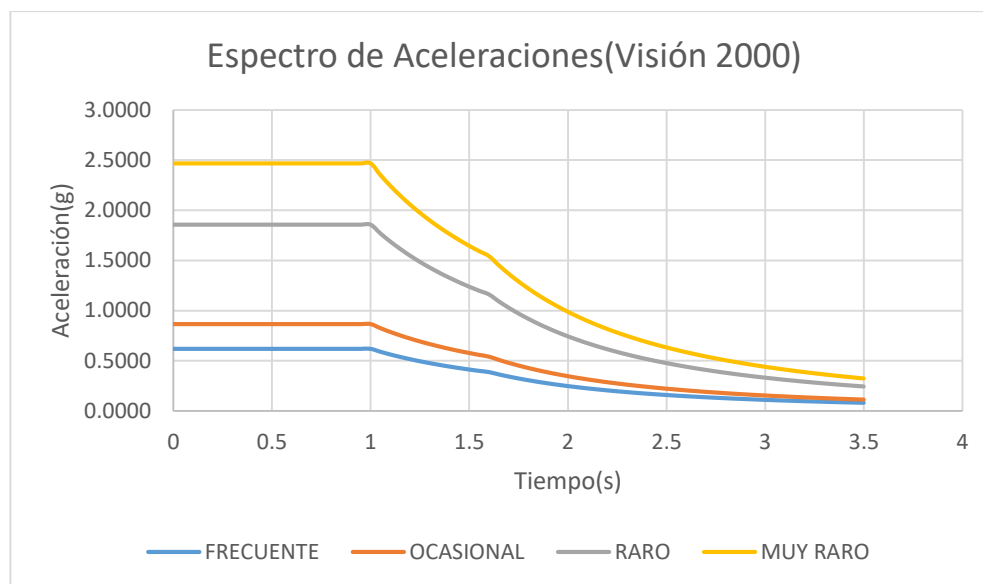
$$T_R = \frac{-T}{\ln(1 - Pe)}$$

Tabla 4

Niveles de Sismo según Comité Visión 2000

Nivel Sísmico	Periodo de retorno medio T (años)	Excedencia probable (p,t)
Frecuente	43	50% en 30 años
Ocacional	72	50% en 50 años
Raro	475	10% en 50 años
Muy Raro	970	10% en 100 años

Fuente: Tomado de SEAOC (1995)

Figura 21*Espectros Según Comité Visión 2000*

Fuente: Elaboración Propia

2.2.3. Niveles de sismo propuestos por el ATC 40.

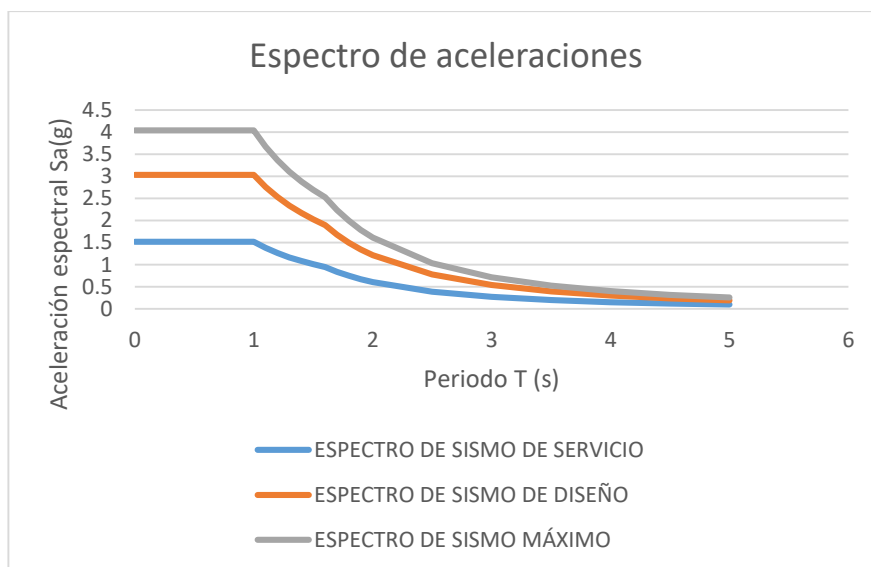
El ATC 40 hace uso de tres niveles de movimientos sísmicos; sismo de servicio, de diseño y sismo máximo, expresados sintéticamente en abreviaturas S, D y M, respectivamente, acompañadas también de la letra E, la cual es inicial de la palabra terremoto en inglés.

En la presente tabla se procede a describir las principales características de estos sismos.

Tabla 5*Niveles de Sismo según ATC-40*

Nivel Sísmico	Periodo de retorno medio T (años)	Excedencia probable (p,t)
Sismo de Servicio(SE)	72	50% en 50 años
Sismo de Diseño(DE)	475	10% en 50 años
Sismo Máximo(ME)	975	5% en 50 años

Fuente: Tomado de ATC 40 (1996)

Figura 22*Espectro de Aceleraciones según ATC 40*

Fuente: Elaboración Propia

2.3. Análisis Estático No Lineal

Mediante el análisis Pushover se induce un estado de carga lateral progresivo en la edificación con el fin de evaluar su comportamiento hasta alcanzar el desplazamiento objetivo, normalmente ubicado en el nivel superior de la estructura, considerando simultáneamente la acción de las cargas permanentes de gravedad.

2.3.1. Distribución de Carga Lateral

En el análisis estático no lineal, la selección de la fuerza horizontal aplicado a la estructura es determinante, ya que afecta de manera directa los valores obtenidos por deformaciones, momentos y cortantes de la estructura.

El código del FEMA 440, establece los siguientes casos de distribución vertical de cargas:

-Caso 1:

Proporcional al modo fundamental de Vibración.

-Caso 2:

Proporcional a la masa total de cada nivel.

-Caso 3:

Proporcional a la distribución vertical de fuerzas por piso, derivadas de la combinación de formas modales, considerando aquellos modos que acumulen al menos 90% de la masa total, la cual se utiliza siempre y cuando el periodo fundamental sea mayor a 1.0 segundo: $T \geq 1$ s.

-Caso 4:

Distribución Vertical de Carga en proporción a los valores C_{vx} . Cuya forma varía desde una forma triangular invertida en tiempos por debajo de 0.5 s hasta una distribución parabólica con un registro superior a los 2.5 s. Este coeficiente viene dado por:

$$C_{vx} = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i * h_i^k}$$

Donde:

C_{vx} : Factor Vertical de Distribución de Carga

k : Para $T \leq 0.5$ s, $k = 1$

Para $T \geq 2.5$ s, $k = 2$

w_x : Segmento del Peso de la estructura en el nivel "x"

h_x : Altura que existe desde la base hasta el nivel "x"

w_i : Porción de peso total de la estructura en el nivel "i"

h_i : Altura desde la base hasta el nivel i

2.3.2. Procedimiento.

El procedimiento para el pushover se realiza a partir de la siguiente secuencia de pasos:

Primero, se establecerá un estado no lineal que considere las cargas gravitacionales, incorporando tanto acciones permanentes como las variables (CGNL)

Posteriormente luego de haber aplicado la carga gravitacional no lineal se configurará el segundo caso no lineal vinculado al perfil de carga horizontal.

Se Seleccionará un punto de control en el nivel superior de cada edificación (usualmente próximo al centro de masa) para registrar el desplazamiento en relación con el incremento de la fuerza cortante.

2.4. Curva de Capacidad

La curva de capacidad representa la relación entre la cortante basal y el desplazamiento del nivel superior de la edificación, presentando un comportamiento compuesto por una región elástica y otra inelástica. Para evaluar la capacidad estructural dentro del rango inelástico, es necesario efectuar un análisis estático no lineal. (Nuñez, 2023)

La curva de capacidad de una estructura se representa por la curva pushover (análisis estático no lineal). (Sánchez, 2022)

La capacidad estructural depende tanto de la resistencia como de la capacidad de deformación de los elementos estructurales, ya sea que actúen individualmente o de manera conjunta, permitiendo evaluar el comportamiento dentro del rango inelástico. Esto posibilita identificar la fluencia y la capacidad última de la estructura, así como determinar su ductilidad y el índice de daño correspondiente.

$$I_D = \frac{E_D}{E_T} \qquad \mu_D = \frac{\Delta_U}{\Delta_y}$$

Donde:

I_D: índice de daño de la estructura

E_D: Energía disipada por la fluencia

E_t: Energía Total

μ_D: Ductilidad por desplazamiento de la estructura

Δ_U: Desplazamiento último

Δ_y: Desplazamiento en el punto de fluencia

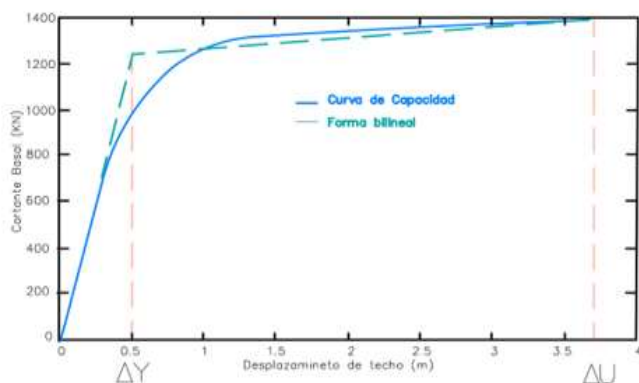
2.4.1. Procedimiento para Obtener curva de capacidad

La curva de capacidad muestra el diagrama de la fuerza cortante frente al desplazamiento del último nivel de la edificación en dos fases, una en la zona elástica y otra en la zona inelástica, esta curva de capacidad suele manifestar como respuesta principal el modo fundamental de vibración.

Bajo el enfoque estructural visión 2000 plantea la división de la curva de capacidad a través de tramos vinculados con los niveles de desempeño, con la finalidad de simplificar la curva de capacidad a una representación bilineal definiendo el punto de fluencia efectiva. (Sánchez, 2022)

Figura 23

Curva de Capacidad



Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017)

2.4.2. Representación bilineal del espectro de capacidad

Definiendo:

To: Periodo inicial

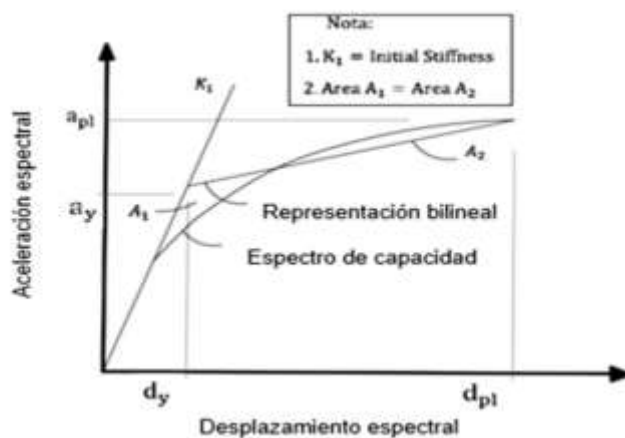
dy: Desplazamiento cedente

ay: Aceleración cedente

La construcción de la curva bilineal produce dos áreas (área bajo la curva y área sobre la curva), cuyo rango de error aceptable es de 0.001, esto con la finalidad de representar una energía de equivalente magnitud en cada tramo.

Figura 24

Representación Bilineal del Espectro de Capacidad



Fuente: Tomado de ATC 40 (1996)

2.4.3. Desplazamiento Objetivo según el Método del ASCE 41-13

El procedimiento permite determinar los puntos de desplazamiento objetivo corresponde a una mejora del método de coeficientes del FEMA 356.

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * S_a * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

Donde:

Co: Representa el parámetro de modificación que relaciona el desplazamiento espectral que presenta un esquema de 1GDL con el desplazamiento que surge en la parte superior del edificio de un esquema de varios GDL.

Estos Valores de este coeficiente, están representados en la siguiente tabla:

Tabla 6Valores de C_0 , según número de niveles

Número de Niveles	C_0
1	1
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

C_1 : Corresponde al coeficiente de amplificación por inelasticidad, cuyo valor numérico está dado por la siguiente ecuación:

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a * T_e^2}$$

Fórmula compuesta por:

a: Coeficiente que depende del tipo de suelo (130 para suelo tipo roca, 90 para suelo tipo denso y 60 para suelo tipo arcilloso)

T_e : Periodo Fundamental Efectivo

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

K_e : Rigidez Efectiva (Secante)

T_i : Periodo del análisis modal en la dirección considerada

$$K_i = \left(\frac{2 * \pi}{T_i}\right)^2 * M$$

K_i : Rigidez Inicial

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_d/W} * C_m$$

Donde:

S_a : Aceleración espectral

W : Peso de la Carga gravitacional no lineal

V_y : Cortante de fluencia de la curva de capacidad

Cm: Factor de masa Efectiva (valor que sale de la siguiente tabla)

Tabla 7

Valores de Cm

Factor Cm para Valores de masa Efectiva					
Nº niveles	Portico de Concreto a Momento	Muro de corte de Concreto	Sistema Concreto Pilar-Viga	Pórtico de acero a momento	Pórtico arriostrado concéntrico de acero
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 o más	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9

C2: Corresponde al coeficiente de degradación de Rigidez y Resistencia, dado por la siguiente expresión:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} * \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2$$

2.4.4. Niveles de desempeño

2.4.4.1. Nivel de desempeño propuesto por VISION 2000

El comité VISION 2000 establece los siguientes niveles:

Operacional: La estructura permanece intacta y sin daños. La seguridad de los ocupantes no está comprometida y las instalaciones funcionan normalmente sin requerir reparaciones.

Funcional: Se observan daños menores en elementos no estructurales y leves en elementos estructurales, sin comprometer la seguridad del edificio. Esto permite que el edificio continúe operando tras un movimiento sísmico, requiriendo únicamente reparaciones menores.

Seguridad o Resguardo de Vida: Los daños afectan tanto a elementos estructurales como no estructurales, incluyendo el interior del edificio. Se evidencia deterioro en la rigidez de los elementos y fallos en sistemas mecánicos o eléctricos, lo que puede obstaculizar las rutas de evacuación. Las instalaciones no pueden usarse y se requieren reparaciones significativas.

Pre-Colapso: Los daños son severos y comprometen la estabilidad estructural, dejando el edificio al borde del colapso. Las condiciones de los servicios son irreparables y la seguridad de los ocupantes queda gravemente afectada. Debido a los altos costos de reparación, no se considera viable restaurar el edificio.

Tabla 8

Nivel de Desempeño según Visión 2000

Nivel de Daño	Nivel de Desempeño	Detalles Principales
Despreciable	Totalmente operacional	Daños casi imperceptibles o inexistentes en estructuras e instalaciones
Ligero	Operacional	Daños de poca consideración, algunas instalaciones sufren pequeños daños y son de inmediata recuperación
Moderado	Seguridad	Daños considerables en la estructura pero no de manera trascendental, donde los ocupantes permanecen seguros.
Severo	Pre-Colapso	Daño bastante considerable muy cercano al colapso sobre todo para elementos no estructurales
Completo	Colapso	Colapso total de la estructura

Fuente: Tomado de Comité Visión 2000

2.4.4.2. Niveles recomendados de desempeño estimados.

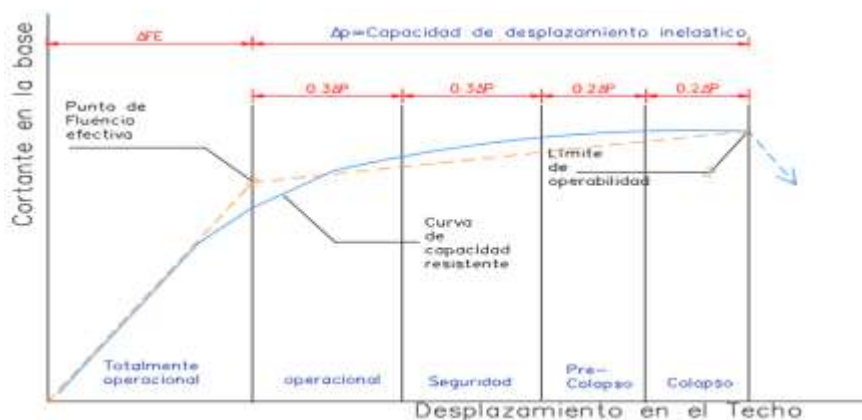
Tabla 9*Objetivos de Desempeño*

1 Inst. Básicas 2 Inst. Esenciales/Riesgosas 3 Inst. de seguridad crítica 0 Desempeño inaceptable		NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO			
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Colapso
Nivel del movimiento sísmico	Frecuente	1	0	0	0
	Ocasional	2	1	0	0
	Raro	3	2	1	0
	Muy raro	-	3	2	1

Fuente: Tomado de SEAOC (1995)

2.4.4.3. Procedimiento para obtener punto de desempeño

El punto de desempeño corresponde al máximo desplazamiento que surgirá en la parte superior de una estructura bajo un sismo de diseño en específico. A partir de este valor, se puede estimar en cuanto es el daño presente en la edificación y realizar un contraste con el objetivo de desempeño, lo que permite detectar deficiencias en los elementos estructurales que componen el edificio para corregirlas cuando es necesario. (Grabiel, 2022).

Figura 25*Determinación del Punto de Desempeño*

Fuente: Adaptación de “Desempeño Sísmico de un edificio aporticado de seis pisos”-
Navarro.C.(2006)

2.4.4.4.Cálculo de la rigidez post elástica y ductilidad

En la idealización bilineal, resulta indispensable determinar la rigidez post-elástica (α) y a la ductilidad asociada a la curva bilineal (μ) mediante las formulaciones adjuntas:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y}$$

2.4.5. *Criterios de aceptación*

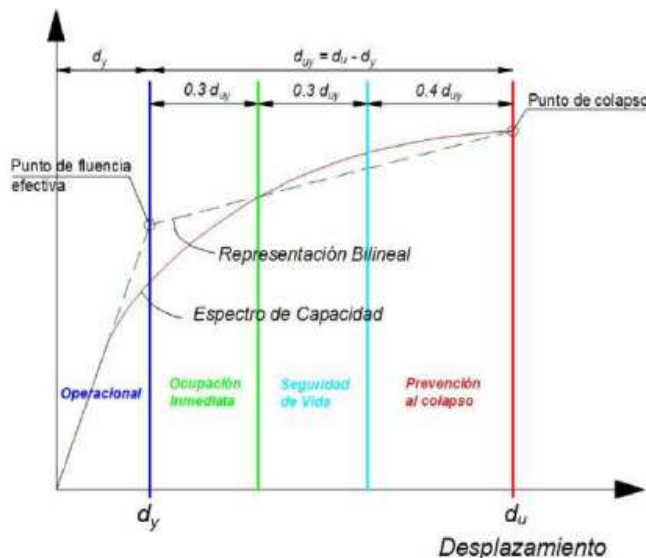
Habiendo determinado el punto de desempeño que se presenta en la sollicitación sísmica límite que se desarrollará en la edificación durante el evento sísmico especificado, se decidirá según el nivel de desempeño esperado, si es que es aceptable o si es que es necesario aplicar alguna técnica de reforzamiento en la edificación.

2.4.5.1.Límites de aceptación global

Para la aprobación de cada punto de desempeño concerniente a los sismos analizados, la normativa ASCE/SEI 41-13 establece cuatro límites de aceptación en referencia a la sectorización de la curva de capacidad, la cual se detalla en esta gráfica:

Figura 26

Sectorización Bilineal de la Curva de Capacidad en base a niveles de desempeño según ASCE /SEI 41-13



Fuente: Adaptación de ASCE/SEI 41-13

2.4.5.2. Límites de aceptación local

Para evaluar el cumplimiento de los elementos respecto a los criterios de aceptación de fuerzas y deformaciones en el punto de desempeño, se considerará la presencia de dos componentes:

Componente primario:

Componente estructural cuya finalidad radica en la resistencia de fuerzas y la capacidad de admitir deformaciones para obtener el nivel de desempeño deseado.

Componente Secundario:

Corresponde al componente estructural que prescinde de la resistencia fuerzas horizontales en cada una de las componentes para lograr el rango de aceptación esperado de la estructura.

2.4.5.3. Capacidad de deformación

La clasificación de demanda de ductilidad establecida por la normativa ASCE 41-13 precisa en base a los componentes de la estructura como baja, moderado o alto, conforme a la ductilidad por desplazamiento (desplazamiento máximo entre desplazamiento cedente), en las acciones controladas a deformación, la ductilidad es mayor a 2. La clasificación es detallada en la presente tabla:

Tabla 10

Clasificación según ductilidad

Máximo valor de DCR o ductilidad de desplazamiento	Descripción
<2	Demanda de ductilidad baja
2 a 4	Demanda de ductilidad moderada
>4	Demanda de ductilidad alta

Fuente: Adaptación de ASCE/SEI 41-13

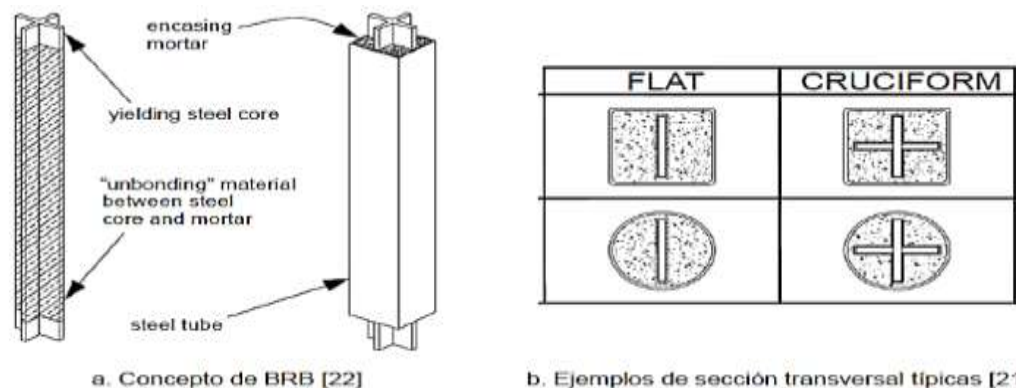
2.5.Reforzamiento Estructural con BRB

2.5.1. Disipadores BRB (*Riostras de Pandeo Restringido*)

El arriostre de pandeo restringido está conformado por un núcleo de acero, el cual se encuentra confinado dentro de un tubo de acero de elevada rigidez, el espacio existente entre el núcleo y el tubo se rellena con concreto fluido.

Figura 27

Detalle de Riostras de Pandeo Restringido

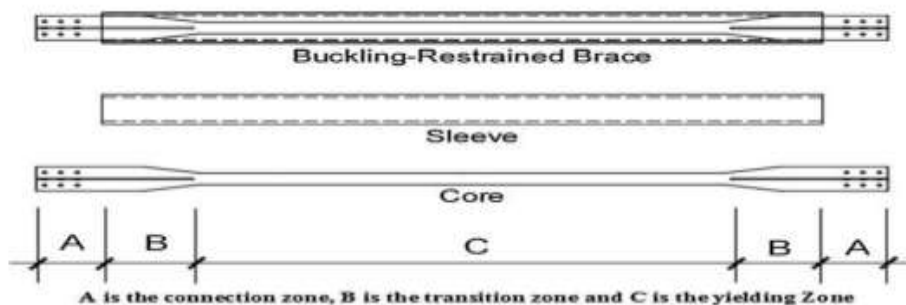


Fuente: Tomado de Core Brace: Quick Reinforced Connection

El confinamiento que le proporciona el tubo relleno de concreto le otorga la capacidad a la riostra de estar sometida a cargas de compresión sin pandeo. (Taípe & Bernedo, 2024)

Figura 28

Detalles de Núcleo de Acero



Fuente: Comparative study on seismic performance of Steel-Concrete Composite structure without and with buckling-restrained Braces.

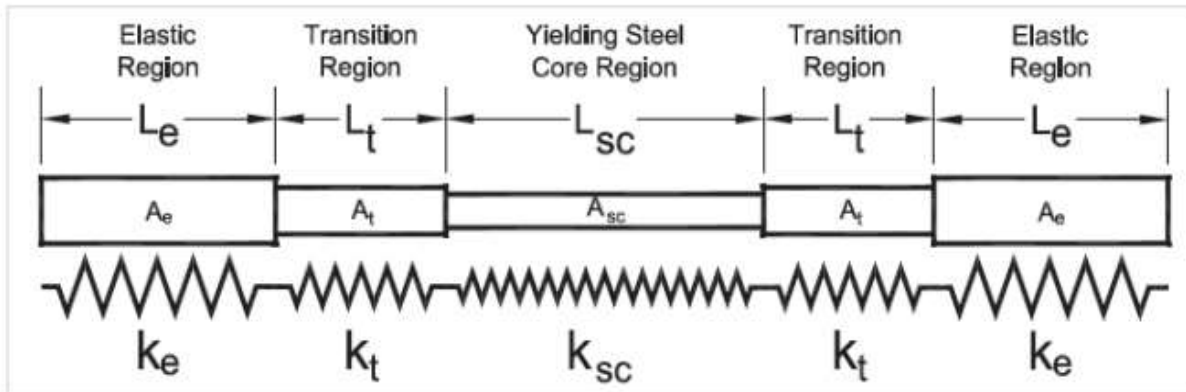
2.5.2. Comportamiento de los BRB

La región inelástica se presenta en el núcleo del BRB con un área reducida ubicada en el centro de su longitud, garantizando de esta manera que la respuesta inelástica se presente en la región central. La sección transversal debe ser constante dentro de la región de fluencia para que la distribución de la plasticidad sea uniforme dentro de toda la longitud del elemento. (Taípe & Bernedo, 2024).

En las zonas de transición el área del núcleo central aumenta ya que están parcialmente contenidas dentro del mecanismo de restricción, sin embargo permanecen elásticas incluso después de que la región flexible se haya endurecido por deformación. (Taípe & Bernedo, 2024)

Figura 29

Idealización de la región de fluencia, de transición y de conexión elástica Típica en los BRB



Fuente: Tomado de CoreBrace

El Comportamiento de los BRB se determina a través de la fórmula de Euler frente cargas de compresión, en términos de carga y esfuerzo de Pandeo, pues a mayor cantidad de modos de pandeo se presentará una mayor resistencia al pandeo por compresión.

Para un modo de Pandeo:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

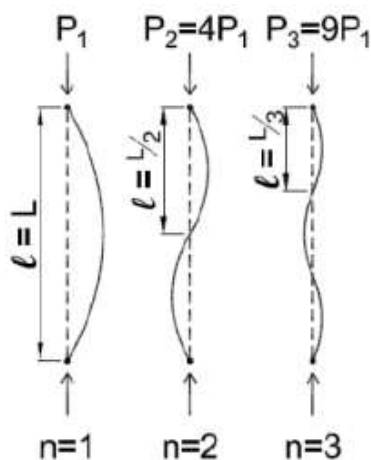
Para n modos de pandeo:

$$P_{cr} = n^2 * P_{cr}$$

$$F_{cr} = n^2 * F_{cr}$$

Figura 30

Representación de modos de Pandeo



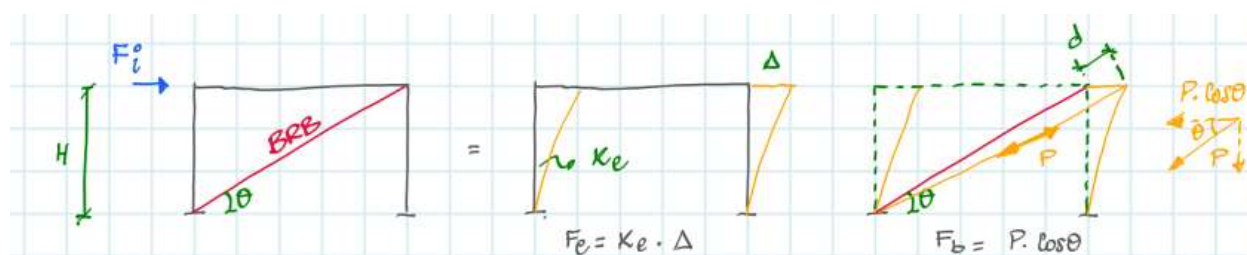
Fuente: Tomado de CoreBrace

2.5.3. Predimensionamiento de los BRB

Los BRB son los elementos elásticos que están dimensionados para un nivel de demanda de sismo reducida, del cual se considera que estos dispositivos lleguen a deformarse de forma considerable inelásticamente para un sismo de diseño. (Taípe & Bernedo, 2024)

Figura 31

Esquema de Aplicación de los BRB



Del Gráfico se determina lo siguiente:

$$F_i = F_e + F_b$$

$$F_i = K_e * \Delta + K_b * \Delta * \cos^2 \theta$$

$$K_b = \left(\frac{F_i}{H * \delta} - K_e \right) * \frac{1}{\cos^2 \theta} * \frac{1}{n^2}$$

Donde:

$K_b = \text{Rígidez Efectiva del BRB por piso}$

$K_e = \text{Rígidez Elastica}$

$F_i = \text{Fuerza del Pushover}$

Teniendo en cuenta además lo siguiente:

$$V_{brb} \geq 25\% V_{total}$$

2.5.4. Procedimiento de Cálculo

Asumir un área Inicial del BRB

Calcular la rigidez del BRB

Seleccionar el Factor de Ajuste de Rigidez(KF) de acuerdo al área y a la proyección horizontal del BRB, para multiplicarlo con la rigidez del BRB, de esta manera se obtiene la rigidez Efectiva. La rigidez efectiva es un valor que se ingresa al software Etabs.

$$K_{eff} = KF * \left[\frac{EA_p}{L_{BWP}} \right]$$

Verificar si esta rigidez es necesaria para cumplir con la demanda de rigidez($K_{eff} > K_n$).

Realizar este procedimiento por cada nivel, y modificar el área hasta que cumpla.

Verificar cumplimiento de todos los requisitos globales de la norma E-030.

Cálculo de la carga de fluencia; parámetro que se ingresa al software Etabs.

2.5.5. Diseño del BRB-Conexión Tipo pin

$$P_u = 1.1 * \beta * \omega * R_y * P_{y_{sc}}$$

$$P_{y_{sc}} = 1.25 * A_{sc} * F_Y$$

Donde:

β = Factor de Ajuste de resistencia a la compresión.

ω = Factor de ajuste de endurecimiento por deformación

Ry= Factor de Sobrerresistencia

2.5.5.1.Diseño del Pasador

El diámetro de los pasadores está en función del factor de reducción por cortante y el tipo de pasador a utilizar así como del número de planos de corte.

$$dp \geq \sqrt{\frac{4 * P_u}{\pi * n^2 pc * \emptyset_v * F_{nv}}}$$

2.5.5.2.Espesor de la cartela

El espesor de la cartela estará en función de la longitud de tracción de la misma, así como de la carga última.

$$lw = d_p + 2 * \left(\frac{dp}{2}\right) * \tan(30^\circ)$$

$$t_{pmin} \geq \frac{Pu}{\emptyset * fy * lw}$$

2.5.5.3.Longitud de Pandeo

El cálculo de la longitud de pandeo está en función del espesor de la cartela, el esfuerzo de pandeo elástico, el módulo de elasticidad y el esfuerzo de fluencia de los perfiles.

$$r = \frac{t_p}{\sqrt{12}}$$

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * lb}{r}\right)^2}$$

Se realiza la comparación entre los siguientes términos, y en base a ellos se determina el esfuerzo resistente.

$$K * \frac{Lb}{r} \quad \Lambda \quad 4.71 * \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$Fcr = (0.658)^{fy/Fe} fy$$

$$\phi * F_{cr} * A_w \geq P_u$$

2.5.5.4. Longitud libre en dirección de la carga.

El cálculo está en función de los esfuerzos de los esfuerzos de Desgarre y Aplastamiento.

$$R_{n1} = 1.2 * l_c * t_p * f_u$$

$$R_{n1} = 2.4 * d_p * t_p * f_u$$

Donde:

Fu=Esfuerzo ultimo del Acero A36= 4080 Kgf/cm2

Posteriormente se escoge el mínimo de los dos esfuerzos, se multiplica por el coeficiente de reducción y se procede a verificar que su capacidad sea mayor a la carga última.

$$\phi v * R_n > P_u$$

III. CAPITULO III: METODO Y MATERIALES

3.1. Tipo de Investigación

El enfoque de la investigación es cuantitativo, pues como parte de la evaluación del desempeño sísmico estructural las variables serán procesadas en datos medibles.

La investigación llevada a cabo tendrá un planteamiento descriptivo, pues se realizará la descripción y el análisis de los resultados obtenidos de la evaluación realizada.

3.2. Diseño de la Investigación

El tipo de investigación realizado en la presente tesis es aplicado, ya que en un tiempo determinado se realiza la recolección de datos, con el fin de describir variables a través de su incidencia e interrelación mediante la búsqueda, indagación y consolidación del conocimiento para su aplicación y desarrollo científico.

3.3. Población y Muestra

3.3.1. Población

La población está constituida por el conjunto de bloques (04) que forman parte de la institución educativa, cuyo sistema estructural es de muros estructurales.

3.3.2. Muestra

La muestra son los bloques I, II Y III de la institución educativa Federico Villarreal de Chiclayo, seleccionados debido a su reciente construcción y a la disponibilidad de información.

3.4. Recopilación de la información

3.4.1. Técnicas para Recopilar datos

Las actividades se desarrollarán bajo la siguiente secuencia:

- Planificación del desarrollo del trabajo de investigación
- Indagación del tema, identificando parámetros est que intervienen en el análisis pushover.

- Recopilación de documentación del expediente técnico necesaria para la evaluación.
- Organización de la información, modelamiento y resultados finales.

3.4.2. Análisis de Información

El marco analítico se realizará mediante el software Etabs, en base a planos y normativas ASCE/SEI 41-13 para estimar el comportamiento estructural.

3.5.Operacionalización de Variables

Tabla 11

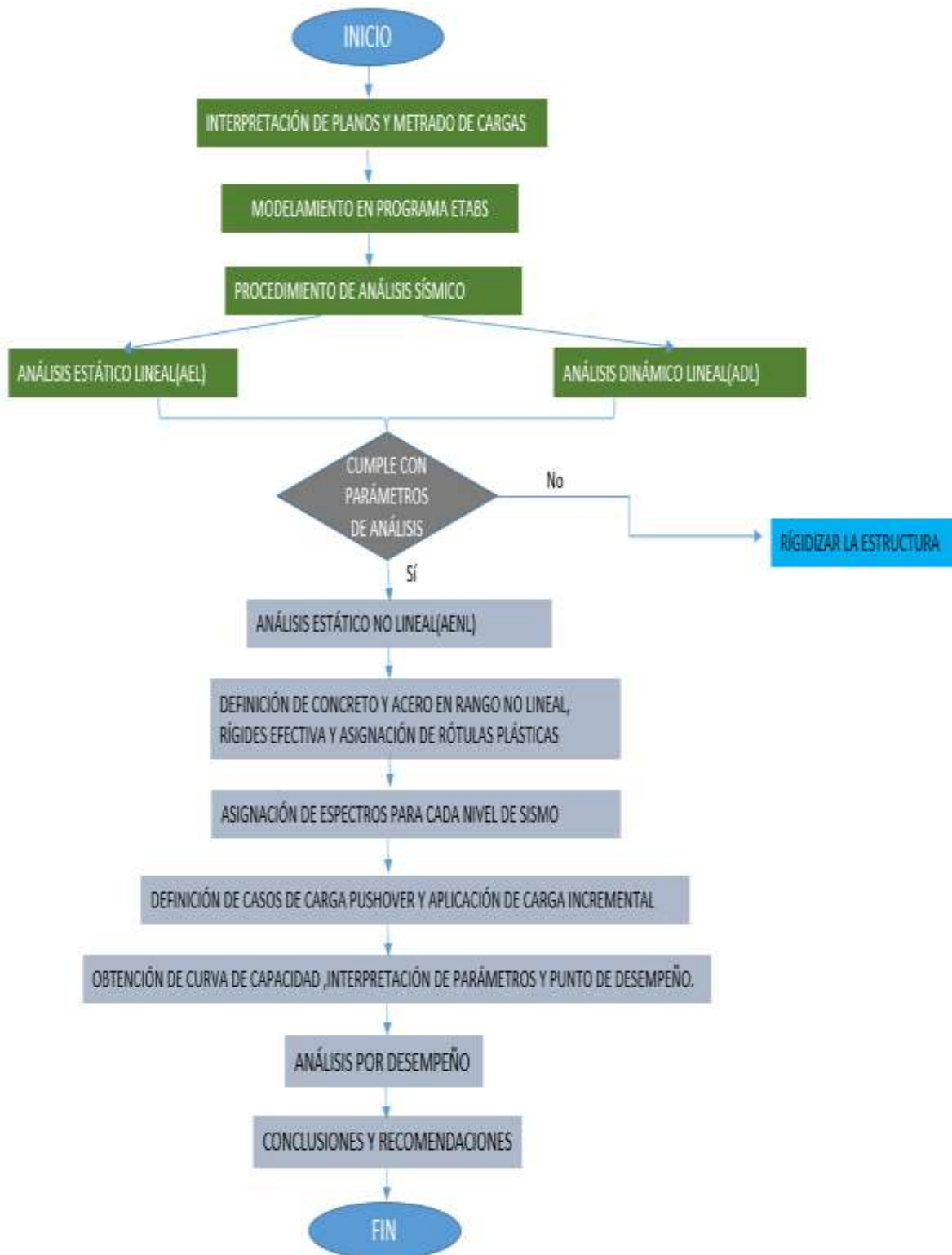
Operacionalización de Variables

Variables		Definición	Dimensión	Indicador
Independiente	Sistema Estructural	Viene a ser la forma en que se rige el comportamiento estructural en base al conjunto de elementos que lo conforman.	Elementos Estructurales	Configuración Estructural
		Método de evaluación estructural en función de la geometría de los elementos estructurales y el comportamiento no lineal		Rótulas Plásticas Derivas
Dependiente	Análisis Estático No Lineal	Capacidad estructural para soportar sismos sin poner en riesgo la vida de sus ocupantes y sin derrumbarse	Cargas Laterales	Desplazamientos
	Desempeño sísmico		Niveles de desempeño sísmico	Niveles de desempeño sísmico según la propuesta ASCE 41-13

Fuente: Elaboración Propia

Figura 32

Flujo de Investigación



Fuente: Elaboración Propia

IV. RESULTADOS

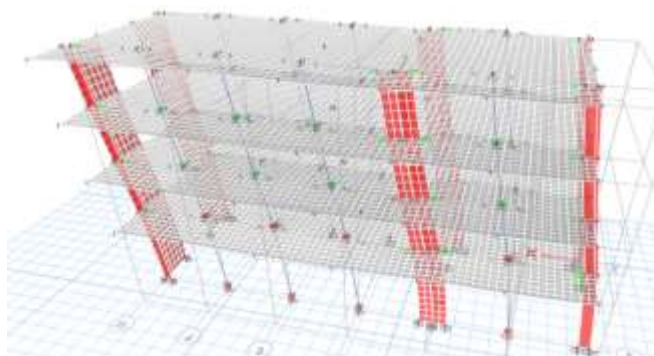
4.1.Estado de las rótulas

4.1.1. Módulo 01

4.1.1.1.Dirección X

Figura 33

Formación de Rótulas Plásticas-Dirección X



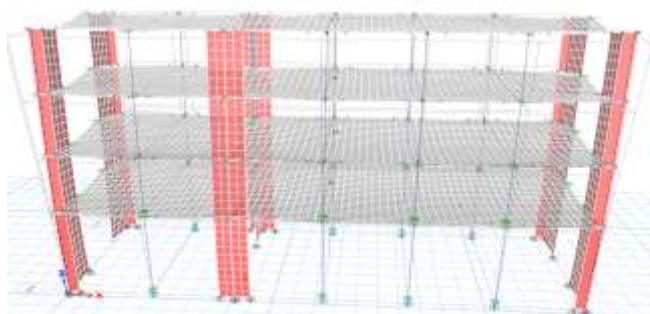
Fuente: Elaboración Propia

En la figura se aprecia la formación de Rótulas plásticas generadas mediante 48 pasos, en estas se aprecia que en los extremos de los muros y en los extremos de las vigas se localizan las denominadas rótulas plásticas en estado de Totalmente Operacional, mientras que en las bases de las columnas del primer y segundo nivel se forman rótulas en estado de Prevención al Colapso.

4.1.1.2.Dirección Y

Figura 34

Rótulas Plásticas-Dirección Y



Fuente: Elaboración Propia

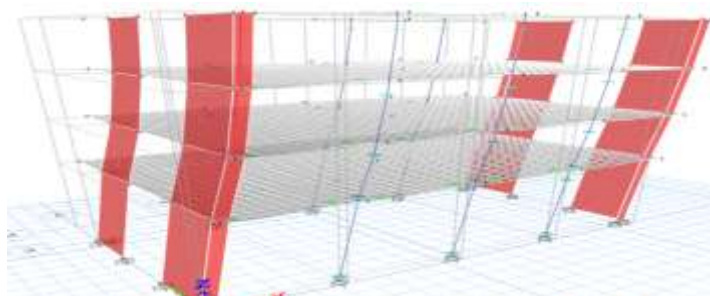
En la figura se observa la formación de Rótulas plásticas generadas mediante 39 pasos, en estas se aprecia que en su mayoría las rótulas plásticas llegan a un estado de Totalmente Operacional, mientras que las columnas del primer nivel llegan a un estado de Ocupación inmediata y las vigas de los ejes A y G en los niveles tres y cuatro llegan a un rango de Prevención al colapso.

4.1.2. Módulo 02

4.1.2.1. Dirección X

Figura 35

Rótulas Plásticas-Dirección X

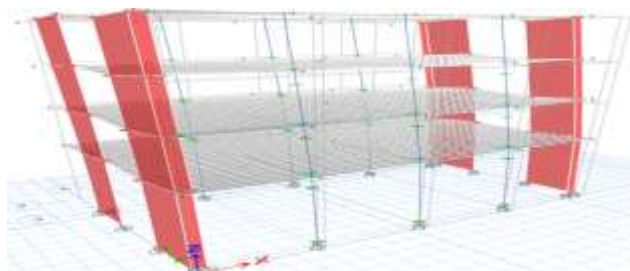


Fuente: Elaboración Propia

En la figura se observa que se forman rótulas plásticas hasta un total de 19 pasos, de las cuales más del 50 % alcanzan el rango de Ocupación Inmediata encontrándose en las columnas mientras que las vigas que desarrollan un estado de Totalmente Operacional y en los extremos de los muros de los ejes A y E , se desarrollan rótulas en el rango de Seguridad de Vida.

Figura 36

Rótulas Plásticas-Dirección Y



Fuente: Elaboración Propia

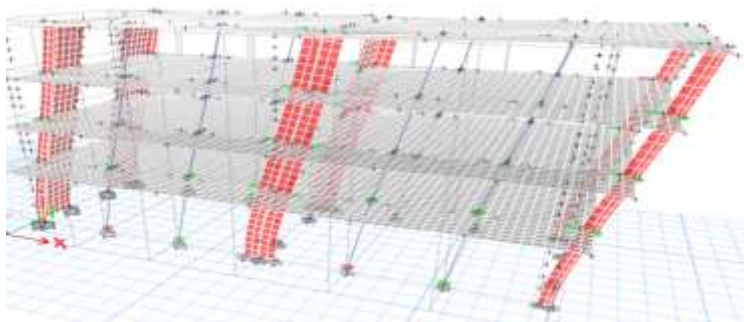
En la figura se aprecia que las vigas del Eje E alcanzan un estado de Prevención al Colapso, mientras que en el resto de vigas se forman rótulas cuyo estado es de Ocupación Inmediata.

4.1.3. Módulo 03

4.1.3.1. Dirección X

Figura 37

Rótulas Plásticas-Dirección X



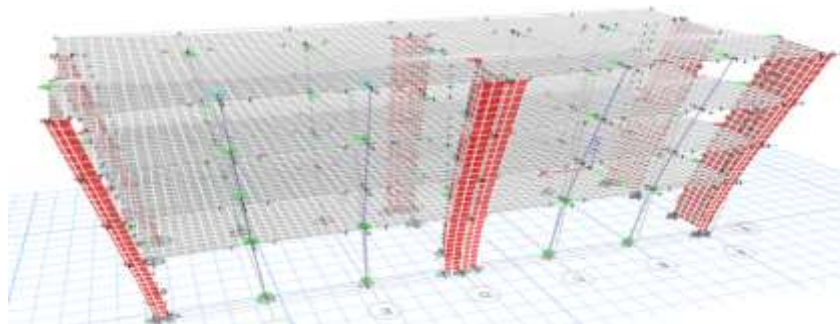
Fuente: Elaboración Propia

En la figura se aprecia que las rótulas en un 80% alcanzan el estado de totalmente Operacional, mientras que existen dos rótulas que alcanzan un estado prevención al colapso, estas rótulas se formaron en un total de 26 pasos.

4.1.3.2. Dirección Y

Figura 38

Rótulas Plásticas-Dirección Y



Fuente: Elaboración Propia

En la figura se aprecia que las rótulas en su mayoría alcanzan el estado de totalmente Operacional, luego se aprecia también la formación de siete rótulas en el rango de ocupación inmediata y la formación de algunas rótulas en el rango de prevención al colapso.

4.2. Curva de Capacidad por bloque y Dirección

4.2.1. Bloque 1:

4.2.1.1. Pushover dirección X

Tabla 12

Datos de Curva de Capacidad-Módulo 01

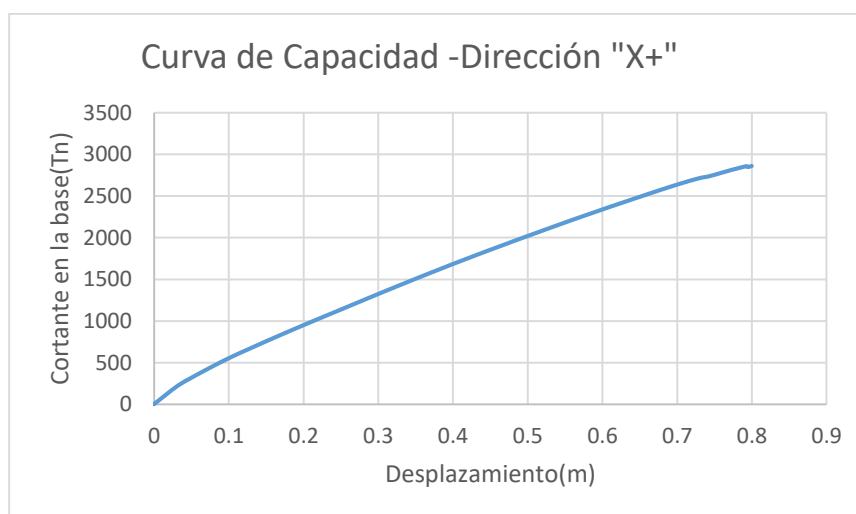
STEP	DESPLAZAMIENTO(m)	CORTANTE EN LA BASE
0	0	0
1	0.016	113.7806
2	0.032	223.0148
3	0.048	307.3374
4	0.064	385.4181
5	0.08	461.4575
6	0.096	534.1975
7	0.112	602.4
8	0.128	666.6576
9	0.144	731.2314
10	0.159894	793.8659
11	0.175894	856.3779
12	0.193346	923.3671
13	0.210916	990.1298
14	0.227866	1053.5969
15	0.243866	1112.961
16	0.260342	1174.653
17	0.276342	1234.4592
18	0.297299	1312.7873
19	0.317293	1386.5327
20	0.333293	1444.9632
21	0.359375	1538.9453
22	0.378871	1608.2143
23	0.394871	1664.8181
24	0.411646	1723.0223
25	0.440878	1823.0893

26	0.464209	1900.6924
27	0.480885	1956.2509
28	0.497517	2011.1201
29	0.513517	2063.1234
30	0.529839	2116.2848
31	0.545839	2167.861
32	0.565839	2231.5237
33	0.589839	2306.3902
34	0.616452	2388.5123
35	0.637243	2451.2029
36	0.654944	2504.6223
37	0.670944	2552.3198
38	0.686944	2599.4175
39	0.716592	2681.474
40	0.733837	2721.9595
41	0.741837	2734.1134
42	0.757837	2774.2029
43	0.773837	2815.2362
44	0.789845	2851.9744
45	0.792384	2857.562
46	0.793653	2855.9886
47	0.794923	2847.7428
48	0.8	2860.1267

Fuente: Elaboración Propia

Figura 39

Módulo 01-Curva de Capacidad-Dirección X



Fuente: Elaboración Propia

La edificación alcanza su capacidad máxima en el momento que alcanza un desplazamiento de 80 cm y una fuerza cortante basal 2860 Ton, lo cual significa que el análisis finaliza al alcanzar el máximo desplazamiento de 80 cm en la dirección x, que se considera un valor en que la edificación estudiada alcanza al colapso.

4.2.1.2.Pushover Dirección Y

Tabla 13

Datos de Curva de Capacidad

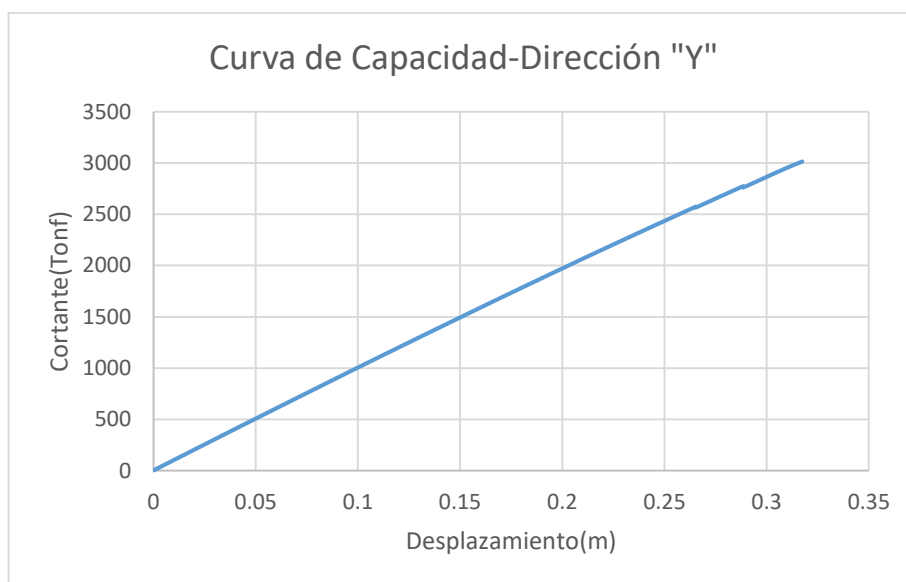
PASO	DESPLAZAMIENTO (m)	CORTANTE EN LA BASE
0	0	0
1	0.008	80.9677
2	0.016	161.9354
3	0.024	242.9032
4	0.032	323.8709
5	0.04	404.5765
6	0.048	484.9341
7	0.056	564.981
8	0.064	644.9124
9	0.072	724.7168
10	0.08	804.4506
11	0.088	884.073
12	0.095114	954.7903
13	0.10525	1054.7586
14	0.11325	1133.3802
15	0.12125	1211.8415
16	0.137225	1367.804
17	0.150902	1500.4302
18	0.158902	1577.7787
19	0.170884	1692.9913
20	0.179308	1773.6419
21	0.187308	1849.6744
22	0.195956	1931.7692
23	0.203956	2007.2646
24	0.21361	2098.0285
25	0.222058	2176.6383
26	0.237759	2321.3996
27	0.247776	2413.2491
28	0.261725	2539.8048

29	0.265428	2573.0455
30	0.265436	2565.0963
31	0.274676	2648.5401
32	0.283056	2723.6605
33	0.288609	2773.3318
34	0.288617	2760.6241
35	0.298558	2850.39
36	0.310264	2954.924
37	0.317514	3013.7535
38	0.317518	3013.7694
39	0.317529	3013.8766

Fuente: Elaboración Propia

Figura 40

Curva de Capacidad-Dirección Y



Fuente: Elaboración Propia

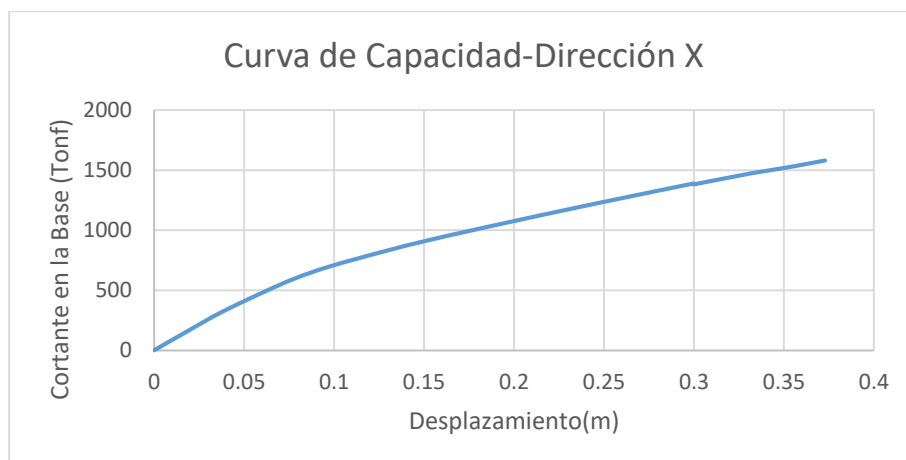
El bloque alcanza su máxima capacidad en el instante que alcanza un desplazamiento de 25.42. cm y una fuerza cortante basal 438.83 Tonf, lo cual significa que el análisis finaliza al alcanzar el máximo desplazamiento de 25.42 cm en la dirección x, en la cual es considerado un valor en que la edificación estudiada alcanza al colapso.

4.2.2. Bloque 2

4.2.2.1. Pushover dirección X

Tabla 14*Datos de Curva de Capacidad-Dirección X -Módulo 02*

PASO	DESPLAZAMIENTO(m)	CORTANTE EN LA BASE
0	0	0
1	0.02	171.675216
2	0.036802463	312.346064
3	0.057607325	462.254014
4	0.077859973	595.673093
5	0.097901907	699.404542
6	0.128240579	825.362084
7	0.149561537	906.276393
8	0.176619345	998.914454
9	0.196619345	1064.83596
10	0.216619345	1129.90605
11	0.237326582	1196.13775
12	0.257326582	1258.66417
13	0.287885518	1352.61178
14	0.300040778	1389.18951
15	0.300050778	1381.93829
16	0.331148039	1471.71881
17	0.351148039	1520.31672
18	0.371148039	1575.52677
19	0.37279611	1580.10015

Figura 41*Curva de Capacidad-Dirección X*

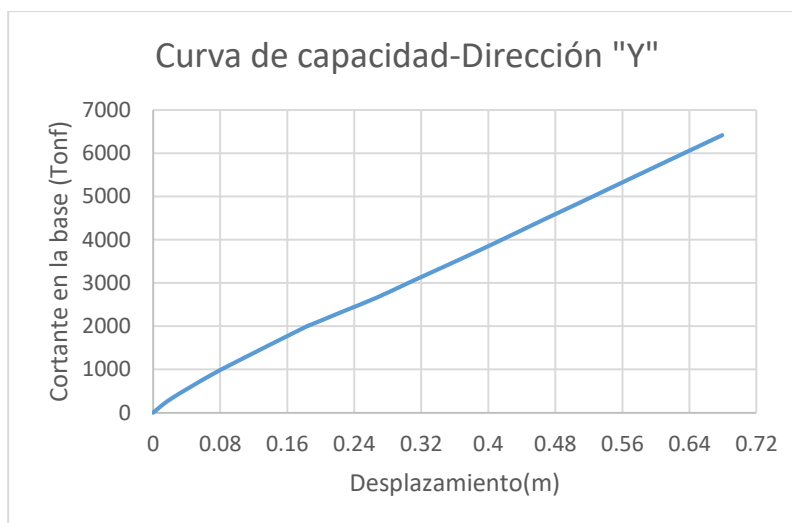
El bloque alcanza a su máxima capacidad en el instante que llega a un desplazamiento de 37.28 cm y una fuerza cortante de 1580.1 Ton, lo cual significa que el análisis finaliza al alcanzar el máximo desplazamiento de 37.28 cm en la dirección x, considerado un valor en el cual la edificación analizada alcanza al colapso.

4.2.2.2.Pushover Dirección Y

Tabla 15

Datos de Curva de Capacidad-Dirección Y

STEP	DESPLAZAMIENTO (m)	CORTANTE EN LA BASE
0	0	0
1	0.021493	322.0468
2	0.070635	885.1706
3	0.113181	1312.3309
4	0.156159	1732.2552
5	0.184402	2004.9457
6	0.184422	2002.1139
7	0.186987	2027.2533
8	0.186994	2022.7042
9	0.227049	2343.3598
10	0.267049	2660.8323
11	0.307049	3021.178
12	0.347049	3374.3448
13	0.387049	3730.9049
14	0.427049	4098.47
15	0.470955	4506.4854
16	0.510955	4870.6811
17	0.550955	5239.5834
18	0.590955	5607.1092
19	0.630955	5973.7745
20	0.670955	6339.3664
21	0.679159	6414.2561

Figura 42*Curva de Capacidad-Dirección Y*

El bloque alcanza su límite en el instante que alcanza un desplazamiento de 67.92 cm y una fuerza cortante basal 6414.26 Ton, lo cual significa que el análisis finaliza al alcanzar el máximo desplazamiento de 67.92 cm en la dirección x, que se tiene un valor en que el bloque estudiado alcanza al colapso.

4.2.3. Bloque 03:

4.2.3.1. Pushover dirección X

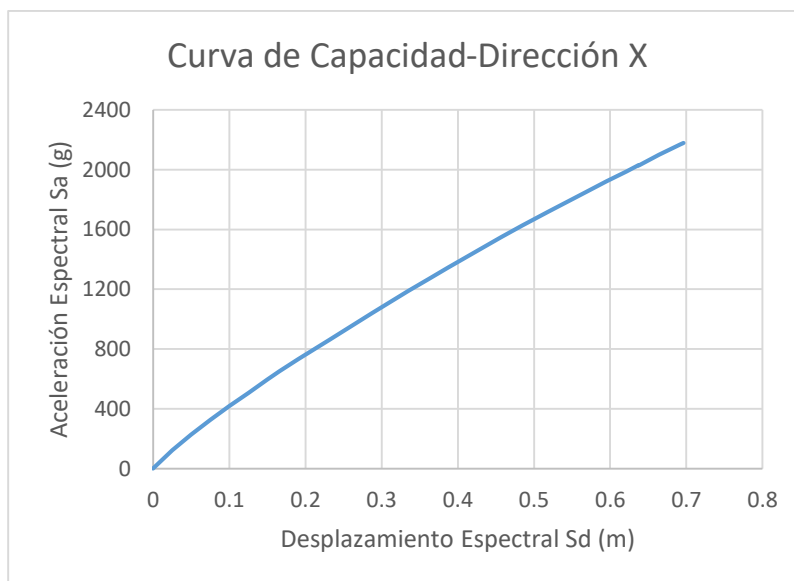
Tabla 16*Datos de Curva de Capacidad*

STEP	DESPLAZAMIENTO(m)	CORTANTE EN LA BASE
0	0	0
1	0.025	123.3904
2	0.05	226.8525
3	0.075	326.9489
4	0.1	418.5545
5	0.125	506.9234
6	0.15	596.9049
7	0.165806	651.068
8	0.190806	733.2697

9	0.231256	861.674
10	0.256256	940.7883
11	0.287813	1041.7882
12	0.334403	1186.73
13	0.361602	1268.7377
14	0.387417	1345.3383
15	0.418777	1437.3958
16	0.456277	1545.7486
17	0.484553	1625.2267
18	0.518634	1718.7087
19	0.568355	1851.152
20	0.595124	1921.5381
21	0.621308	1988.4517
22	0.637641	2031.0317
23	0.637666	2029.2977
24	0.664011	2098.7564
25	0.692598	2169.5715
26	0.696424	2178.8479

Figura 43

Curva de Capacidad-Dirección X



El bloque alcanza a su capacidad máxima en el instante que alcanza un desplazamiento de 69.64 cm y una fuerza cortante basal 2178.85 Ton, lo cual significa que el análisis finaliza al

alcanzar el máximo desplazamiento de 69.64 cm en la dirección x, que se tiene un resultado en que la edificación estudiada alcanza al colapso.

4.2.3.2. Pushover dirección Y

Paso 1: Conversión de Curva de Capacidad en Espectro de capacidad

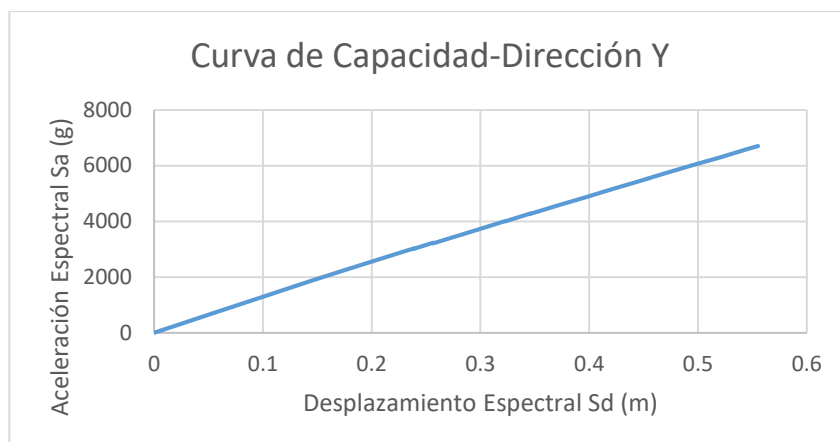
Tabla 17

Datos de Curva de Capacidad

STEP	DESPLAZAMIENTO (m)	CORTANTE EN LA BASE
0	0	0
1	0.025	324.245092
2	0.05	648.201417
3	0.075	970.695582
4	0.1	1292.98037
5	0.102679907	1327.50917
6	0.145193641	1870.44088
7	0.172782782	2215.68988
8	0.199058809	2540.13484
9	0.230979325	2928.89787
10	0.238912905	3025.18846
11	0.238937905	3016.08309
12	0.256587264	3228.65071
13	0.256612264	3214.07326
14	0.301544277	3753.48147
15	0.322911626	4010.31722
16	0.322936626	4001.71367
17	0.345738737	4275.42903
18	0.345763737	4261.84591
19	0.370763737	4561.67712
20	0.395763737	4849.58556
21	0.420763737	5146.84013
22	0.445763737	5441.084
23	0.470763737	5736.2037
24	0.495763737	6022.04885
25	0.520763737	6302.84846
26	0.545763737	6595.78171
27	0.555163151	6705.56792

Figura 44

Curva de Capacidad-Dirección Y



El bloque alcanza a su máxima capacidad en el instante que alcanza un desplazamiento de 55.52 cm y una fuerza cortante de 6705.57 Ton, lo cual significa que el análisis finaliza al alcanzar el máximo desplazamiento de 55.52 cm en la dirección x, considerado un valor en que el bloque estudiado alcanza al colapso.

4.3. Desplazamiento Objetivo mediante ASCE 41-13

De acuerdo a los parámetros que definen la ecuación de desplazamiento objetivo se procede a calcular el desplazamiento, para cada nivel de sismo.

$$\delta_t = C_o * C_1 * C_2 * S_a * \frac{T_e^2}{4\pi^2} * g$$

Tabla 18

Valores de Co

Número de niveles	Co
1	1
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

Para el número de niveles propuesto, Co= 1.35

$$\mu_{strength} = \frac{Sa}{V_d/W} * C_m$$

Donde, la aceleración está representada por el valor máximo del espectro de respuesta

Tabla 19

Aceleración por Nivel de Sismo

Sa			
S. Frecuente	S. Ocasional	S. Raro	S. Muy Raro
0.618	0.8663	1.856	2.469

4.3.1. Desplazamiento del Módulo 01-dirección X

Tabla 20

Desplazamiento por Nivel de Sismo-Módulo 01-Dirección X

δt (m)			
S. Frecuente	S. Ocasional	S. Raro	S. Muy Raro
0.117	0.17	0.391	0.552

4.3.2. Desplazamiento del Módulo 01-dirección Y

Tabla 21

Desplazamiento por Nivel de Sismo Módulo 01-Dirección Y

δt (m)			
S. Frecuente	S. Ocasional	S. Raro	S. Muy Raro
0.079	0.112	0.243	0.42

4.3.3. Desplazamiento del Módulo 02-dirección X

Tabla 22

Desplazamiento por Nivel de Sismo-Módulo 02-Dirección X

δt (m)			
S. Frecuente	S. Ocasional	S. Raro	S. Muy Raro
0.064	0.091	0.208	0.289

4.3.4. Desplazamiento del Módulo 02-dirección Y

Tabla 23

Desplazamiento por nivel de Sismo-Módulo 02-Dirección Y

δt (m)			
S. Frecuente	S. Ocasional	S. Raro	S. Muy Raro
0.034	0.0523	0.132	0.187

4.3.5. Desplazamiento del Módulo 03-dirección X

Tabla 24

Desplazamiento por nivel de Sismo-Módulo 03-Dirección X

δt (m)			
S. Frecuente	S. Ocasional	S. Raro	S. Muy Raro
0.145	0.2082	0.479	0.669

4.3.1. Desplazamiento del Módulo 03-dirección Y

Tabla 25

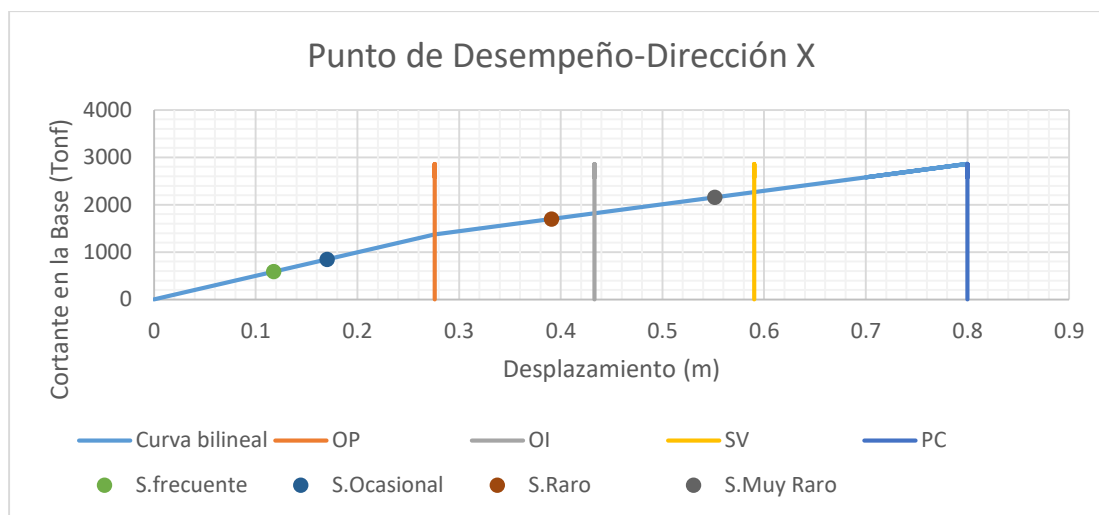
Desplazamiento por Nivel de Sismo-Módulo 03-Dirección Y

δt (m)			
S. Frecuente	S. Ocasional	S. Raro	S. Muy Raro
0.053	0.074	0.161	0.213

4.4. Punto de Desempeño por nivel de sismo según Comité Visión 2000

La intersección obtenida en la confluencia de los espectros del programa etabs para cada Módulo y bajo los criterios de Nivel de desempeño establecidos por el comité Visión 2000 se detalla a continuación:

4.4.1. Desempeño Módulo 01-Dirección X

Figura 45*Punto de Desempeño-Modulo I-Dirección X***Tabla 26***Datos de Punto de Desempeño-Dirección X*

ASCE 41-13				
SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
	Desp (m)	V (Tonf)		
SISMO FRECUENTE	0.1175	583.55779	Operacional	0.276
SISMO OCASIONAL	0.1701	844.79302	Operacional	0.4332
SISMO RARO	0.3908	1697.0415	Ocupación inmediata	0.5904
SISMO MUY RARO	0.5515	2153.8067	Seguridad de vida	0.8

Tabla 27*Nivel de Desempeño-Módulo 1-Dirección X*

NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA						
Sismos de diseño	Nivel de amenaza(tr)	Totalmente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso	Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (visión 2000)
Frecuente	43 años					Objetivos Básicos
Ocasional	72 años					Objetivos Esenciales
Raro	475 años					Objetivos Esenciales
Muy raro	970 años					Objetivos Esenciales

Los niveles de desempeño según el comité visión 2000, fueron categorizados según la ubicación del punto de desempeño obteniendo; en este caso que en el módulo 1 y en la dirección X demuestra que para el sismo Frecuente y para el sismo Ocasional alcanza un nivel de desempeño “Operacional” demostrando que satisface los objetivos de desempeño básicos y Esenciales respectivamente, asimismo para el sismo raro y muy raro también demuestran un comportamiento óptimo para tales niveles de sismo alcanza un nivel de “Ocupación Inmediata” y “Seguridad de Vida” demostrando con esto que cumple con los objetivos esenciales de desempeño.

De esta manera queda demostrado que el bloque 1 en la dirección X, no necesita ningún tipo de reforzamiento.

4.4.2. Desempeño Modulo 01-Dirección Y

Figura 46

Punto de Desempeño-Modulo 1-Dirección Y

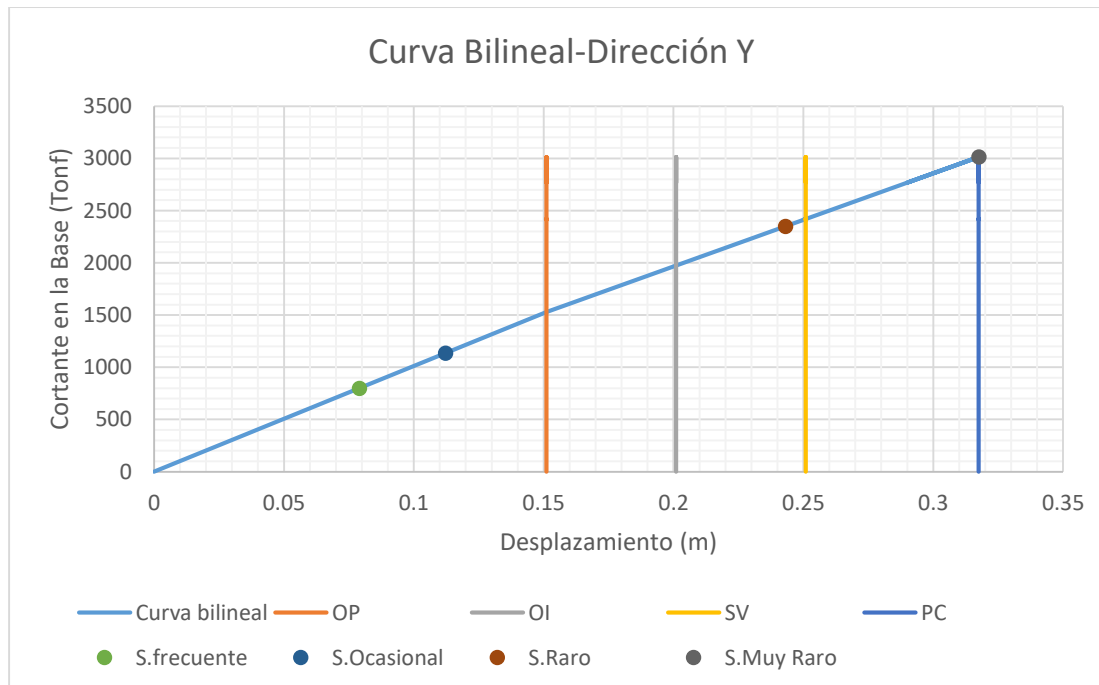


Tabla 28*Datos de Punto de Desempeño-Dirección Y*

ASCE 41-13				
SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
FEMA 440	Desp (m)	V (Tonf)		
SISMO FRECUENTE	0.079	799.44758	Totalmente operacional	0.1511
SISMO OCASIONAL	0.1122	1135.418	Totalmente operacional	0.20102
SISMO RARO	0.2431	2349.9931	Seguridad de Vida	0.25094
SISMO MUY RARO	0.3175	3013.87	Prevención al Colapso	0.3175

Tabla 29*Nivel de desempeño-Módulo 01-Dirección Y*

NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA						
Sismos de diseño	Nivel de amenaza	Totalmente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso	Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (visión 2000)
Frecuente	43 años					Objetivo Básico
Ocasional	72 años					Objetivos Esenciales
Raro	475 años					Objetivo Básico
Muy raro	970 años					Objetivo Básico

Los niveles de desempeño según el comité visión 2000, fueron categorizados según la ubicación del punto de desempeño obteniendo; en este caso que en el módulo 1 y en la dirección Y demuestra que en el sismo Frecuente alcanza un nivel de desempeño “Totalmente Operacional” demostrando que cumple con los objetivos básicos de desempeño, para el sismo ocasional alcanza un nivel de desempeño de “Totalmente Operacional” demostrando que cumple con los objetivos esenciales de desempeño, mientras que para los sismos raro y muy raro alcanza el nivel de desempeño de “Seguridad de Vida” y “Prevención al Colapso” para dichas intensidades de sismo cumpliendo de esta manera con los objetivos básicos de desempeño, sin embargo en este último punto que representa al sino muy raro, cae en todo el límite lo cual indica el inminente colapso.

Por lo tanto, se necesita reforzamiento en la dirección Y para el módulo 01.

4.4.3. Desempeño Módulo 2-Dirección X

Figura 47

Punto de Desempeño Módulo 2-Dirección X

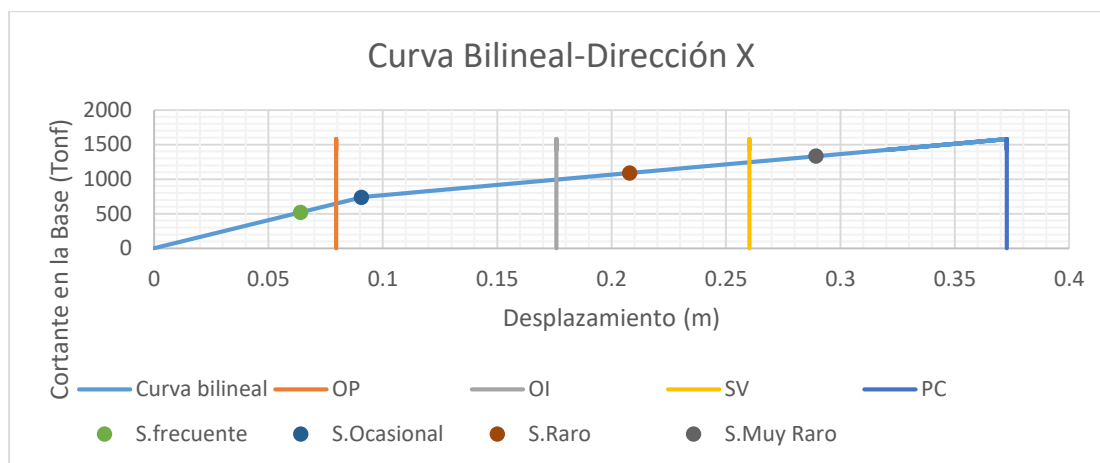


Tabla 30*Datos de Punto de Desempeño-Dirección X*

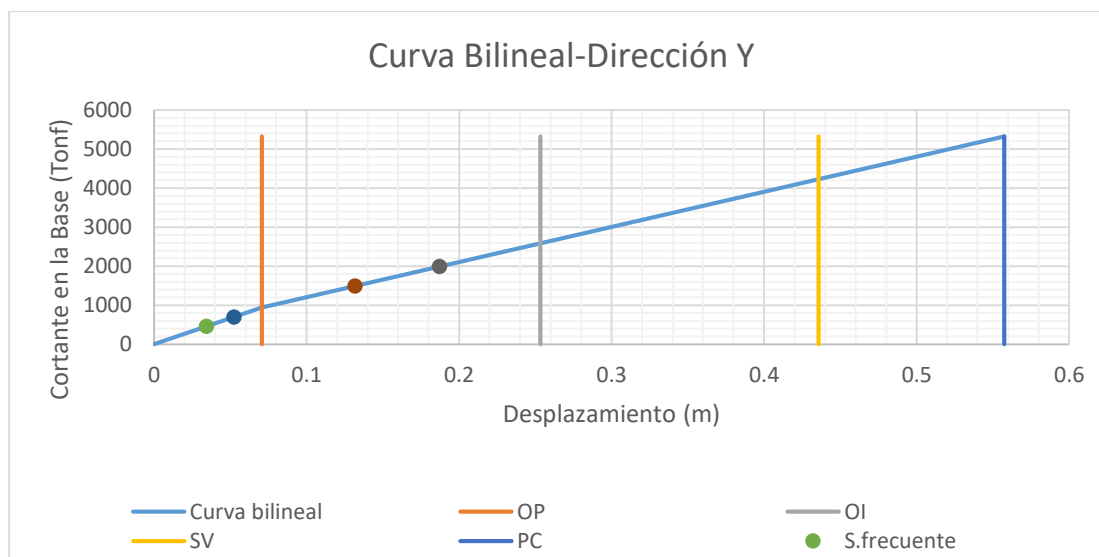
SISMO FEMA 440	ASCE 41-13 INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
	Desp (m)	V (kgf)		
SISMO FRECUENTE	0.06397	519.2122	Totalmente Operacional	0.09142
SISMO OCASIONAL	0.0905	734.54282	Ocupación Inmediata	0.175834
SISMO RARO	0.2078	1088.6477	Seguridad de Vida	0.260248
SISMO MUY RARO	0.2892	1331.0975	Prevención al Colapso	0.3728

Tabla 31*Nivel de Desempeño-Módulo 02-Dirección X*

NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA						
Sismos de diseño	Nivel de amenaza	Totalmente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso	Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (visión 2000)
Frecuente	43 años					Objetivo Básico
Ocasional	72 años					Objetivo Básico
Raro	475 años					Objetivo Básico
Muy raro	970 años					Objetivo Básico

Los rangos de desempeño según el comité visión 2000, fueron categorizados en función de la ubicación del punto de desempeño obteniendo; en este caso que en el módulo 1 y en la dirección X demuestra que en el sismo Frecuente alcanza un nivel de desempeño “Totalmente Operacional” demostrando que cumple con los objetivos básicos de desempeño, para el sismo ocasional alcanza un nivel de desempeño de “Ocupación Inmediata” demostrando que también cumple con los objetivos básicos de desempeño, mientras que para los sismos de mayor intensidad como raro y muy raro alcanzan el nivel de seguridad de Vida y Prevención al Colapso, demostrando que la ductilidad que presenta el módulo en esa dirección y para tales intensidades es suficiente para cumplir con los objetivos de desempeño.

4.4.4. Desempeño Modulo 2- Dirección Y

Figura 48*Punto de Desempeño-Modulo 2-Dirección Y***Tabla 32***Datos de Punto de Desempeño-Dirección Y*

ASCE 41-13				
SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
	Desp (m)	V (kgf)		
SISMO FRECUENTE	0.0343	455.8092	Operacional	0.0706
SISMO OCASIONAL	0.05235	695.67381	Operacional	0.25318
SISMO RARO	0.1317	1487.9621	Ocupación Inmediata	0.43576
SISMO MUY RARO	0.1871	1986.4404	Ocupación Inmediata	0.55748

Tabla 33*Niveles de Desempeño-Módulo 02-Dirección Y*

NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA						
Sismos de diseño	Nivel de amenaza	Totalmente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso	Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (visión 2000)
Frecuente	43 años					Objetivo Básico
Ocasional	72 años					Objetivos Esenciales
Raro	475 años					Objetivos Esenciales
Muy raro	970 años					Objetivos de Seguridad Crítica

Los niveles de desempeño según el comité visión 2000, fueron categorizados según la ubicación del punto de desempeño obteniendo; en este caso que en el módulo 2 en la dirección Y

demuestra que para el sismo Frecuente y para el sismo Ocasional alcanza un nivel de desempeño “Totalmente Operacional” demostrando que cumple con los objetivos básicos y esenciales de desempeño, para los sismos raro y Muy raro alcanza un nivel de desempeño de “Ocupación inmediata” demostrando que cumple con los Objetivos Esenciales y de seguridad crítica, en este módulo se puede apreciar un óptimo comportamiento estructural en la dirección Y.

4.4.5. Desempeño Modulo 03-Dirección X

Figura 49

Punto de Desempeño-Modulo 3-Dirección X

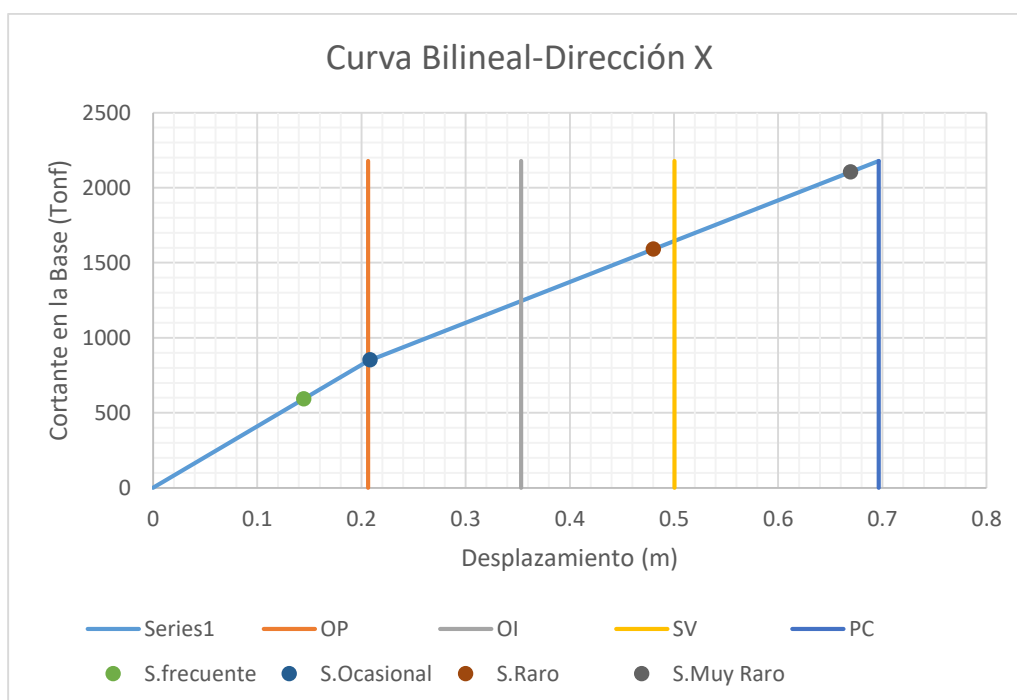


Tabla 34*Datos de Punto de Desempeño-Dirección X*

ASCE 41-13				
SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
	Desp Sd (m)	V (kgf)		
SISMO FRECUENTE	0.1446	592.34622	Operacional	0.2063
SISMO OCASIONAL	0.2082	852.88025	Ocupación Inmediata	0.35333
SISMO RARO	0.4799	1589.6692	Seguridad de Vida	0.50036
SISMO MUY RARO	0.6693	2105.1003	Prevención al Colapso	0.6964

Tabla 35*Niveles de Desempeño-Modulo 03-Dirección X*

NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA						
Sismos de diseño	Nivel de amenaza	Totalmente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso	Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (visión 2000)
Frecuente	43 años					Objetivos Básicos
Ocasional	72 años					Objetivos Básicos
Raro	475 años					Objetivos Básicos
Muy raro	970 años					Objetivos Básicos

Los niveles de desempeño según el comité visión 2000, fueron categorizados de acuerdo a la ubicación del punto de desempeño obteniendo; en este caso que en el módulo 3 y en la dirección X demuestra que para el sismo Frecuente alcanza un nivel de desempeño “Totalmente Operacional”, demostrando que satisface los objetivos básicos de desempeño, para el sismo ocasional alcanza un rango de desempeño de “Ocupación Inmediata” demostrando que también cumple con los objetivos básicos de desempeño, además para los sismos de mayor intensidad como raro y muy raro que ocupan el rango de “Seguridad de Vida” y “Prevención al Colapso” también cumplen con los Objetivos básicos, sin embargo el punto de desempeño del sismo muy raro se encuentra muy cerca del límite(Punto último) por lo tanto es necesario Reforzar en esta dirección

4.4.6. Desempeño Modulo 03-Dirección Y

Figura 50

Punto de Desempeño-Modulo 3-Dirección Y

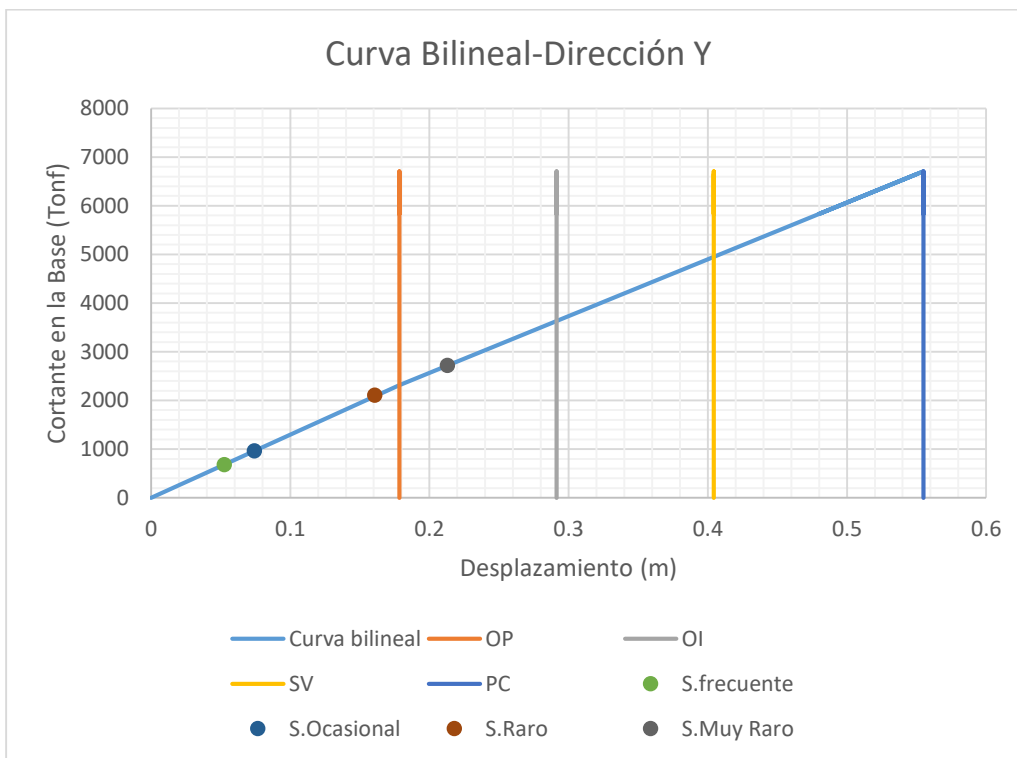


Tabla 36*Datos de Punto de Desempeño-Dirección Y*

ASCE 41-13				
SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
	Desp Sd (m)	V (kgf)		
SISMO FRECUENTE	0.0524	679.69908	Totalmente Operacional	0.1784
SISMO OCASIONAL	0.074	959.88038	Totalmente Operacional	0.29138
SISMO RARO	0.1607	2107.6928	Totalmente Operacional	0.40436
SISMO MUY RARO	0.2127	2714.0575	Ocupación Inmediata	0.555

Tabla 37*Niveles de Desempeño-Módulo 03-Dirección Y*

NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA						
Sismos de diseño	Nivel de amenaza	Totalmente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso	Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (visión 2000)
Frecuente	43 años					Objetivo Básico
Ocasional	72 años					Objetivos Esenciales
Raro	475 años					Objetivos de Seguridad Crítica
Muy raro	970 años					Objetivos de Seguridad Crítica

Los niveles de desempeño según el comité visión 2000, fueron categorizados según la ubicación del punto de desempeño obteniendo; en este caso que en el módulo 3 y en la dirección Y demuestra que para el sismo Frecuente alcanza un nivel de desempeño “Totalmente Operacional” demostrando que cumple con los objetivos básicos de desempeño, para el sismo ocasional alcanza un nivel de desempeño de “Totalmente Operacional” demostrando que cumple con los objetivos esenciales de desempeño, para el sismo raro alcanza un nivel de desempeño de “Totalmente Operacional” demostrando que satisface los Objetivos de seguridad Crítica asimismo para el sismo muy raro alcanza el nivel de “Ocupación Inmediata” dando a conocer que también se encuentra en el desempeño de Objetivos de Seguridad crítica, para este módulo se puede apreciar un óptimo comportamiento estructural en la dirección Y.

4.5. Reforzamiento Estructural mediante BRB

Debido a los análisis realizados se reforzarán los módulos 1 en la dirección Y, el módulo 3 en la dirección X.

En el reforzamiento se usarán diagonales tipo single, se usarán dos diagonales por cada nivel ubicados de tal manera que no afecten la distribución arquitectónica.

4.5.1. Reforzamiento módulo 01-Dirección Y

Tabla 38

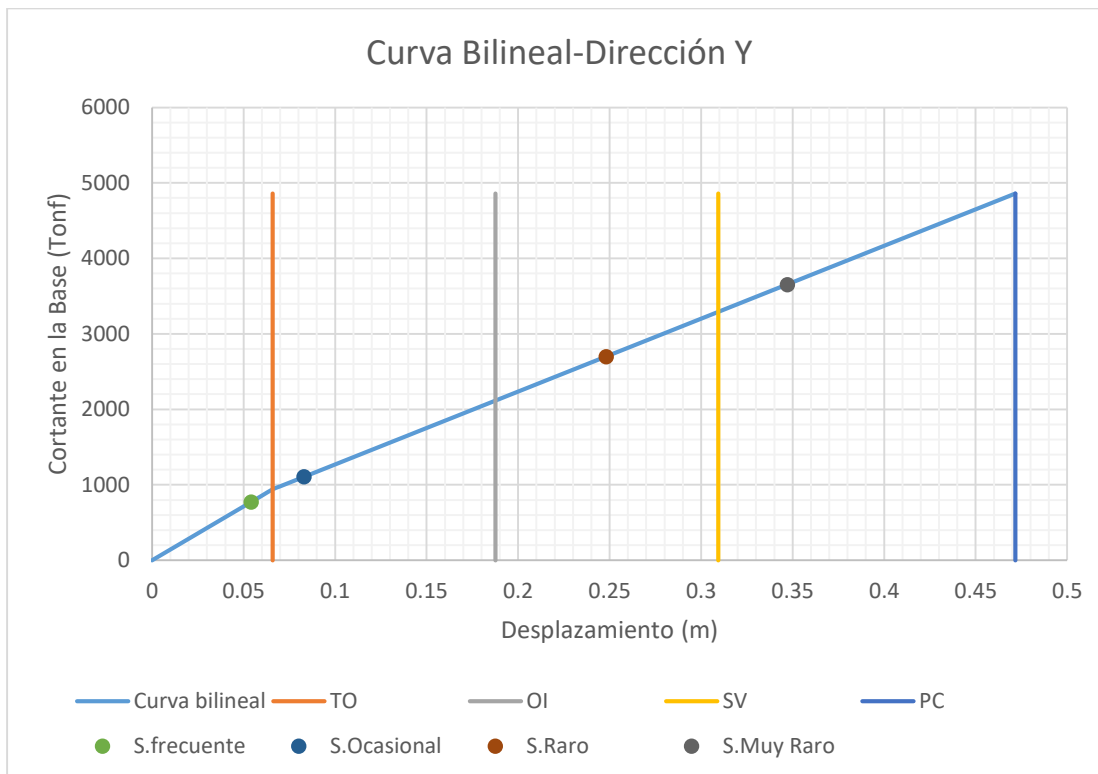
Datos de Curva de Capacidad

PASO	DESPLAZAMIENTO (m)	CORTANTE
0	0	0
1	0.008	171.8863
2	0.016	331.0713
3	0.024	464.23
4	0.032	573.8104
5	0.04	668.5958
6	0.048	758.7018
7	0.056	846.8444
8	0.064	934.5913
9	0.072	1021.384
10	0.08	1108.3887
11	0.088	1195.1719
12	0.096	1281.8416
13	0.104	1368.3416
14	0.109603	1428.8043
15	0.117603	1514.7996
16	0.125603	1600.6933
17	0.133603	1686.4342
18	0.141603	1771.9841
19	0.149654	1857.7951
20	0.157654	1942.7043
21	0.165654	2027.5158
22	0.173654	2112.2151
23	0.181654	2196.8973
24	0.189975	2284.7997
25	0.197975	2369.2522
26	0.207712	2471.8765

27	0.221462	2615.4666
28	0.235902	2764.6517
29	0.243902	2847.0676
30	0.258084	2992.6294
31	0.267353	3087.5529
32	0.280861	3225.1265
33	0.29218	3340.0812
34	0.302002	3439.5972
35	0.310002	3520.598
36	0.310744	3528.1107
37	0.310752	3488.4146
38	0.323474	3646.6725
39	0.33795	3793.5443
40	0.347419	3889.1033
41	0.355419	3969.5891
42	0.360071	4016.3546
43	0.360079	3983.3424
44	0.368079	4078.676
45	0.376079	4151.2996
46	0.384079	4232.8649
47	0.395763	4340.5686
48	0.403763	4410.5601
49	0.411763	4490.7102
50	0.419763	4570.7731
51	0.427763	4645.2415
52	0.435763	4725.0641
53	0.443763	4803.414
54	0.451763	4881.3218
55	0.459763	4959.6539
56	0.467763	5039.3887
57	0.475763	5119.1421
58	0.475836	5119.8665

Figura 51

Punto de Desempeño del Reforzamiento-Modulo1-Dirección Y

**Tabla 39**

Datos de Punto de Desempeño-Módulo 01 Reforzado-Dirección Y

ASCE 41-13				
SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
	Desp (m)	V (Tonf)		
SISMO FRECUENTE	0.054	770.73323	Totalmente operacional	0.0659
SISMO OCASIONAL	0.083	1105.662	Ocupación Inmediata	0.18764
SISMO RARO	0.248	2698.5585	Seguridad de Vida	0.30938
SISMO MUY RARO	0.347	3654.2964	Prevención al Colapso	0.4717

Tabla 40*Niveles de Desempeño-Módulo 01 Reforzado-Dirección Y*

NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA						
Sismos de diseño	Nivel de amenaza	Totalmente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso	Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (visión 2000)
FRECUENTE	43 años					Objetivo Básico
OCASIONAL	72 años					Objetivo Básico
RARO	475 años					Objetivo Básico
MUY RARO	970 años					Objetivo Básico

4.5.2. Reforzamiento del Módulo 03-Dirección X

4.5.2.1. Curva de Capacidad Módulo 03-Dirección X

Tabla 41*Curva de Capacidad-Módulo 03 Reforzado-Dirección X*

PASO	DESPLAZAMIENTO (m)	CORTANTE
0	0	0
1	0.025	314.7586
2	0.05	479.8169
3	0.075	587.8281
4	0.1	685.882
5	0.125	778.3781
6	0.15	866.4603
7	0.174858	949.9729
8	0.202356	1040.2616
9	0.236202	1148.8059
10	0.262916	1233.8629
11	0.291511	1324.7529
12	0.317616	1406.561
13	0.342913	1484.9581
14	0.388348	1622.6564
15	0.427872	1739.4044

16	0.452872	1812.5348
17	0.486804	1910.7725
18	0.511804	1982.2426
19	0.547403	2083.5326
20	0.572403	2154.175
21	0.602333	2236.6969
22	0.62814	2306.9986
23	0.649842	2366.3651
24	0.649867	2347.24
25	0.677549	2433.2192
26	0.70402	2503.6825
27	0.707128	2511.8157

4.5.2.2. Desempeño del Módulo 03 – Dirección X

Figura 52

Desempeño del Reforzamiento-Modulo 3-Dirección X

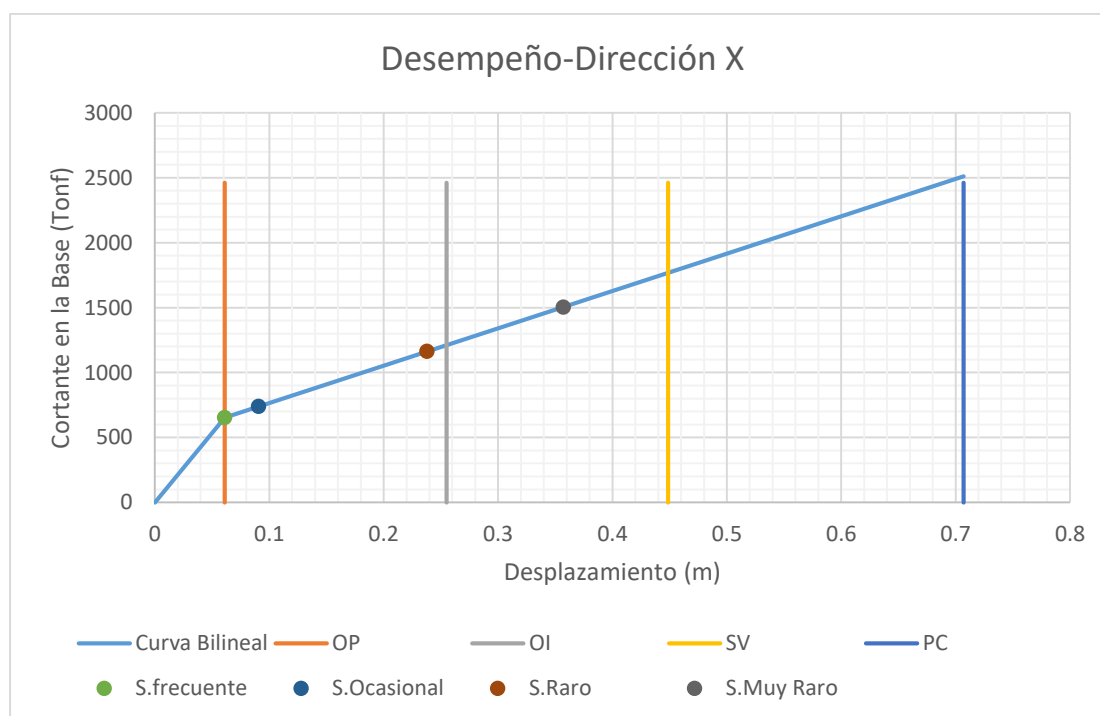


Tabla 42*Datos de Punto de Desempeño-Módulo 03 reforzado-Dirección X*

ASCE 41-13				
SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
	Desp Sd (m)	V (kgf)		
SISMO FRECUENTE	0.061	653.88244	Operacional	0.0611
SISMO OCASIONAL	0.0906	739.00077	Ocupacion Inmediata	0.2549
SISMO RARO	0.2379	1162.5795	Seguridad de Vida	0.4487
SISMO MUY RARO	0.357	1505.0657	Prevención al Colapso	0.7071

Tabla 43*Niveles de Desempeño-Módulo 03 reforzado-Dirección X*

NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA						
Sismos de diseño	Nivel de amenaza	Totalmente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso	Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (visión 2000)
FRECUENTE	43 años					Objetivos Básicos
OCASIONAL	72 años					Objetivos Básicos
RARO	475 años					Objetivos Básicos
MUY RARO	970 años					Objetivos Básicos

V. DISCUSIÓN

Según el análisis que realizó López (2022) en base a los talleres de la Universidad Técnica de Ambato, realizó la evaluación en base al estado inicial en el que se encuentran las estructuras mediante el análisis estático no lineal con normas propias de su País así como con análisis Pushover para predecir su desempeño sísmico, muy similar a la presente investigación, sin embargo difieren en el sistema de reforzamiento propuesto, ya que el autor propuso aisladores sísmicos para reducir la cortante basal y los desplazamientos de acuerdo a cada nivel de sismo.

De acuerdo con el análisis que realizó Chávez y Vega (2023) del desempeño sísmico de una edificación de ocho pisos; el autor concluye que ante un sismo máximo presenta un desempeño en estado Operacional, lo cual contrasta con el desempeño presente en el bloque 2 de esta investigación, pues es un indicador de un daño poco trascendental en elementos estructurales.

Muy similar a lo que realizó Aguilar (2023) al determinar el comportamiento sísmico en un sistema aporticado bajo diferentes aceleraciones sísmicas mediante Pushover concluyó que la estructura no cumple con el desempeño esperado ni para aceleraciones con un nivel de sismo frecuente y Ocasional, en comparación con lo realizado en la presente investigación también se tuvo inconvenientes al realizar la primera iteración del reforzamiento del módulo 1 en la dirección Y, ya que no cumplía para un nivel de sismo Ocasional debido a que el bloque alcanzaba la fluencia demasiado pronto, por lo que se tuvo que reducir la rigidez de los BRB.

VI. CONCLUSIONES

De acuerdo a las rótulas existentes indica que elementos estructurales plastifican así mismo indican en qué estado progresivo se encuentran, demostrando los lugares de acumulación de esfuerzos así como un panorama referencial de las zonas que necesitan reforzamiento complementado también con la localización del punto de desempeño en cada dirección.

Se realizó el análisis estático no lineal, en la cual se han obtenido la curva de capacidad para determinar el desplazamiento de la estructura y su capacidad frente a cada nivel de sismo en los ejes de análisis X y Y. De la cual se obtuvo que para el bloque 1 en la dirección X se obtuvo un desplazamiento último de 0.8 m para una fuerza cortante de 2860.13 Ton, mientras que en la dirección Y se obtuvo un desplazamiento último de 0.3175 m para una fuerza última de 3013.81 Ton; en el Bloque 2 para la dirección X se obtuvo un desplazamiento último 0.3728 m para una fuerza de 1580.1 Ton y para la dirección Y se obtuvo un desplazamiento último 0.6792 m para una fuerza de 6414.26 Tn; finalmente para el bloque 3 en la dirección X se obtuvo un desplazamiento último de 0.6964 m para una fuerza última de 2178.85 Ton y para la dirección Y se obtuvo un desplazamiento último de 0.555 m para una fuerza última de 6705 Ton.

El punto de desempeño se obtuvo mediante el método de coeficientes que establece el ASCE 41-13, siendo sus valores los siguientes:

Tabla 44

Resúmen de los Punto de Desempeño

SISMO	BLOQUE 1		BLOQUE 2		BLOQUE 3	
	X	Y	X	Y	X	Y
FRECUENTE	0.1175	0.079	0.06397	0.0343	0.1446	0.0524
OCASIONAL	0.1701	0.1122	0.0905	0.05235	0.2082	0.074
RARO	0.3908	0.2431	0.2078	0.1317	0.4799	0.1607
MUY RARO	0.5515	0.3175	0.2892	0.1871	0.6693	0.2127

De acuerdo al análisis según desempeño resultó lo siguiente :

El bloque 1 en la dirección X, cumple con los objetivos básicos de desempeño para un nivel de sismo frecuente, y para el resto de sismos de mayor intensidad cumple con los objetivos esenciales.

El bloque 1 en la dirección Y cumple con los objetivos básicos de desempeño para el sismo frecuente y raro, para el sismo ocasional satisface los objetivos esenciales, sin embargo, para el sismo Muy Raro presenta un desempeño no aceptable.

El bloque 2 presenta un desempeño adecuado en la dirección X, ya que para los cuatro niveles de sismo cumple con los objetivos básicos de desempeño, y para la dirección Y presenta un comportamiento bastante óptimo pues en el sismo Frecuente cumple con los objetivos básicos, en el sismo Ocasional y para el sismo Raro cumplen con los objetivos Esenciales, además que para el sismo muy raro cumple con los objetivos de seguridad crítica.

El bloque 3 presenta un desempeño bastante eficiente en la dirección Y ya que para el nivel de sismo Frecuente cumple con los objetivos básicos, para el sismo Ocasional cumple con los objetivos esenciales y para los sismos raro y muy raro cumple con los objetivos de seguridad crítica, no obstante en la dirección X su desempeño indica que solamente cumple con los objetivos básicos para cada uno de los niveles de Sismo, excepto para el sismo muy raro ya que el punto de desempeño se encuentra casi en el límite del colapso, motivo por el cual necesita reforzamiento.

Bajo la propuesta de Reforzamiento de arrostramiento de pandeo restringido se reforzó los bloques 1 y 3 en las direcciones que necesitaban mejorar su desempeño (Y y X respectivamente), en ese sentido se mostró que el bloque 1 aumentó en un 61% el esfuerzo último y aumentó en un 49% su desplazamiento último, de manera un poco similar al bloque 3 quien aumentó su cortante último en un 15% y el desplazamiento último en un 2%. Esto con la finalidad de mejorar la disipación de energía, así como de mejorar el desempeño para los niveles de sismo frecuente

reduciendo su rigidez (menor área de los BRB) y para el sismo muy raro dándole mayor capacidad de deformación todo esto con un área necesaria y suficiente de los BRB àra que cumplan con cada uno de los objetivos de desempeño.

Tabla 45

Cuadro Comparativo por Punto de Desempeño

SISMO	BLOQUE 1-DIRECCIÓN Y		BLOQUE 3-DIRECCIÓN X	
	SIN REF	CON REF	SIN REF	CON REF
FRECUENTE	0.079	0.054	0.1446	0.061
OCASIONAL	0.1122	0.083	0.2082	0.0906
RARO	0.2431	0.248	0.4799	0.2379
MUY RARO	0.3175	0.347	0.6693	0.357

VII. RECOMENDACIONES

De acuerdo a los niveles de peligro sismo presentados en esta tesis, se propone revisar los diseños y obras ejecutadas bajo la norma E-030 aplicando procedimientos de análisis no lineal.

Para edificios de pequeña altura es recomendable usar solamente rotulas como parte de la plasticidad concentrada de los elementos tipo frame, ya que de esta manera se obtiene una curva de capacidad que representa adecuadamente el comportamiento lineal y no lineal de la estructura que se evalúa.

Realizar la comparación entre niveles de desempeño y desplazamientos objetivos mediante el ASCE 41-13 ya que ha demostrado ser un método bastante conciso y uno de los más eficientes.

Para el análisis del reforzamiento estructural se recomienda usar arrostramiento de pandeo restringido ya que sus propiedades estructurales (área, rigidez efectiva y Esfuerzo de fluencia) son adecuadas para un análisis pushover.

Para aquellos estudios que se encaminen en esta línea estructural, se recomienda complementar estos resultados con un análisis dinámico tiempo-historio para obtener resultados más cercanos al comportamiento real de las edificaciones durante un sismo.

VIII. BIBLIOGRAFÍA

- Ángel, C. E. (2006). *Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado de Seis pisos Diseñado con las Normas Peruanas de Edificaciones*. Lima-Perú.
- Awad, R. R. (2012). *Análisis y Diseño sísmico de edificios*. Medellín: EAFIT.
- Blasco, A. B. (s.f.). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Capítulo de Ingeniería Civil.
- Calderon, E. S. (2020). *Evaluación del Desempeño Sísmico de un Edificio de Muros Estructurales de 14 Niveles mediante Análisis Estático No Lineal "Pushover"*. Trujillo-Perú.
- Grabiél, C. d. (2022). *Evakuación del Desempeño Sísmico Utilizando el Análisis no Lineal Estático según la metodología ASCE 41-13 de un modulo de la Institución Educativa Andres Avelino Cáceres, Distrito de San Juan de Miraflores, Provincia de Lima, Departamneto de Lima*. HUANCAYO.
- Gustaf, P. M. (2022). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 14 pisos con el método Pushover en el distrito de Miraflores*. Lima-Perú.
- Gustavo, M., & Mayra, N. (2024). *Evaluación del Desemepeño Sísmico y Propuesta de Reforzamiento del entro de Idiomas de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, de la ciudad de Lambayeque, provincia de Lambayeque, departamento de Lambayeque*. LAMBAYEQUE-PERÚ: UNPRG.
- Hoces, R. D. (2021). *Evaluación por desempeño sísmico y comportamiento estructural de un edificio, Huacho-2020*. Repositorio UNJFSC.
- Mayra, M. M. (2024). *"Evaluació del desempeño sísmico y propuesta de reforzamiento del edificio del centro de idiomas de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, de la ciudad"*

de Lambayeque, Provincia de Lambayeque, Departamento de Lambayeque".

Lambayeque: UNPRG.

Norma E-030. (2018). LIMA: ICG.

Nuñez, C. P. (2023). *Análisis comparativo del sistema de muros estructurales y el sistema de muros de ductilidad limitada en un edificio de ocho pisos en la ciudad de Arequipa, aplicando el análisis estático no lineal.* Arequipa-Perú.

Peña, R. M. (2017). *Evaluación del Desempeño Sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no lineal.* TACNA-PERÚ.

Romero, G. N. (2020). *Comparación en la modelación de plasticidad Concentrada y Distribuida para el análisis Pushover en un Pórtico de Concreto Armado.* Lima: PUCP.

Sánchez, B. L. (2022). *Análisis Estático No Lineal (Push Over) de los Talleres de la Facultad de Ingeniería Civil y mecánica de la facultad de ingeniería en Sistemas, Electrónica e Industrial, con aisladores Sísmicos, de la Universidad Técnica de Ambato.* AMBATO, ECUADOR.

SOLIS, C. S. (2019). *Análisis estático No Lineal y Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles Diseñado con la norma E-030.* Arequipa-Perú.

Taipe, D., & Bernedo, S. (2024). *Reforzamiento Estructural de un Edificio Multifamiliar con Disipadores BRBF.* Arequipa.

Vilca Cayllahua, A. J., & Condori Mayta, R. W. (2022). *Evaluación del Desempeño Estructural Aplicando un Análisis Estático no Lineal(pushover) en la I.E N° 40230 San Antonio del Pedregal Majes-Caylloma-Arequipa.* Arequipa: Repositorio Continental.

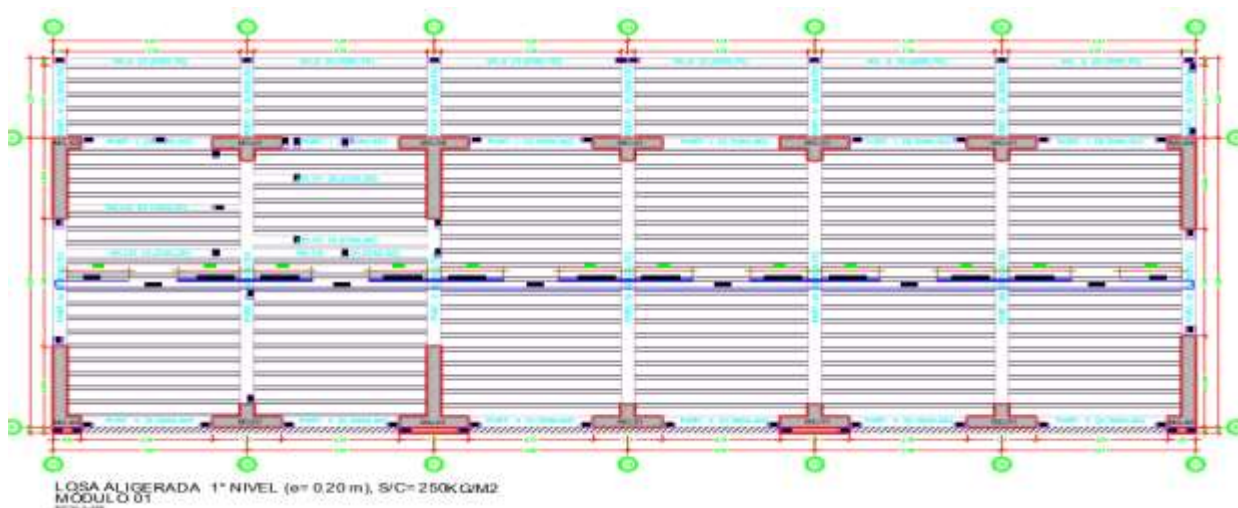
Descripción estructural por bloque.

➤ Módulo 01

En la dirección X y en la dirección Y la edificación presenta un sistema de muros estructurales, dentro del tipo de muros, se presenta muros con sección en T (de 150 cm x 230 cm), en los ejes centrales de los ambientes elementos tipo L (de 60 cmx260cm, 60cmx230cm) en los extremos, conectada por vigas (de 30x60,30x70) en todo su contorno y en sus ejes centrales. En sus ejes centrales cuenta también con columnas tipo T (60 cmx150cm), en la losa del primer nivel se consideraron vigas chatas (de 25x20,15x20) y en el resto de niveles columnetas (12x25,22x25). Losas de 20 cm de espesor en una sola dirección.

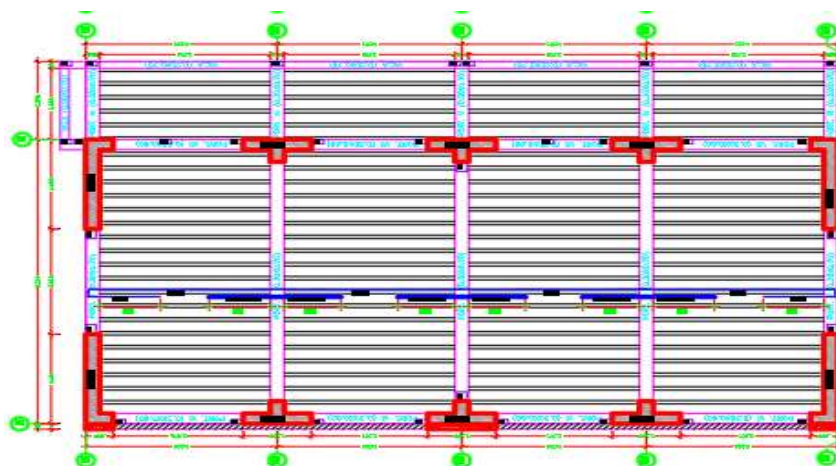
Figura 54

Módulo 01



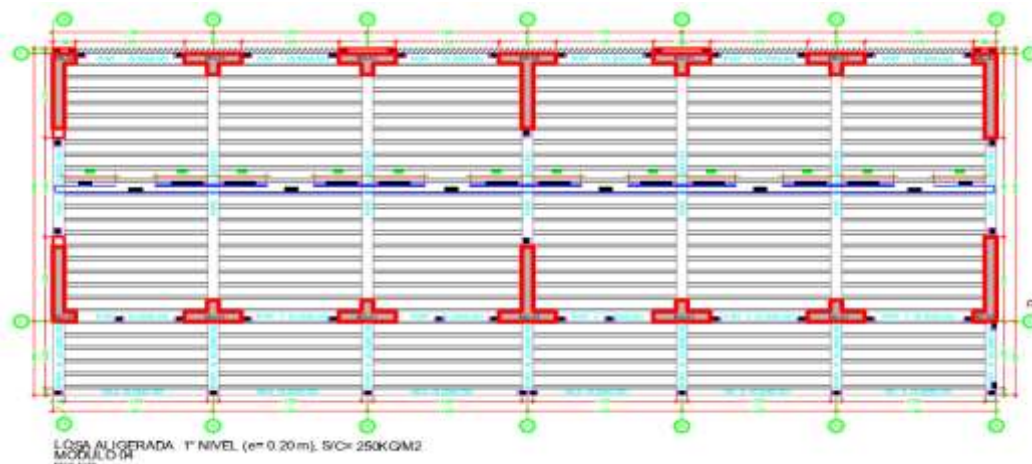
➤ Módulo 02

Presenta muros estructurales en ambas direcciones, Ubicado de manera adyacente se encuentra una escalera con el mismo número de niveles que el módulo 02. Los muros estructurales son del tipo L (60cmx260cm) en los extremos, conectados por vigas de (30x60;30x70) en todo su contorno y en sus ejes centrales, además presenta columnas (de 65 cm x 150 cm) y columnetas (12x25, 22x25). Finalmente, las losas son de 20 cm de espesor en una dirección.

Figura 55*Módulo 02*

Módulo 03

La edificación presenta muros estructurales en ambas direcciones, Contiene una escalera del mismo número de niveles que el módulo 03. Los muros estructurales formados por elementos tipo L (60cmx260cm) en los extremos, conectados por vigas (30x60,30x70) en los ejes centrales y en todo el contorno, también se consideraron columnas (65x150), columnetas de (12x25,22x25,12x40,12x34), y solamente en los tres primeros niveles, vigas chatas (15x20, 20x20). Finalmente, las losas son de 20 cm de espesor orientadas en una sola dirección.

Figura 56*Módulo 03*

Modelamiento y análisis

Características de los materiales.

Concreto:

Cimentación, Columnas, muros estructurales, vigas y resto de estructuras.

Resistencia ($f'c$) = 280 kg/cm²

Módulo de Elasticidad (E) = 250998.08 kg/cm²

Módulo de Poisson (μ) = 0.20

Peso Específico (γ_c) = 2400 Kg/m³

Acero Corrugado:

Resistencia a la fluencia (f_y) = 4200 Kg/cm²

Módulo de Elasticidad, E = 2 100 000 Kg/cm²

Recubrimientos mínimos (R):

Losa de cimentación: 7 cm

Vigas de cimentación: 7 cm

Vigas y columnas Peraltadas: 4 cm

Muros estructurales: 4 cm

Losas y Vigas Chatas: 2 cm

Características del terreno y de Cimentación

Capacidad Portante del suelo, σ'_t = 0.86 Kg/cm²

Profundidad de desplante = 2.00 m (respecto al NTN)

Estados y combinaciones de Cargas.

Tabla 46*Nomenclatura de Patrones de Carga*

Carga Muerta	CM
Carga Viva	CV
Carga Viva-Azotea	CV Azotea
Carga Viva-Primer Alternancia	CV1
Carga Viva-Segunda Alternancia	CV2
Fuerza Sísmica en la dirección X, con excentricidad 5%	SX
Fuerza Sísmica en la dirección Y, con excentricidad 5%	SY

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 47*Cargas distribuidas por Ambiente*

Cargas Vivas	
Centros de educación	(Kgf/m ²)
Aulas	250 Kgf/m ²
Talleres	350 Kg/m ²
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	300 Kg/m ²
Corredores y escaleras (Centros de Educación)	400 kg/m ²

Fuente: Adaptación de Norma E-030

Revisión del análisis Estático Lineal

Módulo 01

La estructura clasificada como A1, toma en cuenta para el análisis a la carga permanente más un 50% de la carga viva (100%CM +50%CV). Para azoteas se asigna el 25% de la carga viva (100% CM +25%CV).

Tabla 48*Porcentajes de Carga viva según categoría*

Porcentaje de Carga Viva		
Tipo	Carga	%
A y B	Viva	50
C	Viva	25
Deposito	Peso Total almacenable	80
Azotea, Techo	Viva	25
Tanques, Silos	Peso Total almacenable	100

Fuente: Adaptación de Norma E-030

Determinación de Irregularidades.

Irregularidades estructurales en altura.

a) Irregularidad de rigidez: Piso Blando.

Dirección Y:

Tabla 49

Piso blando-Dirección Y

Nº	Carga Sísmica	Fuerza Cortante Y	Deriva Y	Rigidez Y	Factor irregularidad de rigidez piso blando (<70%)		Factor irregularidad de rigidez-Piso blando(<80%)	
		Tonf	M	kgf/m	Ri/Rs		$(R1+...+R3)/3$	$R/((R1+..R3)/3)$
4	SDY	31.4286	0.00099	31715.36				
3	SDY	69.9266	0.00130	53689.24	169%	Regular		
2	SDY	98.3417	0.00152	64886.624	121%	Regular		
1	SDY	116.358	0.00183	63605.80	98%	Regular	50097.073	127%

Fuente: Elaboración Propia

Dirección X:

Tabla 50

Piso Blando-Dirección X

Nº	Carga Sísmica	Fuerza cortante X	Deriva X	Rigidez X	Factor Irregularidad de Rigidez-Piso Blando(<70%)		Factor Irregularidad de rigidez-Piso Blando(<80%)	
		Tonf	M	kgf/m	Ri/Rs		$(R1+R2+R3)/3$	$R/((R1+R2+R3)/3)$
4	SDX	102.58	0.0028	36151.3				
3	SDX	228.56	0.0038	59519.32	165%	Regular		
2	SDX	321.68	0.0044	73008.73	123%	Regular		
1	SDX	380.53	0.0056	67867.31	93%	Regular	56226.45	121%

Fuente: Elaboración Propia

No presenta irregularidad por rigidez

b) Irregularidad de masa.

Tabla 51

Irregularidad de masa

Irregularidad por Masa o Peso					
Peso de edificación Techo	tonf	Peso por nivel	Factor	No mayor de	Irregularidad
4	284.3074	284.31		1.5	
3	639.1686	354.86	1.25	1.5	No aplica
2	994.4199	355.25	1.00	1.5	Regular
1	1396.4148	401.99	1.13	1.5	Regular

Fuente: Elaboración Propia

c) Irregularidad Geométrica Vertical

Dirección X:

Tabla 52

Irregularidad Geométrica Vertical-Dirección X

Irregularidad Geométrica Vertical							
Nivel	Altura (m)	Altura de Entrepiso (m)	Dirección	Dimensión en Planta de la estructura existente	Cociente	No mayor de	Irregularidad
4	16	3.5	X	8.25			
3	12.5	3.5	X	8.25	1	1.3	No aplica
2	9	3.5	X	8.25	1	1.3	Regular
1	5.5	5.5	X	8.25	1	1.3	Regular

Fuente: Elaboración Propia

Dirección Y:

Tabla 53

Irregularidad Geométrica Vertical-Dirección Y

Irregularidad Geométrica Vertical							
-----------------------------------	--	--	--	--	--	--	--

Nivel	Altura (m)	Altura de Entrepiso (m)	Dirección	Dimensión en planta de la estructura resistente	Cociente	No Mayor de	Irregularidad
4	16	3.5	Y	24.9			
3	12.5	3.5	Y	24.9	1	1.3	No aplica
2	9	3.5	Y	24.9	1	1.3	Regular
1	5.5	5.5	Y	24.9	1	1.3	Regular

Fuente: Elaboración Propia

d) Discontinuidad de los sistemas resistentes: No existe

➤ Irregularidades estructurales en planta.

a) Irregularidad Torsional:

- Criterio n° 1: Análisis de derivas

Tabla 54

Irregularidad Torsional-Análisis de Derivas

Derivas por Nivel						
Nivel	Altura	Localización	X-DIR	Y-DIR	Ø E-030	
4	16	Top	0.003723	0.005984	0.007	
3	12.5	Top	0.005108	0.006358	0.007	
2	9	Top	0.006175	0.006103	0.007	
1	5.5	Top	0.004795	0.003592	0.007	

Fuente: Elaboración Propia

Debido a que las derivas exceden del 50% de las máximas permisibles, se procede a realizar el análisis por torsión.

- Criterio n° 2: Análisis por Torsión

Dirección X

Tabla 55*Irregularidad Torsional-Análisis por Torsión Dirección x*

Dirección X-X							
Irregularidad Torsional							
Nº	Caso de carga	Dirección	Máxima(m)	Promedio (m)	Ratio		Es irregular si
					Máxima/Promedio	Ratio=1.3	
4	SDX	X	0.016863	0.015735	1.071687	1.3	Regular
3	SDX	X	0.014199	0.013348	1.063755	1.3	Regular
2	SDX	X	0.010462	0.009908	1.055914	1.3	Regular
1	SDX	X	0.005872	0.005607	1.047262	1.3	Regular

Fuente: Elaboración Propia

Dirección Y

Tabla 56*Irregularidad Torsional-Análisis por Torsión Dirección y*

Dirección Y-Y							
Irregularidad Torsional							
Nº	Caso de carga	Dirección	Máxima (m)	Promedio (m)	Ratio		Es irregular si
					Máxima/Promedio	Ratio=1.3	
4	SDY	Y	0.019885	0.018223	1.091203	1.3	Regular
3	SDY	Y	0.014983	0.013706	1.093171	1.3	Regular
2	SDY	Y	0.009735	0.008886	1.095544	1.3	Regular
1	SDY	Y	0.004682	0.004262	1.098545	1.3	Regular

Fuente: Elaboración Propia

No existe irregularidad Torsional y por ende tampoco existe Irregularidad Torsional Extrema.

Esquinas Entrantes: No presenta.

Discontinuidad de Diafragma: No presenta.

Sistemas no Paralelos: No presenta

Resumen de irregularidades

Tabla 57*Resumen de Evaluación de irregularidades*

RESUMEN DE EVALUACIÓN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA		
Irregularidades en Planta	Ipx	Ipy
Irregularidad torsional	1	1
Esquinas entrantes	1	1
Discontinuidad de Diafragma	1	1
Sistemas no paralelos	1	1
Factor de irregularidad en planta Ip	1	1
RESUMEN DE EVALUACIÓN DE IRREGULARIDADES EN ALTURA		
Irregularidades en Altura		
Irregularidad de rigidez-Piso blando	1	1
Irregularidad de masa o peso	1	1
Irregularidad Geométrica vertical	1	1
Discontinuidad de los sistemas resistentes	1	1
Factor de irregularidad en altura	1	1

Fuente: Elaboración Propia

Estimación del peso.

a) Módulo 01:

Tabla 58*Peso-Módulo 01*

Porcentajes de Carga Viva		
TIPO	%	CARGA
A Y B	50	VIVA

Fuente: Elaboración Propia

W= 1396.41 Tonf

Cálculo del Cortante Basal.

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P \quad \frac{C}{R} \geq 0.11$$

$$C = \begin{cases} 2.5 & : T < T_p \\ 2.5 * \frac{T_p}{T} & : T_p < T < T_L \\ 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right) & : T > T_L \end{cases}$$

Tabla 59

Parámetros sísmicos

Z	0.45	Zona 4 (Chiclayo)
U	1.5	A2: Institución Educativa(Edificación Esencial)
S	1.1	Suelo Tipo S3 (Suelos blandos)
R*Ia*Ip	6	Ia=Ip=1(No existen irregularidades)
Tp	1.0	
TL	1.6	
C	2.5	

Fuente: Elaboración Propia

Periodo fundamental (T):

El periodo fundamental se calcula para cada dirección, calculándose con la siguiente expresión:

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

h_n = Altura total de la edificación

C_t = Según lo especificado en la norma E – 030

Tabla 60*Valores de Ct según sistema Estructural*

Sistema resistente al corte	Ct
Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos sin arrostramiento	35
Pórticos, Cajas de ascensores, Escaleras	45
Muros de corte, Albañilería Confinada	60

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 61*Cálculo del periodo*

Dirección	Ct	Hn	T=Hn/CT	C	C/R>0.11
X-X	60.00	16.00	0.27	2.5	0.417
Y-Y	60.00	16.00	0.27	2.5	0.417

Fuente: Elaboración Propia

Como:

$$T \leq 0.5 \text{ seg} \rightarrow K = 1.0$$

De la cual se obtiene una fuerza cortante de $V=0.309*P$

$$V = 431.49 \text{ Tonf}$$

Distribución de la fuerza cortante en elevación:

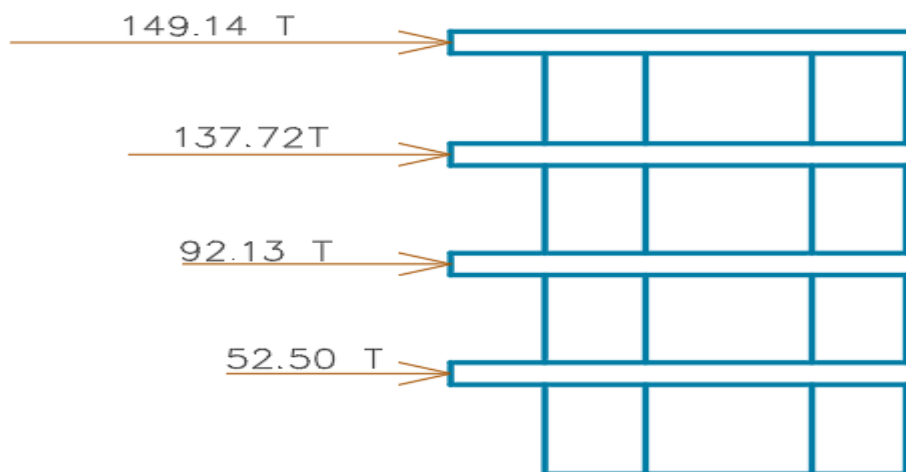
$$F_i = \alpha_i * v$$

$$\alpha_1 = \frac{P_i(H_i)^k}{\sum_{j=1}^N P_i(h_i)^j}$$

Tabla 62*Distribución de la Fuerza Cortante-Módulo 01*

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA CORTANTE						
Nivel	hi	Hi	Wi	WiHi(k=1)	ai	Fi
4	3.71	14.26	284.31	4054.22	0.346	149.14
3	3.5	10.55	354.86	3743.79	0.319	137.72
2	3.5	7.05	355.25	2504.52	0.214	92.13
1	3.55	3.55	401.99	1427.08	0.122	52.50

Fuente: Elaboración Propia

Figura 57*Distribución de Fuerza Cortante*

Fuente: Elaboración Propia

Análisis Dinámico modal Espectral

Modos de Vibración:

En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea como mínimo el 90% de la masa total, sin embargo, se toma al menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis. (Norma E-030, 2018)

En la tabla podemos apreciar que el porcentaje de participación de masa tanto para el análisis estático como para el dinámico supera el 90% de la masa participativa.

Módulo 01:**Tabla 63***Porcentaje de Participación Modal*

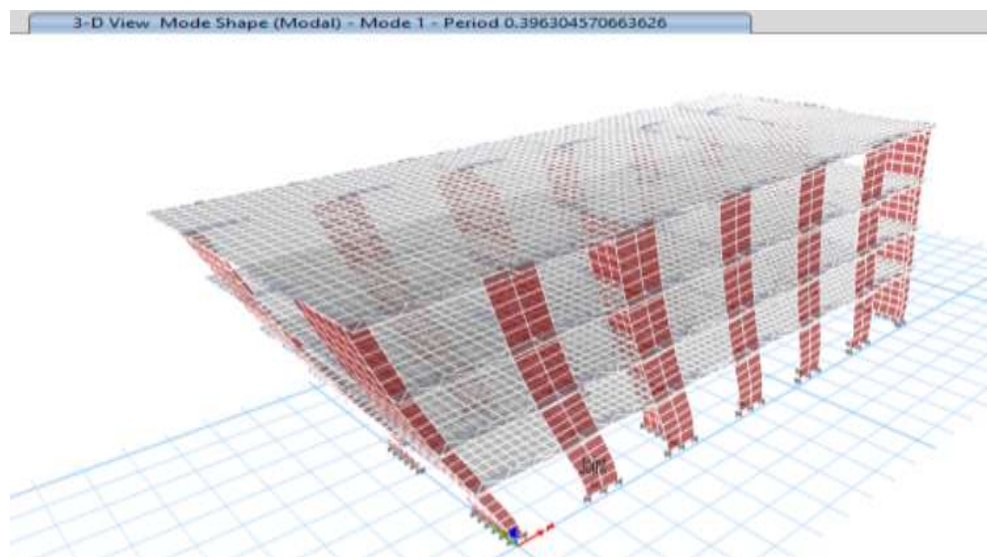
Caso	Modo	Periodo Sec	% de participación modal			Sum UX	Sum UY	Sum UZ
			UX	UY	UZ			
Modal	1	0.396	0.872	0.001	0.000	0.872	0.001	0.000
Modal	2	0.389	0.001	0.813	0.000	0.872	0.813	0.000
Modal	3	0.291	0.020	0.000	0.000	0.892	0.813	0.000
Modal	4	0.116	0.088	4.25E-06	0	0.9799	0.8133	0
Modal	5	0.095	5.906E-06	0.1579	0	0.9799	0.9712	0

Fuente: Elaboración Propia

Se consideran solo las 5 primeras formas modales.

Figura 58

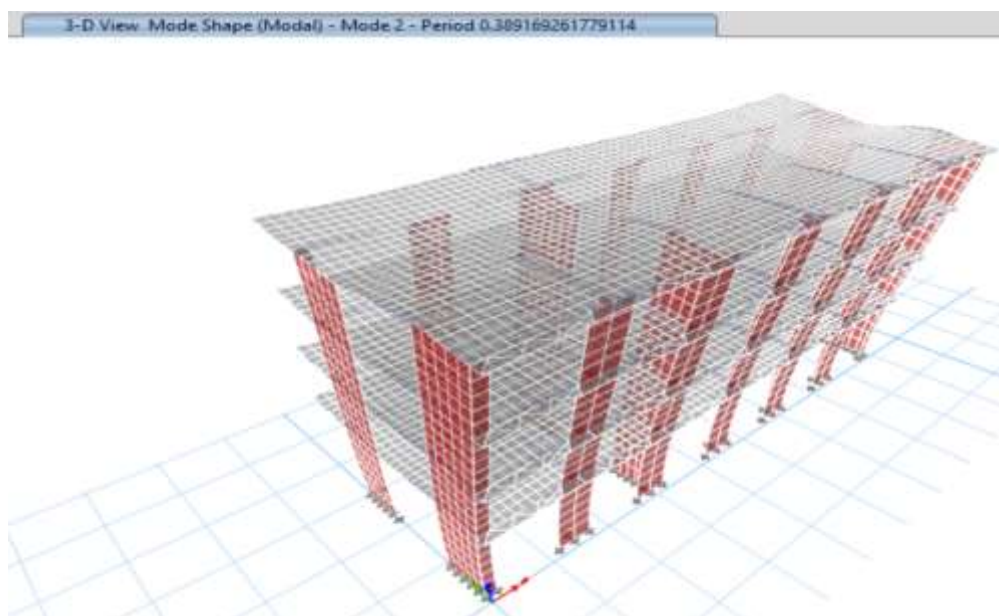
Formas Modales-Modo 1



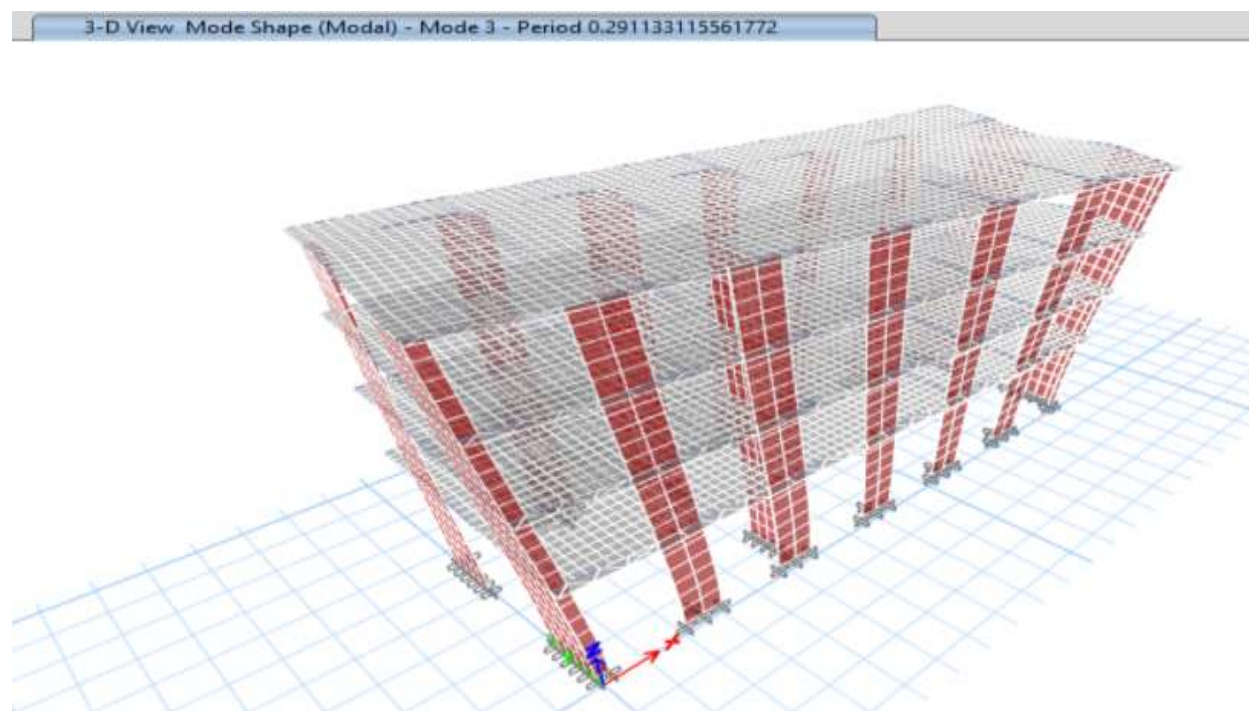
Fuente: Elaboración Propia

Figura 59

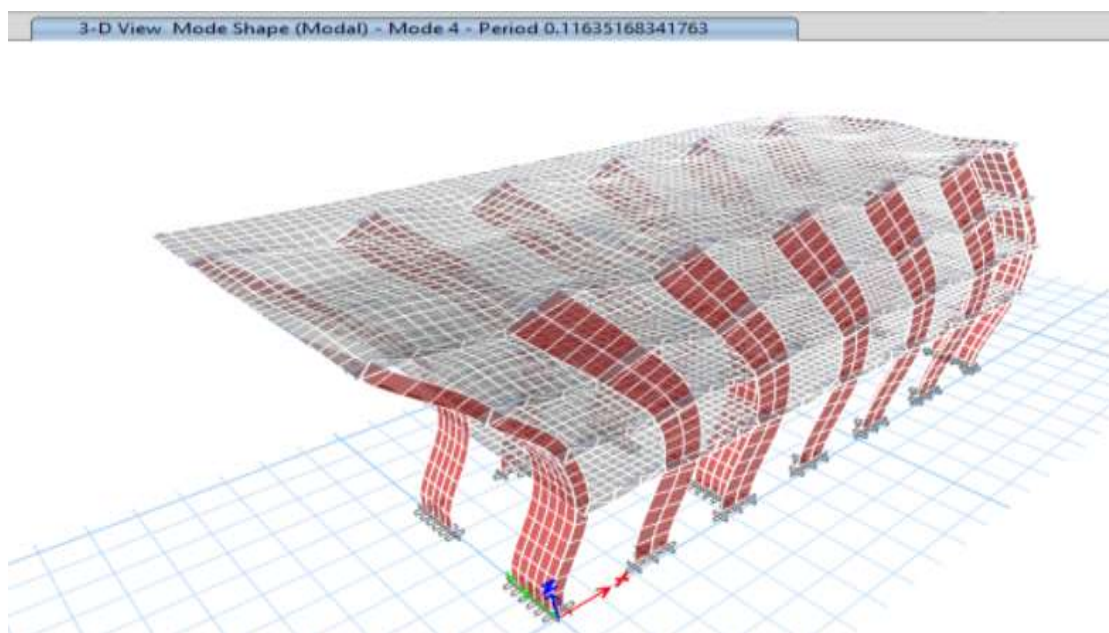
Formas Modales-Modo 2



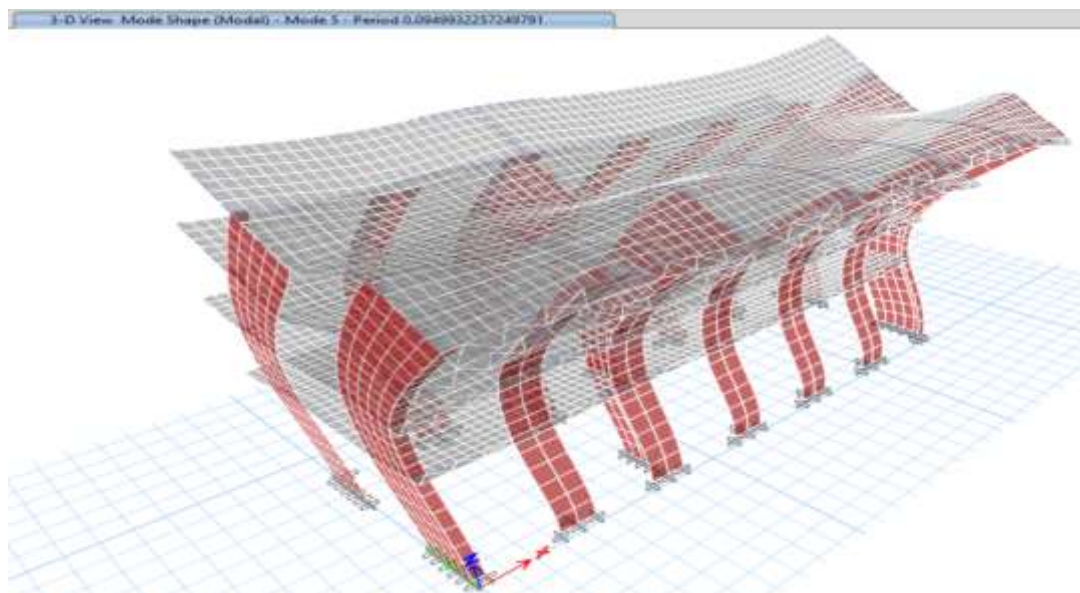
Fuente: Elaboración Propia

Figura 60*Formas Modales-Modo 3*

Fuente: Elaboración Propia

Figura 61*Formas Modales-Modo 4*

Fuente: Elaboración Propia

Figura 62*Formas Modales-Modo 5*

Fuente: Elaboración Propia

Espectro de respuesta:

La elaboración de un espectro de respuesta tiene como finalidad estimar el valor con el cual se diseñan las estructuras, tratando de alcanzar un comportamiento elástico durante los sismos de baja intensidad, y un comportamiento inelástico durante sismos severos. (Blasco)

Figura 63*Espectro de Respuesta*

Fuente: Elaboración Propia

Fuerza cortante mínima:

La fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio, tiene que ser mayor o igual al 80% del cortante estático, en estructuras regulares.

$$V_D = 0.8 * V_E$$

Factor de Escala:

La fuerza cortante dinámica es superior al 80% de la fuerza cortante estática, por lo tanto, no es obligatorio escalar dicha fuerza.

Derivas:

La deriva permisible máxima para un sistema de concreto armado es de 0.007.

Tabla 64

Deriva-Dirección X

Dirección X-X				
Techo	Combinación	Dirección	Deriva	Verificación
4	Deriva XX	X	0.003723	Cumple
3	Deriva XX	X	0.005108	Cumple
2	Deriva XX	X	0.006175	Cumple
1	Deriva XX	X	0.004795	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 65

Deriva-Dirección Y

Dirección Y-Y				
TECHO	COMBINACION	DIRECCIÓN	DRIFT	VERIFICACIÓN
4	Deriva YY	Y	0.005984	Cumple
3	Deriva YY	Y	0.006358	Cumple
2	Deriva YY	Y	0.006103	Cumple
1	Deriva YY	Y	0.003592	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

Módulo 02:

Determinación de Irregularidades.

➤ Irregularidades estructurales en altura.

a) Irregularidad de rigidez: Piso Blando.

Dirección Y:

Tabla 66

Piso Blando-Dirección Y

Nivel	Carga Sísmica	Fuerza Cortante Y	Deriva Y	Rigidez Y	Factor irregularidad de rigidez-Piso Blando(<70%)		Factor irregularidad de rigidez-Piso Blando(<80%)	
		Tonf	m	Tonf/m	Ri/Rs		$(R1+...+R3)/3$	$R/((R1+...R3)/3)$
4	SDY	20.80	0.00102	20354.11				
3	SDY	46.63	0.00135	34428.14	169%	Regular		
2	SDY	65.7	0.00156	41873.5	122%	Regular		
1	SDY	77.95	0.00193	40397.98	96%	Regular	32218.58	125%

Fuente: Elaboración Propia

Dirección X:

Tabla 67

Piso Blando-Dirección X

Nivel	Carga Sísmica	Fuerza Cortante X	Deriva X	Rigidez X	Factor irregularidad de rigidez-Piso Blando(<70%)		Factor irregularidad de rigidez-Piso Blando (<80%)	
		Tonf	m	Tonf/m	Ri/Rs		$(R1+R2+R3)/3$	$R/((R1+R2+R3)/3)$
4	SDX	69.35	0.003067	22612.30				
3	SDX	155.45	0.004159	37373.74	165%	Regular		
2	SDX	219.05	0.004775	45868.65	123%	Regular		
1	SDX	259.90	0.006121	42459.85	93%	Regular	35284.90	120%

Fuente: Elaboración Propia

No presenta irregularidad por rigidez

b) Irregularidad de masa.

Tabla 68

Irregularidad de Masa-Módulo 02

Irregularidad por Masa o Peso					
Peso de Edificación Nivel	tonf	Peso por Nivel	Factor	No mayor de	Irregularidad
4	191.5922	191.59		1.5	
3	434.9965	243.40	1.27	1.5	No aplica
2	678.4009	243.40	1.00	1.5	Regular
1	955.7282	277.33	1.14	1.5	Regular

Fuente: Elaboración Propia

No presenta irregularidad de masa

c) Irregularidad Geométrica Vertical

Dirección X:

Tabla 69

Irregularidad Geométrica Vertical-Dirección X

Irregularidad Geométrica Vertical							
Nivel	Altura (m)	Altura de entrepiso(m)	Dirección	Dimensión en Planta	Cociente	No mayor de	Irregularidad
4	16	3.5	X	8.25			
3	12.5	3.5	X	8.25	1	1.3	No aplica
2	9	3.5	X	8.25	1	1.3	Regular
1	5.5	5.5	X	8.25	1	1.3	Regular

Fuente: Elaboración Propia

Dirección Y:

Tabla 70

Irregularidad Geométrica Vertical-Dirección Y

Irregularidad Geométrica Vertical							
-----------------------------------	--	--	--	--	--	--	--

Nivel	Altura (m)	Altura de entrepiso (m)	Dirección	Dimensión en Planta	Cociente	No mayor de	Irregularidad
4	16	3.5	Y	16.6			
3	12.5	3.5	Y	16.6	1	1.3	No aplica
2	9	3.5	Y	16.6	1	1.3	Regular
1	5.5	5.5	Y	16.6	1	1.3	Regular

Fuente: Elaboración Propia

d) Discontinuidad en los sistemas resistentes: No presenta

➤ Irregularidades estructurales en planta.

a) Irregularidad Torsional:

Criterio n° 1: Análisis de derivas

Tabla 71

Irregularidad Torsional-Análisis de Derivas

Derivas por nivel						
Nivel	Altura	Localización	X-DIR	Y-DIR	Ø E-030	
4	16	Top	0.003987	0.005137	0.007	
3	12.5	Top	0.005495	0.005476	0.007	
2	9	Top	0.006672	0.005245	0.007	
1	5.5	Top	0.005229	0.003076	0.007	

Fuente: Elaboración Propia

Debido a que las derivas exceden del 50% de las máximas permisibles, se procede a realizar el análisis por torsión.

Criterio n° 2: Análisis por Torsión

Dirección X

Tabla 72

Irregularidad Torsional-Análisis por Torsión Dirección x

Dirección X-X
Irregularidad Torsional

Nivel	Caso de Carga	Dirección	Máxima (m)	Promedio (m)	Ratio		Es irregular si	
					Máxima/Promedio	Ratio=1.3		
4	SDX	X	0.018222	0.017086	1.066487	1.3	Regular	
3	SDX	X	0.015366	0.014506	1.059286	1.3	Regular	
2	SDX	X	0.011347	0.010785	1.052109	1.3	Regular	
1	SDX	X	0.006392	0.006121	1.044274	1.3	Regular	

Fuente: Elaboración Propia

Dirección Y

Tabla 73

Irregularidad Torsional-Análisis por Torsión Dirección y

Dirección Y-Y								
Irregularidad Torsional								
Nivel	Caso de Carga	Dirección	Máxima (m)	Promedio (m)	Ratio		Es irregular si	
					Máxima/Promedio	Ratio=1.3		
4	SDY	Y	0.016811	0.015836	1.061569	1.3	Regular	
3	SDY	Y	0.01265	0.011909	1.062222	1.3	Regular	
2	SDY	Y	0.008207	0.00772	1.063083	1.3	Regular	
1	SDY	Y	0.00394	0.003703	1.064002	1.3	Regular	

Fuente: Elaboración Propia

No existe irregularidad Torsional y por ende tampoco existe Irregularidad Torsional Extrema.

- b) Esquinas Entrantes: No presenta.
- c) Discontinuidad de Diafragma: No presenta.
- d) Sistemas no Paralelos: No presenta

Resumen de irregularidades

Tabla 74*Resumen de Evaluación de Irregularidades-Módulo 02*

RESUMEN DE EVALUACIÓN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA		
Irregularidades en Planta	Ipx	Ipy
Irregularidad torsional	1	1
Esquinas entrantes	1	1
Discontinuidad de Diafragma	1	1
Sistemas no paralelos	1	1
Factor de irregularidad en planta Ip	1	1
RESUMEN DE EVALUACIÓN DE IRREGULARIDADES EN ALTURA		
Irregularidades en Altura		
Irregularidad de rigidez-Piso blando	1	1
Irregularidad de masa o peso	1	1
Irregularidad Geométrica vertical	1	1
Discontinuidad de los sistemas resistentes	1	1
Factor de irregularidad en altura	1	1

Fuente: Elaboración Propia

Estimación del peso.**Tabla 75***Peso-Módulo 02*

Porcentaje de Carga Viva		
TIPO	%	CARGA
A Y B	50	VIVA

Fuente: Elaboración Propia

W= 955.73 Tonf

Cálculo del Cortante Basal.

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P \quad \frac{C}{R} \geq 0.11$$

$$C = \begin{cases} 2.5 & : T < T_p \\ 2.5 * \frac{T_p}{T} & : T_p < T < T_L \\ 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right) & : T > T_L \end{cases}$$

Tabla 76*Parámetros Sísmicos*

Z	0.45	Zona 4 (Chiclayo)
U	1.5	A2: Institución Educativa(Edificación Esencial)
S	1.1	Suelo Tipo S3 (Suelos blandos)
R*Ia*Ip	6	Ia=Ip=1(No existen irregularidades)
Tp	1.0	
TL	1.6	
C	2.5	

Fuente: Elaboración Propia

Periodo fundamental (T):

El periodo fundamental se calcula en cada dirección, calculándose con esta formula:

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

 $h_n =$ Altura total de la edificación $C_t =$ Según lo especificado en la norma E – 030

Tabla 77*Valores de Ct*

Sistema resistente al corte	Ct
Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos sin arrostramiento	35
Pórticos, Cajas de ascensores, Escaleras	45
Muros de corte, Albañilería Confinada	60

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 78*Cálculo del Periodo*

Dirección	Ct	Hn	T=Hn/CT	C	C/R>0.11
X-X	60.00	16.00	0.27	2.5	0.417
Y-Y	60.00	16.00	0.27	2.5	0.417

Fuente: Elaboración Propia

Como:

$$T \leq 0.5 \text{ seg} \rightarrow K = 1.0$$

De la cual se obtiene una fuerza cortante de $V=0.309 \cdot P$

$$V = 295.32 \text{ Tonf}$$

Distribución de la fuerza cortante en elevación:

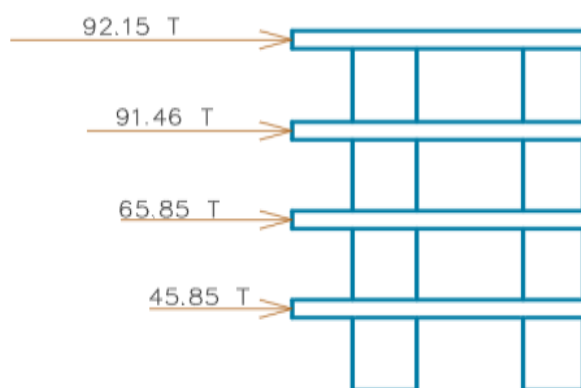
$$F_i = \alpha_i \cdot v$$

$$\alpha_1 = \frac{P_i(H_i)^k}{\sum_{j=1}^N P_i(h_i)^j}$$

Tabla 79*Distribución de la Fuerza Cortante*

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA CORTANTE						
Nivel	hi	Hi	Wi	WiHi(k=1)	α_i	Fi
4	3.5	16	191.59	3065.48	0.312	92.15
3	3.5	12.5	243.40	3042.55	0.310	91.46
2	3.5	9	243.40	2190.64	0.223	65.85
1	5.5	5.5	277.33	1525.30	0.155	45.85

Fuente: Elaboración Propia

Figura 64*Fuerza Cortante-Módulo 02***Análisis Dinámico modal Espectral**

Modos de Vibración:

Los modos de vibración que se consideran para cada dirección tiene que cumplir con que al la suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total. (Norma E-030, 2018)

En la tabla podemos apreciar que el porcentaje de participación de masa tanto para el análisis estático como para el dinámico supera el 90% de la masa participativa.

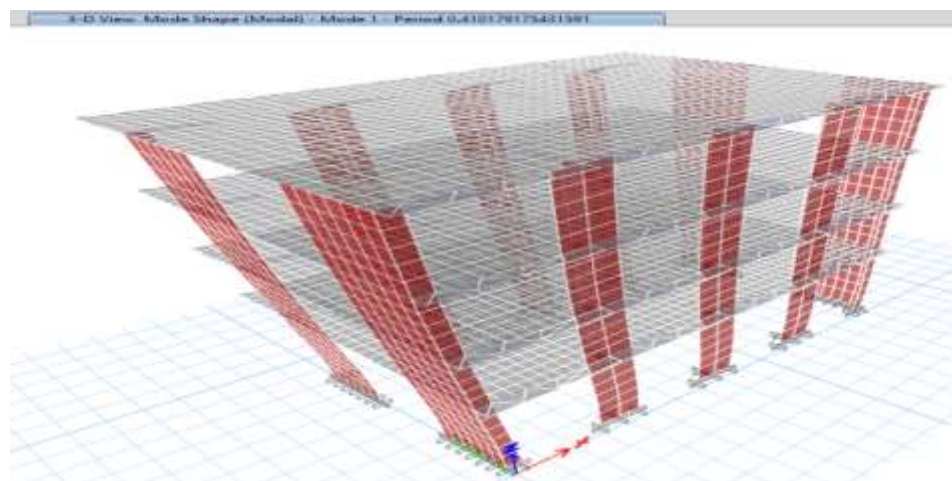
Módulo 02:

Tabla 80*Ratios de Participación Modal-Módulo 02*

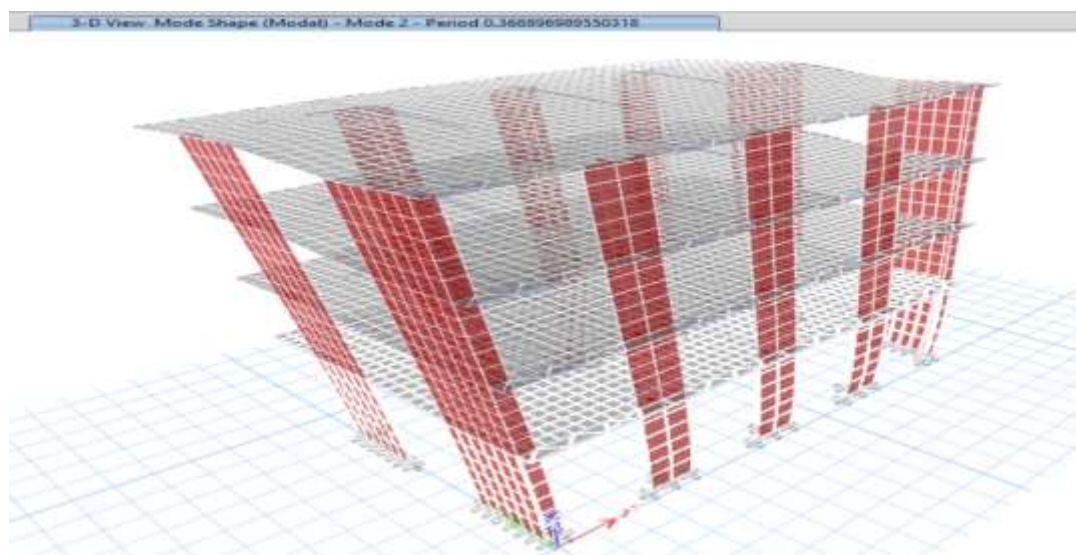
Ratios de Participación modal							
Caso	Modo	Periodo seg	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0.41	0.8828	0	0	0.8828	0
Modal	2	0.369	0	0.8134	0	0.8828	0.8134
Modal	3	0.252	0.0097	0	0	0.8925	0.8134
Modal	4	0.121	0.088	0	0	0.9805	0.8134
Modal	5	0.091	0	0.1582	0	0.9805	0.9717

Fuente: Elaboración Propia

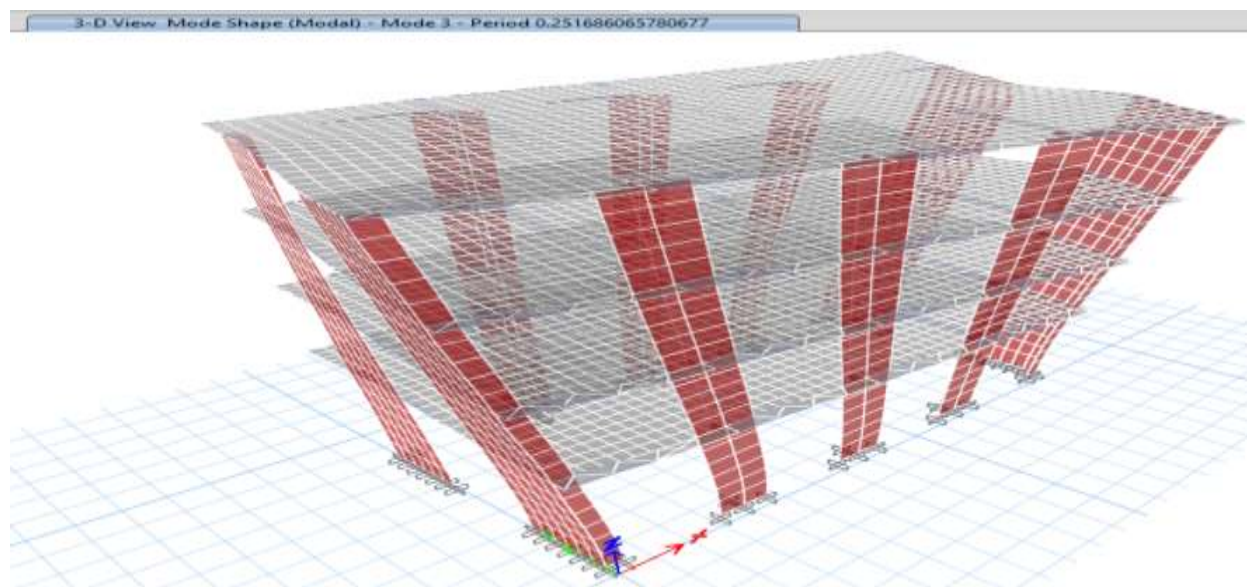
Se consideran solo las 5 primeras formas modales.

Figura 65*Formas modales-Modo 01*

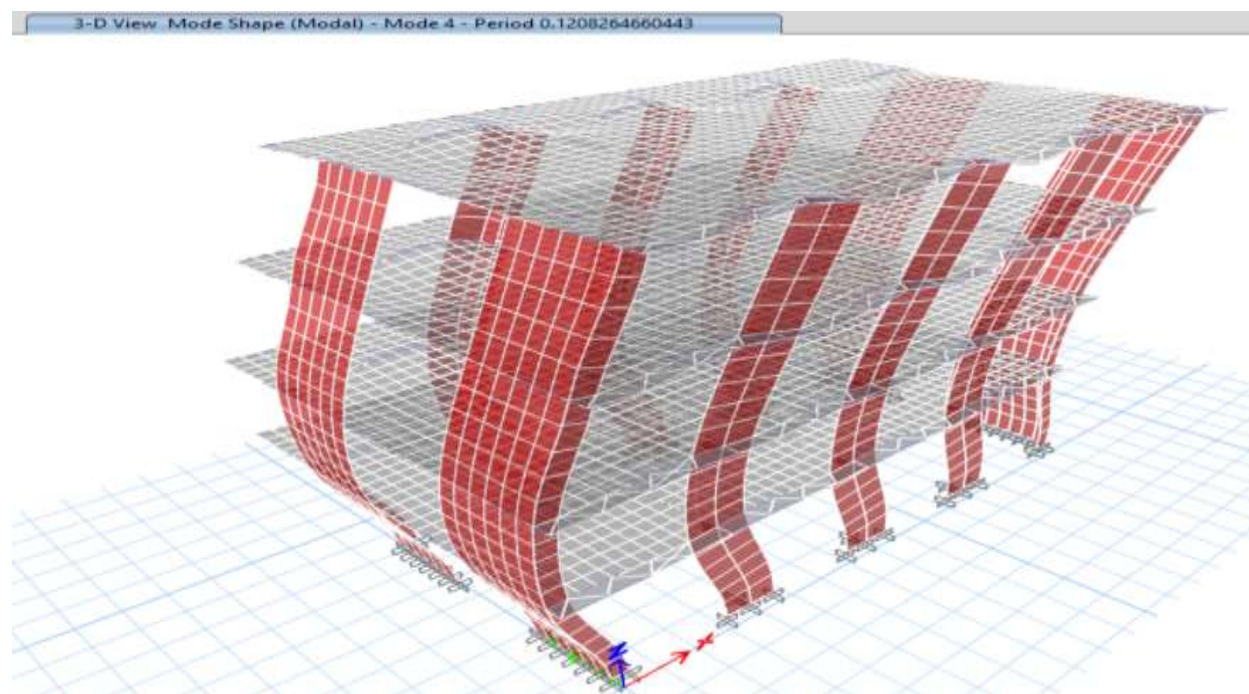
Fuente: Elaboración Propia

Figura 66*Formas modales-Modo 2*

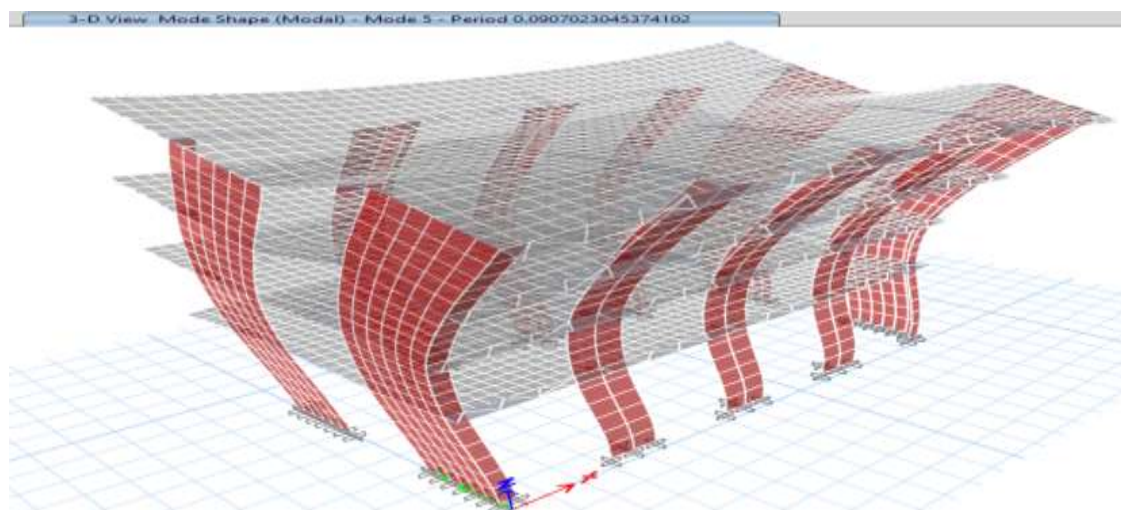
Fuente: Elaboración Propia

Figura 67*Formas modales-Modo 03*

Fuente: Elaboración Propia

Figura 68*Formas Modales-Modo 04*

Fuente: Elaboración Propia

Figura 69*Formas Modales-Modo 5*

Fuente: Elaboración Propia

Espectro de respuesta:

La elaboración de un espectro de respuesta tiene como finalidad estimar el factor con el cual las estructuras tienen que ser diseñadas, buscando en los sismos leves alcanzar un rango elástico, y un rango inelástico durante sismos severos. (Blasco)

Figura 70

Espectro de Respuesta-Módulo 02



Fuente: Elaboración Propia

Fuerza cortante mínima:

En el primer entrepiso no puede existir fuerza cortante mayor al 80% del cortante estático, en estructuras regulares.

$$V_D = 0.8 * V_E$$

Factor de Escala:

La fuerza cortante dinámica en la dirección X supera el 80% de la fuerza cortante estática, por lo tanto, no es necesario escalar dicha fuerza.

En la dirección Y si es necesario escalar ya que la cortante dinámica de 77.95 Tonf es menor al 80 % de la cortante estática, por lo que se obtiene un factor de escala equivalente a 1.82, a través del cual se obtiene un cortante igual a 141.84 Tonf.

Derivas:

La deriva máxima que se permite en un sistema de concreto armado es de 0.007.

Tabla 81

Deriva Dirección X-Módulo 02

Dirección X-X				
Techo	Combinación	Dirección	Deriva	Verificación
4	DERIVA XX	X	0.003987	CUMPLE
3	DERIVA XX	X	0.005495	CUMPLE
2	DERIVA XX	X	0.006672	CUMPLE
1	DERIVA XX	X	0.005229	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 82

Deriva Dirección Y-Módulo 02

Dirección Y-Y				
Nivel	Combinación	Dirección	Deriva	Verificación
4	DERIVA YY	Y	0.005137	CUMPLE
3	DERIVA YY	Y	0.005476	CUMPLE
2	DERIVA YY	Y	0.005245	CUMPLE
1	DERIVA YY	Y	0.003076	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Módulo 03:

9.1.1.1.1. Determinación de Irregularidades.

➤ Irregularidades estructurales en altura.

a) Irregularidad de rigidez: Piso Blando.

Dirección Y:

Tabla 83

Piso Blando-Dirección Y

Nivel	Carga Sísmica	Fuerza Cortante y	Deriva Y	Rigidez Y	Factor de irregularidad de rigidez(<70%)		Factor de irregularidad de rigidez-piso blando(<80%)	
		Tonf	m	Tonf/m	Ri/Rs	(R1+...+R3)/3	R/((R1+..R3)/3)	
4	SDY	30.996	0.000975	31802.72				
3	SDY	69.515	0.001285	54082.52	170%	Regular		
2	SDY	98.000	0.001491	65739.153	122%	Regular		
1	SDY	116.10	0.001811	64105.41	98%	Regular	50541.46	127%

Fuente: Elaboración Propia

Dirección X:

Tabla 84

Piso Blando-Dirección X

Nivel	Carga Sísmica	Fuerza Cortante X	Deriva X	Rígidez X	Factor de irregularidad de rigidez-Piso Blando(<70%)		Factor de Irregularidad de rigidez-Piso blando (<80%)	
		kgf	m	kgf/m	Ri/Rs		$(R1+R2+R3)/3$	$R/((R1+R2+R3)/3)$
4	SDX	102.9664	0.002852	36105.454				
3	SDX	230.889	0.003871	59640.724	165 %	Regular		
2	SDX	325.4829	0.004434	73409.575	123 %	Regular		
1	SDX	385.6038	0.005668	68034.443	93%	Regular	56385.251	121%

Fuente: Elaboración Propia

No presenta irregularidad por rigidez

b) Irregularidad de masa.

Tabla 85

Irregularidad de Masa o Peso

Irregularidad por masa o peso					
Peso de Edificación TECHO	tonf	Peso por nivel	Factor	No mayor de	Irregularidad
4	191.5922	191.59		1.5	
3	434.9965	243.40	1.27	1.5	No aplica
2	678.4009	243.40	1.00	1.5	Regular
1	955.7282	277.33	1.14	1.5	Regular

Fuente: Elaboración Propia

c) Irregularidad Geométrica Vertical

Dirección X:

Tabla 86*Irregularidad Geométrica Vertical-Dirección X*

Irregularidad Geométrica Vertical							
Nivel	Altura (m)	Altura de Entrepiso (m)	Dirección	Dimensión en Planta	Cociente	No mayor de	Irregularidad
4	16	3.5	X	8.25			
3	12.5	3.5	X	8.25	1	1.3	No aplica
2	9	3.5	X	8.25	1	1.3	Regular
1	5.5	5.5	X	8.25	1	1.3	Regular

Fuente: Elaboración Propia

Dirección Y:

Tabla 87*Irregularidad Geométrica Vertical-Dirección Y*

Irregularidad Geométrica Por nivel							
Nivel	Altura (m)	Altura de entrepiso (m)	Dirección	Dimensión en planta	Cociente	No mayor de	Irregularidad
4	16	3.5	Y	24.9			
3	12.5	3.5	Y	24.9	1	1.3	No aplica
2	9	3.5	Y	24.9	1	1.3	Regular
1	5.5	5.5	Y	24.9	1	1.3	Regular

Fuente: Elaboración Propia

d) Discontinuidad en los sistemas resistentes: No presenta

➤ Irregularidades estructurales en planta.

a) Irregularidad Torsional:

Criterio n° 1: Análisis de derivas

Tabla 88*Irregularidad Torsional-Análisis de Derivas*

Derivas por Nivel					
Nivel	Altura	Localización	X-DIR	Y-DIR	Ø E-030
4	16	Top	0.003663	0.005959	0.007
3	12.5	Top	0.005063	0.006349	0.007
2	9	Top	0.006153	0.006075	0.007
1	5.5	Top	0.004824	0.00355	0.007

Fuente: Elaboración Propia

Debido a que las derivas exceden del 50% de las máximas permisibles, se procede a realizar el análisis por torsión.

Criterio n° 2: Análisis por Torsión

Dirección X

Tabla 89*Irregularidad Torsional-Análisis por Torsión Dirección x*

Dirección X-X							
Irregularidad Torsional							
Nivel	Caso de Carga	Dirección	Máxima (m)	Promedio (m)	Ratio	Es irregular si	
					Máxima/Promedio	Ratio=1.3	
4	SDX	X	0.016853	0.01587	1.061941	1.3	Regular
3	SDX	X	0.014214	0.013473	1.054999	1.3	Regular
2	SDX	X	0.01049	0.010009	1.048057	1.3	Regular
1	SDX	X	0.005899	0.005668	1.040755	1.3	Regular

Fuente: Elaboración Propia

Dirección Y

Tabla 90*Irregularidad Torsional-Análisis por Torsión Dirección y*

Dirección Y-Y							
Irregularidad Torsional							
Nivel	Caso de Carga	Dirección	Máxima (m)	Promedio (m)	Ratio	Es irregular si	
					Máxima/Promedio	Ratio=1.3	
4	SDX	Y	0.019632	0.018133	1.082667	1.3	Regular
3	SDX	Y	0.014763	0.013628	1.083284	1.3	Regular
2	SDX	Y	0.009568	0.008827	1.083947	1.3	Regular
1	SDX	Y	0.004584	0.004226	1.084714	1.3	Regular

Fuente: Elaboración Propia

No existe irregularidad Torsional y por ende tampoco existe Irregularidad Torsional Extrema.

Esquinas Entrantes, Discontinuidad de Diafragma y Sistemas no Paralelos: No presenta

Resumen de irregularidades

Tabla 91*Resumen de Evaluación de Irregularidades*

RESUMEN DE EVALUACIÓN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA		
Irregularidades en Planta	Ipx	Ipy
Irregularidad torsional	1	1
Esquinas entrantes	1	1
Discontinuidad de Diafragma	1	1
Sistemas no paralelos	1	1
Factor de irregularidad en planta Ip	1	1
RESUMEN DE EVALUACIÓN DE IRREGULARIDADES EN ALTURA		
Irregularidades en Altura		
Irregularidad de rigidez-Piso blando	1	1
Irregularidad de masa o peso	1	1
Irregularidad Geométrica vertical	1	1
Discontinuidad de los sistemas resistentes	1	1
Factor de irregularidad en altura	1	1

Fuente: Elaboración Propia

Estimación del peso.

Módulo 03:

Tabla 92*Peso-Módulo 03*

Porcentajes de Carga Viva		
TIPO	%	CARGA
A Y B	50	VIVA

Fuente: Elaboración Propia

W= 1408.70 Tonf

Cálculo del Cortante Basal.

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P \quad \frac{C}{R} \geq 0.11$$

$$C = \begin{cases} 2.5 & : T < T_p \\ 2.5 * \frac{T_p}{T} & : T_p < T < T_L \\ 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right) & : T > T_L \end{cases}$$

Tabla 93*Parámetros Sísmicos*

Z	0.45	Zona 4 (Chiclayo)
U	1.5	A2: Institución Educativa(Edificación Esencial)
S	1.1	Suelo Tipo S3 (Suelos blandos)
R*Ia*Ip	6	Ia=Ip=1(No existen irregularidades)
Tp	1.0	
TL	1.6	
C	2.5	

Fuente: Elaboración Propia

Periodo fundamental (T):

El periodo fundamental se debe obtener para cada dirección, calculándose con la siguiente expresión:

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

h_n = Altura total de la edificación

C_t = Según lo especificado en la norma E – 030

Tabla 94*Valores de Ct*

Sistema resistente al corte	Ct
Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos sin arrostramiento	35
Pórticos, Cajas de ascensores, Escaleras	45
Muros de corte, Albañilería Confinada	60

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 95*Cálculo del periodo*

Dirección	Ct	Hn	T=Hn/CT	C	C/R>0.11
X-X	60.00	16.00	0.27	2.5	0.417
Y-Y	60.00	16.00	0.27	2.5	0.417

Fuente: Elaboración Propia

Como:

$$T \leq 0.5 \text{ seg} \rightarrow K = 1.0$$

De la cual se obtiene una fuerza cortante de $V=0.309*P$

$$V = 435.29 \text{ Tonf}$$

Distribución de la fuerza cortante en elevación:

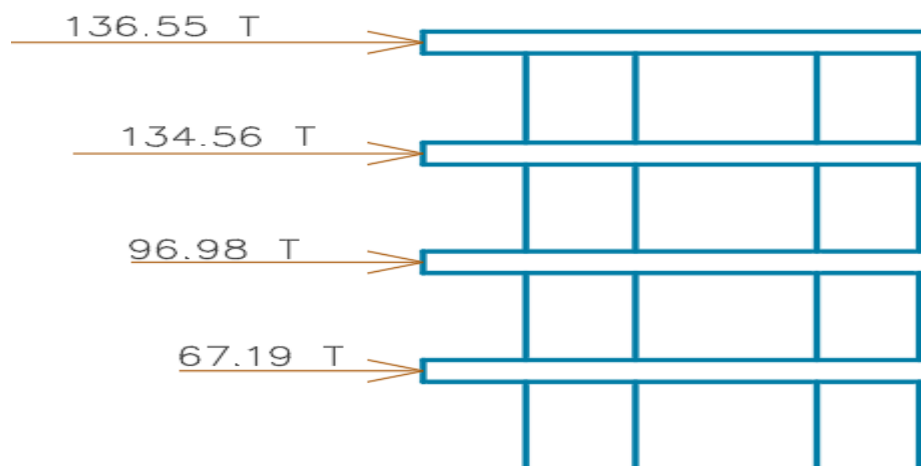
$$F_i = \alpha_i * v$$

$$\alpha_1 = \frac{P_i(H_i)^k}{\sum_{j=1}^N P_i(h_i)^j}$$

Tabla 96*Distribución de la Fuerza Cortante*

Distribución de la Fuerza Cortante						
Nivel	H _i	H _i	W _i	W _i H _i (k=1)	A _i	F _i
4	3.5	16	284.28	4548.41	0.314	136.55
3	3.5	12.5	358.58	4482.22	0.309	134.56
2	3.5	9	358.94	3230.44	0.223	96.98
1	5.5	5.5	406.91	2238.01	0.154	67.19
				Σ=		14499.08

Fuente: Elaboración Propia

Figura 71*Fuerza Cortante-Módulo 03*

Fuente: Elaboración Propia

Análisis Dinámico modal Espectral

Modos de Vibración:

Son considerados aquellos modos de vibración cuya sumatoria de masas efectivas llegue a tener como mínimo el 90% de la masa total, sin embargo, se toma como mínimo los tres primeros modos predominantes según la dirección a analizar. (Norma E-030, 2018)

En la tabla podemos apreciar que el porcentaje de participación de masa que se desarrolla en el análisis estático como para el dinámico supera el 90% de la masa participativa.

Módulo 03:

Tabla 97

Porcentaje de Participación Modal

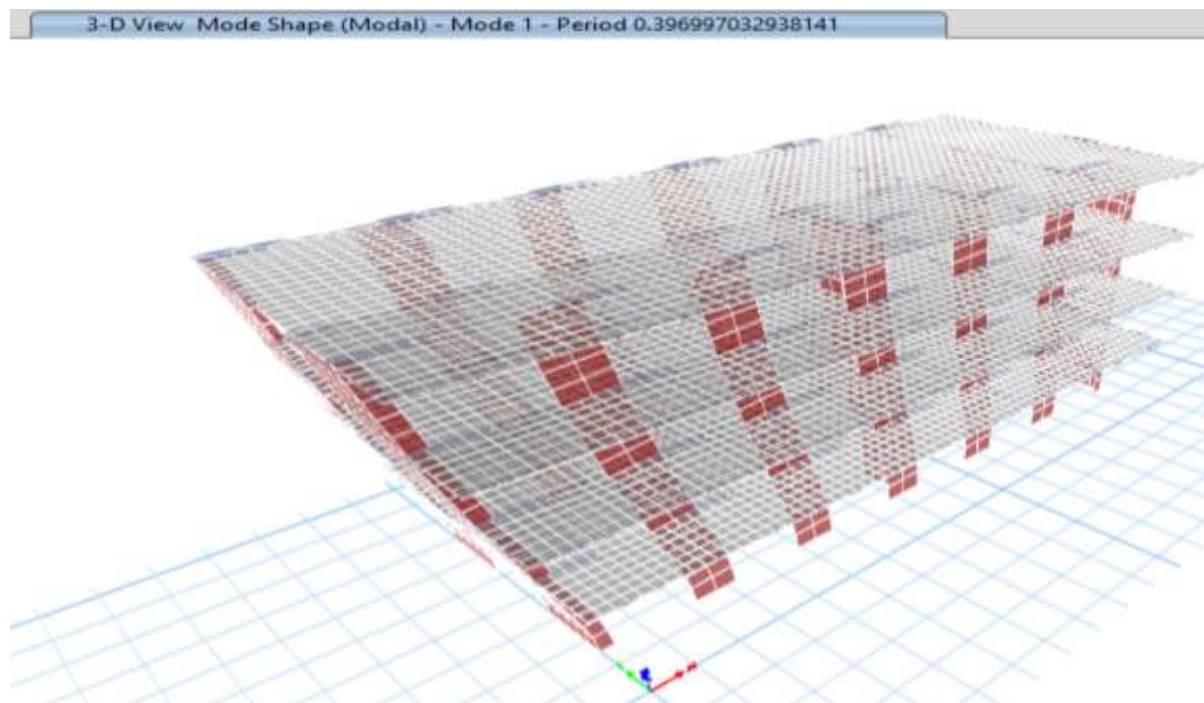
% de participación modal							
Caso	Modo	Periodo seg	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0.397	0.8777	2.31E-05	0	0.8777	2.31E-05
Modal	2	0.39	2.71E-05	0.8134	0	0.8777	0.8135
Modal	3	0.281	0.0143	2.86E-06	0	0.892	0.8135
Modal	4	0.117	0.0881	0	0	0.9802	0.8135
Modal	5	0.095	0	0.1579	0	0.9802	0.9714

Fuente: Elaboración Propia

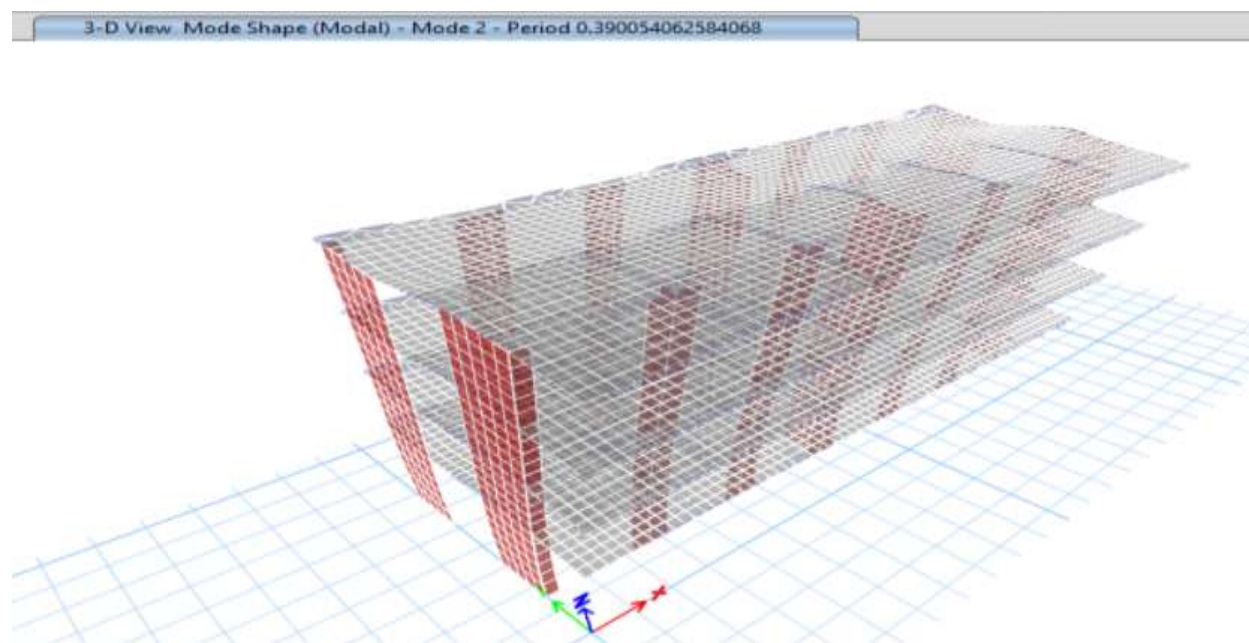
Se consideran solo las 5 primeras formas modales.

Figura 72

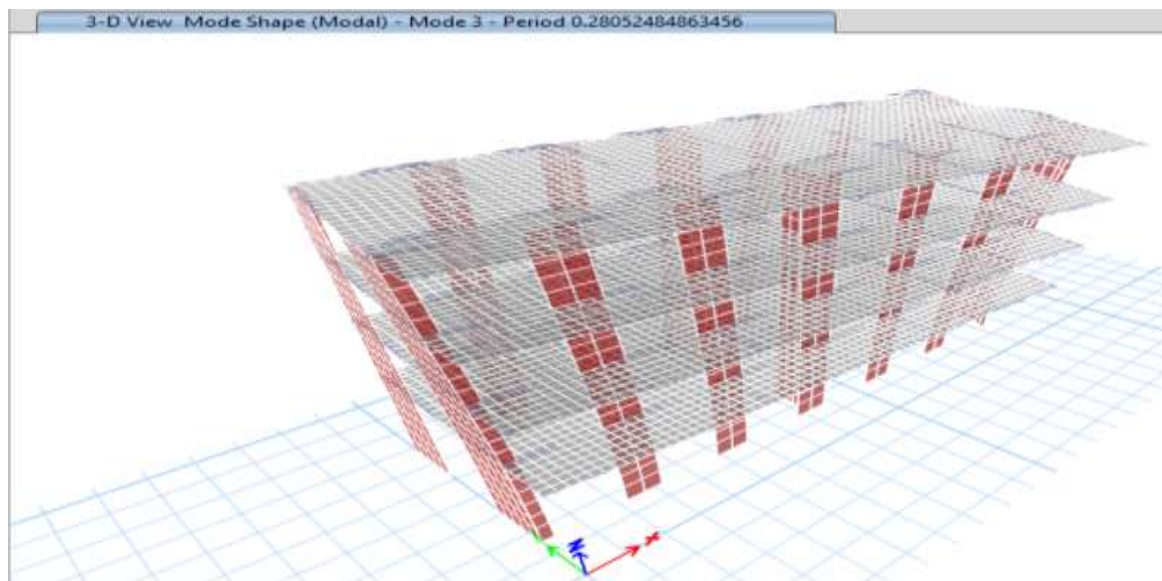
Fuerzas Modales-Modo 01



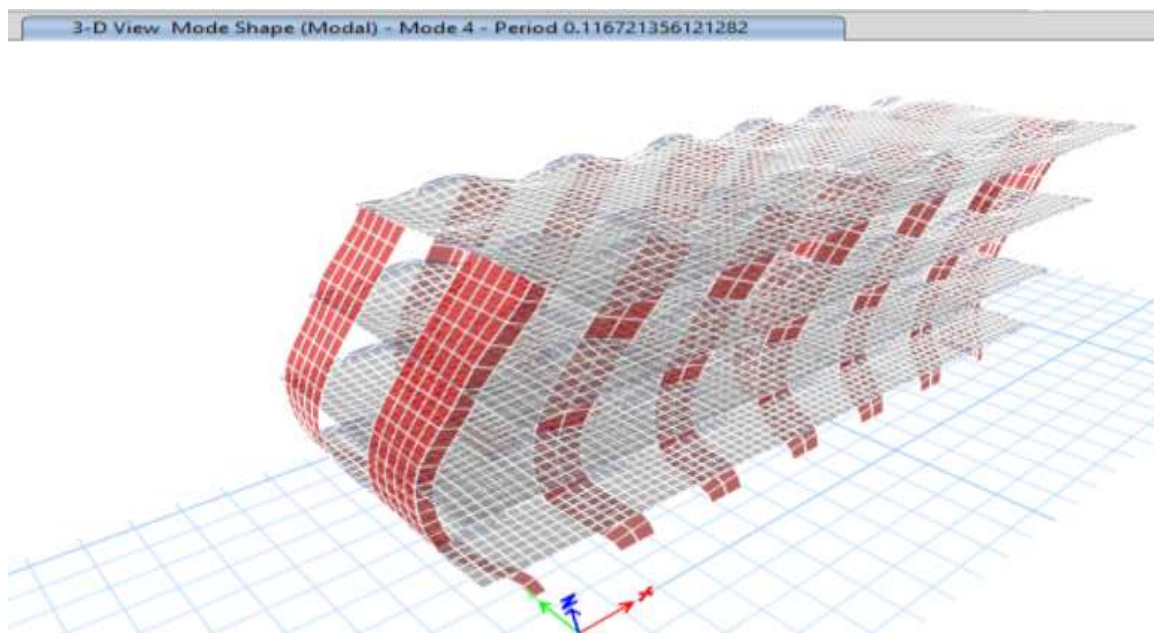
Fuente: Elaboración Propia

Figura 73*Formas Modales-Modo 02*

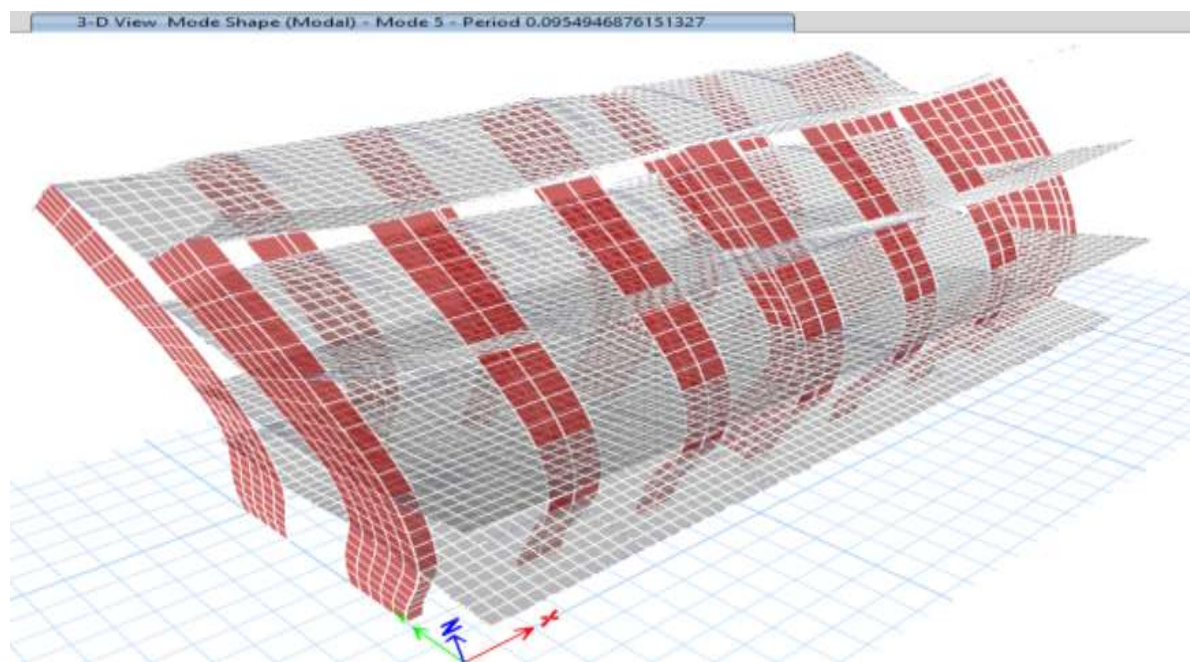
Fuente: Elaboración Propia

Figura 74*Formas Modales-Modo 03*

Fuente: Elaboración Propia

Figura 75*Formas Modales-Modo 04*

Fuente: Elaboración Propia

Figura 76*Formas Modales-Modo 5*

Fuente: Elaboración Propia

Espectro de respuesta:

La elaboración de un espectro de respuesta tiene como finalidad estimar el factor con el cual las estructuras tienen que ser diseñadas, intentando alcanzar un durante los sismos ocasionales un comportamiento elástico y un comportamiento inelástico durante sismos severos. (Blasco)

Figura 77

Espectro de Respuesta-Módulo 03



Fuente: Elaboración Propia

Fuerza cortante mínima:

La fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio, no tiene que ser inferior al 80% del cortante estático, en estructuras regulares.

$$V_D = 0.8 * V_E$$

Factor de Escala:

En la dirección X la fuerza cortante dinámica supera el 80% de la fuerza cortante estática, por lo tanto, no es necesario escalar dicha fuerza.

En la dirección Y la fuerza cortante dinámica de 116.1 Tonf es menor que el 80% de la fuerza cortante estática, motivo por el cual, es necesario escalar la fuerza cortante dinámica, obteniendo una fuerza cortante de 208.72 Tonf.

Derivas:

La deriva permisible máxima para un sistema de concreto armado es de 0.007.

Tabla 98

Derivas dirección X-Módulo 03

Dirección X-X				
Nivel	Combinación	Dirección	Deriva	Verificación
4	Deriva XX	X	0.003723	CUMPLE
3	Deriva XX	X	0.005108	CUMPLE
2	Deriva XX	X	0.006175	CUMPLE
1	Deriva XX	X	0.004795	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 99

Derivas dirección Y-Módulo 03

Dirección Y-Y				
Nivel	Combinación	Dirección	Deriva	Verificación
4	Deriva YY	Y	0.005984	CUMPLE
3	Deriva YY	Y	0.006358	CUMPLE
2	Deriva YY	Y	0.006103	CUMPLE
1	Deriva YY	Y	0.003592	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Análisis Sísmico Estático No Lineal

Definición de propiedades no lineales en Etabs

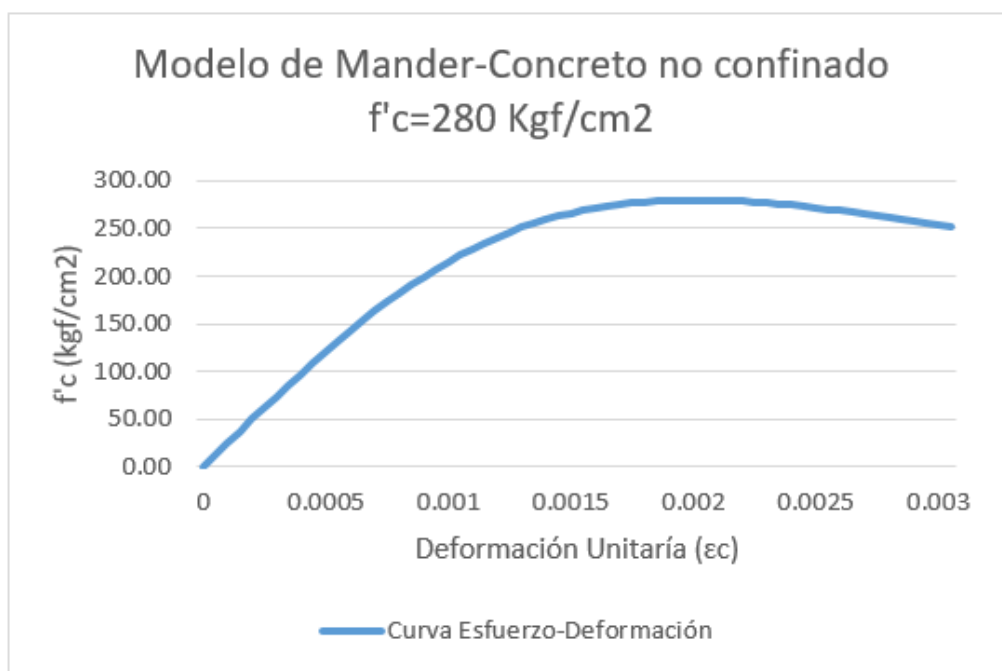
Figura 78

No Linealidad del Concreto



Fuente: Elaboración Propia

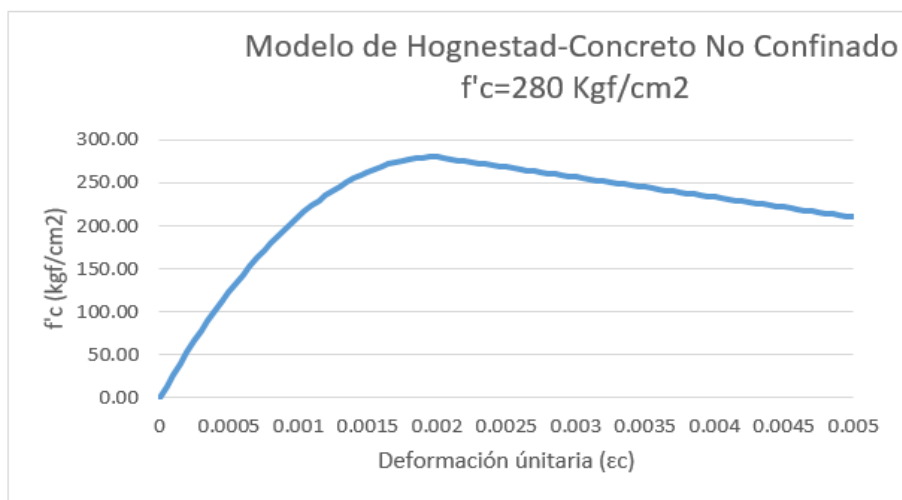
Figura 79

Modelo de Mander-Concreto Confinado $f'_c=280 \text{ Kg/cm}^2$ 

Fuente: Elaboración Propia

Figura 80

Modelo de Hognestad-Concreto No Confinado $f'_c=280 \text{ kgf/cm}^2$

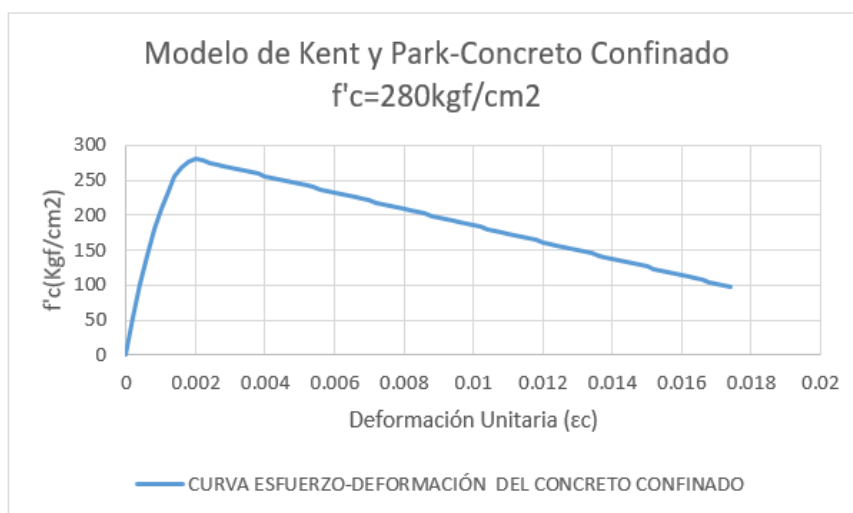


Fuente: Elaboración Propia

Para el concreto confinado la curva esfuerzo-deformación, dependerá de la sección transversal del elemento. Para la siguiente demostración se utilizará la viga de sección $0.30 \times 0.60 \text{ m}^2$:

Figura 81

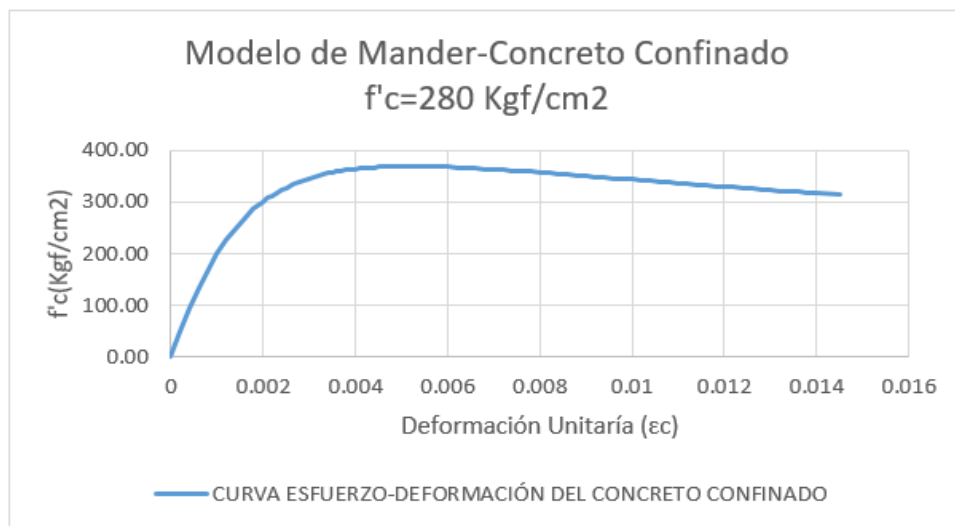
Modelo de Kent y Park-para Concreto Confinado $f'_c=280 \text{ kgf/cm}^2$



Fuente: Elaboración Propia

Figura 82

Modelo de Mander-Concreto Confinado $f'_c=280 \text{ Kgf/cm}^2$



Fuente: Elaboración Propia

Figura 83

No linealidad del Acero

Nonlinear Material Data

Material Name and Type
Material Name: Acero 4200
Material Type: Rebar, Uniaxial

Macellaneous Parameters
Hysteresis Type: Kinematic

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	0.01	0.005	m/m
LS	0.02	0.01	m/m
CP	0.05	0.02	m/m

Stress-Strain Curve Definition Options
 Parametric
 User Defined

User Stress-Strain Curve Data
Number of Points in Stress-Strain Curve: 12

Point Number	Strain	Stress (tonf/m ²)	Point ID
1	-0.144	58200	
2	-0.12	63000	
3	-0.057778	-50400.48	-E
4	-0.020444	-50918.02	-D
5	-0.008	-42000	-C
6	-0.002	-42000	-B
7	0	0	A
8	0.002	42000	B
9	0.008	43000	C

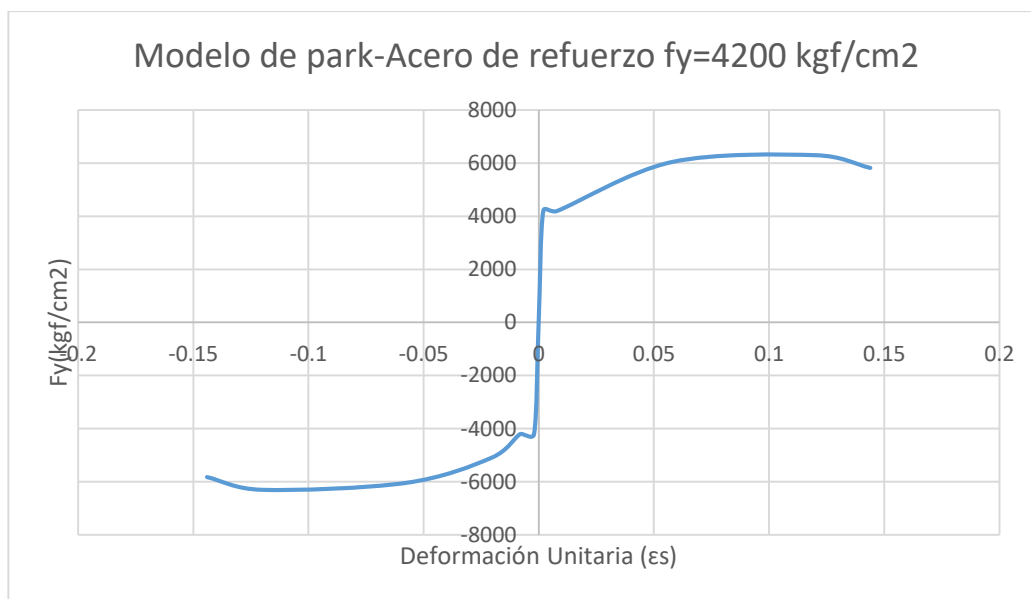
12

Add Row
Delete Rows
Order Rows
Show Plot

Fuente: Elaboración Propia

Figura 84

Diagrama Esfuerzo-Deformación del acero



Fuente: Elaboración Propia

Asignación de Carga Lateral: Se utilizó la distribución vertical proporcional al modo fundamental de vibración

Módulo 01:

Fuerza Lateral-Dirección X-Módulo 01

Tabla 100

Fuerza Lateral-Dirección X-Módulo 01

.	Fx
4	57.995
3	62.691
2	36.571
1	20.279

Fuente: Elaboración Propia

Fuerza Lateral-Dirección Y

Tabla 101*Fuerza Lateral-Dirección Y-Módulo 01*

Nivel	Fy
4	57.995
3	64.376
2	39.152
1	22.121

Fuente: Elaboración Propia

Módulo 02:

Fuerza Lateral-Dirección X

Tabla 102*Fuerza Lateral-Dirección X-Módulo 2*

Nivel	Fx
4	32.126
3	38.392
2	24.474
1	15.354

Fuente: Elaboración Propia

Fuerza Lateral-Dirección Y

Tabla 103*Fuerza Lateral-Dirección Y-Módulo 2*

Nivel	Fy
4	32.99
3	39.282
2	24.865
1	15.024

Fuente: Elaboración Propia

Módulo 03:

Fuerza Lateral-Dirección X-Módulo 3

Tabla 104*Fuerza Lateral-Dirección X-Módulo3*

Nivel	Fx
4	54.327
3	57.813
2	34.884
1	20.295

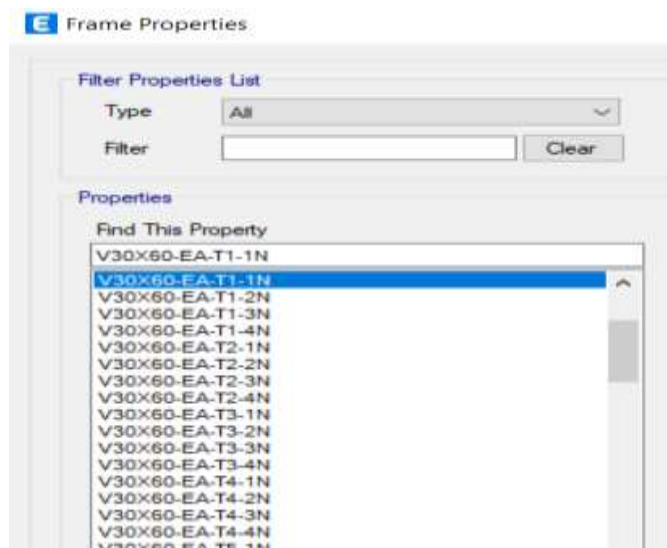
Fuente: Elaboración Propia

Fuerza Lateral-Dirección Y-Módulo 3

Tabla 105*Fuerza Lateral-Dirección Y-Módulo 3*

Nivel	Fy
4	54.664
3	59.255
2	36.627
1	22.084

Fuente: Elaboración Propia

Elementos Estructurales**Figura 85***Acero en Etabs para Vigas*

Fuente: Elaboración Propia

Figura 86

Detalle de Acero en Vigas

E Frame Section Property Reinforcement Data ×

Design Type <input type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input checked="" type="radio"/> M3 Design Only (Beam)		Rebar Material Longitudinal Bars: Acero 4200 ... Confinement Bars (Ties): Acero 4200 ...	
Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid Top Bars: 0.06 m Bottom Bars: 0.06 m		Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams Top Bars at I-End: 0.001762 m ² Top Bars at J-End: 0.001932 m ² Bottom Bars at I-End: 0.001762 m ² Bottom Bars at J-End: 0.001932 m ²	
OK		Cancel	

Fuente: Elaboración Propia

Muros Estructurales:

Figura 87

Acero en Etabs para Muros de C.A

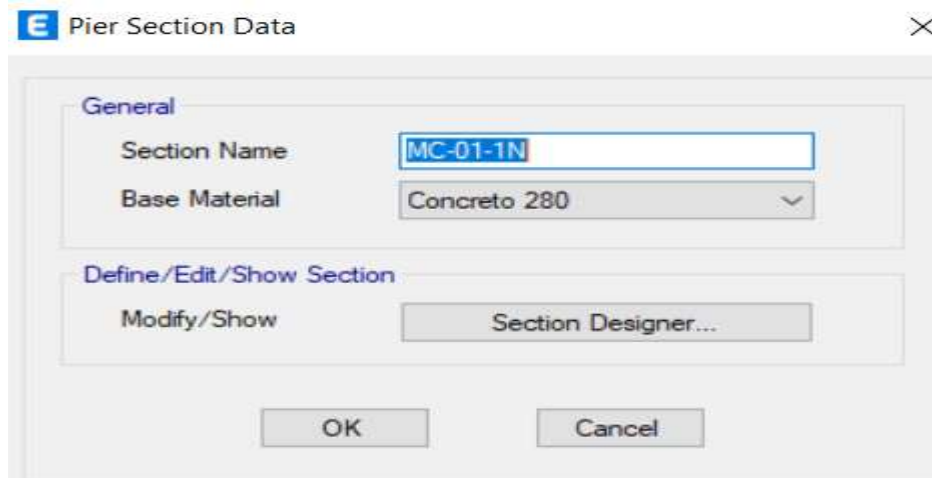
E Pier Sections >

Sections MC-01-1N MC-01-2N A 3N MC-01-4N MC-02-1N MC-02-2N MC-02-3N MC-02-4N MC-03-1N MC-03-2N MC-03-3N MC-03-4N MC-04-1N	Click to: Add Pier Section... Add Copy of Pier Section... Modify/Show Pier Section... Delete Pier Section
OK Cancel	

Fuente: Elaboración Propia

Figura 88

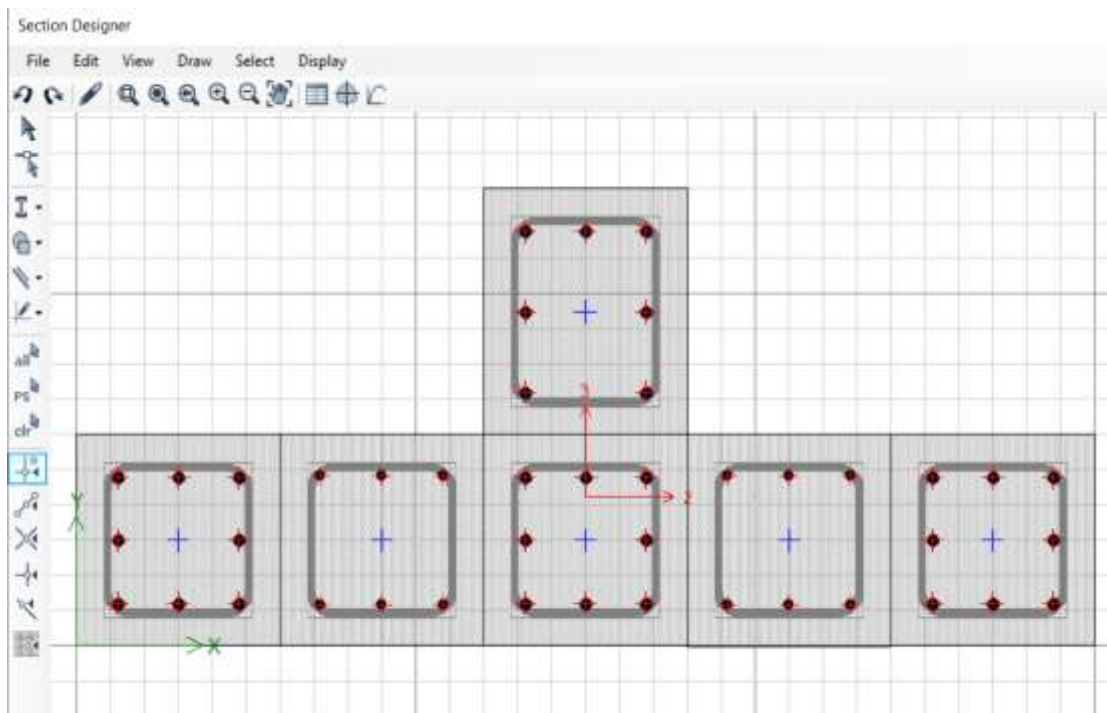
Concreto de cada Muro



Fuente: Elaboración Propia

Figura 89

Acero de cada Muro



Fuente: Elaboración Propia

Fuerzas Laterales:

Figura 90

Definición de Fuerzas Laterales

E Define Load Patterns

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
FYLAT	Seismic	0	User Loads
Live	Live	0	User Coefficient
SxE	Seismic	0	User Coefficient
SyE	Seismic	0	User Coefficient
Live Azotea	Live	0	
Live 1	Live	0	
Live 2	Live	0	
Empuje Tierra	Dead	0	
FXLAT	Seismic	0	User Loads
FYLAT	Seismic	0	User Loads

Fuente: Elaboración Propia

Figura 91

Definición de Carga Gravitacional No Lineal

E Load Case Data

General

Load Case Name: CGNL

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: PESO SISMICO

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: _____

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.5
Load Pattern	Live Azotea	0.25

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load

Results Saved: Multiple States

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis

Nonlinear Parameters: User Defined - Iterative Event-to-Event

Fuente: Elaboración Propia

Figura 92

Definición de Carga Pushover en X

E Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: PESO SÍSMICO

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	FLAT X	1

Add
Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: User Defined - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

OK Cancel

Fuente: Elaboración Propia

Figura 93*Control de Desplazamiento*

E Load Application Control for Nonlinear Static Analysis ×

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of m

Monitored Displacement

DOF/Joint

Generalized Displacement

Fuente: Elaboración Propia

Figura 94

Pushover en Y

E Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: PESO SÍSMICO

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	FLAT Y	1

Add
Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: User Defined - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

OK Cancel

Fuente: Elaboración Propia

Figura 95

Control de Desplazamiento en Y

E Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of m

Monitored Displacement

DOF/Joint

Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

Fuente: Elaboración Propia

Figura 96

Pushover-Modo 2

General

Load Case Name: PUSHOVER MOD 2

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: PESO SISMICO

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	2	1

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control

Results Saved: Multiple States

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis

Nonlinear Parameters: User Defined - Iterative Event-to-Event

Fuente: Elaboración Propia

Parámetros No lineales

Figura 97

Parámetros Iterativos

Nonlinear Parameters

Solution Control

Solution Scheme: Iterative Event-to-Event

Maximum Total Steps (Static Only): 200

Maximum Null Steps (Static Only): 200

Maximum Constant-Stiffness Iterations: 10

Maximum Newton-Raphson Iterations: 40

Iteration Convergence Tolerance (Relative): 0.0001

Event Lumping Tolerance (Relative): 0.001

Maximum Events per Step: 24

Fuente: Elaboración Propia

Rigidez efectiva en Vigas

Figura 98*Factores de Modificación de Rigidez en Vigas*

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	Value
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0.4
Shear Area in 3 direction	0.4
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.3
Moment of Inertia about 3 axis	0.3
Mass	1
Weight	1

Fuente: Elaboración Propia

Rigidez efectiva en Muros Estructurales

Figura 99*Factores de Modificación de Rigidez en Muros Estructurales*

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	Value
Membrane f11 Direction	1
Membrane f22 Direction	1
Membrane f12 Direction	1
Bending m11 Direction	0.35
Bending m22 Direction	0.35
Bending m12 Direction	0.35
Shear v13 Direction	0.4
Shear v23 Direction	0.4
Mass	1
Weight	1

Fuente: Elaboración Propia

Rígidez efectiva en Columnas

Figura 100*Factores de Modificación de Rígidez en Columnas*

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0.4
Shear Area in 3 direction	0.4
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

Fuente: Elaboración Propia

Asignación de rótulas plásticas

Para Vigas:

Figura 101*Rótulas Plásticas para Vigas*

Auto Hinge Type

From Tables in ASCE 41-17

Select a Hinge Table

Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item

Degree of Freedom

M2

M3

V Value From

Case/Combo CGNL

User Value V_2 $\tan f$

Transverse Reinforcing

Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio $(p - p') / p_{balanced}$

From Current Design

User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity

Drops Load After Point E

Is Extrapolated After Point E

Fuente: Elaboración Propia

Para Columnas:

Figura 102

Fibras en Columnas del Primer nivel

E Hinge Property Data for RÓTULAS EN COLUMNAS 1ER NIVEL - Fiber P-M2-M3

The dialog box is titled "Hinge Property Data for RÓTULAS EN COLUMNAS 1ER NIVEL - Fiber P-M2-M3". It contains two main sections: "Fiber Definition Options" and "Hinge Length". In the "Fiber Definition Options" section, the "Default From Frame Section" radio button is selected, and the "User Defined" radio button is unselected. In the "Hinge Length" section, the "Hinge Length" text box contains the value "0.44", and the "Relative Length" checkbox is checked. At the bottom of the dialog, there are three buttons: "Define/Show Fibers ..." (disabled), "OK", and "Cancel".

Fuente: Elaboración Propia

Fibras para columnas del 2do al 4to nivel

Figura 103

Fibras para columnas del 2do al 4to Nivel

E Hinge Property Data for RÓTULAS EN COLUMNAS 2DO A 4TO NIVEL - Fiber P-M2-...

The dialog box is titled "Hinge Property Data for RÓTULAS EN COLUMNAS 2DO A 4TO NIVEL - Fiber P-M2-...". It contains two main sections: "Fiber Definition Options" and "Hinge Length". In the "Fiber Definition Options" section, the "Default From Frame Section" radio button is selected, and the "User Defined" radio button is unselected. In the "Hinge Length" section, the "Hinge Length" text box contains the value "0.28", and the "Relative Length" checkbox is checked. At the bottom of the dialog, there are three buttons: "Define/Show Fibers ..." (disabled), "OK", and "Cancel".

Fuente: Elaboración Propia

Figura 104

Visualización de Fibras en Columnas

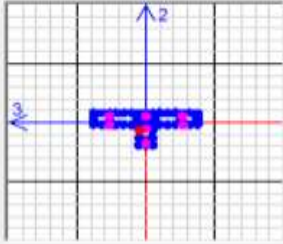
E Define Fibers for Hinge C8H5 (Fiber P-M2-M3)

Control

Overlay Frame Section on Plot

Section: MC01-2*A3*N-L=1.50 m

Make All Fibers Gray



Fiber Definition Data

Fiber	Area m ²	Coord3 m	Coord2 m	Material /// Stress Strain Curve
1	0.0002	0.08936	-0.127	Acero 4200 /// SSC1
2	0.0002	0.08936	-0.35573	Acero 4200 /// SSC1
3	0.0002	-0.08936	-0.35573	Acero 4200 /// SSC1
4	0.0002	-0.08936	-0.127	Acero 4200 /// SSC1
5	0.0002	0.08936	-0.24137	Acero 4200 /// SSC1
6	0.0002	0	-0.35573	Acero 4200 /// SSC1
7	0.0002	-0.08936	-0.24137	Acero 4200 /// SSC1
8	0.0002	0.71436	0.15085	Acero 4200 /// SSC1
9	0.0002	0.71436	-0.02788	Acero 4200 /// SSC1

Sort by Coord3 Sort by Coord2 Add Fiber Delete Selected Fibers

Fuente: Elaboración Propia

Figura 105

Fibras en Muros

E Hinge Property Data

Hinge Property Name

FIBRAS

Hinge Type

Force Controlled (Brittle)

Deformation Controlled (Ductile)

Fiber P-M3

Modify/Show Hinge Property...

OK Cancel

Fuente: Elaboración Propia

Los siguientes resultados serán analizados para cada nivel de sismo planteado por el comité Visión 2000, ya que sus características se fundamentan en la Norma E-030 de Perú.

Bajo el enfoque de la filosofía de diseño, ninguna estructura debe colapsar ni tampoco generar daños de gran impacto, aunque para sismos severos se podría tolerar cierto nivel de daño en las edificaciones (Norma E-030, 2018, pág. 3)

Cálculos de desplazamiento Objetivo

Desplazamiento del Módulo 01-Dirección X

Peso del Módulo 01:

$$W = 1600 \text{ Tonf}$$

Fuerza Cortante en Dirección X

$$V = 1529.07 \text{ Tonf}$$

Periodo de Vibración del análisis modal

$$T_i = 0.685 \text{ seg}$$

Desplazamiento de Fluencia

Dy (m)			
S. Frecuente	S. Ocasional	S. Raro	S. Muy Raro
0.0388	0.0452	0.0664	0.1024

Rígidez Elástica

Ke			
S. Frecuente	S. Ocasional	S. Raro	S. Muy Raro
7029.59	7000.71	6678.08	6097.27

Rigidez Postelástica

$$K_i = 7111.29 \text{ tonf/m}$$

Periodo Fundamental Efectivo

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Te (seg)			
S. Frecuente	S. Ocasional	S. Raro	S. Muy Raro
0.697	0.699	0.715	0.748

Ductilidad asociada a la resistencia

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{\frac{Vd}{W}} * C_m$$

$\mu_{strength}$			
S. Frecuente	S. Ocasional	S. Raro	S. Muy Raro
3.635	4.378	6.695	6.322

Coefficiente de corrección de la diferencia de desplazamientos elástico e inelástico.

C1			
S. Frecuente	S. Ocasional	S. Raro	S. Muy Raro
1.016	1.028	1.056	1.395

Coefficiente de degradación de rigidez y Resistencia.

C2			
S. Frecuente	S. Ocasional	S. Raro	S. Muy Raro
1.018	1.029	1	1

Desplazamiento Objetivo

δt (m)			
S. Frecuente	S. Ocasional	S. Raro	S. Muy Raro
0.117	0.17	0.391	0.552

Desplazamiento del módulo 01-Dirección Y

Peso del Módulo 01:

$$W = 1600 \text{ Tonf}$$

Fuerza Cortante en Dirección Y

$$V = 1529.07 \text{ Tonf}$$

Periodo de Vibración del análisis modal

$$T_i = 0.574$$

Desplazamiento de Fluencia

Dy (m)			
S. Frecuente	S. Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
0.042	0.053	0.107	0.1024

Rígidez Secante

Ke			
S. Frecuente	S. Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
10120.96	10120.96	10120.96	10120.96

Rigidez elástica

$$K_i = 10120.96$$

Periodo Fundamental efectivo

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.574$$

Ductilidad asociada a la resistencia

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{\frac{Vd}{W}} * C_m$$

Mstrength			
S. Frecuente	S. Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
2.327	2.583	2.739	6.764

Coefficiente de corrección de la diferencia de desplazamientos elástico e inelástico.

C1			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
1.067	1.08	1.088	1.051

Coefficiente de degradación de rigidez y Resistencia.

C2			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
1.007	1.009	1.011	1.0331

Desplazamiento Objetivo

δt (m)			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
0.079	0.112	0.243	0.42

Desplazamiento del módulo 02-Dirección X

Peso del Módulo 02:

$$W = 999.35 \text{ Tonf}$$

Fuerza Cortante en Dirección X

$$V = 742.61 \text{ Tonf}$$

Periodo de Vibración del análisis modal

$$T_i = 0.574 \text{ seg}$$

Desplazamiento de Fluencia

D_y (m)			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
0.035	0.045	0.074	0.0815

Rigidez Secante

K_e			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
8583.76	8583.76	8325.66	8223.79

Rigidez elástica

$$K_i = 8583.76 \text{ Tonf/m}$$

Periodo Fundamental efectivo

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.548$$

Ductilidad asociada a la resistencia

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_d} * C_m$$

Mstrength			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
2.051	2.261	3.017	3.683

Coefficiente de corrección de la diferencia de desplazamientos elástico e inelástico.

C1			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
1.061	1.073	1.113	1.149

Coefficiente de degradación de rigidez y Resistencia.

C2			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
1.005	1.007	1.017	1.03

Desplazamiento Objetivo

δt (m)			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
0.064	0.091	0.208	0.289

Desplazamiento del módulo 02-Dirección Y

Peso del Módulo 02:

$$W = 999.34 \text{ Tonf}$$

Fuerza Cortante en Dirección Y

$$V = 938.2 \text{ Tonf}$$

Periodo de Vibración del análisis modal

$$T_i = 0.391 \text{ seg}$$

Desplazamiento de Fluencia

Dy (m)			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
0.021	0.023	0.031	0.036

Rigidez Secante

Ke			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
14983.84	14983.84	14983.84	14983.84

Rigidez elástica

$$K_i = 14983.84 \text{ Tonf/m}$$

Periodo Fundamental efectivo

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.391$$

Ductilidad asociada a la resistencia

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{\frac{Vd}{W}} * C_m$$

$\mu_{strength}$			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
1.921	2.689	3.954	4.524

Coefficiente de corrección de la diferencia de desplazamientos elástico e inelástico.

C1			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
1.100	1.184	1.322	1.384

Coefficiente de degradación de rigidez y Resistencia.

C2			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
1.007	1.023	1.071	1.101

Desplazamiento Objetivo

δt (m)			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
0.034	0.0523	0.132	0.187

Desplazamiento del Módulo 03-Dirección X

Peso del Módulo 03:

$$W = 1373.79 \text{ Tonf}$$

Fuerza Cortante en Dirección Y

$$V = 845.09 \text{ Tonf}$$

Periodo de Vibración del análisis modal

$$T_i = 0.787 \text{ seg}$$

Desplazamiento de Fluencia

Dy (m)			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
0.038	0.060	0.119	0.195

Rigidez Secante

Ke			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
4935.62	4723.79	4407.3	4126.96

Rigidez elástica

$$K_i = 4935.62 \text{ Tonf/m}$$

Periodo Fundamental efectivo

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.86$$

Ductilidad asociada a la resistencia

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{\frac{Vd}{W}} * C_m$$

Mstrength			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
4.484	4.187	3.870	4.221

Coefficiente de corrección de la diferencia de desplazamientos elástico e inelástico.

C1			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
1.094	1.393	1.093	1.073

Coefficiente de degradación de rigidez y Resistencia.

C2			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
1.000	1.000	1.000	1.000

Desplazamiento Objetivo

δt (m)			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
0.145	0.2082	0.479	0.669

Peso del Módulo 03:

$$W = 1373.79 \text{ Tonf}$$

Fuerza Cortante en Dirección Y

$$V = 2314.09 \text{ Tonf}$$

Periodo de Vibración del análisis modal

$$T_i = 0.468 \text{ seg}$$

Desplazamiento de Fluencia

Dy (m)			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
0.033	0.043	0.086	0.116

Rígidez Secante

Ke			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
12969.8	12969.8	12969.8	12969.8

Rigidez elástica

$$K_i = 12969.8 \text{ Tonf/m}$$

Periodo Fundamental efectivo

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.468$$

Ductilidad asociada a la resistencia

$$\mu_{strength} = \frac{Sa}{\frac{Vd}{W}} * C_m$$

Mstrength			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
2.008	2.1435	2.267	2.247

Coefficiente de corrección de la diferencia de desplazamientos elástico e inelástico.

C1			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
1.077	1.087	1.097	1.095

Coefficiente de degradación de rigidez y Resistencia.

C2			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
1.006	1.007	1.009	1.009

Desplazamiento Objetivo

δt (m)			
S. Frecuente	S.Ocasional	S.Raro	S. Muy Raro
0.053	0.074	0.161	0.213

Configuraciones para modelado de BRB

Figura 106

Propiedades por Nivel del BRB

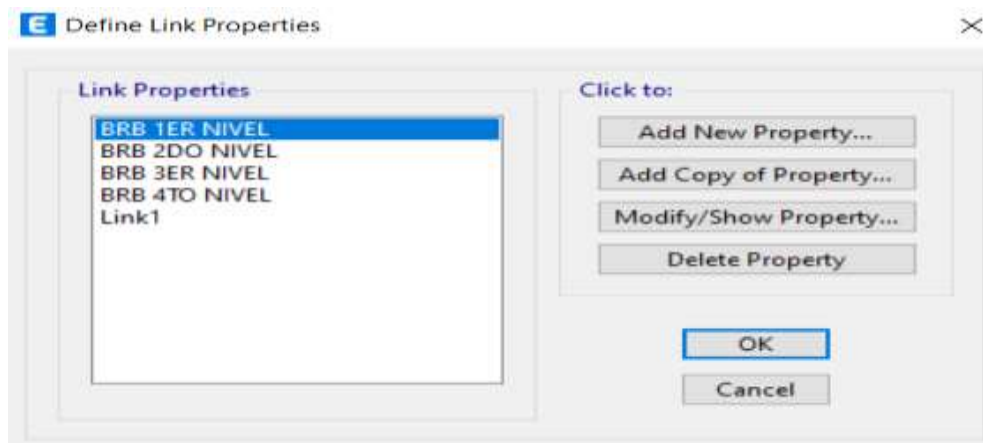


Figura 107

Propiedades No Lineales del BRB

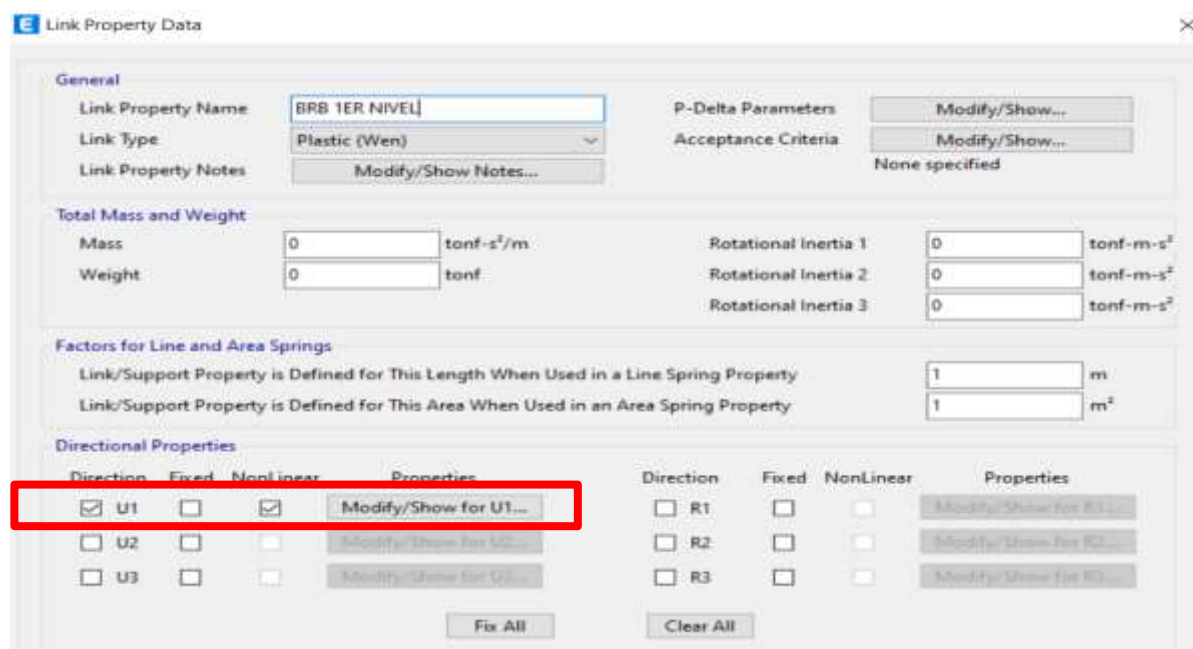


Figura 108

Valores de Rígidez y Fluencia

Link/Support Directional Properties

Identification	
Property Name	BRB 1ER NIVEL
Direction	U1
Type	Plastic (Wen)
NonLinear	Yes

Linear Properties	
Effective Stiffness	18023 tonf/m
Effective Damping	0 tonf-s/m

Nonlinear Properties	
Stiffness	18023 tonf/m
Yield Strength	70.84 tonf
Post Yield Stiffness Ratio	0
Yielding Exponent	2

OK Cancel

Reforzamiento con BRB

Distribución de los BRB

Los arrostramientos de pandeo restringido se ubicarán en los ejes perimetrales de la dirección Y (Ejes 1 y 7)

Figura 109

Planta Arquitectónica del Módulo 01

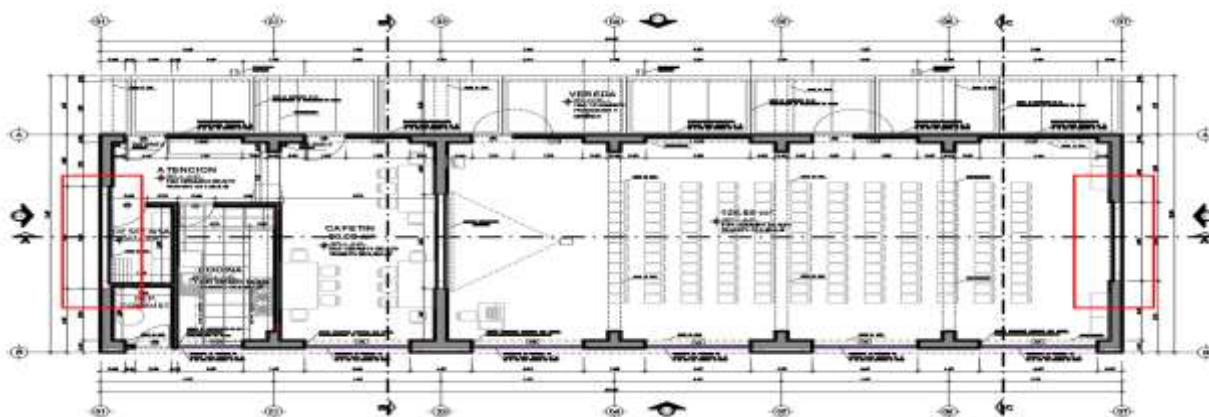
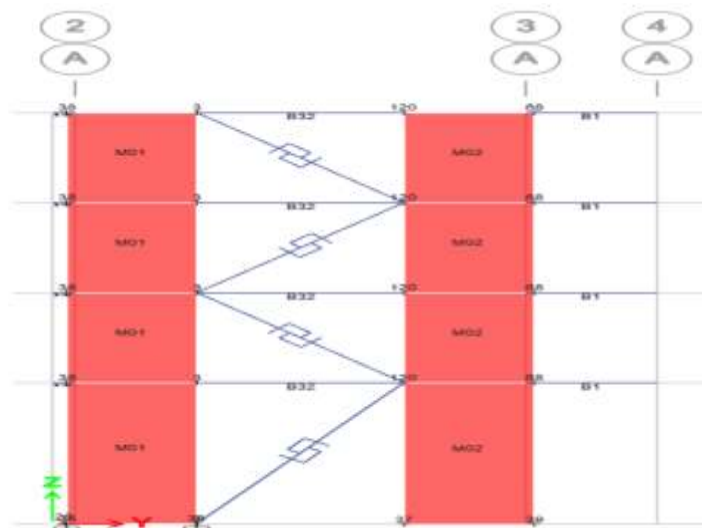


Figura 110

Ubicación del Reforzamiento



Predimensionamiento del BRB

Datos de entrada:

W= 3.65 m

H= 3.5 m

Lbrb= 5.06 m

E= 2000000 kgf/cm²Fy= 2530 Kgf/cm²

Kf=1.4

$$K_b = \left(\frac{F_i}{H * \delta} - K_e \right) * \frac{1}{\cos^2 \theta} * \frac{1}{n^2}$$

$$F_e = K_e * \delta$$

$$F_b \text{ min} = 0.25 * F_i$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{H}{W}\right)$$

En base a las formulas se obtienen las rigideces y áreas para cada nivel.

Tabla 106

Cálculos de Fuerza y rigidez de los BRB por nivel

Nº	Hi	Drift(δ)	Facum	Fi	Ke	Fe	θ	Fb min	Fb actuante	Kb (Tf/m)
4	3.5	0.004569	314.33	314.33	8914.60	40.73	53.6	78.58	273.6	15251.34
3	3.5	0.004874	831.92	517.60	17683.81	86.19	53.6	129.4	431.41	17972.2
2	3.5	0.004612	1352.64	520.72	25125.38	115.88	53.6	130.18	404.84	10128
1	5.5	0.002561	1900.44	547.80	33160.24	84.92	64.87	136.95	462.88	15887.68

$$K_{eff} = Kf * \frac{E * A_P}{L_{BWP}}$$

$$Py = A * fy$$

Tabla 107

Cálculos del área del BRB por cada Nivel

Keff act(Tf/m)	A del BRB	Py(Tonf)
16600.8	30.00 cm2	75.9
19367.59	35.00 cm2	88.55
11067.19	20.00 cm2	50.6
17707.51	32.00 cm2	80.96

Curva de Capacidad Modulo 01-Dirección Y

Tabla 108

Curva de Capacidad del reforzamiento-Módulo 01-Dirección Y

PASO	DESPLAZAMIENTO (m)	CORTANTE
0	0	0
1	0.008	175.8015
2	0.016	338.3547
3	0.024	472.5375
4	0.032	581.557
5	0.04	674.8909
6	0.048	763.761
7	0.056	850.7337
8	0.064	937.3478
9	0.072	1023.0836
10	0.08	1109.0096

11	0.088	1194.72
12	0.096	1280.3118
13	0.104	1365.7737
14	0.110267	1432.6303
15	0.118267	1517.7215
16	0.126267	1602.7008
17	0.134267	1687.4409
18	0.142267	1771.9982
19	0.150331	1856.9502
20	0.158331	1940.8792
21	0.166331	2024.7472
22	0.174331	2108.5277
23	0.182331	2192.2734
24	0.190708	2279.8154
25	0.198708	2363.3604
26	0.208454	2464.9605
27	0.221981	2604.7178
28	0.2365	2753.21
29	0.2445	2834.872
30	0.258235	2974.5487
31	0.267667	3070.2391
32	0.281143	3206.202
33	0.292393	3319.3873
34	0.30245	3420.3414
35	0.31045	3500.5664
36	0.311302	3509.1003
37	0.31131	3467.4741
38	0.323521	3621.5637
39	0.338775	3774.8333
40	0.347802	3865.2469
41	0.355802	3945.0795
42	0.360818	3994.8393
43	0.360826	3965.6564
44	0.368826	4058.0371
45	0.376826	4140.0419
46	0.384826	4209.7724
47	0.396506	4306.3151
48	0.404506	4386.0603
49	0.412506	4465.3014
50	0.420506	4544.5543
51	0.428506	4618.2521
52	0.436506	4697.4649
53	0.444506	4775.0098
54	0.452506	4852.2083

55	0.460506	4929.8452
56	0.468506	5008.7754
57	0.475887	5081.6394

Desempeño del Módulo 01-Dirección Y

Figura 111

Punto de Desempeño del Reforzamiento-Modulo 1-Dirección Y

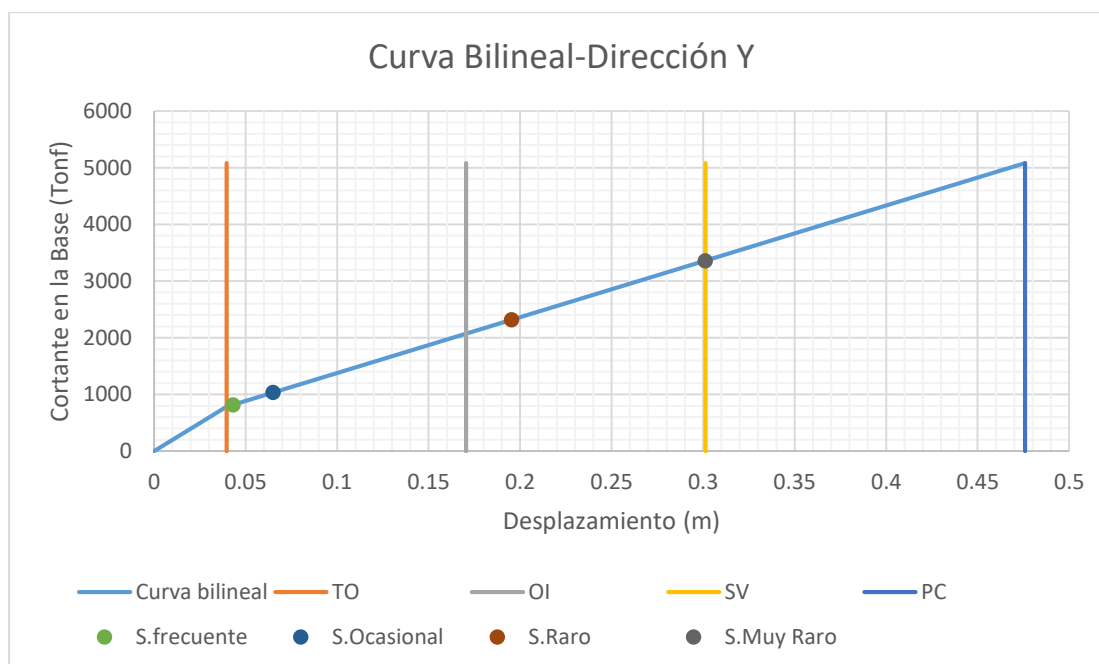


Tabla 109

Datos del Punto de Desempeño-Módulo 01 Reforzado-Dirección Y

ASCE 41-13				
SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
	Desp (m)	V (Tonf)		
SISMO FRECUENTE	0.043	816.82092	Ocupación Inmediata	0.0396
SISMO OCASIONAL	0.065	1033.5592	Ocupación Inmediata	0.17049
SISMO RARO	0.1953	2317.2412	Seguridad de Vida	0.30138
SISMO MUY RARO	0.301	3358.5703	Seguridad de Vida	0.4759

Tabla 110*Nivel de Desempeño-Módulo 01 Reforzado-Dirección Y*

NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA						
Sismos de diseño	Nivel de amenaza	Totalmente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso	Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (visión 2000)
FRECUENTE	43 años					Desempeño Inaceptable
OCASIONAL	72 años					Objetivo Básico
RARO	475 años					Objetivo Básico
MUY RARO	970 años					Objetivos Esenciales

Debido a que ante un sismo frecuente el bloque ya se encuentra en la zona plástica, se demuestra que su desempeño sería inaceptable, por lo que es necesario, cambiar las áreas y las rigideces de los núcleos de los BRB, por lo tanto, se procede a realizar una segunda iteración, con una reducción de 10 cm² de los núcleos de los BRB por cada nivel.

2da Iteración:

Tabla 111*Áreas del BRB-Iteración nº 02*

2da Iteración	
A del BRB	Py
20.00 cm ²	50.6
25.00 cm ²	63.25
10.00 cm ²	25.3
20.00 cm ²	50.6

Desempeño del Módulo 01-Dirección Y-2da Iteración

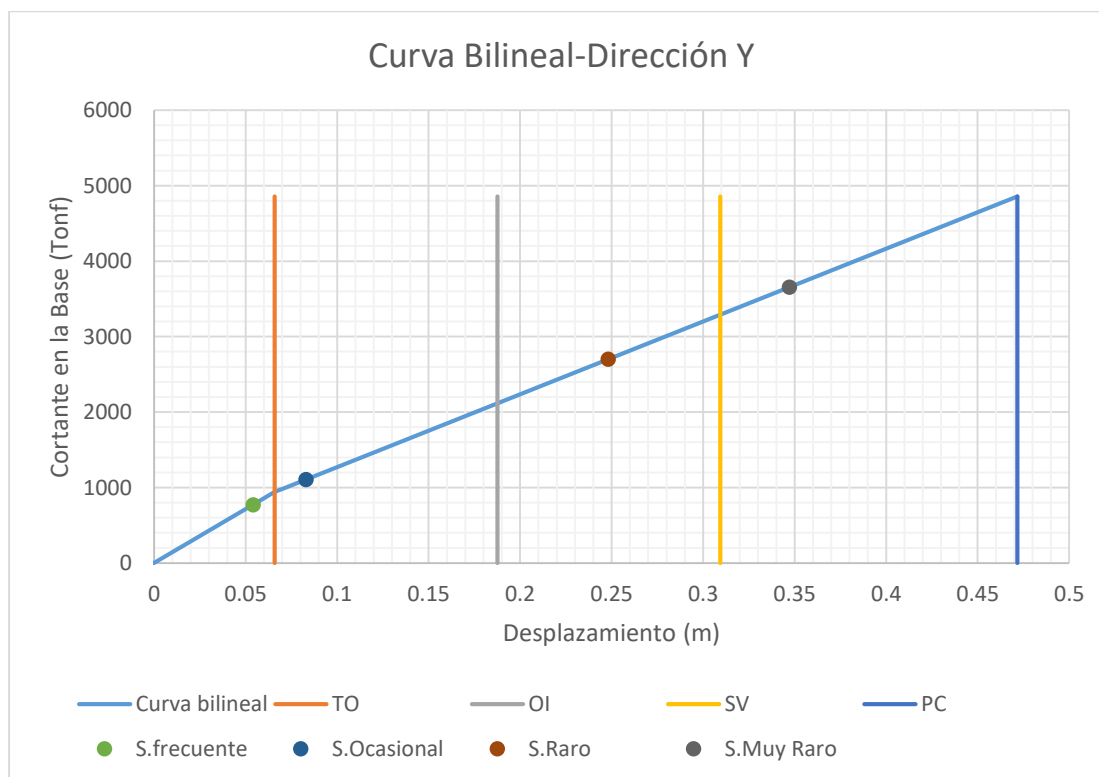
PASO	DESPLAZAMIENTO (m)	CORTANTE
0	0	0

1	0.008	171.8863
2	0.016	331.0713
3	0.024	464.23
4	0.032	573.8104
5	0.04	668.5958
6	0.048	758.7018
7	0.056	846.8444
8	0.064	934.5913
9	0.072	1021.384
10	0.08	1108.3887
11	0.088	1195.1719
12	0.096	1281.8416
13	0.104	1368.3416
14	0.109603	1428.8043
15	0.117603	1514.7996
16	0.125603	1600.6933
17	0.133603	1686.4342
18	0.141603	1771.9841
19	0.149654	1857.7951
20	0.157654	1942.7043
21	0.165654	2027.5158
22	0.173654	2112.2151
23	0.181654	2196.8973
24	0.189975	2284.7997
25	0.197975	2369.2522
26	0.207712	2471.8765
27	0.221462	2615.4666
28	0.235902	2764.6517
29	0.243902	2847.0676
30	0.258084	2992.6294
31	0.267353	3087.5529
32	0.280861	3225.1265
33	0.29218	3340.0812
34	0.302002	3439.5972
35	0.310002	3520.598
36	0.310744	3528.1107
37	0.310752	3488.4146
38	0.323474	3646.6725
39	0.33795	3793.5443
40	0.347419	3889.1033
41	0.355419	3969.5891
42	0.360071	4016.3546
43	0.360079	3983.3424
44	0.368079	4078.676

45	0.376079	4151.2996
46	0.384079	4232.8649
47	0.395763	4340.5686
48	0.403763	4410.5601
49	0.411763	4490.7102
50	0.419763	4570.7731
51	0.427763	4645.2415
52	0.435763	4725.0641
53	0.443763	4803.414
54	0.451763	4881.3218
55	0.459763	4959.6539
56	0.467763	5039.3887
57	0.475763	5119.1421
58	0.475836	5119.8665

Figura 112

Punto de Desempeño del Reforzamiento-Modulo1-Dirección Y

**Tabla 112**

Datos de Punto de Desempeño-Módulo 01 Reforzado-Dirección Y

ASCE 41-13

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
	Desp (m)	V (Tonf)		
FEMA 440				
SISMO FRECUENTE	0.054	770.73323	Totalmente operacional	0.0659
SISMO OCASIONAL	0.083	1105.662	Ocupación Inmediata	0.18764
SISMO RARO	0.248	2698.5585	Seguridad de Vida	0.30938
SISMO MUY RARO	0.347	3654.2964	Prevención al Colapso	0.4717

Tabla 113

Niveles de Desempeño-Módulo 01 Reforzado-Dirección Y

NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA						
Sismos de diseño	Nivel de amenaza	Totalmente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso	Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (visión 2000)
FRECUENTE	43 años					Objetivo Básico
OCASIONAL	72 años					Objetivo Básico
RARO	475 años					Objetivo Básico
MUY RARO	970 años					Objetivo Básico

Distribución de los BRBS

Figura 113

Planta Arquitectónica del módulo 3

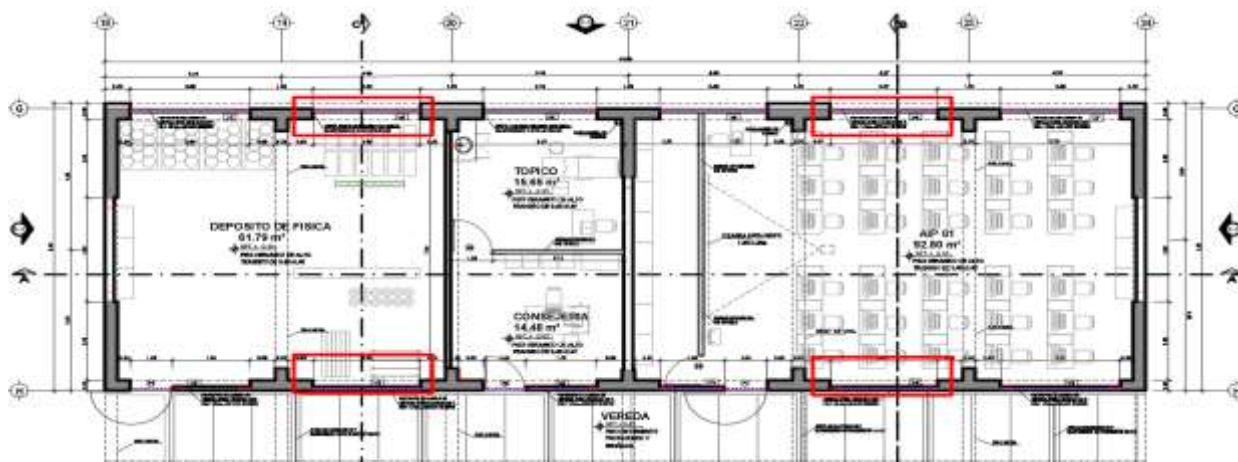
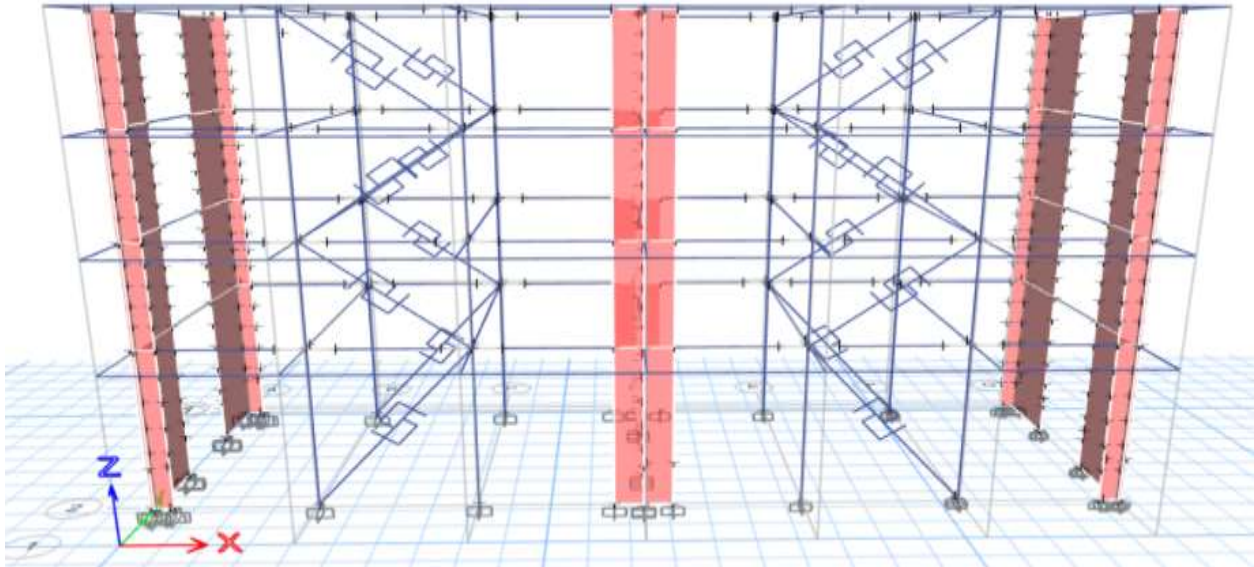


Figura 114

Ubicación del Reforzamiento-Modulo 3



Datos de Entrada

$$W = 2.575 \text{ m}$$

$$H = 3.5 \text{ m}$$

$$L_{brb} = 4.35 \text{ m}$$

$$E = 2000000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F_y = 2530 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$K_f = 1.4$$

$$K_b = \left(\frac{F_i}{H * \delta} - K_e \right) * \frac{1}{\cos^2 \theta} * \frac{1}{n^o}$$

$$F_e = K_e * \delta$$

$$F_{b \text{ min}} = 0.25 * F_i$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{H}{W}\right)$$

En base a las formulas se obtienen las rigideces y áreas para cada nivel.

Tabla 114*Cálculos de Fuerza y Rigidez del BRB por nivel*

Nº	Hi	Drift(δ)	Facum	Fi	Ke	Fe	θ	Fb min	Fb actuante	Kb(Tf/m)
4	3.5	0.004525	268.417	268.42	6667.971	30.17	53.66	67.1	238.25	14638.09
3	3.5	0.004964	620.43	352.01	12606.13	62.58	53.66	88	289.43	10899.71
2	3.5	0.004859	973.163	352.73	17327.73	84.2	53.66	88.18	268.53	4860.32
1	5.5	0.003003	1373.4	400.24	20612.18	61.9	64.91	100.06	338.34	10067.72

$$K_{eff} = Kf * \frac{E * A_p}{L_{BWP}}$$

$$Py = A * fy$$

Tabla 115*Cálculo del Área del BRB por cada Nivel*

Keff act(Tf/m)	A del BRB	Py
16735.6	26.00 cm2	65.78
20597.7	32.00 cm2	80.96
12873.6	20.00 cm2	50.6
18023	28.00 cm2	70.84

Curva de Capacidad Módulo 03-Dirección X

Tabla 116*Curva de Capacidad-Módulo 03 Reforzado-Dirección X*

PASO	DESPLAZAMIENTO (m)	CORTANTE
0	0	0
1	0.025	314.7586
2	0.05	479.8169
3	0.075	587.8281
4	0.1	685.882
5	0.125	778.3781
6	0.15	866.4603
7	0.174858	949.9729
8	0.202356	1040.2616
9	0.236202	1148.8059

10	0.262916	1233.8629
11	0.291511	1324.7529
12	0.317616	1406.561
13	0.342913	1484.9581
14	0.388348	1622.6564
15	0.427872	1739.4044
16	0.452872	1812.5348
17	0.486804	1910.7725
18	0.511804	1982.2426
19	0.547403	2083.5326
20	0.572403	2154.175
21	0.602333	2236.6969
22	0.62814	2306.9986
23	0.649842	2366.3651
24	0.649867	2347.24
25	0.677549	2433.2192
26	0.70402	2503.6825
27	0.707128	2511.8157
28	0.703253	2443.3838

Desempeño del Módulo 03 – Dirección X

Figura 115

Desempeño del Reforzamiento-Modulo 3-Dirección X

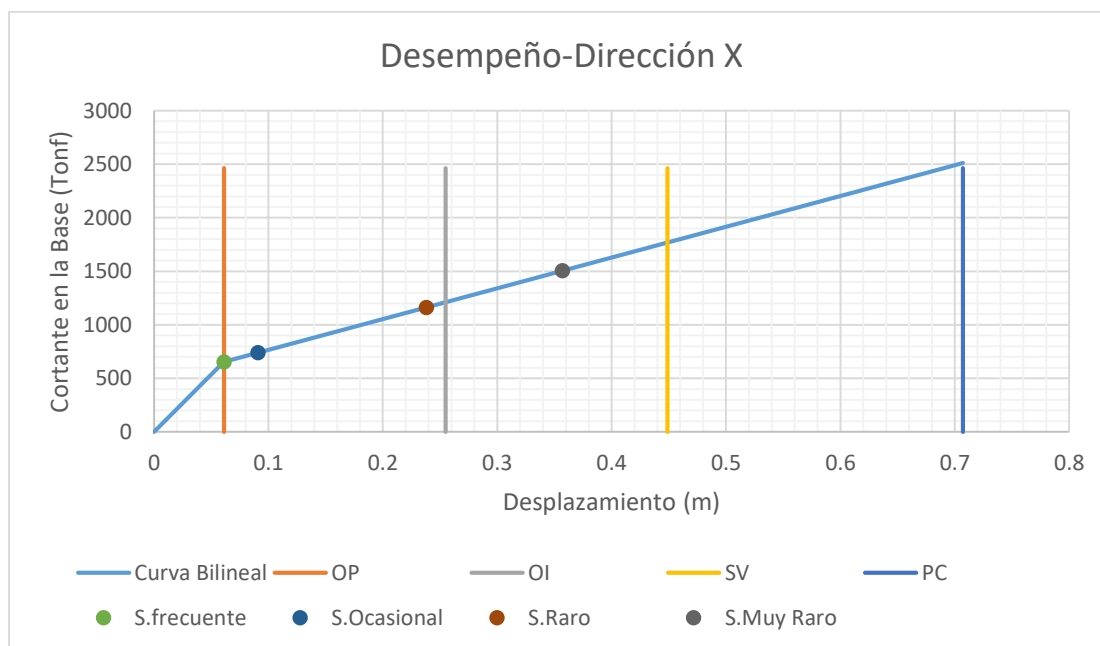


Tabla 117*Datos de Punto de Desempeño-Módulo 03 reforzado-Dirección X*

ASCE 41-13				
SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
	Desp Sd (m)	V (kgf)		
SISMO FRECUENTE	0.061	653.88244	Operacional	0.0611
SISMO OCASIONAL	0.0906	739.00077	Ocupación Inmediata	0.2549
SISMO RARO	0.2379	1162.5795	Seguridad de Vida	0.4487
SISMO MUY RARO	0.357	1505.0657	Prevención al Colapso	0.7071

Tabla 118*Niveles de Desempeño-Módulo 03 reforzado-Dirección X*

NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA						
Sismos de diseño	Nivel de amenaza	Totalmente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso	Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (visión 2000)
FRECUENTE	43 años					Objetivos Básicos
OCASIONAL	72 años					Objetivos Básicos
RARO	475 años					Objetivos Básicos
MUY RARO	970 años					Objetivos Básicos

Diseño de los BRBs

Módulo 1

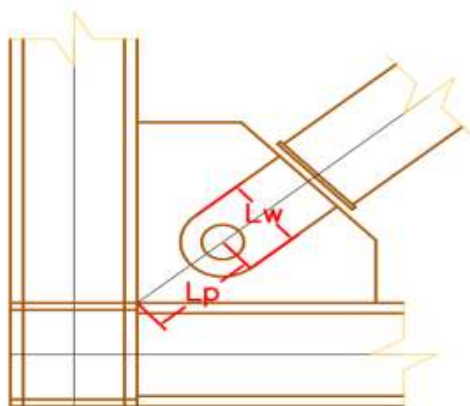
Para 1er y 4to nivel: Anucleo=20 cm²

Conexión Tipo Pin

$$P_0 = 1.1 \beta \cdot w \cdot R_y \cdot P_{y_{sc}}$$

DATOS

Asc	20	cm ²
f _{y_{sc}}	2530	Kg/cm ²
f _{y_{máx}}	3162.5	Kg/cm ²



FACTORES DE AJUSTE

β	1.3
w	1.2
R _y	1.1

$$f_{y_{max}} = 1.25 \cdot f_y$$

$$P_{y_{sc}} = 1.25 \cdot A_{sc} \cdot f_y$$

$$P_{y_{sc}} = 63.25 \text{ Tonnef}$$

$$P_u = 119.39 \text{ Tonnef}$$

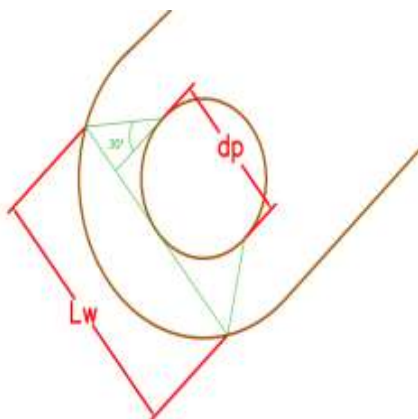
DISEÑO DEL PIN

Pin a utilizar:	A490	→	F _{nv} = 469 MPA
φ _v	0.75		F _{nv} = 4783.8 Kg/cm ²
n ^o pc	2		

$$d_p \geq \sqrt{\frac{4 \cdot P_u}{\pi \cdot n_{pc}^2 \cdot \phi_v \cdot F_{nv}}}$$

$$d_{pmin} = 4.6 \text{ cm} = 1.81 \text{ in}$$

$$\text{Tomamos } d_p = 3 \text{ in} = 7.62 \text{ cm}$$



TRACCIÓN EN LA CARTELA

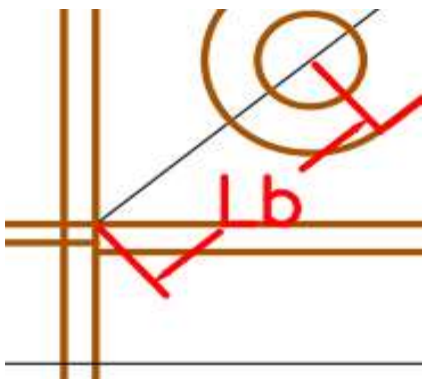
$$l_w = d_p + 2 \cdot \left(\frac{d_p}{2}\right) \cdot \tan(30^\circ)$$

φ	0.9
l _w	12.02 cm
t _{pmin}	4.36 cm

$$t_{p \min} \geq \frac{P_u}{\phi * f_y * l_w}$$

Tomamos $t_p = 5$ cm
 $A_w = 60.1$ cm²

COMPRESIÓN EN LA CARTELA



$$r = \frac{t_p}{\sqrt{12}}$$

E=	2000000	Kg/cm ²
K=	0.6	
lb=	10	cm
r=	1.44	cm

Esfuerzo de pandeo Elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * lb}{r}\right)^2}$$

$F_e = 1135161.442$ Kg

Se realiza la comparación

$$K * lb / r = 4.17 < 4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 132.43$$

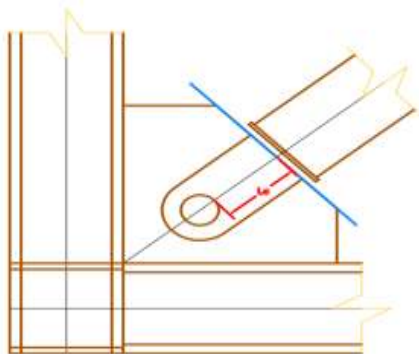
$$K * \frac{lb}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \Rightarrow F_{cr} = (0.658)^{f_y / f_e} * f_y$$

$F_{cr} = 2527.6$ Kg/cm²

$$\phi * R_n = \phi * F_{cr} * A_w \geq P_u$$

136.72 Tonf \geq 119.39 Tnf **Cumple!**

APLASTAMIENTO Y DESGARRE DE



$l_c = 8$ cm

$f_u = 4080$ Kg/cm²

$R_{n1} = 195.84$ Tonnes

$R_{n2} = 373.0752$ Tonnes



$\phi v * Rn = \phi v * \min$	Rn1	$\geq Pu$	
	Rn2		
$\phi v * Rn =$	146.88	>	119.39 Tnf Cumple!

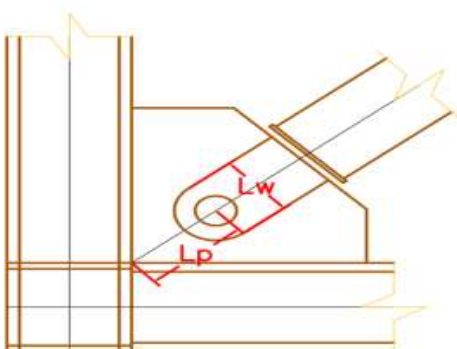
Para 3er nivel: Anúcleo= 25 cm²

Conexión Tipo Pin

$$P_0 = 1.1 \beta \cdot w \cdot R_y \cdot P_{y_{sc}}$$

DATOS

Asc	25	cm ²
$f_{y_{sc}}$	2530	Kg/cm ²
$f_{y_{máx}}$	3162.5	Kg/cm ²



FACTORES DE AJUSTE

$\beta =$	1.3
$w =$	1.2
$R_y =$	1.1

$$f_{y_{max}} = 1.25 * f_y$$

$$P_{y_{sc}} = 1.25 * A_{sc} * f_y$$

$$P_{y_{sc}} = 79.0625 \text{ Tonnes}$$

$$P_u = 149.24 \text{ Tonnes}$$

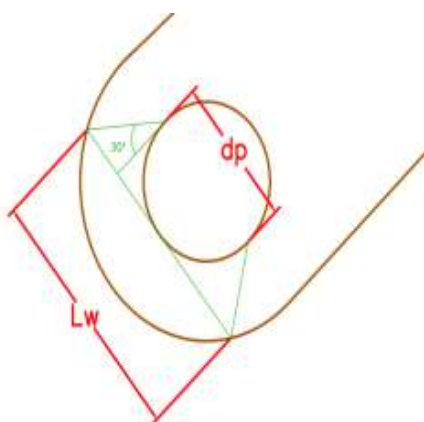
DISEÑO DEL PIN

Pin a utilizar:	A490	→	$F_{nv} =$	469 MPA
$\phi v =$	0.75		$F_{nv} =$	4783.8 Kg/cm ²
nº pc=	2			

$$dp \geq \sqrt{\frac{4 * P_u}{\pi * n_{pc} * \phi_v * F_{nv}}}$$

$$dp_{min} = 5.15 \text{ cm} = 2.03 \text{ in}$$

$$\text{Tomamos } dp = 3 \text{ in} = 7.62 \text{ cm}$$



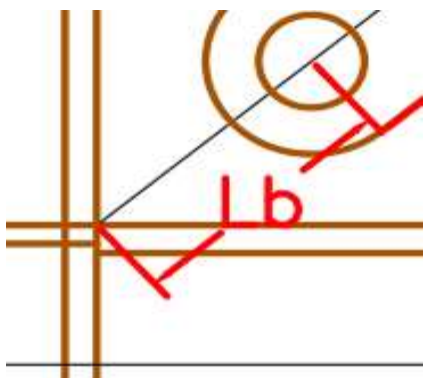
$$l_w = d_p + 2 * \left(\frac{d_p}{2}\right) * \tan(30^\circ)$$

TRACCIÓN EN LA CARTELA

$$\begin{aligned}\phi &= 0.9 \\ l_w &= 12.02 \text{ cm} \\ t_{p \min} &= \boxed{5.45} \text{ cm}\end{aligned}$$

$$t_{p \min} \geq \frac{P_u}{\phi * f_y * l_w}$$

$$\begin{aligned}\text{Tomamos } t_p &= \boxed{6} \text{ cm} \\ A_w &= \boxed{72.1} \text{ cm}^2\end{aligned}$$



COMPRESIÓN EN LA CARTELA

$$r = \frac{t_p}{\sqrt{12}}$$

$$\begin{aligned}E &= \boxed{2000000} \text{ Kg/cm}^2 \\ K &= \boxed{0.6} \\ l_b &= \boxed{10} \text{ cm} \\ r &= \boxed{1.73} \text{ cm}\end{aligned}$$

Esfuerzo de pandeo Elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l_b}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 1639346.627 \text{ Kg}$$

Se realiza la comparación

$$K * l_b / r = \mathbf{3.47} < 4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \mathbf{132.43}$$

$$K * \frac{l_b}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \Rightarrow F_{cr} = (0.658)^{f_y / f_e} * f_y$$

$$F_{cr} = \boxed{2528.4} \text{ Kg/cm}^2$$

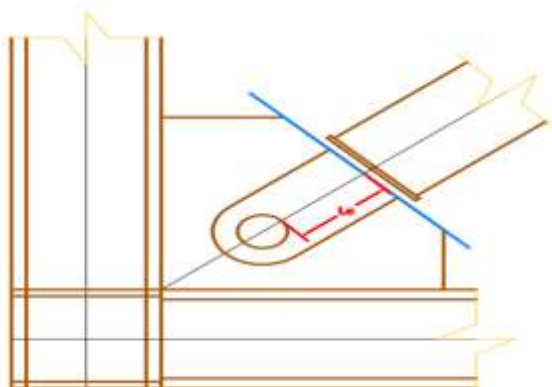
$$\phi * R_n = \phi * F_{cr} * A_w \geq P_u$$

$$164.07 \text{ Tonf}$$

$$\geq 149.24 \text{ Tnf}$$

Cumple!

APLASTAMIENTO Y DESGARRE DE LA CARTELA



$$l_c = 8 \text{ cm}$$

$$f_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R_{n1} = 235.008 \text{ Tonnef}$$

$$R_{n2} = 447.69024 \text{ Tonnef}$$

$$\min \begin{cases} R_{n1} \\ R_{n2} \end{cases} \geq P_u$$

$$\phi_v \cdot R_n = 176.256 > 149.24 \text{ Tnf} \quad \text{Cumple!}$$

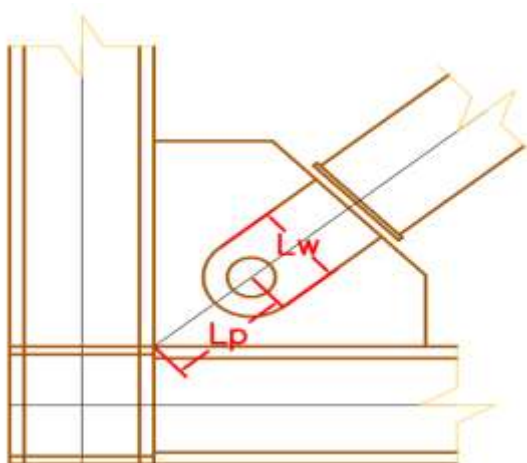
Para el 2do nivel-Área del núcleo= 10 cm²

Conexión Tipo Pin

$$P_o = 1.1 \beta \cdot \omega \cdot R_y \cdot P_{y_{sc}}$$

DATOS

Asc	10	cm ²
$f_{y_{sc}}$	2530	Kg/cm ²
=	3162.5	Kg/cm ²



DE AJUSTE

=	1.3
=	1.2
=	1.1

$$f_{y_{max}} = 1.25 \cdot f_y$$

$$P_{y_{sc}} = 1.25 \cdot A_{sc} \cdot f_y$$

$$= 31.625 \text{ Tonnef}$$

$$P_u = 59.7 \text{ Tonnef}$$

DISEÑO DEL PIN

Pin a utilizar: **A490** →

$$\phi_v = 0.75$$

$$F_{nv} = 469 \text{ MPA}$$

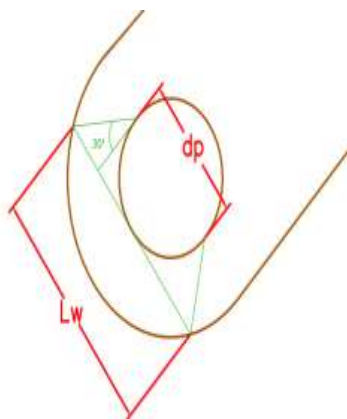
$$F_{nv} = 4783.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n^{\circ} pc = \boxed{2}$$

$$dp \geq \sqrt{\frac{4 * P_u}{\pi * n^{\circ} pc * \phi_v * F_{nv}}}$$

$$dp_{min} = \boxed{3.25} \text{ cm} = \boxed{1.28} \text{ in}$$

$$\text{Tomamos } dp = \boxed{3} \text{ in} = \boxed{7.62} \text{ cm}$$



TRACCIÓN EN LA CARTELA

$$l_w = d_p + 2 * \left(\frac{d_p}{2}\right) * \tan(30^{\circ})$$

$$\phi = 0.9$$

$$l_w = 12.02 \text{ cm}$$

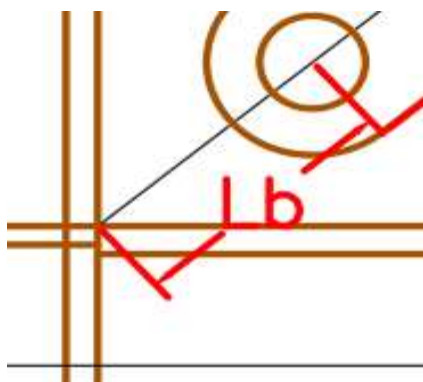
$$t_{pmin} = \boxed{2.18} \text{ cm}$$

$$t_{pmin} \geq \frac{P_u}{\phi * f_y * l_w}$$

$$\text{Tomamos } t_p = \boxed{5} \text{ cm}$$

$$A_w = \boxed{60.1} \text{ cm}^2$$

COMPRESIÓN EN LA CARTELA



$$r = \frac{t_p}{\sqrt{12}}$$

$$E = \boxed{2000000} \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = \boxed{0.6}$$

$$l_b = \boxed{10} \text{ cm}$$

$$r = \boxed{1.44} \text{ cm}$$

Esfuerzo de pandeo Elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l_b}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 1135161.442 \text{ Kg}$$

Se realiza la comparación

$$K \cdot lb/r = 4.17$$

<

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 132.43$$

$$K \cdot \frac{lb}{r} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow F_{cr} = (0.658)^{f_y/f_e} \cdot f_y$$

$$F_{cr} = 2527.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot F_{cr} \cdot A_w \geq P_u$$

$$136.72 \text{ Tonf}$$

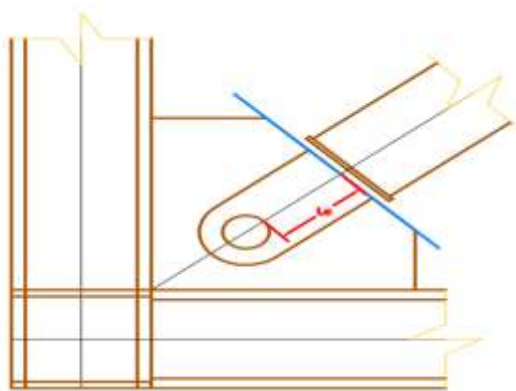
>=

$$59.7$$

Tnf

Cumple!

APLASTAMIENTO Y DESGARRE DE LA CARTELA



$$l_c = 8 \text{ cm}$$

$$f_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R_{n1} = 195.84 \text{ Tonf}$$

$$R_{n2} = 373.0752 \text{ Tonf}$$

$$\phi_v \cdot R_n = \phi_v \cdot \min \begin{cases} R_{n1} \\ R_{n2} \end{cases} \geq P_u$$

$$\phi_v \cdot R_n = 146.88$$

>

$$59.7$$

Tnf

Cumple!

Resumen del BRB-Módulo 01-Dirección Y

	dp	Tp (cm)	Lb(cm)	Lc (cm)
Nivel 4	3 in	5	10	8
Nivel 3	3 in	6	10	8
Nivel 2	3 in	5	10	8
Nivel 1	3 in	5	10	8

Módulo 02:

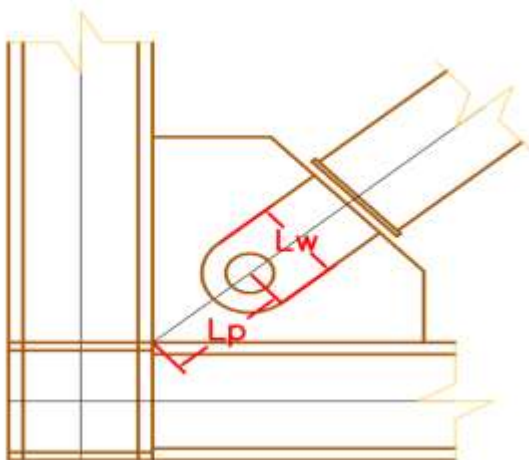
Conexiones del 4to nivel:

Conexión Tipo Pin

$$P_0 = 1.1 \beta \cdot w \cdot R_y \cdot P_{y_{sc}}$$

DATOS

Asc	26	cm ²
f _y sc	2530	Kg/cm ²
f _y máx	3162.5	Kg/cm ²



FACTORES DE AJUSTE

β	1.3
w	1.2
R _y	1.1

$$f_{y_{max}} = 1.25 * f_y$$

$$P_{y_{sc}} = 1.25 * A_{sc} * f_y$$

$$P_{y_{sc}} = 82.225 \text{ Tonnef}$$

$$P_u = 155.21 \text{ Tonnef}$$

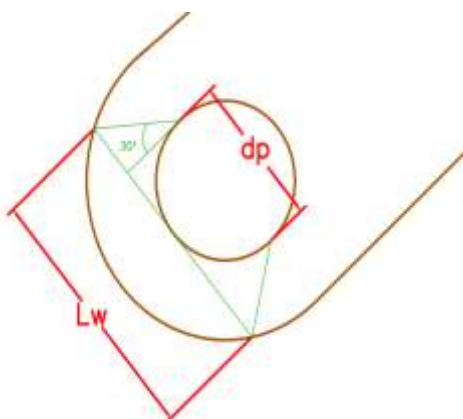
DISEÑO DEL PIN

Pin a utilizar:	A490	→	F _{nv} =	469	MPA
φ _v =	0.75		F _{nv} =	4783.8	Kg/cm ²
n ^o pc=	2				

$$d_p \geq \sqrt{\frac{4 * P_u}{\pi * n_{pc}^o * \phi_v * F_{nv}}}$$

$$d_{pmin} = 5.25 \text{ cm} = 2.07 \text{ in}$$

$$\text{Tomamos } d_p = 4 \text{ in} = 10.16 \text{ cm}$$

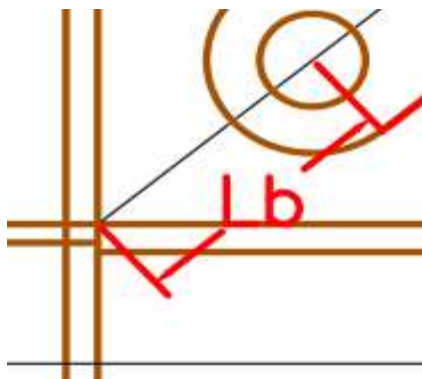


TRACCIÓN EN LA CARTELA

$$l_w = d_p + 2 * \left(\frac{d_p}{2}\right) * \tan(30^\circ)$$

φ	0.9
l _w	16.03 cm
t _{pmin}	4.25 cm

$$t_{pmin} \geq \frac{P_u}{\phi * f_y * l_w}$$



Tomamos $t_p = 6$ cm
 $A_w = 96.2$ cm²

COMPRESIÓN EN LA CARTELA

$$r = \frac{t_p}{\sqrt{12}}$$

E=	2000000	Kg/cm ²
K=	0.6	
lb=	10	cm
r=	1.73	cm

Esfuerzo de pandeo Elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * lb}{r}\right)^2}$$

$F_e = 1639346.627$ Kg

Se realiza la comparación

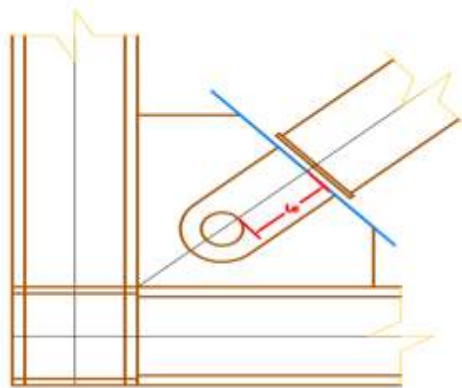
$K * lb / r = 3.47 < 4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 132.43$

$K * \frac{lb}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \Rightarrow F_{cr} = (0.658)^{f_y / f_e} * f_y$
 $F_{cr} = 2528.4$ Kg/cm²

$\phi * R_n = \phi * F_{cr} * A_w \geq P_u$

218.91 Tonf \geq 155.21 Tnf **Cumple!**

APLASTAMIENTO Y DESGARRE DE LA CARTELA



$l_c = 8$ cm
 $f_u = 4080$ Kg/cm²
 $R_{n1} = 235.008$ Tonnes
 $R_{n2} = 596.92032$ Tonnes

$$\phi_v * R_n = \phi_v * \min \begin{cases} R_{n1} \\ R_{n2} \end{cases} \geq P_u$$

$$\phi_v * R_n = 176.256 > 155.21 \text{ Tnf} \quad \text{Cumple!}$$

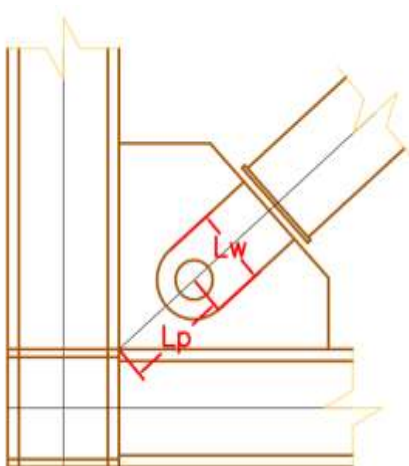
Conexiones del Tercer Nivel

Conexión Tipo Pin

$$P_o = 1.1 \beta \cdot w \cdot R_y \cdot P_{y_{sc}}$$

DATOS

Asc	32	cm ²
f _{ysc}	2530	Kg/cm ²
f _{y máx}	3162.5	Kg/cm ²



FACTORES DE AJUSTE

β	1.3
w	1.2
R _y	1.1

$$f_{y_{max}} = 1.25 * f_y$$

$$P_{y_{sc}} = 1.25 * A_{sc} * f_y$$

$$P_{y_{sc}} = 101.2 \text{ Tonnef}$$

$$P_u = 191.03 \text{ Tonnef}$$

DISEÑO DEL PIN

Pin a utilizar: **A490** → F_{nv} = **469** MPA
 $\phi_v = 0.75$ F_{nv} = **4783.8** Kg/cm²
 n° pc = 2

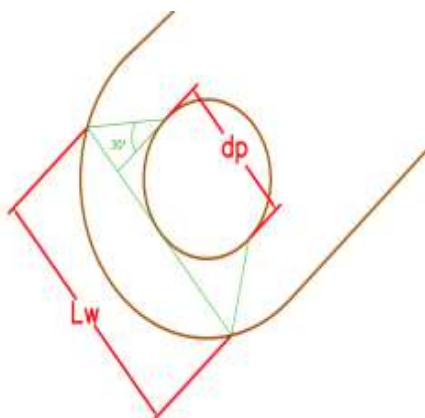
$$d_p \geq \sqrt{\frac{4 * P_u}{\pi * n_{pc}^2 * \phi_v * F_{nv}}}$$

$$d_{pmin} = 5.82 \text{ cm} = 2.29 \text{ in}$$

Tomamos d_p = **4** in = **10.16** cm

TRACCIÓN EN LA CARTELA

$$l_w = d_p + 2 * \left(\frac{d_p}{2}\right) * \tan(30^\circ)$$



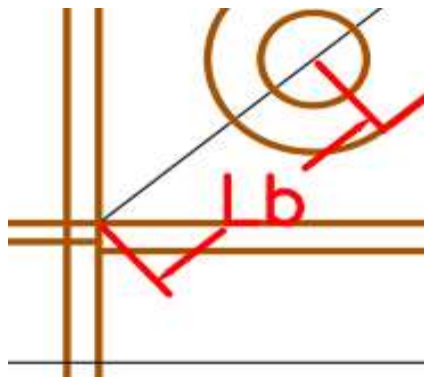
$$\begin{aligned} \phi &= 0.9 \\ l_w &= 16.03 \text{ cm} \\ t_{p \min} &= \boxed{5.23} \text{ cm} \end{aligned}$$

$$t_{p \min} \geq \frac{P_u}{\phi * f_y * l_w}$$

Tomamos $t_p = \boxed{6}$ cm
 $A_w = \boxed{96.2}$ cm²

COMPRESIÓN EN LA CARTELA

$$r = \frac{t_p}{\sqrt{12}}$$



$$\begin{aligned} E &= \boxed{2000000} \text{ Kg/cm}^2 \\ K &= \boxed{0.6} \\ l_b &= \boxed{10} \text{ cm} \\ r &= \boxed{1.73} \text{ cm} \end{aligned}$$

Esfuerzo de pandeo Elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l_b}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 1639346.63 \text{ Kg}$$

Se realiza la comparación $K * l_b / r =$

3.47

$$< 4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \frac{132.4}{3}$$

$$K * \frac{l_b}{r} \left\{ \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow F_{cr} = (0.658)^{f_y / f_e} * f_y \right.$$

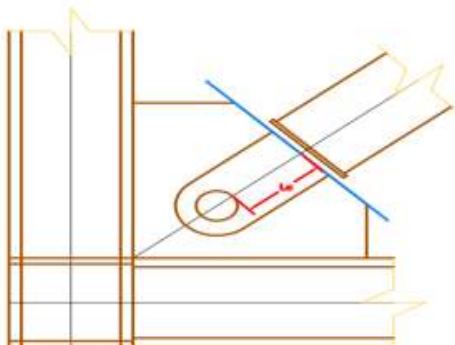
$$F_{cr} = \boxed{2528} \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi * R_n = \phi * F_{cr} * A_w \geq P_u$$

218.91 Tnf

>=

191.03 Tnf

Cumple
!**APLASTAMIENTO Y DESGARRE
DE LA CARTELA**

$$l_c = 10 \text{ cm}$$

$$f_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R_{n1} = 293.76 \text{ Tonnef}$$

$$R_{n2} = 596.9203 \text{ Tonnef}$$

$$\phi_v \cdot R_n = \phi_v \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} R_{n1} \\ R_{n2} \end{array} \right\} \geq P_u$$

$$\phi_v \cdot R_n = 220.32 > 191.03 \text{ Tnf}$$

Cumple
!**Conexiones del Segundo Nivel****Conexión Tipo Pin**

$$P_o = 1.1 \beta \cdot w \cdot R_y \cdot P_{y_{sc}}$$

DATOS

$$A_{sc} = 20 \text{ cm}^2$$

$$f_{y_{sc}} = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{y_{m\acute{a}x}} = 3162.5 \text{ Kg/cm}^2$$

FACTORES DE AJUSTE

$$\beta = 1.3$$

$$w = 1.2$$

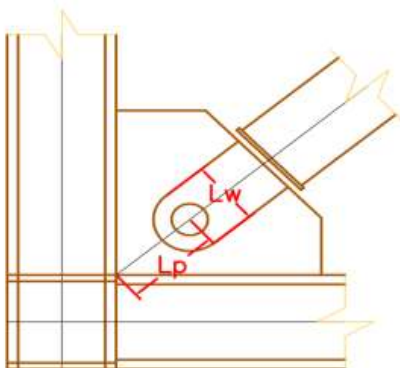
$$R_y = 1.1$$

$$f_{y_{m\acute{a}x}} = 1.25 \cdot f_y$$

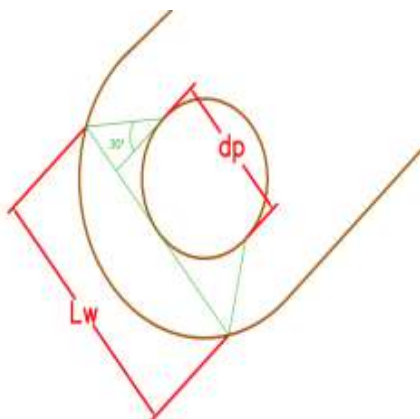
$$P_{y_{sc}} = 1.25 \cdot A_{sc} \cdot f_y$$

$$P_{y_{sc}} = 63.25 \text{ Tonnef}$$

$$P_u = 119.39 \text{ Tonnef}$$



DISEÑO DEL PIN



Pin a utilizar: **A490** → Fnv= **469** MPA
 $\phi_v =$
 n° pc=

Fnv= Kg/cm²

$$dp \geq \sqrt{\frac{4 * P_u}{\pi * n_{pc} * \phi_v * F_{nv}}}$$

dpmin= cm = in

Tomamos dp= in = **7.62** cm

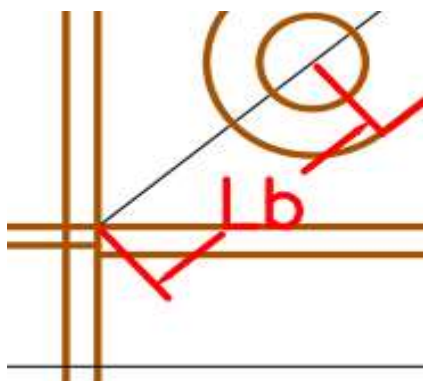
TRACCIÓN EN LA CARTELA

$$l_w = d_p + 2 * \left(\frac{d_p}{2}\right) * \tan(30^\circ)$$

$\phi =$
 $l_w =$ cm
 $t_{pmin} =$ cm

$$t_{pmin} \geq \frac{P_u}{\phi * f_y * l_w}$$

Tomamos tp= cm
 Aw= cm²



COMPRESIÓN EN LA CARTELA

$$r = \frac{t_p}{\sqrt{12}}$$

E= Kg/cm²
 K=
 lb= cm
 r= cm

Esfuerzo de pandeo Elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l_b}{r}\right)^2}$$

Fe= 1639346.627 Kg

Se realiza la comparación $K \cdot lb/r = 3.47 < 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 132.43$

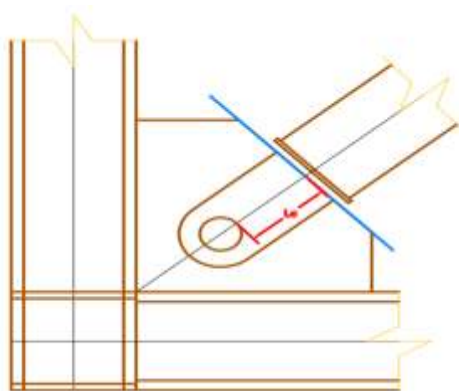
$$K \cdot \frac{lb}{r} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \Rightarrow F_{cr} = (0.658)^{f_y/f_e} \cdot f_y$$

Fcr = 2528.4 Kgf/cm2

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot F_{cr} \cdot A_w \geq P_u$$

164.07 Tonf \geq 119.39 Tnf **Cumple!**

APLASTAMIENTO Y DESGARRE DE LA CARTELA



8 cm

4080 Kgf/cm2

235.008 Tonnef

447.69024 Tonnef

Rn1 $\geq P_u$
Rn2

$\phi \cdot R_n = 176.256 > 119.39$ Tnf **Cumple!**

Conexión del Primer Nivel

Conexión Tipo Pin

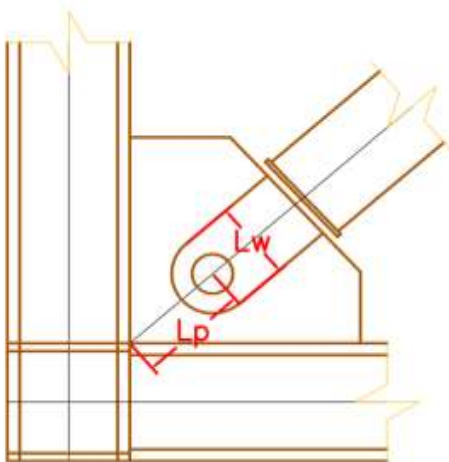
$$P_u = 1.1 \beta \cdot \omega \cdot R_y \cdot P_{ysc}$$

DATOS

Asc	28	cm2
f _y sc	2530	Kg/cm2
f _y máx	3162.5	Kg/cm2

FACTORES DE AJUSTE

$\beta = 1.3$



$$w = \begin{array}{|l|l|} \hline & 1.2 \\ \hline R_y = & 1.1 \\ \hline \end{array}$$

$$f_{y_{max}} = 1.25 * f_y$$

$$P_{y_{sc}} = 1.25 * A_{sc} * f_y$$

$$P_{y_{sc}} = \begin{array}{|l|l|} \hline & 88.55 \\ \hline \end{array} \text{ Tonnef}$$

$$P_u = \begin{array}{|l|l|} \hline & 167.15 \\ \hline \end{array} \text{ Tonnef}$$

DISEÑO DEL PIN

Pin a utilizar: **A490** →

$$F_{nv} = \begin{array}{|l|l|} \hline & 469 \\ \hline \end{array} \text{ MPA}$$

$$\phi_v = \begin{array}{|l|l|} \hline & 0.75 \\ \hline \end{array}$$

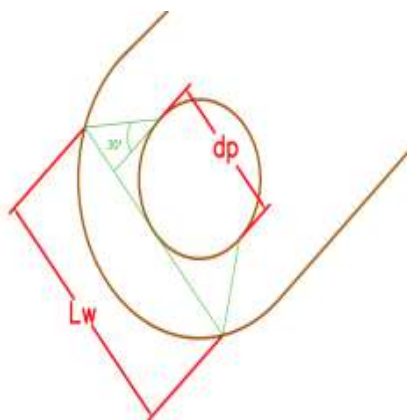
$$F_{nv} = \begin{array}{|l|l|} \hline & 4783.8 \\ \hline \end{array} \text{ Kg/cm}^2$$

$$n^{\circ} \text{ pc} = \begin{array}{|l|l|} \hline & 2 \\ \hline \end{array}$$

$$d_p \geq \sqrt{\frac{4 * P_u}{\pi * n^{\circ} * \phi_v * F_{nv}}}$$

$$d_{pmin} = \begin{array}{|l|l|} \hline & 5.45 \\ \hline \end{array} \text{ cm} = \begin{array}{|l|l|} \hline & 2.15 \\ \hline \end{array} \text{ in}$$

$$\text{Tomamos } d_p = \begin{array}{|l|l|} \hline & 4 \\ \hline \end{array} \text{ in} = \begin{array}{|l|l|} \hline & 10.16 \\ \hline \end{array} \text{ cm}$$



TRACCIÓN EN LA CARTELA

$$l_w = d_p + 2 * \left(\frac{d_p}{2}\right) * \tan(30^{\circ})$$

$$\phi = 0.9$$

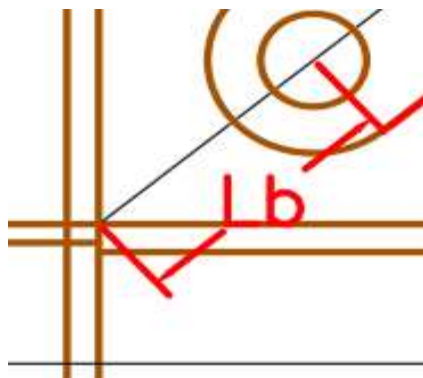
$$l_w = 16.03 \text{ cm}$$

$$t_{pmin} = \begin{array}{|l|l|} \hline & 4.58 \\ \hline \end{array} \text{ cm}$$

$$t_{pmin} \geq \frac{P_u}{\phi * f_y * l_w}$$

$$\text{Tomamos } t_p = \begin{array}{|l|l|} \hline & 6 \\ \hline \end{array} \text{ cm}$$

$$A_w = \begin{array}{|l|l|} \hline & 96.2 \\ \hline \end{array} \text{ cm}^2$$



COMPRESIÓN EN LA CARTELA

$$r = \frac{t_p}{\sqrt{12}}$$

$$E = \begin{array}{|l|l|} \hline & 2000000 \\ \hline \end{array} \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = \begin{array}{|l|l|} \hline & 0.6 \\ \hline \end{array}$$

$$l_b = \begin{array}{|l|l|} \hline & 10 \\ \hline \end{array} \text{ cm}$$

$$r = \boxed{1.73} \text{ cm}$$

Esfuerzo de pandeo Elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l_b}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 1639346.627 \text{ Kg}$$

Se realiza la comparación

$$K * l_b / r = \mathbf{3.47} < 4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \mathbf{132.43}$$

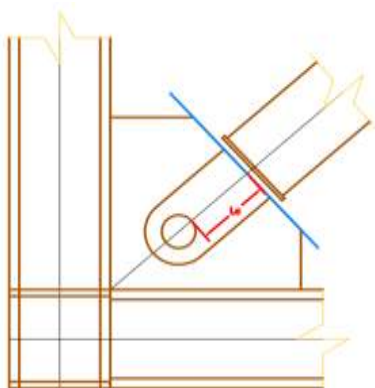
$$K * \frac{l_b}{r} \left\{ \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow F_{cr} = (0.658)^{f_y/f_e} * f_y \right.$$

$$F_{cr} = \boxed{2528.4} \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\phi * R_n = \phi * F_{cr} * A_w \geq P_u$$

$$218.91 \text{ Tonf} \geq 167.15 \text{ Tnf} \quad \mathbf{Cumple!}$$

APLASTAMIENTO Y DESGARRE DE LA CARTELA



$$l_c = \boxed{10} \text{ cm}$$

$$f_u = \mathbf{4080} \text{ Kgf/cm}^2$$

$$R_{n1} = 293.76 \text{ Tonnef}$$

$$R_{n2} = 596.92032 \text{ Tonnef}$$

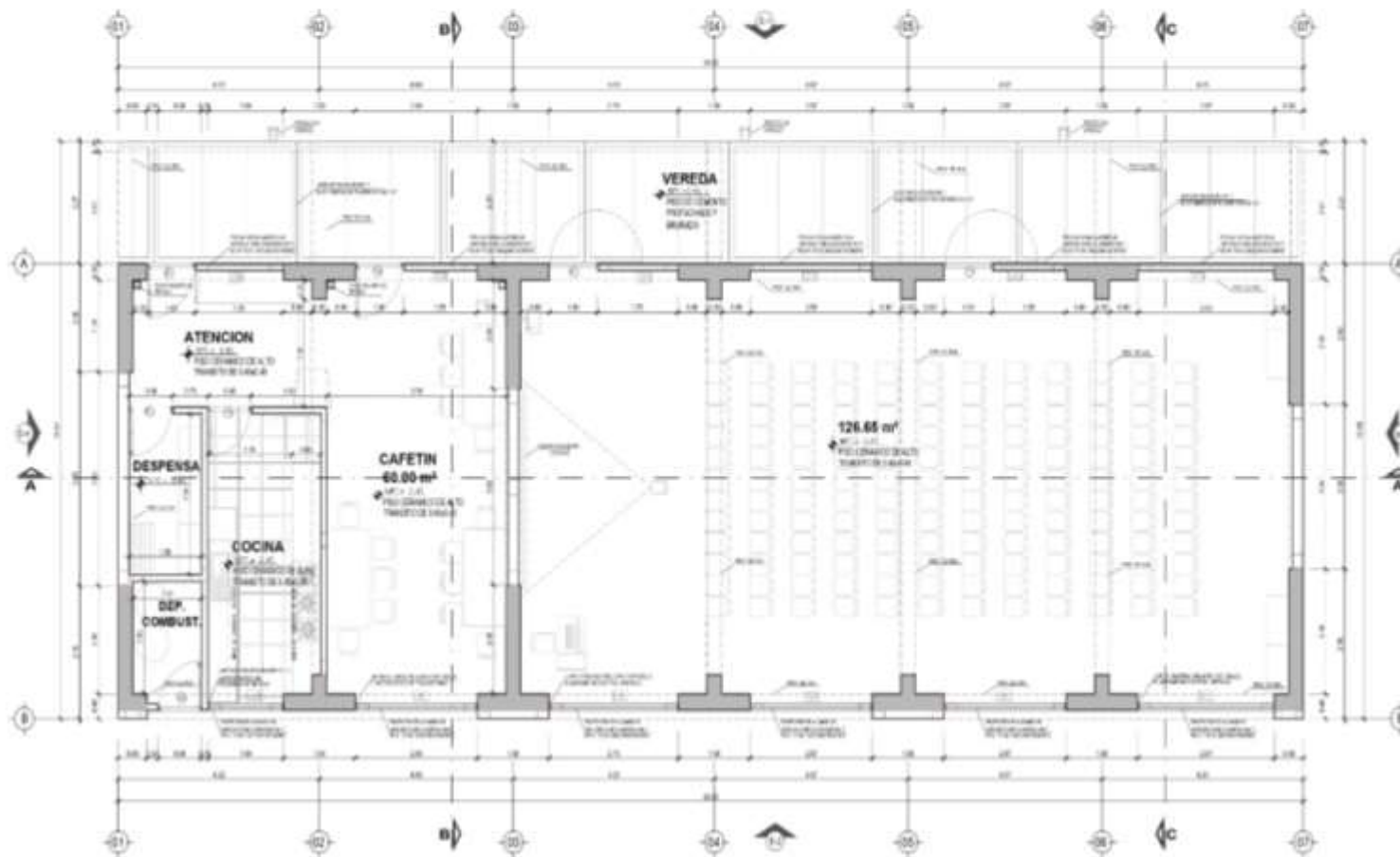
$$\phi_v * R_n = \phi_v * \min \left\{ \begin{array}{l} R_{n1} \\ R_{n2} \end{array} \right. \geq P_u$$

$$\phi_v * R_n = 220.32 > 167.15 \text{ Tnf} \quad \mathbf{Cumple!}$$

Resumen:

	dp	Tr (cm)	Lb(cm)	Lc (cm)
Nivel 4	4 in	6	10	8
Nivel 3	4 in	6	10	10
Nivel 2	3 in	5	10	8
Nivel 1	4 in	6	10	10

PLANOS DE ARQUITECTURA
MODULO 01

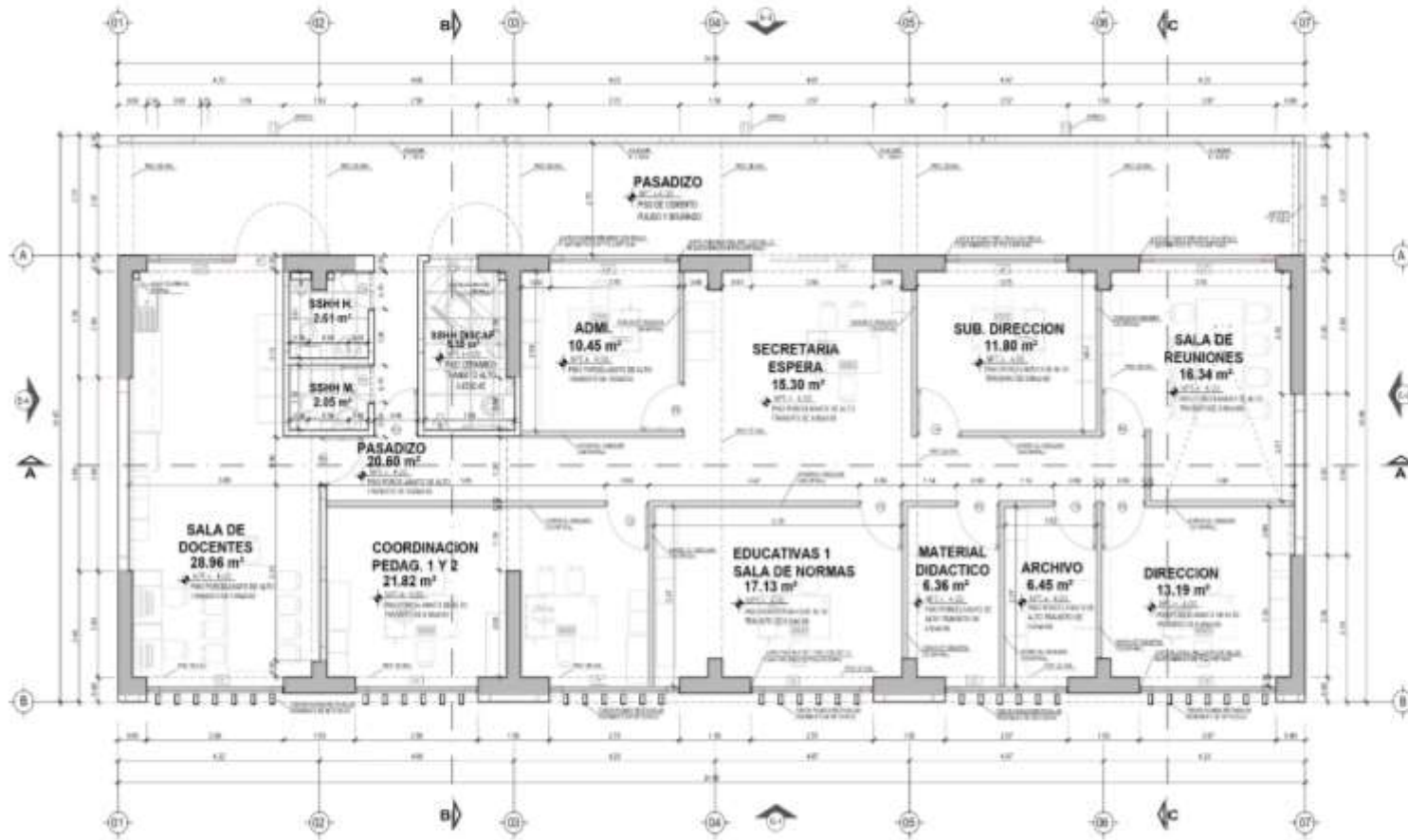


PLANTA 1° NIVEL
 ESCALA: 1:50

CUADRO DE PUERTAS		
USO	TAM. (ANCHO x ALTO)	UBICACIONES
PUERTAS	01 - 1.10 x 2.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	02 - 1.10 x 2.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	03 - 1.10 x 2.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	04 - 1.10 x 2.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	05 - 1.10 x 2.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO

CUADRO DE MAMPARAS		
USO	TAM. (ANCHO x ALTO)	UBICACIONES
PUERTAS	01 - 1.10 x 2.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO

CUADRO DE VENTANAS		
USO	TAM. (ANCHO x ALTO) (M ²)	UBICACIONES
VENTANAS	01 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	02 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	03 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	04 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	05 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	06 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	07 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	08 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	09 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	10 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	11 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	12 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	13 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	14 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	15 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	16 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	17 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	18 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	19 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	20 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	21 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	22 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	23 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO
	24 - 1.10 x 1.10	UBICACIONES INDICADAS EN EL PLANO



PLANTA 2° NIVEL
ESCALA: 1/50

CUADRO DE VAMOS / PUERTAS		
COD	COM (ANCHO ALTO)	OBSERVACIONES
01	1.00 1.80	PUERTA COMUNICACION INTERIORES
02	1.00 1.80	PUERTA COMUNICACION INTERIORES
03	1.00 1.80	PUERTA COMUNICACION INTERIORES
04	1.00 1.80	PUERTA COMUNICACION INTERIORES
05	1.00 1.80	PUERTA COMUNICACION INTERIORES
06	1.00 1.80	PUERTA COMUNICACION INTERIORES

CUADRO DE BARRANAS		
COD	COM (ANCHO ALTO)	OBSERVACIONES
01	1.00 1.80	BARRANA COMUNICACION INTERIORES

CUADRO DE VAMOS / VENTANAS		
COD	COM (ANCHO ALTO) ALT	OBSERVACIONES
01	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
02	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
03	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
04	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
05	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
06	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
07	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
08	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
09	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
10	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
11	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
12	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
13	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
14	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
15	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
16	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
17	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
18	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
19	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
20	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
21	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
22	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
23	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
24	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
25	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
26	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
27	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
28	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
29	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES
30	1.00 1.80 2.10	VENTANA COMUNICACION INTERIORES

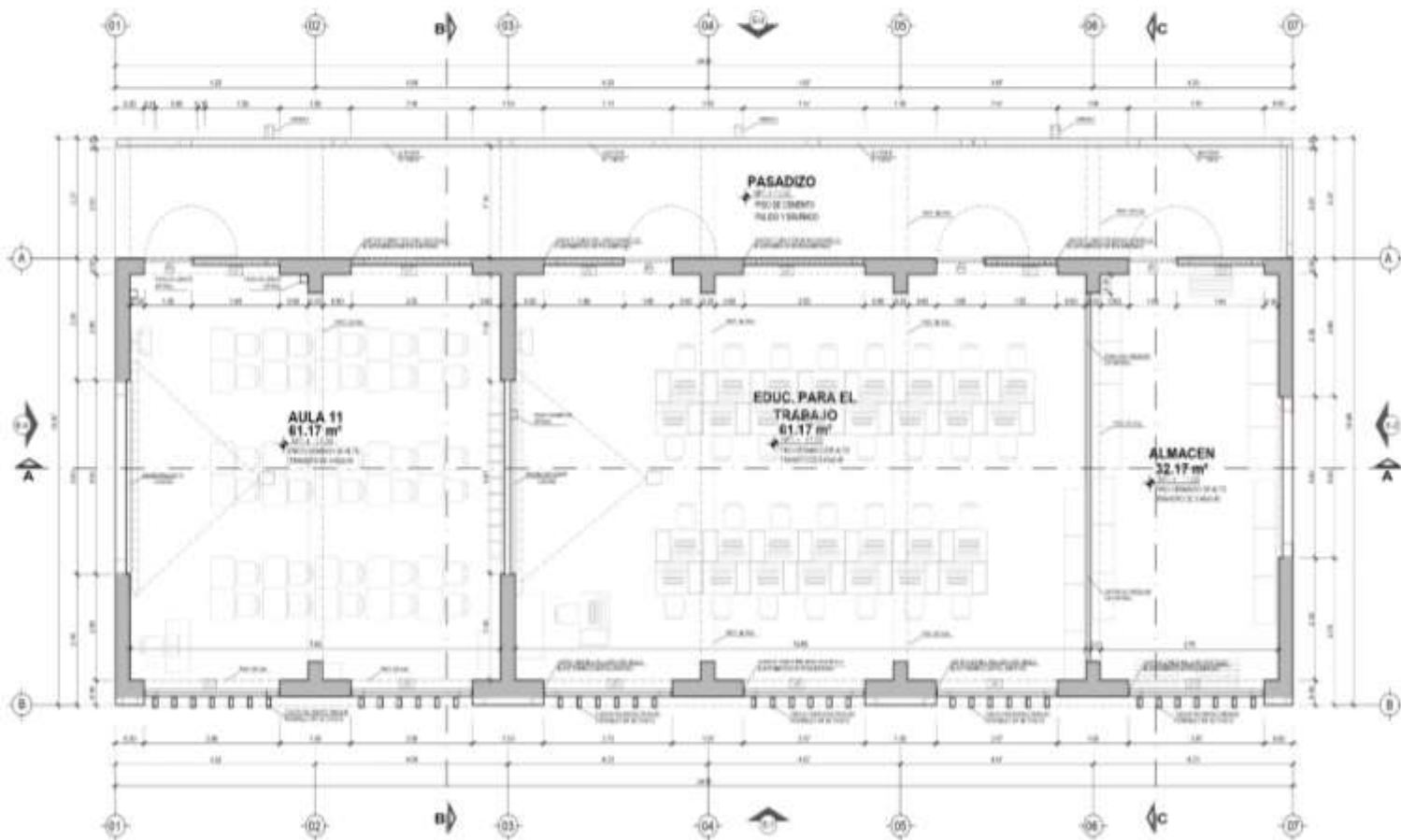

GOBIERNO REGIONAL DE LAMBAYEQUE
GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA

SUBDIRECCION DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA REGION LAMBAYEQUE, DISTRITO DE CHILCAYO, PROVINCIA DE CHILCAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE
 1/50

DESARROLLO PLANTA 2° NIVEL - BLOQUE 1
JULIO 2023

ARQUITECTURA
 A-09

ING. PERCY JAVIER VERA SANDOVAL
 001 2023



PLANTA 4° NIVEL
ESCALA : 1/50

CUADRO DE VANDOS / PUERTAS			
PUEBLAS	DOO TANTO ALTO		DESCRIPCIONES
	01	02	03
04	05	06	PUERTA COMUNICACION PASADIZO EDUC. PARA EL TRABAJO
07	08	09	PUERTA COMUNICACION PASADIZO AULA 11
10	11	12	PUERTA COMUNICACION PASADIZO ALMACEN

CUADRO DE MAMPARAS			
PUEBLAS	DOO TANTO ALTO		DESCRIPCIONES
	01	02	03

CUADRO DE VANDOS / VENTANAS			
PUEBLAS	DOO TANTO ALTO		DESCRIPCIONES
	01	02	03
04	05	06	VENTANA COMUNICACION PASADIZO EDUC. PARA EL TRABAJO
07	08	09	VENTANA COMUNICACION PASADIZO AULA 11
10	11	12	VENTANA COMUNICACION PASADIZO ALMACEN


GOBIERNO REGIONAL DE LAMBAYEQUE

GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA
 UNIDAD DE ASISTENCIA TECNICA Y SUPERVISION

RECTORADO DEL SISTEMA EDUCATIVO DE LA U. TECNICA LAMBAYEQUE, DISTRITO DE CHILAYO, PROVINCIA DE CHILAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE

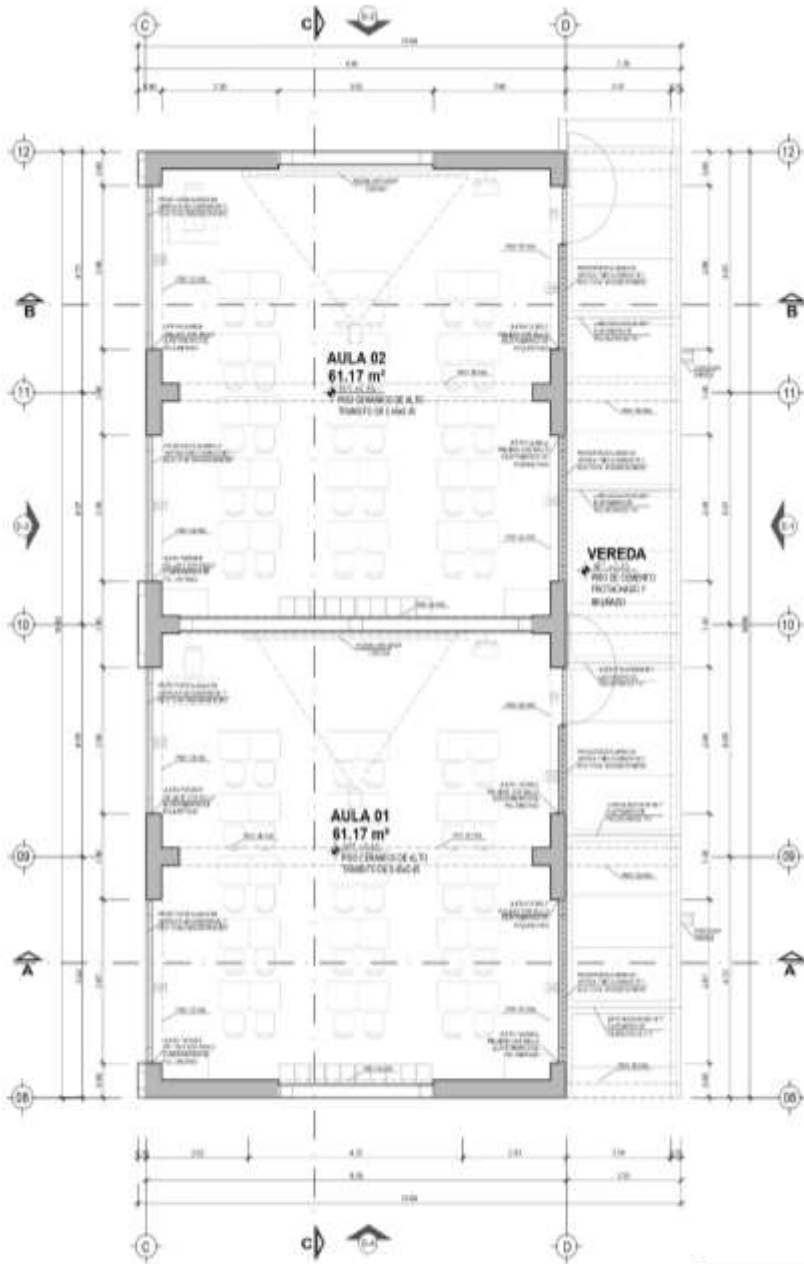
DESARROLLO PLANTA 4° NIVEL - BLOQUE 1

ESCALA: 1/50
 FECHA: JUNIO 2023

DISCIPLINA: ARQUITECTURA
 INGENIERO: ING. PERCY JAVIER VERA DAMASCAN
 TITULO: CAP. 20-01

A-11

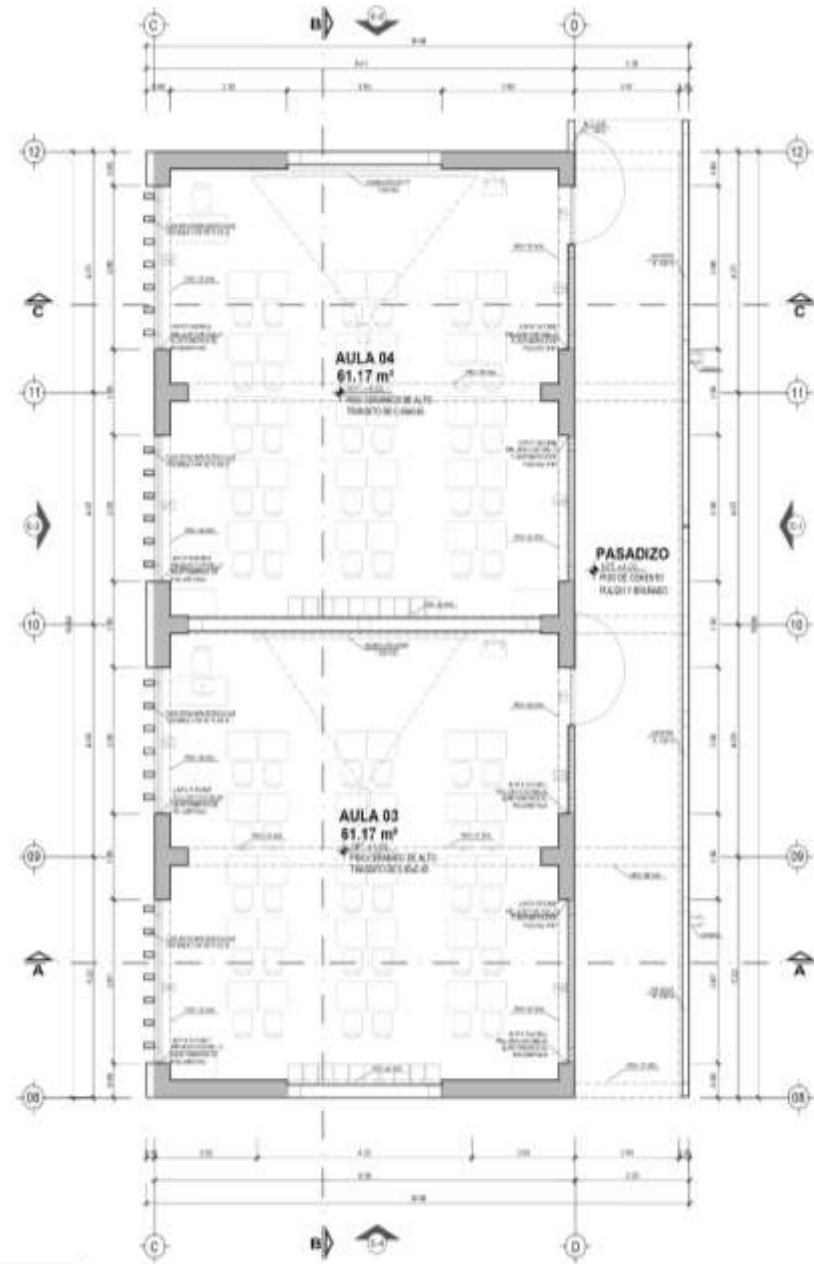
PLANOS DE ARQUITECTURA
MODULO 02



PLANTA TÍPICA 1º NIVEL
ESCALA : 1/50

CUADRO DE VAMOS / PUERTAS			
NO.	CANT. VAMOS	N.T.O.	OBSERVACIONES
1	1	1	1

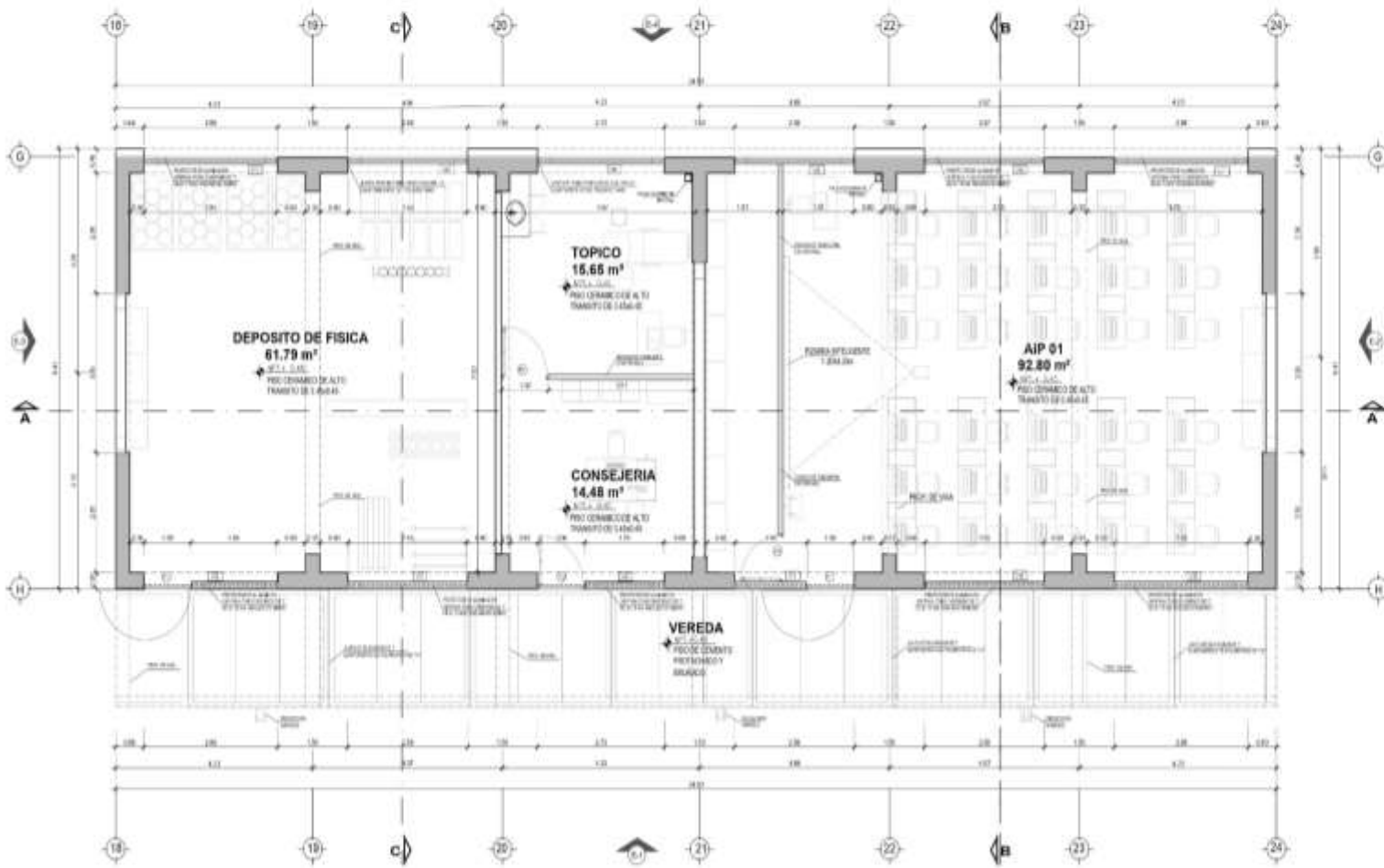
CUADRO DE VAMOS / VENTANAS				
NO.	CANT. VAMOS	N.T.O.	A.P.	OBSERVACIONES
1	1	1	1	
2	1	1	1	
3	1	1	1	
4	1	1	1	
5	1	1	1	
6	1	1	1	
7	1	1	1	
8	1	1	1	
9	1	1	1	
10	1	1	1	
11	1	1	1	
12	1	1	1	
13	1	1	1	
14	1	1	1	
15	1	1	1	
16	1	1	1	
17	1	1	1	
18	1	1	1	
19	1	1	1	
20	1	1	1	
21	1	1	1	
22	1	1	1	
23	1	1	1	
24	1	1	1	
25	1	1	1	
26	1	1	1	
27	1	1	1	
28	1	1	1	
29	1	1	1	
30	1	1	1	
31	1	1	1	
32	1	1	1	
33	1	1	1	
34	1	1	1	
35	1	1	1	
36	1	1	1	
37	1	1	1	
38	1	1	1	
39	1	1	1	
40	1	1	1	
41	1	1	1	
42	1	1	1	
43	1	1	1	
44	1	1	1	
45	1	1	1	
46	1	1	1	
47	1	1	1	
48	1	1	1	
49	1	1	1	
50	1	1	1	
51	1	1	1	
52	1	1	1	
53	1	1	1	
54	1	1	1	
55	1	1	1	
56	1	1	1	
57	1	1	1	
58	1	1	1	
59	1	1	1	
60	1	1	1	
61	1	1	1	
62	1	1	1	
63	1	1	1	
64	1	1	1	
65	1	1	1	
66	1	1	1	
67	1	1	1	
68	1	1	1	
69	1	1	1	
70	1	1	1	
71	1	1	1	
72	1	1	1	
73	1	1	1	
74	1	1	1	
75	1	1	1	
76	1	1	1	
77	1	1	1	
78	1	1	1	
79	1	1	1	
80	1	1	1	
81	1	1	1	
82	1	1	1	
83	1	1	1	
84	1	1	1	
85	1	1	1	
86	1	1	1	
87	1	1	1	
88	1	1	1	
89	1	1	1	
90	1	1	1	
91	1	1	1	
92	1	1	1	
93	1	1	1	
94	1	1	1	
95	1	1	1	
96	1	1	1	
97	1	1	1	
98	1	1	1	
99	1	1	1	
100	1	1	1	



PLANTA 2º NIVEL
ESCALA : 1/50

	GOBIERNO REGIONAL DE LAMBAYEQUE GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA <small>DIRECCION DE INGENIERIA Y MONITOREO TECNICO</small>	1/50 28.10.2021
	DESARROLLO PLANTA 1º Y 2º NIVEL - BLOQUE 2	1/50 28.10.2021
ARQUITECTURA		
ANCL PERCY JAVIER VERA SANDOVAL <small>PROYECTO</small>		
LAMBAYEQUE		

PLANOS DE ARQUITECTURA
(MODULO 03)



PLANTA 1° NIVEL
ESCALA : 1/50

CUADRO DE VANDOS / PUERTAS

PUERTAS	COORD.	CANT.	ANCHO	ALTO	ALF.	OBSERVACIONES
P1	10	10	2.10	2.10	0.00	PUERTA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
P2	10	10	2.10	2.10	0.00	PUERTA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
P3	10	10	2.10	2.10	0.00	PUERTA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES

CUADRO DE VANDOS / VENTANAS

VENTANAS	COORD.	CANT.	ANCHO	ALTO	ALF.	OBSERVACIONES
V1	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V2	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V3	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V4	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V5	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V6	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V7	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V8	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V9	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V10	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V11	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V12	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V13	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V14	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V15	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V16	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V17	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V18	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V19	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES
V20	10	10	2.10	2.10	0.00	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO DE SERVIDORES

GOBIERNO REGIONAL DE LAMBAYEQUE
GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA
DIRECCION DE OBRAS Y SERVICIOS DE INGENIERIA

PROYECTO: DESARROLLO DEL SERVIDOR CENTRAL EN LA I.E. PEDRINI VILLARREAL, DISTRITO DE CHILAYTA, PROVINCIA DE CHILAYTA, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

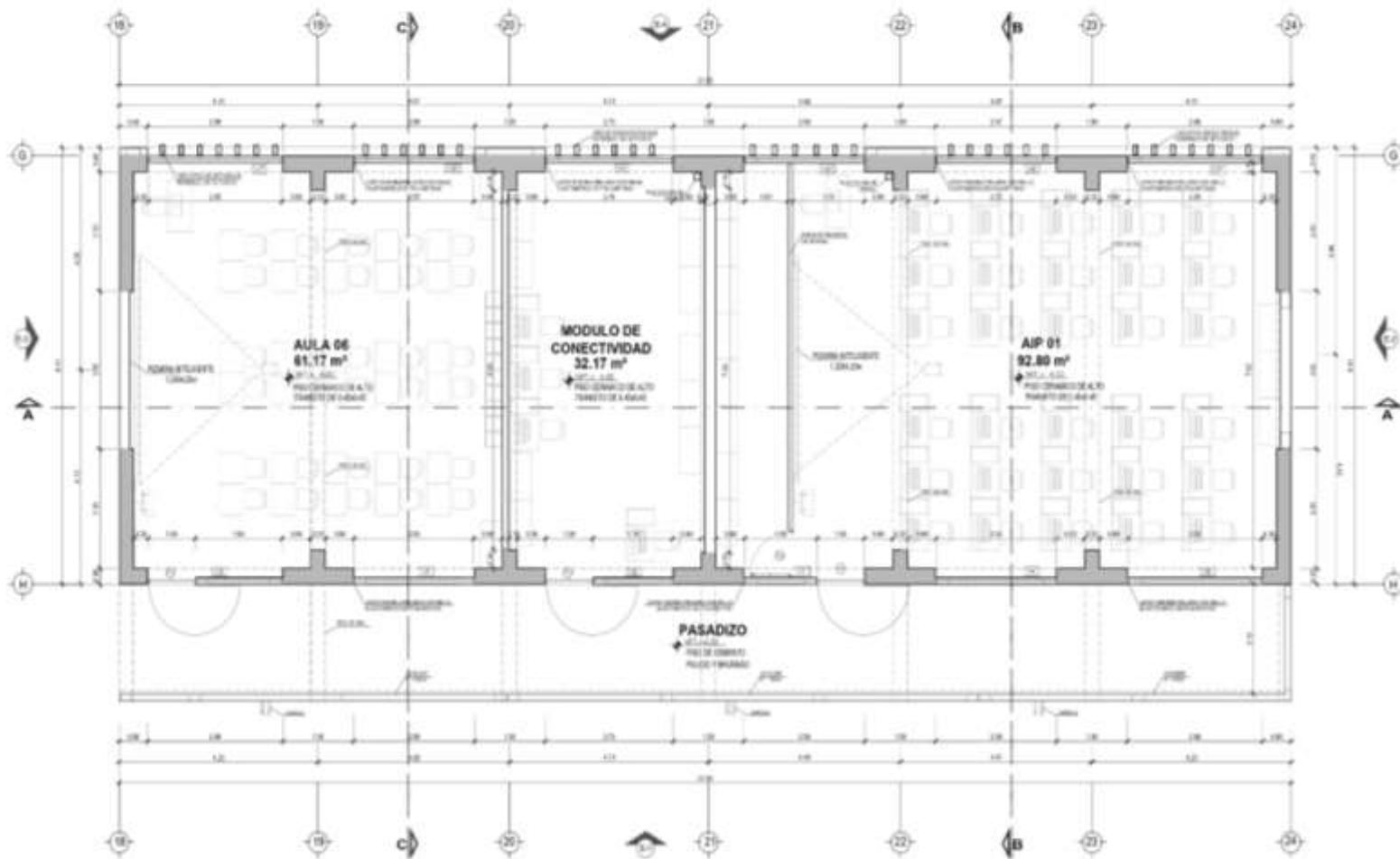
FECHA: 15/01/2021

PROYECTO: DESARROLLO PLANTA 1° NIVEL - BLOQUE 4

PROYECTISTA: ING. PERCY JAVIER VERA SANDICANG

ESCALA: 1/50

A-34



PLANTA 2º NIVEL
ESCALA: 1/50

CUADRO DE VANDOS / PUERTAS		
PUERTA	DESCRIPCIÓN	UBICACIONES
P-01	PUERTA DE ACCESO AL PASADIZO	...
P-02	PUERTA DE ACCESO AL PASADIZO	...
P-03	PUERTA DE ACCESO AL PASADIZO	...

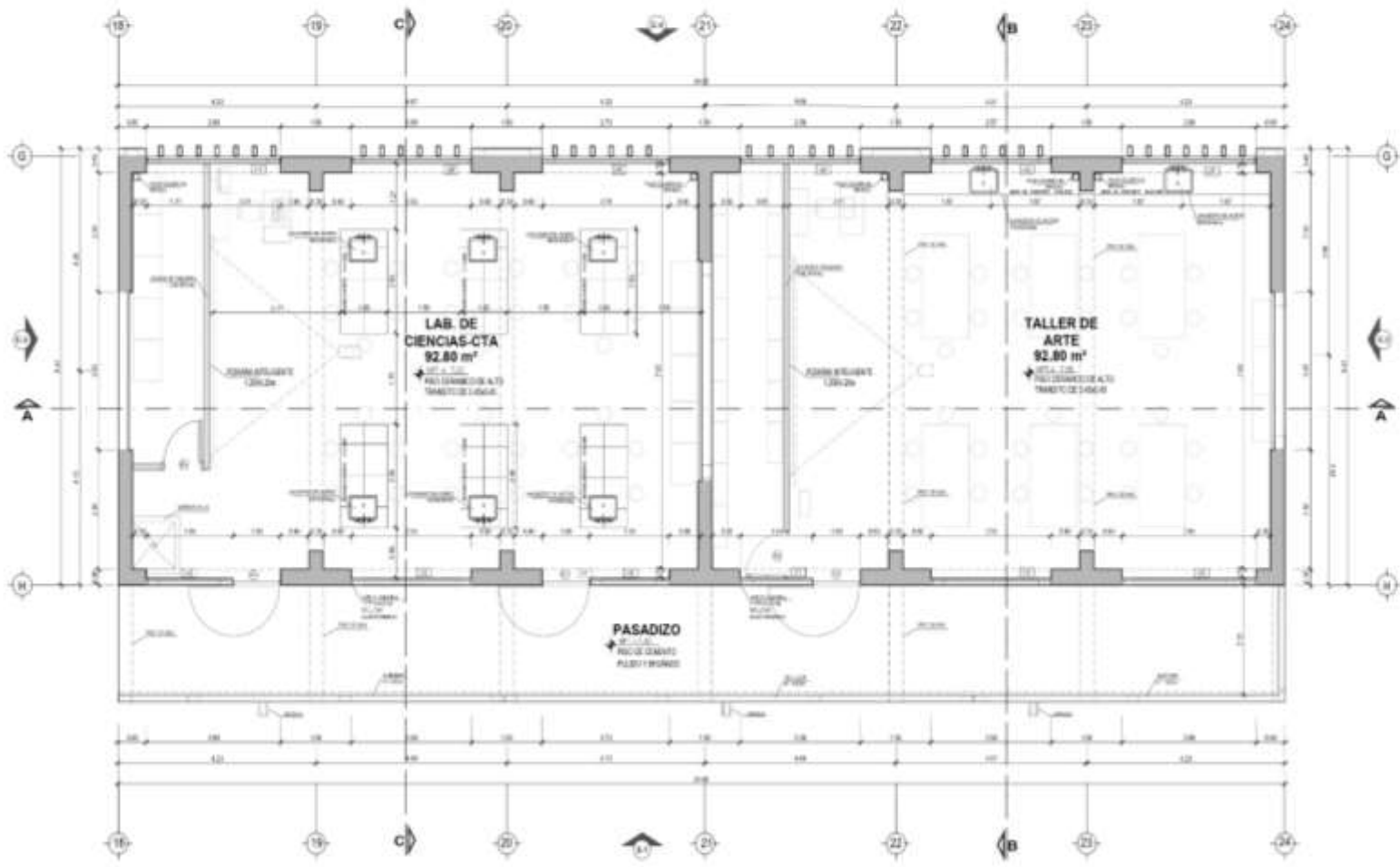
CUADRO DE VANDOS / VENTANAS		
VENTANA	DESCRIPCIÓN	UBICACIONES
V-01	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO	...
V-02	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO	...
V-03	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO	...

GOBIERNO REGIONAL DE LAMBAYEQUE
GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA
DIRECCION DE PROYECTOS DE INICIATIVA DE INVERSIÓN PRIVADA

DESARROLLO PLANTA 2º NIVEL - BLOQUE 4

ARQUITECTURA
ING. PERCY JAVIER VERA SANCHEZ

1/50
JULIO 2023
A-35

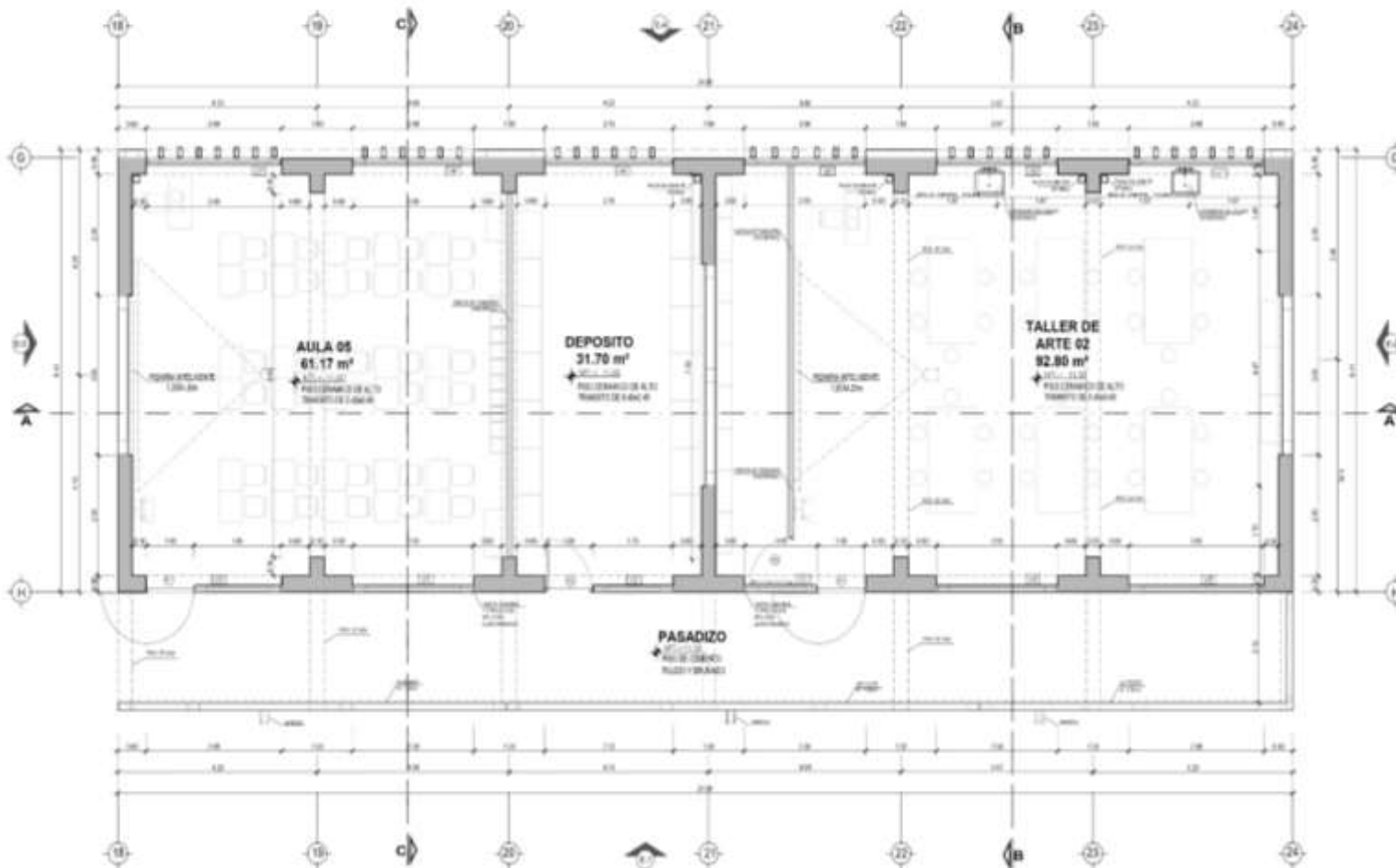


CUADRO DE VANDOS / PUERTAS			
PUERTAS	COG	CANT. BANCOS AL TO	UBICACIONES
18	18	1/2	LABORATORIO DE CIENCIAS-CTA
19	19	1/2	LABORATORIO DE CIENCIAS-CTA
20	20	1/2	LABORATORIO DE CIENCIAS-CTA
21	21	1/2	LABORATORIO DE CIENCIAS-CTA
22	22	1/2	LABORATORIO DE CIENCIAS-CTA
23	23	1/2	LABORATORIO DE CIENCIAS-CTA
24	24	1/2	LABORATORIO DE CIENCIAS-CTA

CUADRO DE VANDOS / VENTANAS			
VENTANAS	COG	CANT. BANCOS ALTO ALTO	UBICACIONES
18	18	1/2	LABORATORIO DE CIENCIAS-CTA
19	19	1/2	LABORATORIO DE CIENCIAS-CTA
20	20	1/2	LABORATORIO DE CIENCIAS-CTA
21	21	1/2	LABORATORIO DE CIENCIAS-CTA
22	22	1/2	LABORATORIO DE CIENCIAS-CTA
23	23	1/2	LABORATORIO DE CIENCIAS-CTA
24	24	1/2	LABORATORIO DE CIENCIAS-CTA

PLANTA 3° NIVEL
ESCALA : 1/50

GOBIERNO REGIONAL DE LAMBAYEQUE	GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA <small>UNIDAD DE INGENIERIA Y SUPERVISION TECNICA</small>	
	<small>MANIFIESTO DEL SERVIDOR PÚBLICO EN LA U.E. PEDRO DE LARREA, DISTRITO DE CHILATE, PROVINCIA DE CHILATE, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE</small>	
DESARROLLO PLANTA 3° NIVEL - BLOQUE 4		AÑO 2023
ARQUITECTURA ING. PABLO JAVIER VERA SANDOVAL		A-36
<small>UNIVERSIDAD NACIONAL DE LAMBAYEQUE</small>		



PLANTA 4° NIVEL
ESCALA : 1:50

CUADRO DE VANDOS / PUERTAS				
PUERTAS	DES	UNID	ALTO	INDICACIONES
1	14	1	2.10	PUERTA DE ACCESO AL PASADIZO
2	15	1	2.10	PUERTA DE ACCESO AL PASADIZO
3	16	1	2.10	PUERTA DE ACCESO AL PASADIZO

CUADRO DE VANDOS / VENTANAS					
VENTANAS	DES	UNID	ALTO	ALD	INDICACIONES
1	14	1	1.50	1.50	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO
2	15	1	1.50	1.50	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO
3	16	1	1.50	1.50	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO
4	17	1	1.50	1.50	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO
5	18	1	1.50	1.50	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO
6	19	1	1.50	1.50	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO
7	20	1	1.50	1.50	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO
8	21	1	1.50	1.50	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO
9	22	1	1.50	1.50	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO
10	23	1	1.50	1.50	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO
11	24	1	1.50	1.50	VENTANA DE ACCESO AL PASADIZO

GOBIERNO REGIONAL DE LAMBAYEQUE GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA <small>OFICINA DE ESTUDIOS E INGENIERIA TECNICA</small>	150 1501
	DESARROLLO PLANTA 4° NIVEL - BLOQUE 4
ARQUITECTURA ING. PERCY JAVIER VERA SANDOVAL	A-37